

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
CHARCHAR, COMMUNE DE HADJADJ
(W.MOSTAGANEM)**

PRESENTE PAR :

SEDRATI Chafik

Devant les membres du jury

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

Septembre – 2018

Dédicace

Avant tous je veux dire : « Merci Mon Dieu et Hmdou lilah »

Je tien tout d'abord à dédier ce modeste travail à mes

Très chers parent

*Ma chère mère qui m'a protégé pendant toute ma vie, et qui a
fait tout pour que je devienne ce que je suis.*

Merci Ma très chère mère

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

Merci Mon très chère père

Une spéciale dédicace pour :

Mon frère et mes soeurs : Moutaz, fayaz, wafia, hania, farah

Je le dédie également à mes vifs remerciements à ma promotrice

M^{me} CH.SALHI

A tous ma grand famille SEDRATI

*Je dédie également ce travail à tous la promotion 2017/2018 sans
exception*

*Tous les enseignants de 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...*

C/SEDARATI

Remerciements

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Je tiens encore une fois à remercier mes chers parents pour leur aide, soutien, confiance, encouragement et Sacrifices.

Mes remerciements s'adressent aussi à ma famille qui me soutient et m'encourage dans tous mes projets.

Je remercie également ma promotrice madame CH.SALHI, pour sa disponibilité tout d'abord, ainsi que l'assistance et l'aide dont j'ai bénéficié.

Je tiens aussi à remercier mes professeurs pour leur enseignement et leurs conseils.

Finalement je remercie toute ma famille, mes amis et toute personne qui a contribué de près ou de loin au parachèvement de ce modeste travail.

ملخص :

في إطار ترقية الاستراتيجيات الوطنية وتعبئة الموارد المائية لقطاع المياه، تسعى الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات لإنشاء السدود والحوجز المائية لتغطية الحاجيات من المياه، وذلك من أجل تخزين المياه السطحية وتوجيهها نحو الاستعمال في سقي الأراضي الفلاحية، لذلك قمنا في مذكرتنا بالدراسة إنجاز سد صغير على واد شرشار ببلدية حجاج ولاية مستغانم، باعتبار إنشاء هذا السد سيسمح بسقي الأراضي الفلاحية المجاورة والتي تقدر بـ 18 هكتار.

ومن أجل هذا يجب التحقق من الشروط الجيولوجية، الهيدرولوجية والطبوغرافية، ثم نقوم باختيار وحساب النموذج من أجل ضمان الاستغلال الآمن للسد طول فترة الخدمة، أما فيما يتعلق بالإنجاز الأنسب للسد وكذلك المنشآت الملحقة به، قمنا بشرح معمق ودقيق يضم مختلف أطوار مراحل الإنجاز.

الكلمات المفتاحية: المياه، سد، واد، شرشار، سقي، إنجاز.

Résumé :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de promotion du secteur hydraulique qui consiste en la mobilisation de la ressource en eau, l'Agence Nationale des Barrages et Transfert (ANBT) a développé une politique de réalisation des barrages et retenues collinaires, pour mobilisation l'eau de surface afin de l'exploiter de manière optimale et rationnelle pour l'irrigation des surfaces Agricoles. Dans ce travail, nous avons étudié la réalisation d'un petit barrage sur l'oued Charchar dans la commune de Hadjadj, W.Mostaganem. La réalisation de ce barrage va permettre d'irriguer une surface agricole avoisinante de presque 18 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.

Mots clés : Eau, Barrage, Oued, Charchar, Irrigation, Réalisation

Abstract :

As o-part of the national strategy for water sector promotion, which consists of the mobilization of water resources, the National Agency for Dams and Transfer (ANBT) has developed a policy for the construction of dams and earth dams, to store usler in order to exploit it optimally and rationally for agricultural irrigation. In this work we studied the realization of a small dam on the Charchar wadi in the municipality of Hadjadj, city of Mostaganem. The construction of this dam will irrigate a must an 18 ha neighboring agricultural area.

For this we verified if that the geological, hydrological and topographic conditions are favorable. Then we calculte and chose the appropriate dam model and the of access ary work that will ensure safety operation and good functioning of the dam. For the realization we elaborated an explanatory note containing the different stages of calculation.

Key words : water, Dam, Wadi, Charchar, Irrigate, realization

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	20
----------------------------	----

Chapitre I : SITUATION ET DESCRIPTION DE SITE D'ETUDE

INTRODUCTION	22
I.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'ETUDE	22
I.1.1 Wilaya de Mostaganem.....	22
I.1.2 Commune de Hadjadj	23
I.1.3 Emplacement du site	24
I.1.4 Caractéristiques morphologiques du site	25
CONCLUSION.....	26

Chapitre II : ETUDES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES

INTRODUCTION	27
II.1 RAPPELS METHODOLOGIQUES.....	27
II.2 GEOLOGIE REGIONALE.....	27
II.3 STRATIGRAPHIE REGIONALE.....	28
II.3.1 Géologie du bassin versant	29
II.3.2 Géologie du site	31
II.4 RECONNAISSANCE GEOMORPHOLOGIQUE.....	32
II.5 RECONNAISSANCE GEOPHYSIQUE.....	33
II.5.1 Programme pour la prospection géophysique	33
II.5.2 Traitement.....	33
II.5.3 Interprétation	35
II.6 REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES	35
II.7 RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE.....	37
II.7.1 Prélèvement d'échantillon de sols au niveau des zones d'emprunts	37
II.7.2 Programme pour les analyses de laboratoire	38
II.7.3 Fondation de la digue	41
CONCLUSIONS.....	43

Chapitre III : ETUDES HYDROLOGIQUE

INTRODUCTION	44
III.1 CARACTERISTIQUES GENERALES	44
III.1.1 Caractéristiques morphologiques du bassin versant.....	44
III.1.2 Paramètres de relief	47
III.1.2.1 Altitude moyenne du bassin versant	49
III.1.3 Les Indices.....	51
III.1.4 Caractéristique hydrographique de bassin versant.....	53
III.2 CARACTERISTIQUES CLIMATIQUE DU BASSIN VERSANT	58
III.2.1 Température	58
III.2.2 Vitesse du vent	59
III.2.3 Evaporation	59
III.3.1 Pluies moyennes annuelles.....	59
III 3.2 Précipitations maximales journalières.....	61
III 3.3 Ajustement des pluies maximales journalières	61
III 3.4 Choix de la loi d'ajustement.....	62
III.3.5 Pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	63
III.4 ETUDE DES APPORTS	67
III.4.1 Apport moyen interannuel.....	67
III.4.2 Répartition mensuelle des apports.....	68
III.4.3 Caractéristiques de l'écoulement	69
III.4.4 Apports fréquentiels	70
III.4.5 Apport solide et détermination du volume mort	72
III.5 ETUDE DES CRUES	74
III.5.1 Détermination des débits maximum fréquentiels par les formules empiriques	74
III.5.2 Caractéristiques de la crue.....	76
III.5.3 Choix de la crue de projet	77
III.6 REGULARISATION DE L'ECOULEMENT	78
III.6.1 Répartition des besoins.....	78
III.6.2 Courbes « Hauteurs –Capacités –Surface »	79
III.6.3 Volume utile.....	81
III.7 LAMINAGE DES CRUES	89
III.8 ETUDE D'OPTIMISATION.....	96
III.8.1 La revanche	96

III.8.2 Tassement.....	96
III.8.4 Calcul des coûts.....	98
III.8.4.1 Calcul de la digue	98
III.8.4.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues.....	100
III.8.4.3 Le coût total.....	101
CONCLUSION.....	102

Chapitre IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

INTRODUCTION	105
IV.1 CRITÈRE À PRENDRE POUR L'EMPLACEMENT DE L'AXE DU RETENUE	105
IV.2 CHOIX DU TYPE DE LA RETENUE.....	105
IV.3 LES VARIANTES À CHOISIR.....	106
a. Barrage Homogène	106
b. Barrage zoné	106
c. Digue e en enrochement à masque amont.....	107
IV.5 DIMENSIONS GÉNÉRALES DE LA RETENUE	108
IV.5.1 Hauteur de la digue	108
IV.5.2 Largeur en crête	108
IV.5.3 Longueur en crête.....	108
IV.5.4 Pentes des talus	108
IV.5.5 Revêtement de la crête et des talus de la digue.....	109
IV.6 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE	110
IV.7 ETANCHÉITÉ DE LA RETENUE.....	110
IV.7.1 Noyau	110
IV.7.1.2 Dimensionnements du noyau	110
IV.7.2 Les drains	112
IV.7.3 Les Filtres.....	113
IV.8 ETANCHÉITÉ DE LA FONDATION	114
IV.9 ETUDE TECHNICO-ÉCONOMIQUE.....	114
CONCLUSION.....	117

Chapitre V : ETUDE DE LA VARIANTE CHOISIE

INTRODUCTION	119
V.1 DETAIL CONSTRUCTIF DU BARRAGE	119
V.2 PROTECTION DES TALUS	119
V.2.1 Talus aval	119
V.2.2 Talus amont	120
V.3 PROTECTION DE LA CRETE	120
V.4. ETANCHEITE DE LA FONDATION	120
V.5. DISPOSITIF DE DRAINAGE DU REMBLAI	121
V.5.1.Drain prisme	121
V.5.2.Drain tapis	121
V.5.3. Drain incliné	121
V.6 CALCUL DES FILTRES	121
V.7 ETUDE DES INFILTRATIONS	125
V.7.1 Objectif de calcul d'infiltration	125
V.7.2 Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre....	125
V.7.3 Positionnement de la ligne de saturation	125
V.7.2 Débit d'infiltration.....	127
V.8 ETUDE DE STABILITE	131
V.8.1 méthode de FELLENIUS	131
V.8.2 Détermination de la zone des cercles critiques	132
V.8.3 Forces agissant sur une tranche	133
V.8.5 présentation de GEOSTUDIO	137
V.8.6 Étude de stabilité du barrage avec logiciel geostudio	138
CONCLUSION	147

Chapitre VI : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

INTRODUCTION	149
VI.1 EVACUATEUR DE CRUES	149
VI.1.1 Différents types d'évacuateurs de crue	149
VI.2 DIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUE.....	151
VI.2.1 Canal d'approche	152

VI.2.2 Le déversoir.....	153
VI.2.3 Chenal d'écoulement	154
VI.2.4 convergeant	157
VI.2.5 Le coursier.....	158
VI.2.6 Dissipateur d'énergie	163
VI.2.6.4 Hauteur de seuil terminal	164
VI.2.7 Canal de restitution	165
VI.3 OUVRAGE DE VIDANGE	166
VI.3.1 Calcul du débit de vidange.....	167
VI.3.2 Calcul diamètre de la conduite de vidange de fond	167
VI.4 OUVRAGE DE PRISE D'EAU	170
VI.4.1 Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau	171
VI.4.2 Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre	171
VI.4.3 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite.....	172
CONCLUSION.....	173

Chapitre VII : Organisation de Chantier

INTRODUCTION	174
VII.1 ROLES ET RESPONSABILITES DES INTERVENANTS SUR CHANTIER. 174	
VII.1.1 Le maître de l'ouvrage.....	174
VII.1.2 Le maître d'oeuvre.....	175
VII.1.3 L'entrepreneur	175
VII.2 TRAVAUX PREPARATOIRES ET INSTALLATION DE L'ENTREPRISE... 175	
VII.2.1 Installations destinées au personnel.....	175
VII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux	175
VII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins	176
VII.2.4 Installation destinée pour la préfabrication.....	176
VII.3 LES MOYENS DU CHANTIER	176
VII.3.1 Les moyens humains.....	176
VII.3.2 Moyens matériels du chantier	176
VII.4 PLANIFICATION.....	179
VII.4.1 Définition.....	179
VII.4.2 Techniques de la planification	179

VII.5 DEVIS ESTIMATIF DU BARRAGE ET DES OUVRAGES ANNEXES.....	185
VII.6 LE COUT UNITAIRE DU METRE CUBE D’EAU.....	187
CONCLUSION.....	187

CHAPITRE VIII : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

INTRODUCTION	188
VIII.1 MATERIELS ET DISPOSITIFS DE SECURITE.....	188
VIII.2 LES CAUSES DES ACCIDENTS PENDANT LA CONSTRUCTION DE LA RETENUE ET LES OUVRAGES ANNEXES.....	189
VIII.2.1 Facteur matériel et facteur humain.....	189
VIII.2.2 Les mesures de prévention contre les accidents	190
VIII.4 LES TRAVAUX DE TERRASSEMENT.....	193
VIII.5 PLAN DE SECURITE ADAPTE AUX TRAVAUX DE REALISATION.....	194
CONCLUSION.....	196

CHAPITRE IX : ETUDE IMPACT DE PROJET SUR L’ENVIRONNEMENT

INTRODUCTION	198
IX.1 IDENTIFICATION DES PRINCIPAUX IMPACTS	198
IX.2 LES PRINCIPAUX INTERVENANTS DANS D’ETUDE IMPACT SUR L’ENVIRONNEMENT (I’EIE).....	199
IX.3 EVALUATIONS DES IMPACTS	199
IX.3.1 Evaluation des impacts du milieu physique.....	199
IX.3.2 Evaluation des impacts du milieu biologique	200
IX.3.3 Evaluation des impacts du milieu humain	200
IV.4 MESURES D’ATTENUATIONS	203
CONCLUSION.....	206
CONCLUSION GENERALE	207
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	208
Annexes	210

Liste des Tableaux

Tableau I.1 : Caractéristiques de la wilaya de Mostaganem.....	26
Tableau I.2 : Caractéristiques de la commune de Hadjadj.....	27
Tableau II.1 : Norme de Résistivités électriques mesurées à chaque matériau.....	40
Tableau II.2 : Coefficient d'accélération de zone.....	42
Tableau II.3 : Caractéristiques du prélèvement de la zone d'emprunt	43
Tableau II.4 : Résultats des essais de laboratoire	44
Tableau II.5 : État de saturation du matériau (selon Terzagui).....	44
Tableau II.6 : Classification des passants à 80 μm	45
Tableau II.7 : Valeurs typiques des limites d'Atterberg.....	45
Tableau II.8 : caractéristiques correspondant à diverses valeurs de perméabilité.....	46
Tableau II.9 : Résultats des essais de laboratoire (Valeurs moyennes).....	47
Tableau III.1 : Répartition en % de la surface élémentaire.....	53
Tableau III.2 : Longueurs des courbes de niveaux.....	55
Tableau III.3 : Calcule d'indice Roche.....	58
Tableau III.4 : Type de relief.....	58
Tableau III.5 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude.....	63
Tableau III.6 : Paramètres hydromorphométriques du bassin versant.....	63
Tableau III.7 : Répartition mensuelle de la température.....	64
Tableau III.8 : Répartition mensuelle de la vitesse du vent.....	65
Tableau III.9 : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	65
Tableau III.10 : Caractéristiques de la station pluviométrique.....	65
Tableau III.11 : Résultat du test de Wilcoxon.....	66
Tableau III.12 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations (1973-2012).....	67
Tableau III.13 : Caractéristiques empiriques de la série.....	67
Tableau III.14 : Résultat du test du Khi^2	69
Tableau III.15 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.....	70

Tableau III.16 : Pluies de courte durée et Intensité des pluies I0 (mm/h).....	71
Tableau III.17 : Récapitulatif des apports.....	72
Tableau III.18 : Répartition mensuelle des apports.....	74
Tableau III.19 : Les valeurs du coefficient de variation trouvées par les différentes formules.....	76
Tableau III.20 : Les apports de différentes fréquences.....	77
Tableau III.21 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%	77
Tableau III.22 : Débit max pour une fréquence voulue (mallet-gauthier).....	78
Tableau III.23 : Débit max pour une fréquence voulue (Possenti).....	81
Tableau III.24 : Débit max pour une fréquence voulue (Turraza).....	81
Tableau III.25 : Débit max pour une fréquence voulue (ANRH).....	81
Tableau III.26 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue γ	82
Tableau III.27 : Valeurs des débits de crues en fonction du temps.....	83
Tableau III.28 : Répartition mensuelle des besoins.....	85
Tableau III.29 : Courbes « Hauteurs –Capacités –Surface ».....	86
Tableau III.30 : Le volume utile de la retenue.....	88
Tableau III.31 : Régularisation saisonnière sans pertes.....	88
Tableau III.32 : La régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	92
Tableau III.33 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	93
Tableau III.34 : Récapitulatif des résultats.....	94
Tableau III.35 : Les valeurs des différents paramètres utilisé dans la méthode de Muskingum	96
Tableau III.36 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage.....	98
Tableau III.37 : Calcul de l'hydrogramme laminé.....	98
Tableau III.38 : Hydrogramme d'entrée et hydrogramme de sortie.....	100
Tableau III.39 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum.....	101
Tableau III.40 : Variation de la hauteur du barrage.....	101
Tableau III.41 : Récapitulatif des résultats de calcule de largeur de crête.....	104

Tableau III.42 : Cout et volume de la digue.....	105
Tableau III.43 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs.....	106
Tableau III.44 : Coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.....	107
Figure III.45 : Tableau récapitulatif des caractéristiques de l'aménagement collinaire.....	109
Tableau IV.1 : Valeurs indicatives des fruits de talus	114
Tableau IV.2 : Epaisseur de l'enrochement et d_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.....	115
Tableau IV.3 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	116
Tableau IV.4 : Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.....	117
Tableau IV.5 : Volume de recharge (Argile).....	121
Tableau IV.6 : Le coût de Première variante.....	122
Tableau IV.7 : Le coût de Deuxième variante.....	123
Tableau IV.8 : Le coût de Troisième variante.....	124
Tableau IV.9 : récapitulatif les coûts des différentes variantes étudiées.....	123
Tableau V.1 : différentes caractéristiques de la digue.....	125
Tableau V.2 : Coordonnées de la parabole de KOZENY.....	133
Tableau V.3 : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.....	135
Tableau V.4 : Gradient admissible pour les fondations.....	136
Tableau V.5 : Détermination du coefficient de sécurité.....	136
Tableau V.6 : Valeurs des K_1 et K_2	137
Tableau V.7 : Valeurs des coefficients de stabilité admissibles.....	142
Tableau V.8 : Caractéristique géotechnique.....	142
Tableau V.9 : les données nécessaire pour calcule des infiltrations dans geostudio (SEEP/W).....	145
Tableau VI.1 : Coordonnés du profil de Greager.....	160
Tableau VI.2 : Calcul de la profondeur normale (chenal).....	162
Tableau IV.3 : Calcul de la profondeur normale (coursier).....	166

Tableau IV.4 : Calcul de la ligne d'eau avec la méthode indirecte d'intégration numérique.....	167
Tableau VI.5 : Calcul de la profondeur normale (canal de fuite).....	172
Tableau VI.6 : Coefficients de pertes de charge singulières.....	175
Tableau VII.1 : Symboles des opérations réalisées	190
Tableau VII.2 : Les opérations réalisées.....	191
Tableau VII.3 : Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes.....	192
Tableau VIII.1 : Tableau Plan de sécurité au travail.....	203
Tableau IX.1 : Identification des impacts sur le milieu physique.....	210
Tableau IX.2 : Identification des impacts sur le milieu biologique.....	210
Tableau IX.3 : Identification des impacts sur le milieu humain.....	211
Tableau IX.4 : Mesure d'atténuation.....	212

Liste des Figures

Figure I.1 : Représentation géographique de la zone de MOSTAGANEM.....	26
Figure I.2 : Représentation géographique de la commune de HADJADJ.....	27
Figure I.3 : Situation du projet de la retenue collinaire. Ech 1/180000.....	28
Figure II.1 : les cartes géologiques wilaya de Mostaganem aux 1/200 000.....	34
Figure II.2 : profil en travers du verrou	35
Figure II.3 : Photo satellite Google Earth de la vallée d'oued Charchar Echelle 1/20000.....	36
Figure II.4 : Coupe de résistivité	38
Figure II.5 : Restitution géologique	38
Figure II.6 : Carte de zonage sismique du territoire national	40
Figure II.7 : Diagramme de plasticité des sols à grains fins.....	44
Figure II.8 : Forages recommandés pour le site.....	46
Figure II.9 : Image satellitaire présenté les Forages recommandés pour le site Echelle 1/4000.....	46
Figure III.1 : Délimitation du bassin versant (ArcMap).....	50
Figure III.2 : rectangle équivalent.....	52
Figure III.3 : Courbe hypsométrique du bassin versant de l'oued Charchar.....	52
Figure III.4 : Carte hypsométrique.....	53
Figure III.5 : La carte des courbes de Niveau.....	55
Figure III.6 : Classification de Réseau hydrographique du bassin versant.....	60
Figure III.7 : Profil en long du cours d'eau principal.....	62
Figure III.8 : Ajustement à la loi de Gumbel.....	71
Figure III.9 : Ajustement à la loi de Galton.....	71
Figure III.10 : Courbes des pluies de courte durée.....	72
Figure III.11 : Intensité-Durée-Fréquence (IDF).....	72
Figure III.12 : Histogramme de répartition mensuelle de l'apport moyen.....	73

Figure III.13 : Histogramme de répartition mensuelle de l'apport A80%.....	77
Figure III.14 : Hydrogrammes des crues probables en fonction du temps selon méthode de Turraza.....	83
Figure III.15 : Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour centennal.....	84
Figure III.16 : Zone potentielle d'irrigation (représentée en vert) en rive droite du site de l'affluent d'oued Charchar.....	85
Figure III.17 : Courbes Surface_Hauteur.....	87
Figure III.18 : Courbes Capacité_Hauteurs.....	87
Figure III.19 : Modélisation de la courbe surface-hauteur.....	97
Figure III.20 : Courbe caractéristique de la cuvette.....	98
Figure III.21 : Hydrogramme de sortie.....	101
Figure III.22 : principe de calcul du volume d'un barrage.....	105
Figure III.23 : Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur b du déversoir.....	108
Figure IV.1 : Digue homogène (Wikhydro).....	112
Figure IV.2 : Digue à noyau (Wikhydro).....	113
Figure IV.3 : Digue à masque (Wikhydro).....	113
Figure V.1 : Détails des revêtements de talus Aval.....	125
Figure V.2 : Détails des revêtements de talus Amont.....	126
Figure V.3 Positionnement de la ligne de saturation.....	132
Figure V.4 : Schéma de calcul de la tranche verticale sur le talus.....	137
Figure V.5 : Fenetre de lancement.....	142
Figure V.6 : Cercle de glissement critique avec $R=62m$ par la méthode de Spencer talus Amont ($F_s= 2.378$).....	142
Figure V.7 : Cercle de glissement critique avec $R=57 m$ par la méthode de Spencer talus Aval ($F_s= 2.071$).....	142
Figure V.8 : ligne de saturation et la pression interstitielle de la digue sans mettre Drain.....	143
Figure V.9 : ligne de saturation et la pression interstitielle de la digue Avec un Drain incliné.....	144
Figure V.10 : ligne de saturation et la pression interstitielle de la digue Avec un Drain Verticale.....	144

Figure V.11 : Cercle de glissement critique avec R=38 m par la méthode de Spencer talus Amont (Fs= 3.412).....	145
Figure V.12 : Cercle de glissement critique avec R=56 m par la méthode Spencer talus Amont (Fs= 1.986).....	146
Figure V.13 : variation de ligne saturation et coefficient de sécurité Fs= 2.932 pour Rayon cercle de glissement R= 38m (12 heure).....	147
Figure V.14 : variation de ligne saturation et coefficient de sécurité Fs= 2.251 pour Rayon cercle de glissement R= 38m (1.5 jour).....	147
Figure V.15 : variation de ligne saturation et coefficient de sécurité Fs= 1.881 pour Rayon cercle de glissement R= 38m (2.5 jour).....	148
Figure V.16 : variation de ligne saturation et coefficient de sécurité Fs= 1.691 pour Rayon cercle de glissement R= 38m (4 jour).....	148
Figure V.17 : variation des contraintes totale horizontale.....	149
Figure V.18 : variation des contraintes totale verticale.....	150
Figure V.19 : variation des contraintes effective moyenne.....	150
Figure V.20 : variation des contraintes maximale de cisaillement.....	151
Figure VI.1 : Dimensions du déversoir.....	159
Figure VI.2 : Dimensions et géométrie du déversoir.....	160
Figure VI.3 : Profil de la ligne d'eau au niveau du coursier.....	167
Figure VI.4: Bassin de dissipation USBR type II (Design of Small Dams, 1987).....	169
Figure VI.5 : Schéma type pour l'équation de Bernoulli.....	174
Figure.VI.6 : Schéma d'aménagement. De conduite prise d'eau Gravitaire.....	176
Figure VII.1 : Exemple d'installations destinées au personnel.....	182
Figure VII.2 Compacteur à pneus.....	183
Figure VII.3 Compacteur rouleaux.....	184
Figure VII.4 Compacteur à pied de mouton.....	184
Figure VII.5 : Décapeuse automotrice.....	185
Figure VII.6 : Pelle hydraulique.....	185
Figure VII.7 : Un camion.....	186
Figure VII.8 : Réseau a nœuds.....	191

Figure VIII.1 : Casque de protection.....	198
Figure VIII.2 : les gants pour éviter les blessures.....	199
Figure VIII.3 : un casque.....	199
Figure VIII.4 : Lunette	199
Figure VIII.5 : des chaussures de chantier.....	199
Figure VIII.6 : blindage.....	200

Liste des Planches

Planche 1/7 : Vue en Plan de l'aménagement sur Oued Charchar (w. Mostaganem)

Planche 2/7 : Coupes Types de la Digue Pour les Trois Variantes

Planche 3/7 : Coupes en Travers de la digue sur Oued Charchar (w. Mostaganem)

Planche 4/7 : Profil On Long de l'Axe de La Digue

Planche 5/7 : Profil en Long de l'Evacuateur de Crues Sur Oued Charchar

(W.Mostaganem)

Planche 6/7 : Schéma De Calcule De La Stabilité de la Digue et la ligne de la Saturation

Planche 7/7 : planning d'exécution des travaux

INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie est actuellement aux prises 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 : de 1 500 m³ par habitant par an en 1962, la disponibilité en eau est passée à 500 m³ actuellement et sera inférieure à 450 m³ par habitant par an en 2020. Le seuil théorique de rareté de l'eau est fixé par la Banque Mondiale à 1 000 m³ par habitant par an.

D'une manière générale, l'impact des faibles quantités de précipitations dues à un climat sec et chaud qui sévit sur une bonne partie du territoire est aggravé par la mauvaise répartition des pluies dans l'espace et le temps. 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.

En 2001, une nouvelle structure (Unité des Retenues Collinaires - URC) a été créée auprès de l'ANBT afin de redynamiser les études et travaux de réalisation Retenues collinaires, pour le but de augmenter le temps de stockage des eaux, de prolonger les périodes d'irrigation. Ils offrent également l'avantage de favoriser la recharge des nappes et de réduire l'envasement des barrages situés en aval.

Dans cette optique, notre travail consiste à étudier la possibilité de réalisation d'une retenue collinaire sur l'affluent de l'oued Charchar situé à commune de Hadjadj dans la wilaya de Mostaganem dont le but est l'irrigation des surfaces agricoles très étendues dans la région. Pour cela, on doit commencer par introduction générale, le premier chapitre dresse un portrait topographique global du lieu, suivit 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, 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.

pour les deux avant dernier chapitres est consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en oeuvre pour la construction et l'exécution des différentes taches de réalisation et l'établissement du planning des travaux et, et aussi la protection et la sécurité de travail suivit enfin d'une conclusion générale. un dernier chapitre traitera Etude impact de projet sur l'environnement travail suivit enfin d'une conclusion générale

Chapitre I : SITUATION ET DESCRIPTION DE SITE D'ETUDE

INTRODUCTION

Avant de commencer toute étude il est primordial de décrire le site du projet ainsi que son emplacement et sa situation géographique, c'est seulement après ça que nous pourrons passer à l'étude géologique, hydrologique et l'étude des variantes qui nous permettra de choisir la variante la plus économique.

La retenue collinaire de l'affluent d'oued CHARCHAR est située dans la wilaya de Mostaganem, elle est destinée à irriguer 18 hectares de terres agricoles présentes dans la commune de HADJADJ.

I.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'ETUDE

I.1.1 Wilaya de Mostaganem

La wilaya de Mostaganem c'est une ville portuaire de la Méditerranée située au nord-ouest du pays à 363 km à l'ouest d'Alger (Wikipédia), à 79 km à l'est d'Oran, à 48 km d'Arzew et à 81 km au nord de Mascara. (**Figure I.1**)

Délimitée par :

- au nord, par la Méditerranée.
- à l'ouest, par la wilaya d'Oran.
- à l'est, par la wilaya de Chlef.
- au sud, par les wilayas de Mascara et Relizane.

Le tableau I.1 présente les différentes caractéristiques de la wilaya de Mostaganem

Tableau I.1 : Caractéristiques de la wilaya de Mostaganem

Caractéristiques	
Chef-lieu	Mostaganem
Superficie	2 269 km ²
Populations	737 118 habitants (2008)
Vocation	Agricole
Code wilaya	27
Nombre de commune	32
Coordonnées (chef-lieu)	Latitude : 35° 56' 00" Nord Longitude : 0° 05' 00" Est

(Wikipédia, 2018)

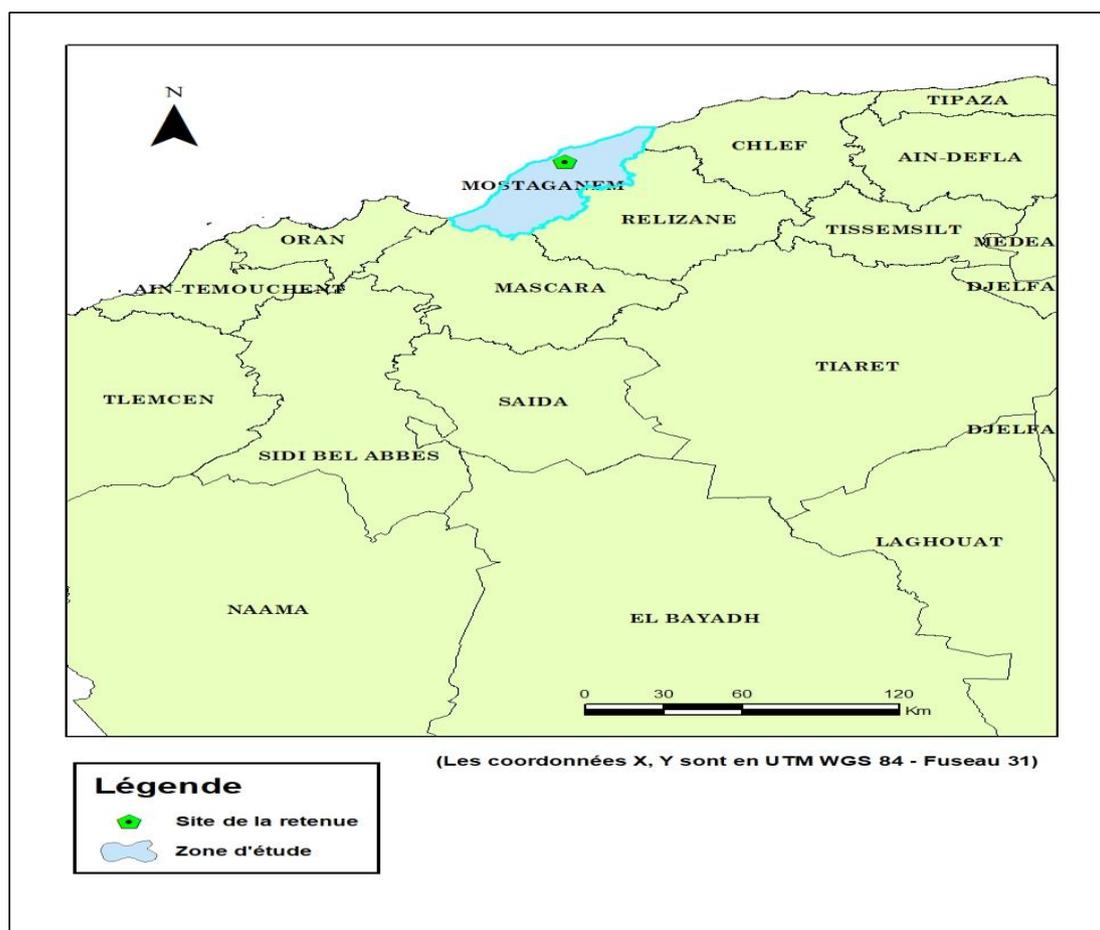


Figure I.1 : Représentation géographique de la zone de MOSTAGANEM

I.1.2 Commune de Hadjadj

Hadjadj est une commune de la wilaya de Mostaganem ; est limitée : Au nord par la mer Méditerranée, au sud par la commune de Sidi-Belatar, à l'ouest par la commune de Ben-Abdel Malek Ramdane, et à l'est par la commune Sidi-Ali et de Sidi-Lakhdar, Son chef-lieu est situé à Hadjadj, à 16 km du siège de la Daïra et 35 km de la wilaya (wikipédia).

Le tableau I.2 présente les différentes caractéristiques de la commune de Hadjadj

Tableau I.2 : Caractéristiques de la commune de Hadjadj

Caractéristiques	
Chef-lieu	Hadjadj
Daïra	Sidi Lakhdar
Superficie	92 km ²
Populations	17 330 habitants (2008)
Coordonnées (chef-lieu)	Latitude : 36° 06' 00" Nord Longitude : 0° 20' 00" Est

(Wikipédia, 2018)

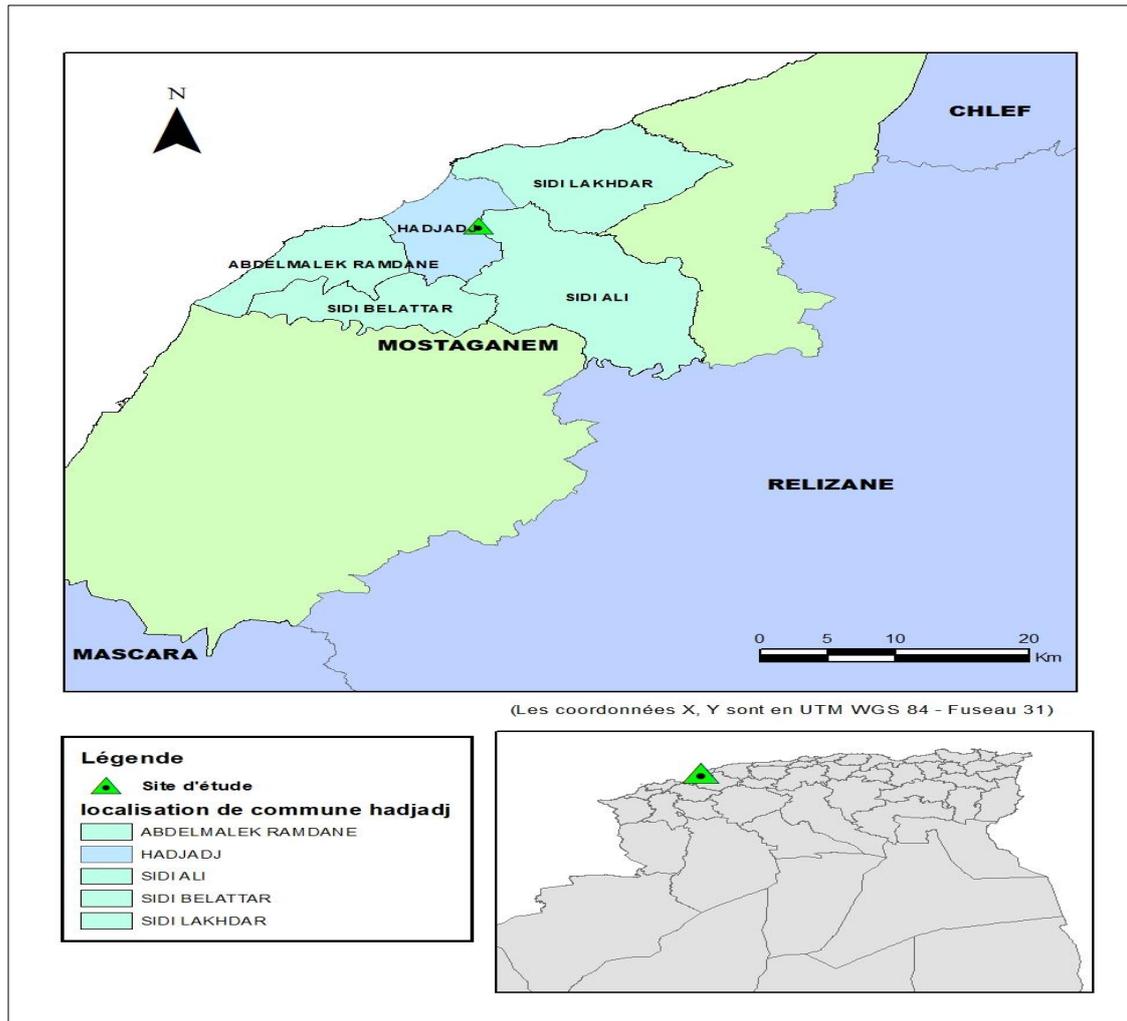


Figure I.2 : Représentation géographique de la commune de HADJADJ

I.1.3 Emplacement du site

La région concernant le projet appartient à la zone du Sud-Ouest de la wilaya de MOSTAGANEM, et environ 33 Km de la Wilaya.

La retenue collinaire est située dans la commune de Hadjadj, près de Douar Laouha. Il est Situé à environ 5 km du chef-lieu de la commune vers la localité de Sidi Lakhdar (**figure I.3**). Il est Accessible par le RN 11 et une piste en partant de Hadjadj vers Sidi Lakhdar.

La situation de la retenue est illustrée sur une image satellitaire Google Earth

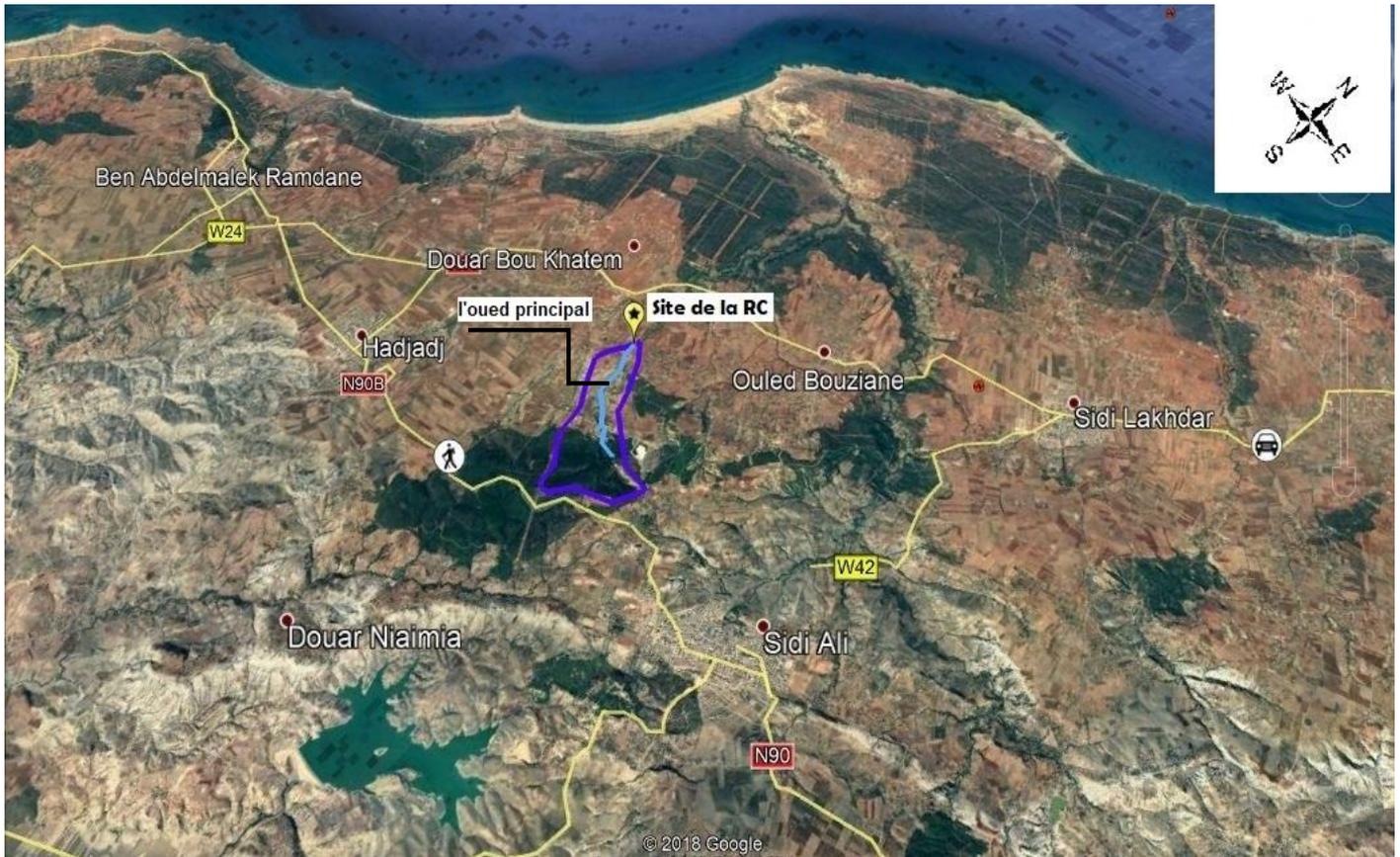


Figure I.3 : Situation du projet de la retenue collinaire. Ech 1/180000

I.1.4 Caractéristiques morphologiques du site

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

La carte d'Etat-major de la wilaya de Mostaganem à l'échelle 1/25 000

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

X = 292.914 km

Y = 4001.240 km

Z =145.00 m

Le bassin versant de la retenue collinaire d'Oued Charchar est assez bon pour le remplissage garanti de la cuvette, présence d'un resserrement topographique (verrou).

La pente moyenne de l'oued principal n'est pas très forte (entre 5% et 6%), ce dernier traverse des formations constituées par des argiles rouges, argiles blanches à galets, argiles blanchâtres de type bentonitique, des conglomérats non consolidés et des galets de l'oued.
(Rapport finale bureau d'Etude TECSULT, 2008)

La cuvette est caractérisée par un fond en V large. Les versants sont convexo-concave de pentes moyennement fortes de 10 à 15 % **(Rapport finale bureau d'Etude TECSULT, 2008)** et exploités à des fins agricoles. La dynamique érosive est d'une intensité légère. Elle est représentée par une érosion de surface fluviale généralisée et une érosion en nappe dominante due au ruissellement concentré.

CONCLUSION

Mostaganem est une wilaya à vocation agricole et avec l'expansion de la population les besoins en eau augmentent c'est pour cela que plusieurs investigations et études ont été menées à travers toute la région de Mostaganem à fin d'y repérer les sites potentiels à l'implantation d'aménagement Retenue collinaire.

Un de ces sites est la retenue collinaire sur l'affluent de l'oued Charchar qui servira à l'irrigation des terres agricoles disponible est de 18 ha, un site très favorable en vue de ces pentes, de sa conditions topographiques et de caractéristiques morphologiques.

Chapitre II : ETUDES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES

INTRODUCTION

Les études géologiques et géotechniques d'un site de barrage ou retenue collinaire ont pour le but de définir la nature du sol ainsi que ses caractéristiques mécanique et hydrodynamique de sol.

Elles permettent de donner des renseignements précis sur :

- L'étanchéité et stabilité mécanique des fondations.
- L'étanchéité de la cuvette de la retenue.

Des études seront pour connaître aussi complètement que possible, 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.1 RAPPELS METHODOLOGIQUES

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.2 GEOLOGIE REGIONALE

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 :

- le domaine marin.
- une zone d'effondrement post nappe (plaine de Habra et du Chélif).
- 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 STRATIGRAPHIE REGIONALE

La région de Mostaganem est composée de formation s'étalant du Trias au Quaternaire. **(Rapport finale bureau d'Etude TECSULT,2008)**

- les dépôts triasiques marin et lagunaire sont représentés dans la partie Sud de la région. **(figure II.2)** Ils sont composés de gypse avec des lentilles de calcaire, calcaire dolomitique, **(Rapport finale bureau d'Etude TECSULT,2008)**
- marne et débris de roches effusives, leurs puissances ne dépassent pas 150 à 200 m ; **(Rapport finale bureau d'Etude TECSULT,2008)**
- les formations de Crétacé sont développées dans la partie Est de la wilaya. Ces formations sont constituées d'un flysch marneux à marno-calcaire. **(Rapport finale bureau d'Etude TECSULT,2008)**
- le Paléogène est constitué de marne et d'argiles alternant avec des couches de grès friables et des calcaires marneux. Le Paléogène affleure au Sud-ouest d'Ouilles et au Nord-est de Mostaganem ; **(Rapport finale bureau d'Etude TECSULT,2008)**
- 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. **(Figure II.2)** Les dépôts du Pliocène marin apparaissent localement sur la rive droite de l'Oued Cheliff et à l'extrémité Sud-est du plateau de Mostaganem, ils sont représentés par des sables carbonatés et des grès. **(Rapport finale bureau d'Etude TECSULT,2008)**
- Le Quaternaire est largement développé. Il est représenté par les sables couvrant la majeure partie du plateau de Mostaganem et par les argiles, limons, sables argileux avec des rares galets composant les terrasses de l'Oued Cheliff et ses affluents.

II.3.1 Géologie du bassin versant

Le bassin versant de la retenue collinaire d'Oued charchar présente le Quaternaire et le Néogène (**Figure II.1**) forme la majeure partie de l'aire étudiée. (**Rapport finale bureau d'Etude TECSULT,2008**)

- Calabrien : grés marins et formations dunaire associées
- Quaternaire marin : plages anciennes et formation dunaire consolidées qui les accompagnent
- Quaternaire continental : Alluvion ; regs, terrasses

II.3.2 Géologie du site

Le site se trouve dans la commune de Hadjadj. 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 Calabrien, constitués par des argiles rouges, des argiles blanches à galets, des argiles blanchâtres de type bentonitique, des conglomérats non consolidés et des galets de l'oued.

La géologie du verrou, décrite sur site est rapportée sur le log stratigraphique illustré en **figure II.2**

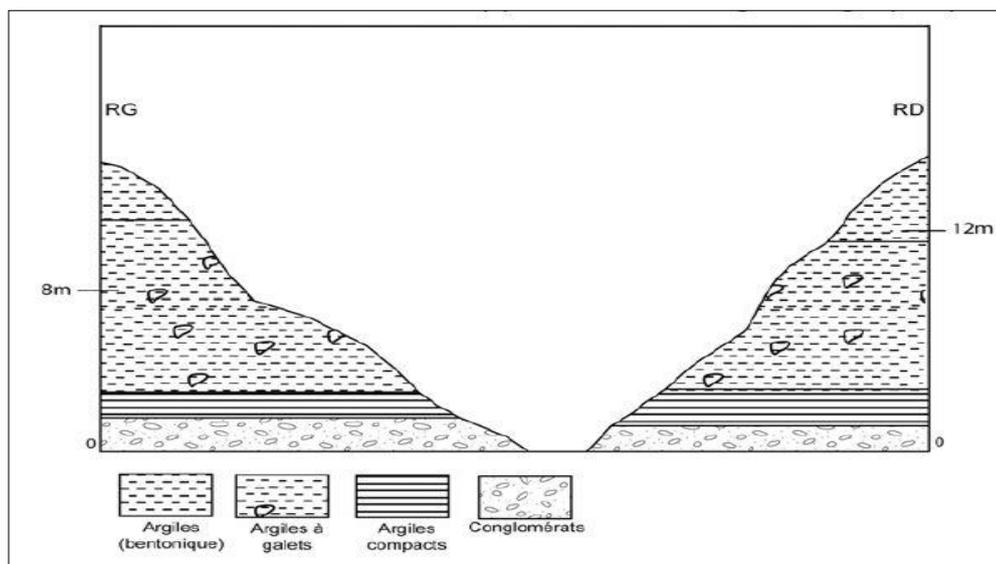


Figure II.2 : profil en travers du verrou (Rapport finale bureau d'Etude TECSULT,2008)

II.4 RECONNAISSANCE GEOMORPHOLOGIQUE

Le site est situé respectivement à 3,2 km au nord la RN 90B et à 1,2 km au sud de la RN 11.

Il est implanté sur l'oued Charchar. Ce dernier emprunte un chenal sinueux sur des formations constituées par des argiles rouges, argiles blanches à galets, argiles blanchâtres de type bentonitique, des conglomérats non consolidés et des galets de l'oued.

La cuvette est caractérisée par un fond en V large. Les versants sont convexo-concave de pentes moyennement fortes de 10 à 15 % et exploités à des fins agricoles. **(Figure II.3)**

La dynamique érosive est d'une intensité légère. Elle est représentée par une érosion de surface fluviale généralisée et une érosion en nappe dominante due au ruissellement concentré. Le coefficient d'érosion relative présent dans la formule de Gavrilovic est estimé à 0,3. **(Rapport finale bureau d'Etude TECSULT)**



Figure II.3 : Photo satellite Google Earth de la vallée d'oued Charchar Echelle 1/20000

II.5 RECONNAISSANCE GEOPHYSIQUE

II.5.1 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. **(Rapport finale bureau d'Etude TECSULT,2008)**

Grâce au développement récent d'outils performants d'acquisition automatisée et de traitement par inversion, cette technique est devenue relativement facile à mettre en oeuvre 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). **(Rapport finale bureau d'Etude TECSULT,2008)**

II.5.2 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

De vienne 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.

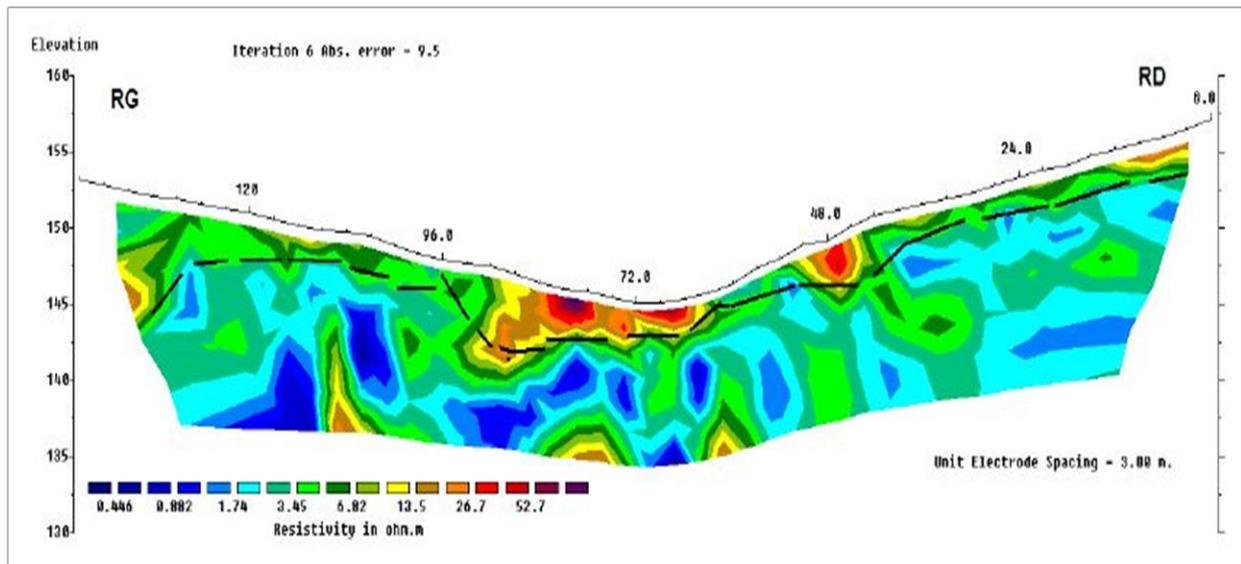


Figure II.4 : Coupe de résistivité (Rapport finale bureau d'Etude TECSULT,2008)

Ensuite, une restitution géologique (**Figure II.5**) 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

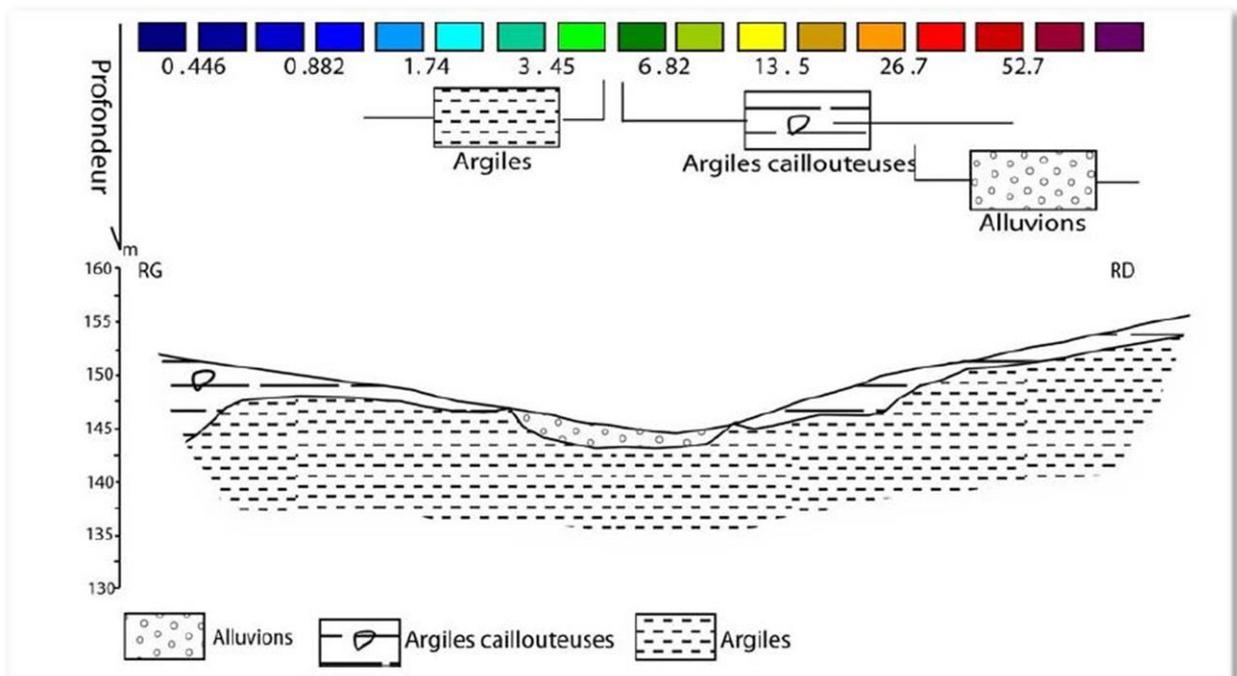


Figure II.5 : Restitution géologique (Rapport finale bureau d'Etude TECSULT,2008)

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

Tableau II.1 : Norme de Résistivités électriques mesurées à chaque matériau

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 gravier	100=1000 Ωm

(ANBT.2008)

II.5.3 Interprétation

L'analyse de la coupe de résistivité a permis de mettre en évidence deux terrains : un premier terrain dont les valeurs de résistivité sont comprises entre 6 et 60 Ωm . Ce terrain apparaît le long du profil et correspond à une formation d'argiles caillouteuses dont l'épaisseur est comprise entre 1 et 5 m ; le second terrain caractérisé par des valeurs de résistivité faibles, correspond à la formation argileuse.

À noter qu'au niveau de l'oued s'observent des résistivités très élevées, dues à la présence de galets des dépôts alluvionnaires d'une épaisseur d'environ 1,5 m.

II.6 REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES

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.

Chapitre II : ETUDES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES

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.

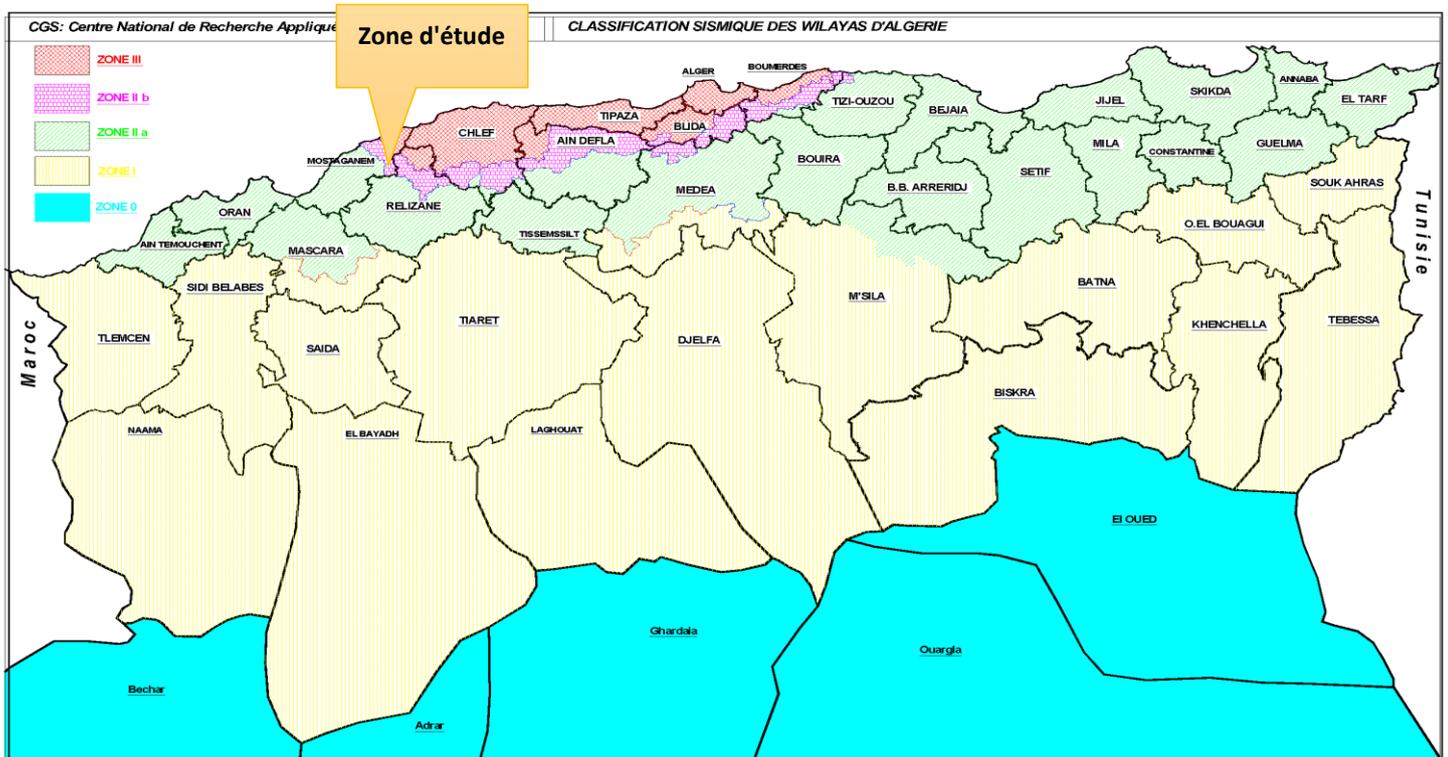


Figure II.6 : Carte de zonage sismique du territoire national

➤ **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.5**) :

- ✓ 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

Le tableau II.2 présente les Coefficients d'accélération de chaque zone de sismicité.

Tableau II.2 : 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.7 RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

II.7.1 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 ravine 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.3** :

Tableau II.3 : Caractéristiques du prélèvement de la zone d'emprunt

paramètre	Valeur	Unité
X	262 938	m
Y	4 001 198	m
Z	150	m
Distance du verrou	49	m
poids	5	Kg
Nature du sol	argile	-

(AFRICAN GEOSYSTEM COMPANY, 2008)

II.7.2 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 détermination de LL (limite de liquidité), I_p (indice de plasticité).

Les résultats des essais en laboratoire sont représentés dans le **tableau II.4**

Tableau II.4 : Résultats des essais de laboratoire

Type d'analyse	Symbole	Valeur	Unité
Densité sèche	γ_d	1.54	t/m ³
Densité humide	γ_h	1.89	t/m ³
Densité saturé	γ_{sat}	1.97	t/m ³
Densité déjaugé	γ'	0.97	t/m ³
Degré de saturation	S_r	82	%
Teneur en eau	W	22.9	%
Granulométrie	5 mm	100	-
	2 mm	100	-
	0.08 mm	97	-
Sédimentation	20 μ m	83	-
	2 μ m	46	-
Cisaillement rectiligne	C_u	0.19	bar
	ϕ_u	21	°
Limite d'atterberg	LL	72	%
	I_p	43	%
	L_p	29	%
Indice de consistance	I_c	1.14	-
Perméabilité	K	1×10^{-7}	m/s

(AFRICAN GEOSYSTEM COMPANY, 2008)

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

Tableau II.5 : 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 II.5 : $76 < S_r = 82\% < 99$ alors le sol est Détrempé

Tableau II.6 : Classification des passants à 80 µm

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

D'après le tableau II.6 : 97% passants à 80 µm alors le sol est fin

Tableau II.7 : 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 : $40 < LL = 72\% < 150$, $10 < Ip = 43\% < 100$ et $25 < Lp = 29\% < 50$ alors le sol est Argileuse.

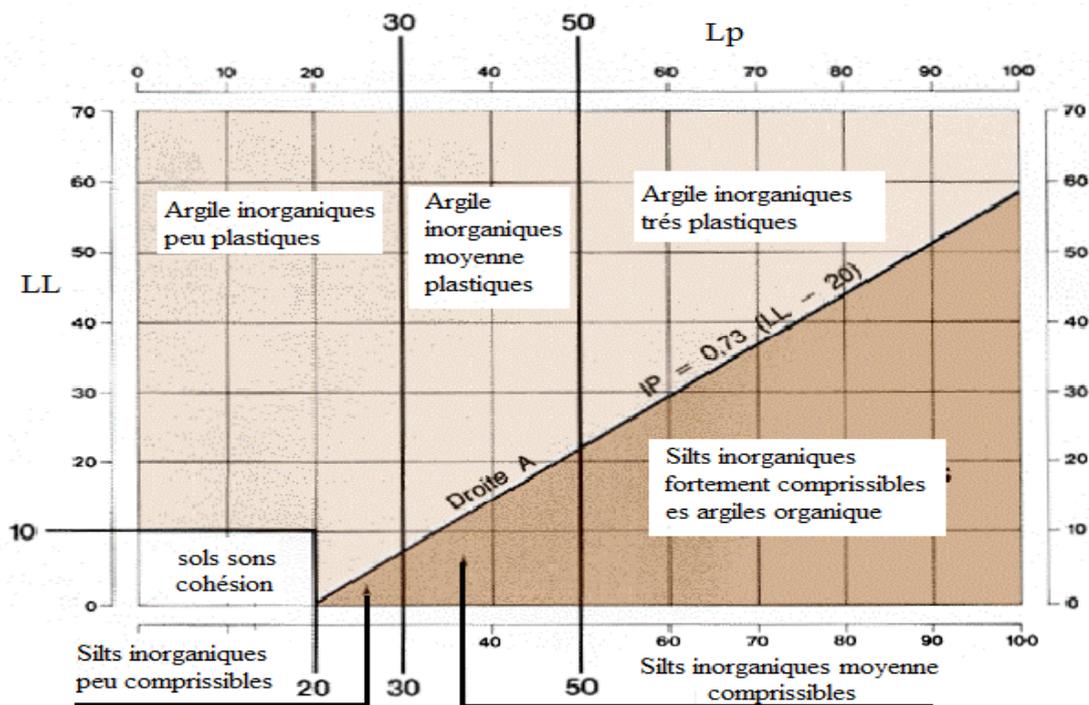


Figure II.7 : Diagramme de plasticité des sols à grains fins (Rapport finale de bureau d'Eude TECSULT, 2008)

D'après la figure II.8 en a $LL = 72\%$ et $Ip = 43\%$ alors l'Argiles inorganiques peu plastiques

Tableau II.8 : 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					
Travaux Génie Civil	zone perméables								Zones imperméables		

D'après le **tableau II.8** pour une perméabilité de 10⁻⁷ m/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.7.3 Fondation de la digue

Trois forages carottant de 10 m, un en rive droite à la position d'électrode n°12 (X= 262 946 et Y = 4 001 240), le second au centre du verrou à la position d'électrode n°27 (X= 262 908 et Y = 4 001 239) et le dernier en rive gauche à la position d'électrode n°35 (X= 262 889 et Y = 4 001 242). Ces trois forages permettent de préciser la géologie par rapport aux données de la géophysique. Les flèches rouges sur la **Figure II.8** représentent les forages recommandés pour une étude de détail. d'un essai SPT (Essai de pénétration standard), essai qui est un outil très répandu de reconnaissance des sols. Un carottier est installé en bout du train de tiges de forage et battu dans le terrain au moyen d'un mouton.

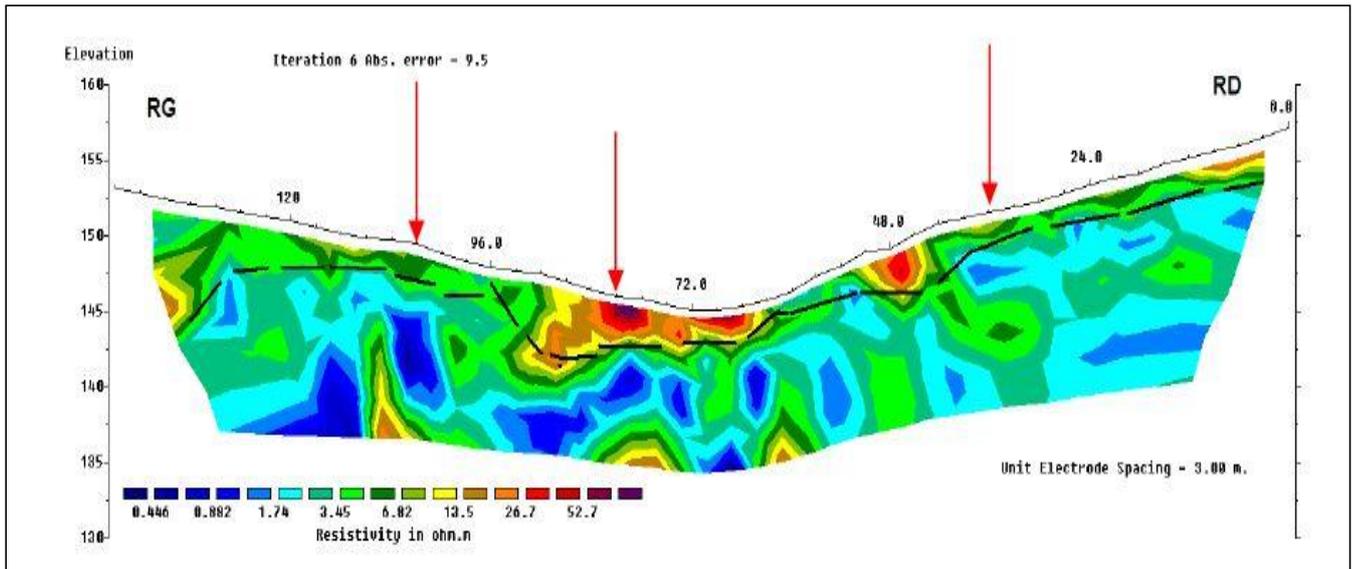


Figure II.8 : Forages recommandés pour le site (Rapport finale bureau d'Etude TECSULT,2008)



Figure II.9 Image satellitaire présenté les Forages recommandés pour le site Echelle 1/4000

Le **tableau II.9** suivant représente les Caractéristique géotechnique des déférents matériaux de la digue et de la fondation.

Tableau II.9 : Résultats des essais de laboratoire (Valeurs moyennes)

Paramètres	Unité	fondation
φ°	degré	21
C	t/m ³	1.9
γ_{sat}	t/m ³	1.97
γ_d	t/m ³	1.54
K	m/s	$2.7 \cdot 10^{-8}$

(AFRICAN GEOSYSTEM COMPANY, 2008)

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 1 m.

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

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

Chapitre III : ETUDES HYDROLOGIQUE

INTRODUCTION

L'étude hydrologique révèle une importance considérable pour ce qui est de la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique. Le but est de déterminer les principales caractéristiques du bassin, les données du milieu physique dont nous disposons, et mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'oued charchar

Les caractéristiques hydrologiques nécessaires sont les :

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

III.1 CARACTERISTIQUES GENERALES

Le bassin étudié fait partie du grand bassin versant de Chélif (selon découpage d'ANRH), remontant les crêtes à plus de 145 m d'altitude. La plus haute crête altimétrique du bassin, culmine à 425. L'oued principal étant L'oued CHARCHAR, il reçoit sur son parcours plusieurs influents et l'écoulement principale se fait de Sud vers Nord.

III.1.1 Caractéristiques morphologiques du bassin versant

Les paramètres géométriques ont été estimés en se basant sur les modèles numériques de terrain (MNT) et en utilisant le logiciel ArcGis (ArcMap 10.5).

III.1.1.1 Paramètres géométriques

- a. Surface du bassin : la surface du bassin versant est de **S = 2.931 km²**
- b. Périmètre du bassin : Le périmètre du bassin versant est de **P = 8.8 km**
- c. Longueur du talweg principal : la longueur du cours d'eau principal est **L = 3.692 km**

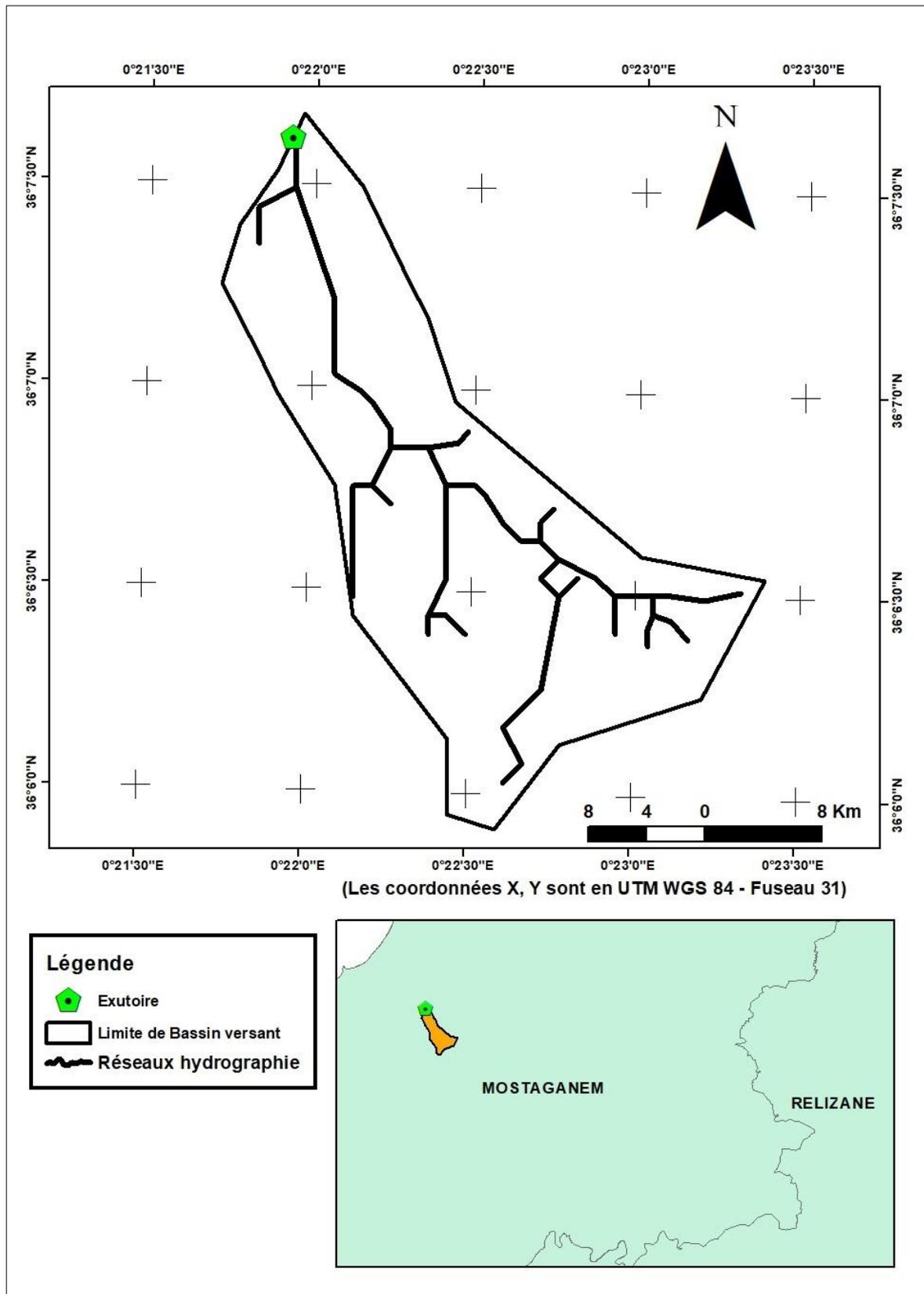


Figure III.1 : Délimitation du bassin versant (ArcMap)

III.1.1.2 Paramètres de forme

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 = 1.44

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

III.1.1.3 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 = 4.65

III.1.1.4 Rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est défini comme une représentation du bassin versant sous forme d'un rectangle de longueur (L) et de largeur (l) qui a la même surface (s), même périmètre (p), même indice de compacité (Kc) et même hypsométrie que le bassin versant.

Les dimensions du rectangle équivalent sont :

- Longueur :

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right] \dots \dots \dots (III.3)$$

L=3.54 km

- Largeur

$$l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right] \dots \dots \dots (III.4)$$

l=0.83 km

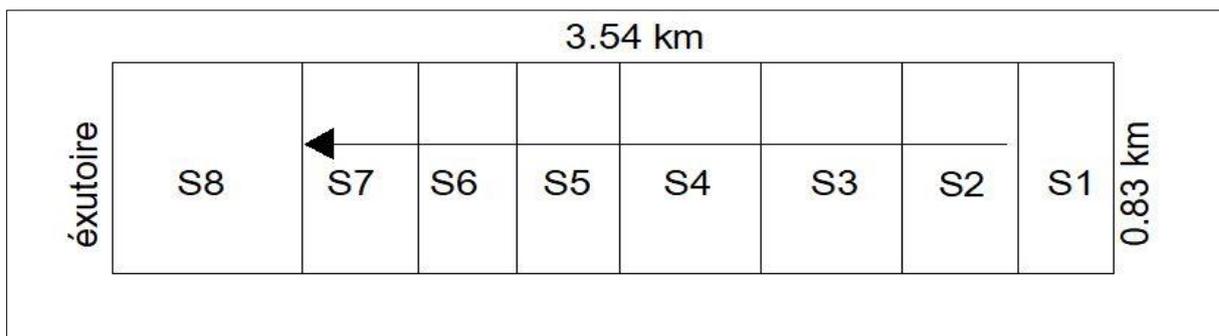


Figure III.2 : Rectangle équivalent de bassin versant de oued charchar

III.1.2 Paramètres de relief

La courbe hypsométrique donne une représentation de la surface du bassin versant en fonction de son altitude.

La détermination de notre courbe hypsométrique a été réalisée à partir d'un modèle numérique de terrain (MNT) et avec le logiciel Arc GIS Elle exprime ainsi l'élévation du bassin

Tableau III.1 : Répartition en % de la surface élémentaire

Altitude	Si (km ²)	Hi (km)	Si(%)	Si cumulé(%)
145_190	0.280	167	9.55	9.55
190_220	0.339	205	11.57	21.12
220_250	0.410	235	13.99	35.11
250_290	0.410	270	13.99	49.10
290_320	0.299	305	10.20	59.30
320_350	0.288	335	9.83	69.12
350_380	0.338	365	11.53	80.66
380_425	0.567	403	19.34	100.00

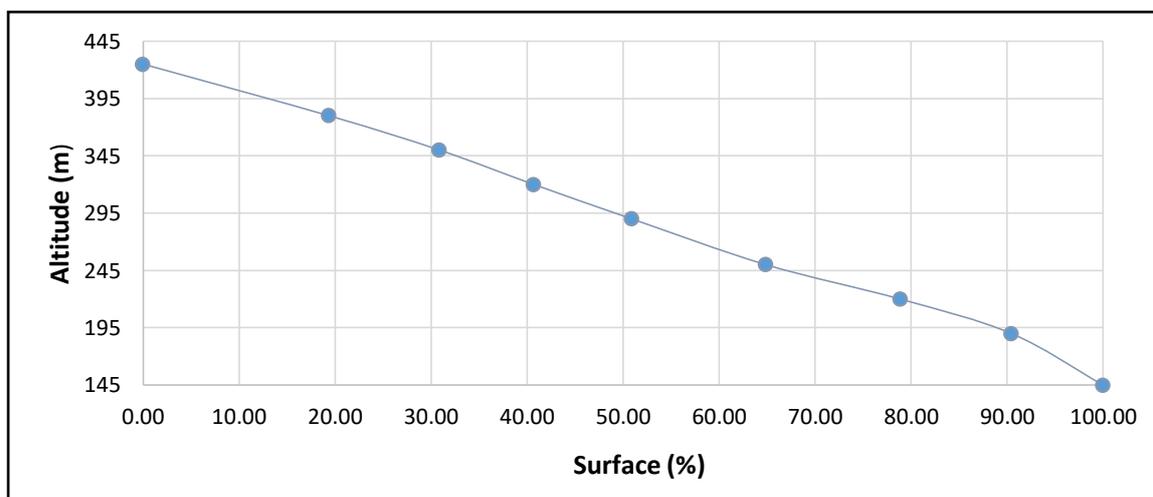


Figure III.3 : Courbe hypsométrique du bassin versant de l'oued Charchar

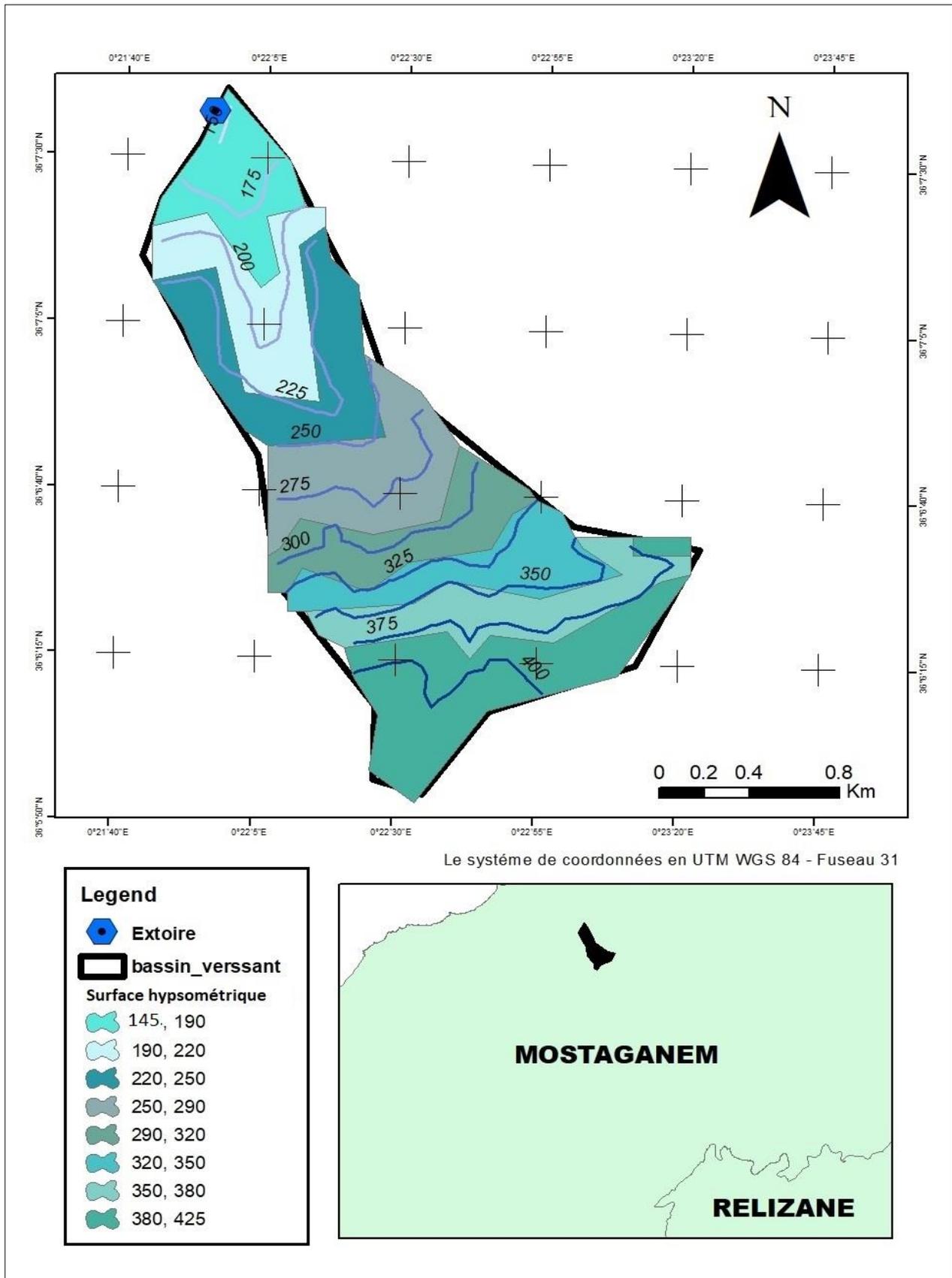


Figure III.4 : Carte hypsométrique

III.1.2.1 Altitude moyenne du bassin versant :

Elle est exprimée par la relation suivante :

$$H_{\text{moy}} = \sum \frac{S_i \times H_i}{S} \dots \dots \dots (III.5)$$

Où : S_i : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km^2) ;

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives n-1 et n en (m) ;

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

AN : $H_{\text{moy}} = 294.436 \text{ m}$

- L'altitude médiane : **$H_{50\%} = 294 \text{ m}$**
- L'altitude à 95% : **$H_{95\%} = 169 \text{ m}$**
- L'altitude à 5% : **$H_{5\%} = 414 \text{ m}$**

III.1.2.2 Pente moyenne du bassin versant :

$$I_m = \frac{\Delta H \cdot (0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \dots \dots \dots (III.6)$$

Où : ΔH : Dénivelée (m) ;

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

S : Surface du bassin versant (Km^2) ;

Tableau III.2 : Longueurs des courbes de niveaux

Altitude(m)	ΔH (m)	longueur (km)
150	25	0.1771
175	25	0.6405
200	25	1.586
225	25	2.0545
250	25	0.825
275	25	1.1109
300	25	1.3144
325	25	1.3786
350	25	1.6334
375	25	1.8451
400	25	1.1743

AN : $I_m = 111.392 \text{ m/km} = 0.1114\text{m/m} \longrightarrow I_m = 11.14 \%$

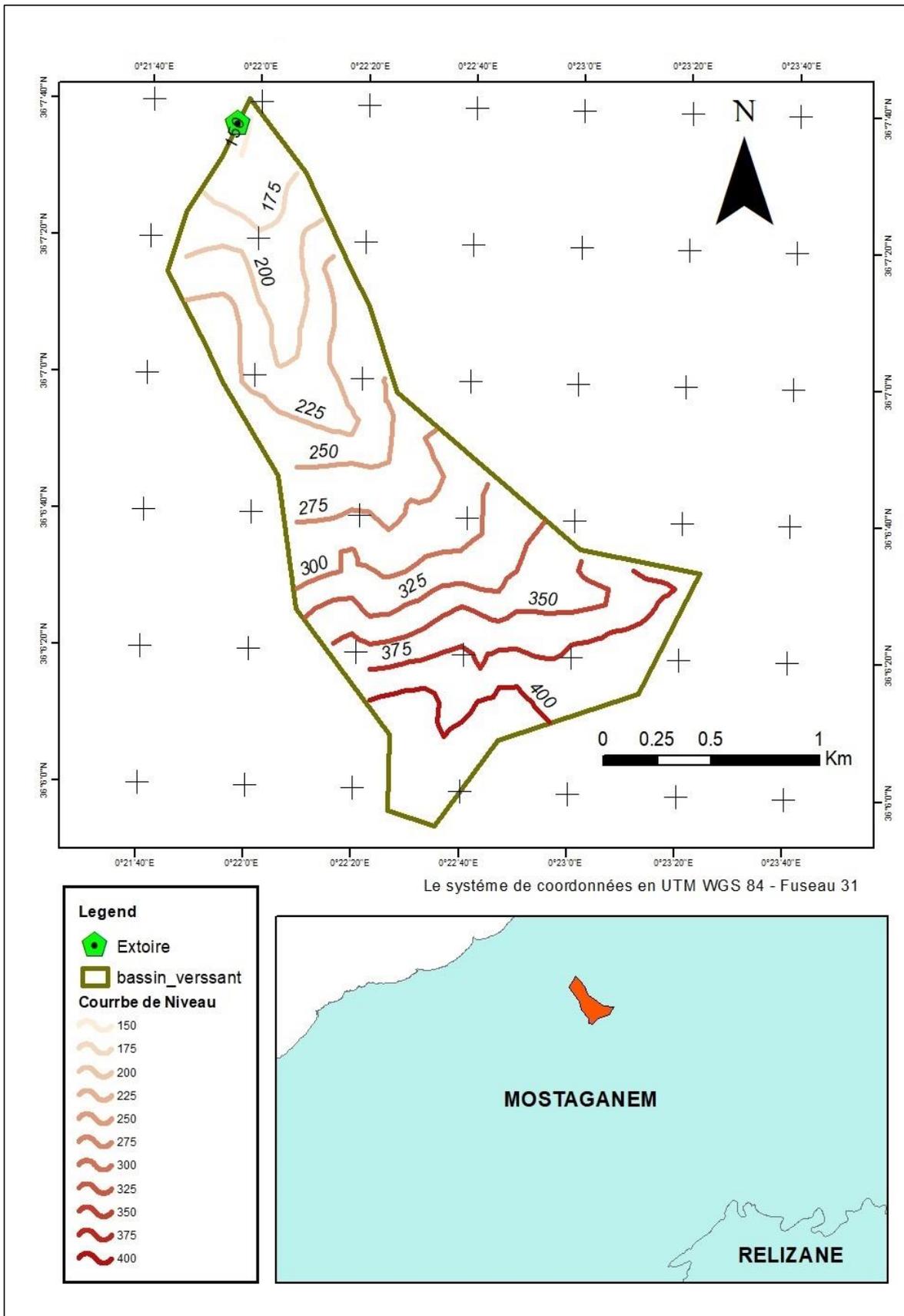


Figure III.5 : La carte des courbes de Niveau

III.1.3 Les Indices

III 1.3.1 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

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots(III.7)$$

Avec :

$H_{5\%} - H_{95\%}$: Dénivelée (m)

L : longueur du rectangle équivalent

$H_{5\%} = 414$ m $H_{95\%} = 169$ m L = 3.54 km

AN : $I_g = 6.92$ % tel que $0.05 < I_g < 1$ alors relief fort

III 1.3.2 Indice de pente moyenne I_{pm}

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots(III.8)$$

$H_{\max} = 425$ m

$H_{\min} = 145$ m $\implies I_{pm} = 7.91$ %

III 1.3.3 Indice de pente M.ROCHE I_p

Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i+1})} \dots\dots\dots(III.9)$$

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.3 : Calcule d'indice Roche

Altitude	Di=Hi-Hi-1	Si	Ai=Si/S	$\sqrt{D_i \times A_i}$
m	m	km2	%	
145_190	46	0.280	9.55	20.963
190_220	30	0.339	11.57	18.627
220_250	30	0.410	13.99	20.485
250_290	40	0.410	13.99	23.655
290_320	30	0.299	10.20	17.494
320_350	30	0.288	9.83	17.169
350_380	30	0.338	11.53	18.600
380_425	45	0.567	19.34	29.505
Somme		2.931	100.00	166.498

$I_p = 2.80 \%$

III 1.3.4 Dénivelée spécifique

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

$D_s = I_g \sqrt{S}$ (III.10)

AN : $D_s = 118.49 \text{ m}$ tel que $100 \text{ m} < D_s < 250 \text{ m}$ alors relief assez fort

Tableau III.4 : 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

III.1.4 Caractéristique hydrographique de bassin versant

III 1.4.1 Densité de drainage

Elle est exprimée par la relation suivante :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots(III.11)$$

Ou : $\sum_{i=1}^n L_i$ La longueur totale de tous les cours d'eau égale à **8.027 Km**

S : Superficie du bassin versant en (Km²).

AN: **Dd = 2.74 km/km²**

III 1.4.2 Densité du thalweg élémentaire

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots(III.12)$$

➤ N₁ : Nombre de thalwegs d'ordre 1, N₁= 13.

➤ S : Superficie du bassin versant.

AN: **F₁ = 4.44 thalweg/km²**

III 1.4.3 Coefficient de torrentialité

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (III.13)$$

C_t = 12.15 Km⁻³

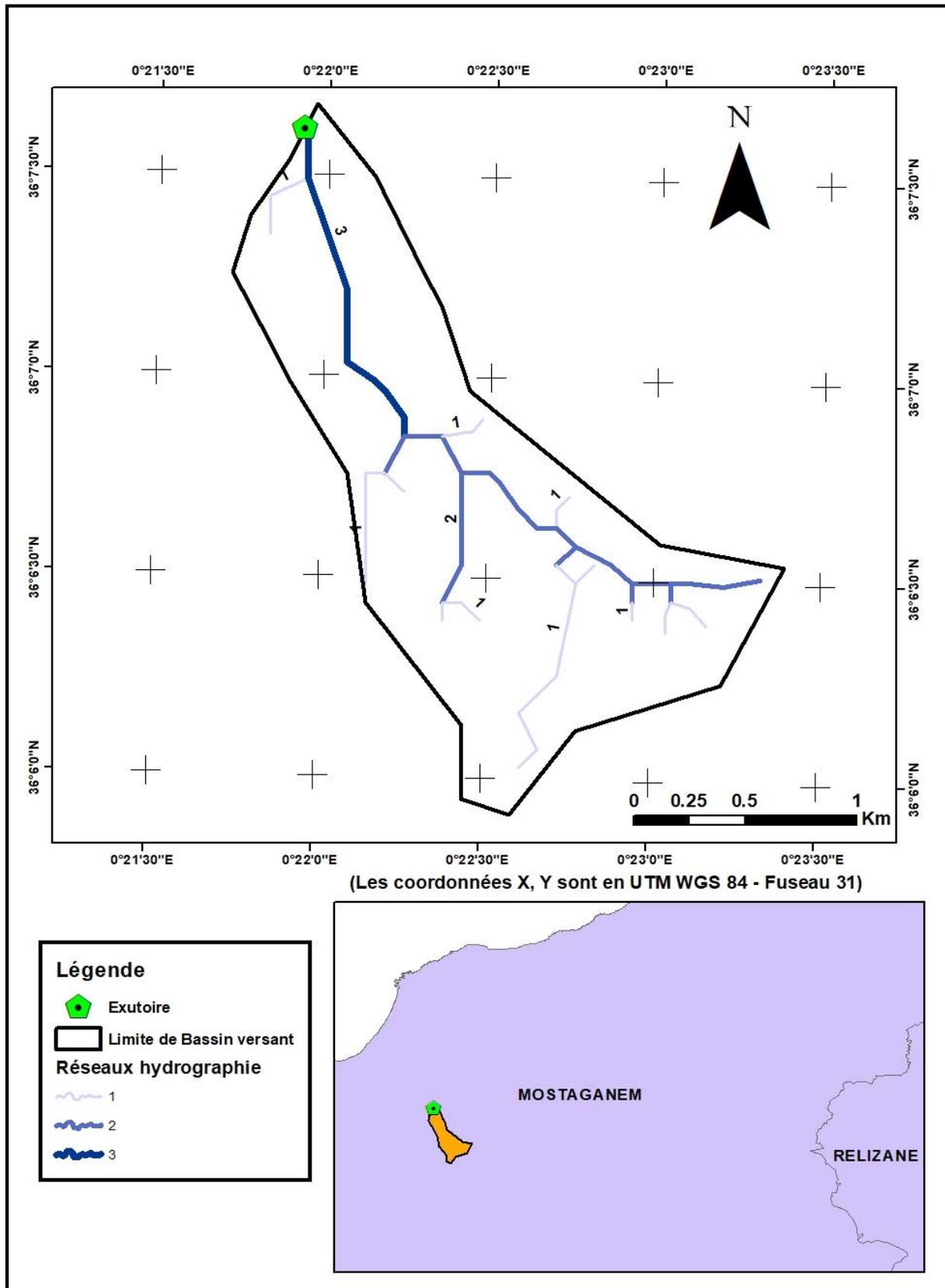


Figure III.6 : Classification du Réseau hydrographique du bassin versant

III 1.4.4 La pente moyenne de cours d'eau principal :

La pente moyenne du bassin d'Oued Charchar est calculée selon la relation suivante :

$$I = \Delta H / \Delta L \dots \dots \dots (III.14)$$

ΔH : Différence d'altitude entre deux cours d'eaux suffisamment éloignés.

ΔL : La distance entre ces deux points.

$$I = 6.28 \%$$

III 1.4.5 Temps de concentration

Nous examinons des formules qui nous semblent applicables :

1. Formule de Giandotti (sud Italie 1937) :

$$T_c = \frac{4 \times \sqrt{S} + 1.5 \times L_p}{0.8 \times \sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots \dots \dots (III.15)$$

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 : $T_c = 1.27$ Heure

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

$$T_c = 3 \times \left[\frac{S \times l_p}{(10I_c)^{1.5}} \right]^{0.25} \dots \dots \dots (III.16)$$

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

I_c : pente du talweg principal, en %.

AN : $T_c = 1.08$ Heures.

Puisque notre bassin est de forme allongée on peut dire que le temps de concentration est assez grand Donc, on prend : $T_c = 1.27$ h

- **Profil en long de l'Oued**

Ce profil est tracé à partir des cartes topographiques à l'échelle 1/50000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau jusqu' à l'exutoire.

Tableau III.5 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude.

N°	Courbe de niveau(m)	Distance(Km)	Distance cumulée (km)
1	150 - 200	0.945	0.945
2	200 - 250	0.625	1.570
3	250 - 300	0.542	2.112
4	300 - 350	0.710	2.822
5	350 - 400	0.245	3.067

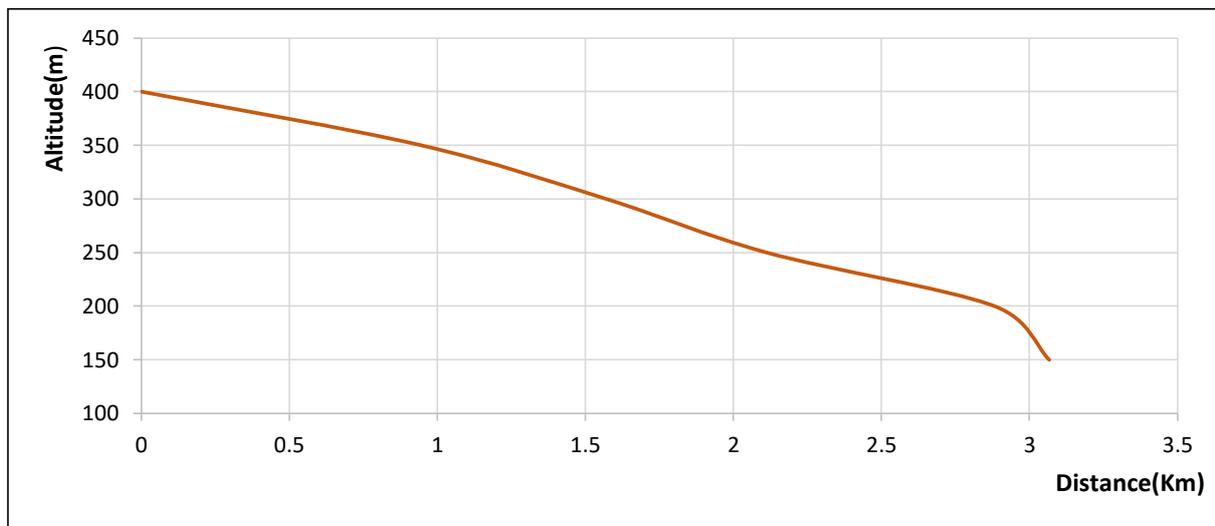


Figure III.7 : Profil en long du cours d'eau principal

Tableau III.6 : Paramètres hydromorphométriques du bassin versant

Désignation	unité	Symbole	Quantité
Surface	Km ²	S	2.931
Périmètre du bassin	Km	P	8.8
Longueur du talweg principale	L	km	3.362
Indice de compacité de Gravelius	***	K _G	1.44
Coefficient d'allongement	***	Ca	4.65
Longueur du rectangle équivalent	L _r	Km	3.54
largeur du rectangle équivalent	L _r	Km	0.83
Altitude maximale	M	H _{max}	425
Altitude minimale	M	H _{min}	145
Altitude moyenne	M	H _{moy}	294.288
Altitude médiane	M	H _{méd}	294
Pente moyenne du bassin versant	%	I _m	11.14
Indice de pente globale	%	I _g	6.62
Indice de pente moyenne	%	I _{pm}	7.91
Indice de pente de roche	%	I _p	2.8
Densité de drainage	Km/km ²	D _d	2.74
Coefficient de torrentialité	Km ⁻³	C _t	12.15
Temps de concentration	Heures	T _c	1.27

III.2 CARACTERISTIQUES CLIMATIQUE DU BASSIN VERSANT

La climatologie est une l'étude du climat dans une région particulière, elle entraîne des observations et des relevés d'un maximum de paramètres possibles comme la :

- Température,
- Les précipitations
- La vitesse du vent
- L'évapotranspiration.
- L'humidité.

Son but est la récolte et l'analyse de ces observations pour avoir une idée précise sur le climat du lieu.

Cette étude est très importante au niveau des bassins versant car Les conditions climatiques jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau.

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

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.2.1 Température

Le **tableau III.7** présente la répartition mensuelle des températures

Tableau III.7 : Répartition mensuelle de la température :

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Av	Mai	Jui	Juil	Aoû	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

(ONM)

La température moyenne de la région est de **18°C**.

III.2.2 Vitesse du vent

Les vitesses moyennes mensuelles des vents sont récapitulées dans le **tableau III.8**

Tableau III.8 : 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 vent (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 : ONM)

D’après le tableau III.8 la vitesse moyenne du vent est de (2.6 m/s). Elle présente un maximum en décembre (2.9 m/s), et un minimum en juillet (2.2 m/s).

III.2.3 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.9) en mois d’été (juin, juillet et août)

Tableau III.9 : 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	1 255
P%	10.4	6.9	4.7	3.5	3.7	4.8	7.3	8.92	11.2	12	14	12	100

(Source : ONM)

L’évaporation totale annuelle est de **1 255 mm**.

II.3 ETUDE DES PRECIPITATIONS

III.3.1 Pluies moyennes annuelles

Dans l’absence d’une station pluviométrique dans la région d’étude nous avons pris la station la plus proche et celle la plus représentative de la pluviométrie de notre région d’étude, cette station a été recueillies auprès de l’ANRH.

Le tableau ci-dessus représente les caractéristiques de la station pluviométrique

Tableau III.10 : Caractéristiques de la station pluviométrique

Station	Code	Source	Coordonnée			Année de service	N (ans)
			X	Y	Z		
Mostaganem	040612	A.N.R.H	266.45	293.4	151	1973-2012	40

(Source ANRH)

- **Homogénéité de la Série pluviométriques**

Le test d'homogénéité appliqué sur les données pluviométriques est important pour la détection des valeurs erronées dans les séries étudiées. Le test de Wilcoxon est le plus puissant test non paramétrique, souvent sollicité dans les études hydrologiques (études des pluies et des apports).

1-La série de donnée d'origine devra être divisée en deux sous séries X et Y telles que N_1 et N_2 représentant respectivement le nombre (taille) de ces deux séries, avec $N_1 \leq N_2$.

2-classer la série d'origine par ordre croissant XUY croissant puis on attribue à chaque valeur son rang en précisant à quelle sous série elle appartient.

La vérification de l'homogénéité des séries se fait à un degré de probabilité de 95%.

$$W_{min} < W_x < W_{max} \dots\dots\dots (III.17)$$

Avec :

$$W_x = \sum |rangx| \dots\dots\dots (III.18)$$

W_x : Somme des rangs de l'échantillon x

$$W_{min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - 1,96 \left[\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right]^{0,5}$$

$$W_{max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{min}$$

Les résultats du test de Wilcoxon sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.11 : Résultat du test de Wilcoxon

Station	N_1	N_2	W_{min}	W_y	W_{max}	Observation
040612	18	22	296.41	380	441.59	Homogène

La condition du test ($W_{min} < W_y < W_{max}$) est vérifiée. La série pluviométrique de la zone d'étude est donc homogène à un intervalle de confiance de 95%. Le détail de calcul est donné dans l'annexe.3

- **Pluie moyenne annuelle**

Tableau III.12 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations (1973-2012)

Nombre de données	40
Minimum (mm)	15.4
Maximum (mm)	173.7
Moyenne (mm)	49.7
Ecart-type	27.9
Médiane	44.8

Commentaire :

Les données pluviométrique montre que la saison pluvieuse est généralement active entre le mois Novembre et le mois Avril 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 Novembre et décembre

III 3.2 Précipitations maximales journalières

La pluie maximale journalière prise est celle de la station MOSTAGANEM (040612), Les caractéristiques empiriques de la série sont représentées dans le **tableau III.13**.

Tableau III.13 : Caractéristiques empiriques de la série.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Av	Mai	Jui	Juil	Août	total
P_{moy} (mm)	15.38	33.19	57.26	55.23	45.15	41.39	34.04	39.3	24.96	3.46	1.33	2.73	353.42
P_{moy}(%)	4.35	9.39	16.20	15.63	12.78	11.71	9.63	11.12	7.06	0.98	0.38	0.77	100.00

III 3.3 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.

III 3.3.1 Ajustement à la loi Gumbel (Maximum de vraisemblance)

Les résultats d'ajustement des P_{jmax} à la loi de Gumbel sont illustrés sur la **figure III.8**

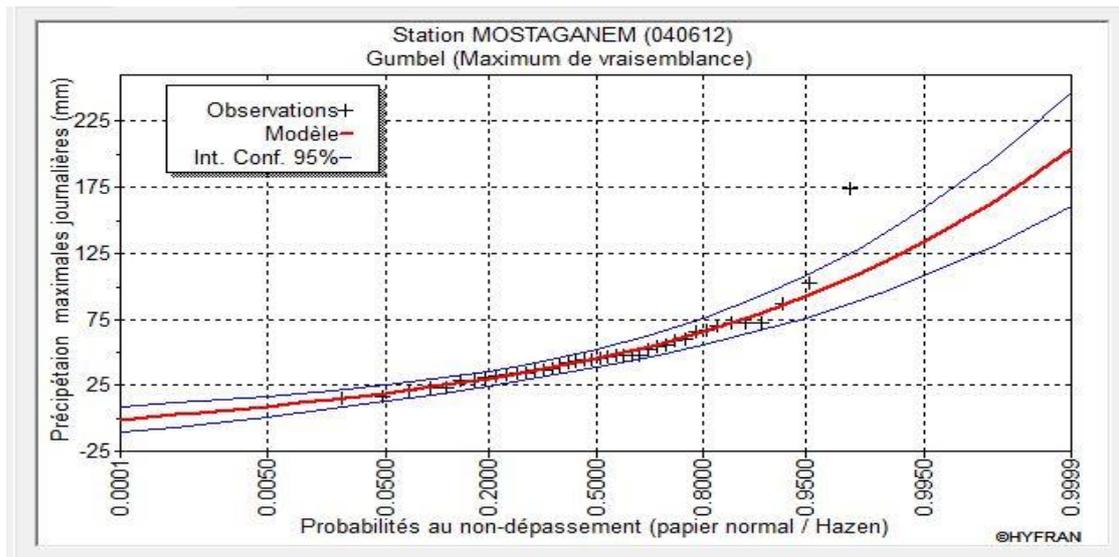


Figure III.8 : Ajustement à la loi de Gumbel

III 3.3.2 Ajustement à la loi de Log-normal (de Galton) (Maximum de vraisemblance)

Les résultats d'ajustement de la série des Pjmax à la loi de Galton sont illustrés sur la figure III.12

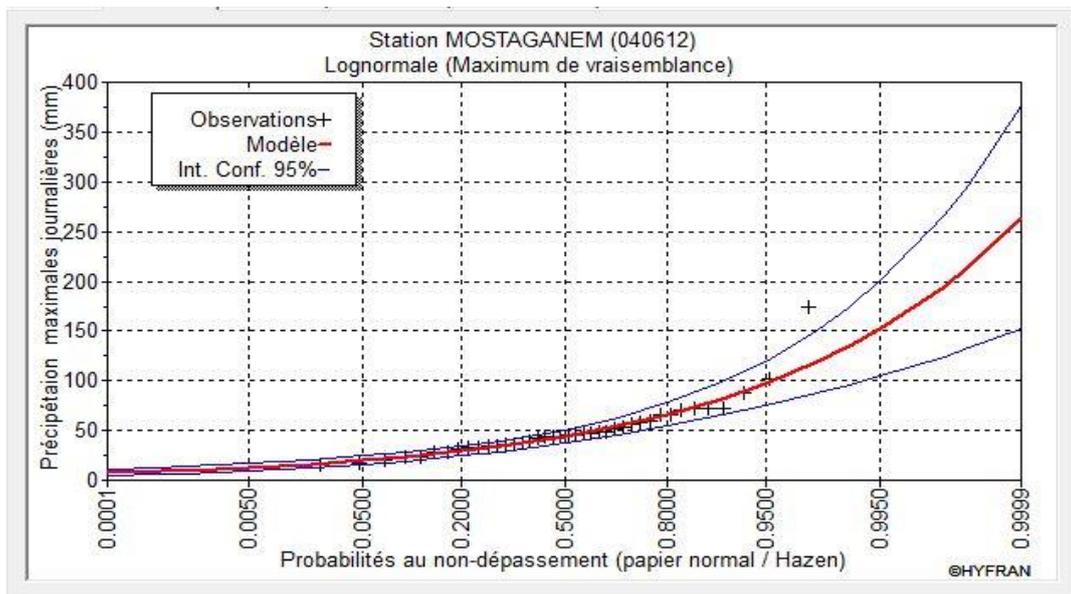


Figure III.9 : Ajustement à la loi de Galton

III 3.4 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 :**

- On détermine le χ^2 calculé et le nombre de degré de liberté γ : à l'aide du logiciel HYFRAN
- On détermine χ^2 théorique sur la table de khi ² (voir tableau dans l'**annexe.5**)

Avec : χ^2 théorique =g (γ, α)

La loi est adéquate pour une erreur $\alpha =0.05$ si et seulement si : χ^2 calculé $< \chi^2$ théorique.

Les résultats du test pour les deux lois d'après le logiciel HYFRAN sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.14 : Résultat du test du Khi²

Distribution statistique	Nombre de classe	Degré de liberté	Khi ² calculé	Khi ² théorique ($\alpha=5\%$)	H0
Gumbel	8	5	2	11.07	Vérifié
Log-normale	8	5	3.6	11.07	Vérifié

Suite à la comparaison entre les deux graphes d'ajustement, on remarque qu'ils sont presque identiques et donc nous donne presque le même ajustement, d'après la région climatique ou se trouve notre station on peut conclure que les pluies maximales journalières suivent **la loi de Galton.**

III.3.5 Pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

La pluie d'une durée t pour une telle fréquence est donnée par la formule de Montana :

$$P(t)\% = Pj\% \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (III.19)$$

Avec :

P (t) : Pluie d'une durée (t) pour une fréquence voulue (mm).

P : Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm).

t : Durée de la pluie (heures).

b : Exposant climatique égale à 0.3 (donnée ANRH).

➤ L'intensité des pluies est donnée par la formule suivante :

$$I = \frac{Pt}{t} \dots\dots\dots (III.20)$$

Tableau III.15 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période	1000	100	50	20	10	5
Fréquence (%)	0,1	1	2	5	10	20
Pmaxj	195	135	119	97.5	81.9	66.2

Tableau III.16 : Pluies de courte durée et Intensité des pluies I₀ (mm/h)

Période	5		10		20		50		100		1000	
Fréquence (%)	20		10		5		2		1		0,1	
Temps (h)	Pmax t (mm)	I ₀ (mm/h)										
0.2	15.74	78.72	19.48	97.39	23.19	115.94	28.30	141.50	32.11	160.53	46.37	231.87
0.4	19.38	48.46	23.98	59.95	28.55	71.37	34.84	87.10	39.53	98.82	57.09	142.73
0.6	21.89	36.48	27.08	45.14	32.24	53.73	39.35	65.58	44.64	74.40	64.48	107.46
0.8	23.86	29.83	29.52	36.90	35.15	43.93	42.90	53.62	48.66	60.83	70.29	87.86
1	25.51	25.51	31.57	31.57	37.58	37.58	45.87	45.87	52.03	52.03	75.16	75.16
1.5	28.82	19.21	35.65	23.77	42.44	28.29	51.80	34.53	58.76	39.17	84.88	56.59
2	31.41	15.71	38.86	19.43	46.26	23.13	56.47	28.23	64.06	32.03	92.53	46.26
2.5	33.59	13.43	41.55	16.62	49.47	19.79	60.38	24.15	68.49	27.40	98.94	39.57
3	35.48	11.83	43.89	14.63	52.25	17.42	63.77	21.26	72.34	24.11	104.50	34.83
3.5	37.15	10.62	45.97	13.13	54.72	15.63	66.79	19.08	75.77	21.65	109.44	31.27
4	38.67	9.67	47.85	11.96	56.96	14.24	69.52	17.38	78.87	19.72	113.92	28.48
4.5	40.06	8.90	49.57	11.01	59.01	13.11	72.02	16.00	81.70	18.16	118.01	26.23
5	41.35	8.27	51.16	10.23	60.90	12.18	74.33	14.87	84.33	16.87	121.80	24.36
6	43.68	7.28	54.03	9.01	64.33	10.72	78.51	13.09	89.07	14.84	128.65	21.44
7	45.74	6.53	56.59	8.08	67.37	9.62	82.23	11.75	93.28	13.33	134.74	19.25
8	47.61	5.95	58.90	7.36	70.12	8.77	85.59	10.70	97.10	12.14	140.25	17.53

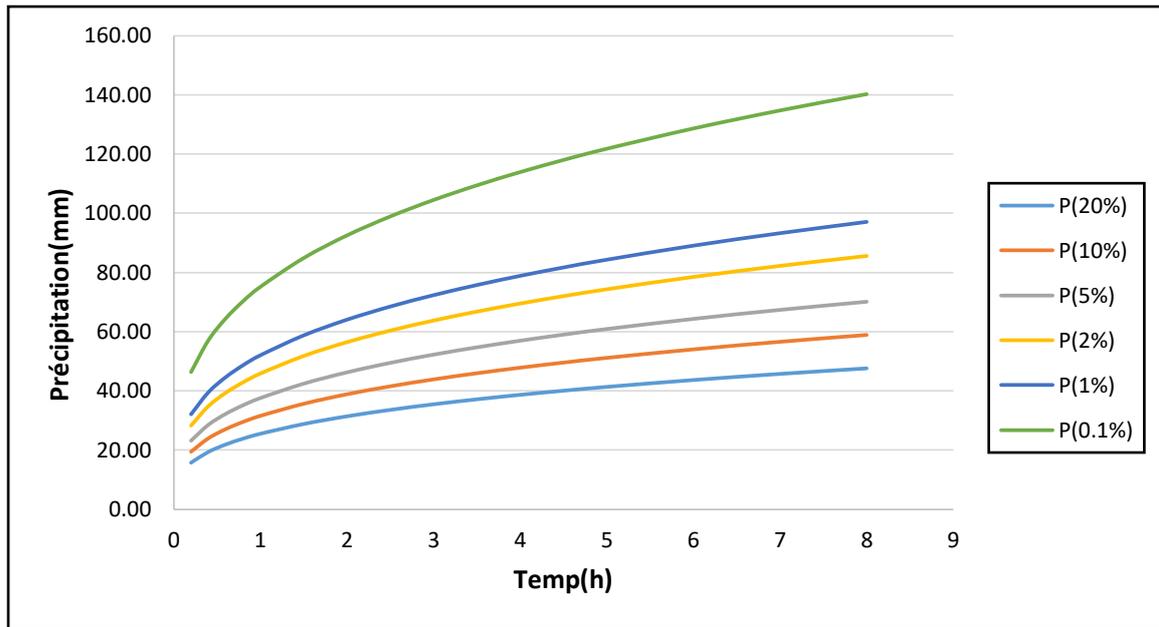


Figure III.10 : Courbes des pluies de courte durée.

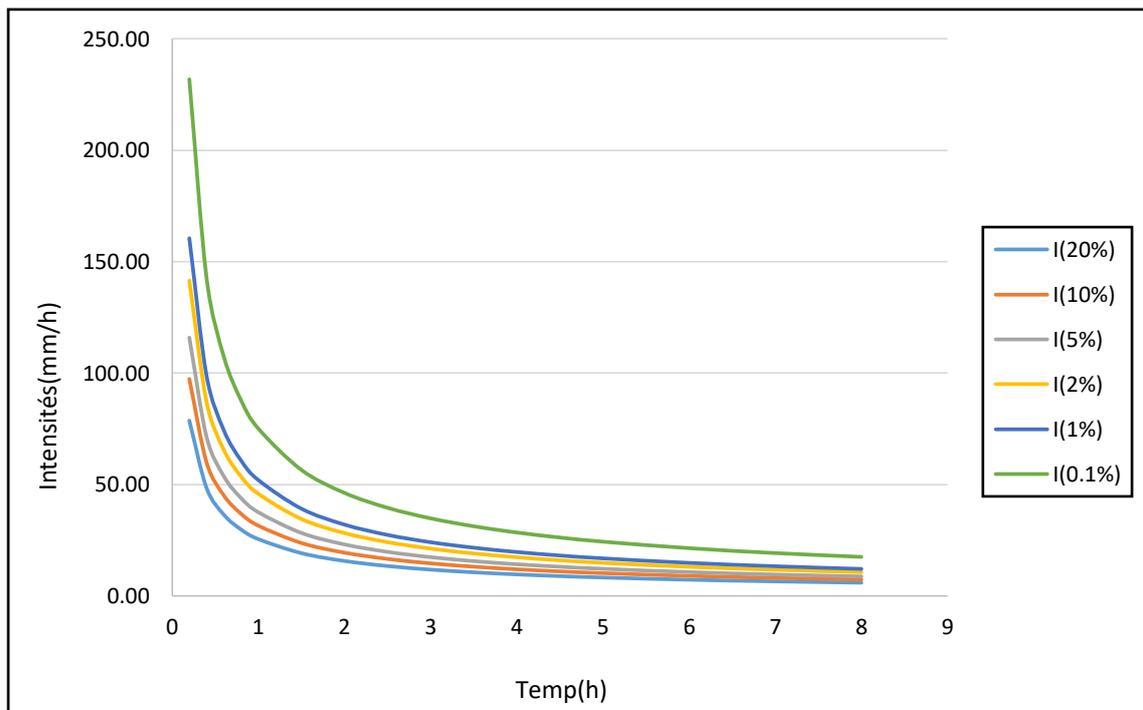


Figure III.11 : Intensité-Durée-Fréquence (IDF)

III.4 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.4.1 Apport moyen interannuel

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

➤ **Formule de l'ANRH**

$$A_0 = 0,915 \cdot P^{2,684} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots(III.21)$$

Où ; P : Pluie moyenne annuelle (m).
S : surface du bassin versant (Km²).

AN : A₀ = 0.139 Mm³

➤ **Formule de SAMIE :**

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \dots\dots\dots(III.22)$$

Où ; L_e : lame d'eau écoulée en [mm].

AN : Le = 36.13 mm A₀ = 0.106 Mm³

➤ **Formule de CHAUMONT :**

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

$$C_e = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2}) \dots\dots\dots(III.23)$$

Où ; P : précipitation moyenne (m).

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

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

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots(III.24)$$

AN : C_e = 0.06 Le = 20.86 mm A₀ = 0.061 Mm³

➤ **Formule de Derie II**

$$A = 0,513 \cdot P^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots(III.25)$$

✓ D_d : densité de drainage (Km / Km²)

AN : A₀ = 0.183 Mm³

Tableau III.17 : Récapitulatif des apports

type de formule	L'apport moyen annuel
ANRH	0.139
SAMI	0.106
CHAUMONT	0.061
DERIE II	0.183

• **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 $A_0 = 0.139 \text{ Mm}^3$ donnée par la formule de l'ANRH qui est la plus proche de la moyenne des autres valeurs.

III.4.2 Répartition mensuelle des apports

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

Tableau III.18 : Répartition mensuelle des apports

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Av	Mai	Jui	Juil	Aoû	total
A(Mm3)	0.006	0.013	0.023	0.022	0.018	0.016	0.013	0.015	0.010	0.001	0.001	0.001	0.139
A(%)	4.35	9.39	16.20	15.63	12.78	11.71	9.63	11.12	7.06	0.98	0.38	0.77	100.00

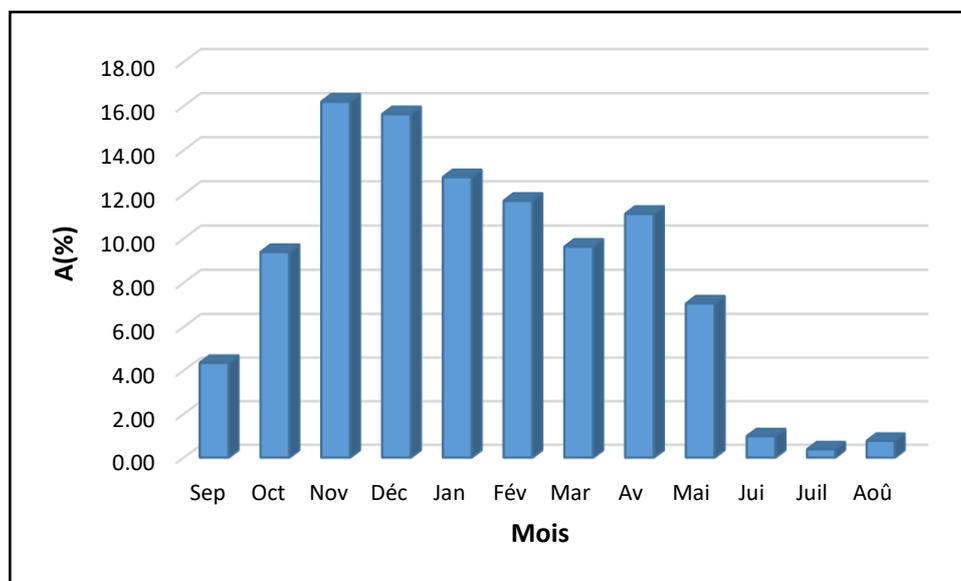


Figure III.12 : Histogramme de répartition mensuelle de l'apport moyen

III.4.3 Caractéristiques de l'écoulement

III.4.3.1 Module de l'écoulement

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots(III.26)$$

Où ; A_0 : Apport moyen annuel (l)

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

AN : $M_e = 4.41$ l/ s

III.4.3.2 Module de l'écoulement relatif (spécifique)

$$M_0 = \frac{M_e}{S_{bv}} \dots\dots\dots(III.27)$$

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

S : Superficie du bassin (Km^2).

AN : $M_0 = 1.50$ l/s/ Km^2 .

III.4.3.3 lame d'eau écoulée

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots(III.28)$$

AN : $L_e = 47.42$ mm

III.4.3.4 Coefficient de l'écoulement ou de ruissellement

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots\dots\dots(III.29)$$

Où ; L_e : lame d'eau écoulée (mm).

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm)

AN : $C_e = 0.13$

III.4.3.5 Coefficient de variation

Le coefficient de variation est un paramètre caractérisant l'écoulement, on le calcule à l'aide des formules empiriques.

1. Formule de PADOUN

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23} \dots\dots\dots(III.30)$$

Avec : C_v : Coefficient de variation.

K : Coefficient $K=1$.

M_0 : Module spécifique (l/s. Km^2). ($M_0=1.5$ l/s. Km^2)

2. Formule de SOKOLOVSKY

$$Cv=0,78 - 0,29\text{Log}M_0 - 0,063 \text{ Log}(S+1) \dots\dots\dots (III.31)$$

Avec : **CV** : Coefficient de variation.
S : Surface du bassin versant (Km²). **S=2.932 Km²**.
M₀ : Module spécifique (l/s.Km²). (**M₀=1.5 l/s.Km²**)

3. Formule d'URGIPROVODKMOZ

$$Cv= 0.7/M_0^{0.125} \dots\dots\dots(III.32)$$

Avec : **CV** : Coefficient de variation.
M₀ : Module spécifique (l/s.Km²). (**M₀=1.5 l/s.Km²**)

Tableau III.19 : Les valeurs du coefficient de variation trouvées par les différentes formules

	Formule		
	N.N PADOUM	SOKOLOVSKY	URGIPROVODKHOZ
Cv	0.847	0.691	0.665

On prend comme valeur finale celle qui proche de la moyenne donnée par la formule de **SOKOLOVSKY** c'est-à-dire **Cv=0.691**

III.4.4 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 :

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}} \dots\dots\dots (III.33)$$

Où : A% : Apport de fréquence donnée (Mm³)

- μ :Variable réduite de Gauss ;
- A₀ : Apport moyen annuel (Mm³) ;
- Cv : Coefficient de variation

Les résultats de calcul sont donnés dans le **tableau III.19** :

Tableau III.20: Les apports de différentes fréquences

Période de retour	1.25	10	20	50	100	1000
Fréquence P (%)	80	10	5	2	1	0,1
variable de Gauss	-0.842	1.282	1.643	2.051	2.327	3.160
Apport (Mm³)	0.068	0.255	0.319	0.412	0.490	0.824

III.4.4.1 Répartition de l'apport à 80%

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%} = 0.068 \text{ Mm}^3$

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

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Av	Mai	Juin	Juil	Août	Tot
A80 %(Mm3)	0.003	0.006	0.011	0.011	0.009	0.008	0.007	0.008	0.005	0.001	0.000	0.001	0.068
Apport(%)	4.35	9.39	16.2	15.63	12.78	11.71	9.63	11.12	7.06	0.98	0.38	0.77	100

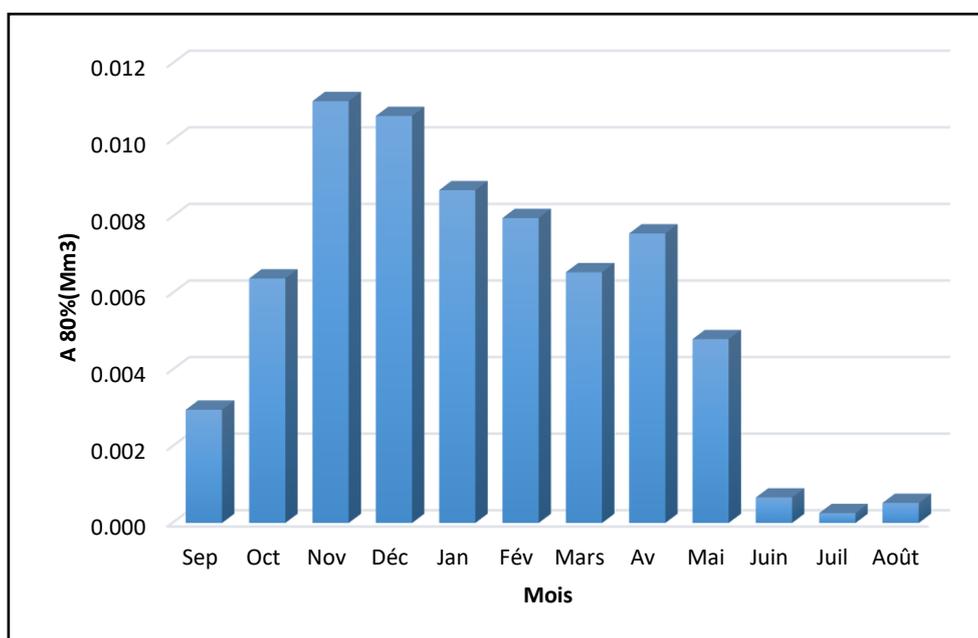


Figure III.13 : Histogramme de répartition mensuelle de l'apport A80%

III.4.5 Apport solide et détermination du volume mort

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

III.4.5.1 Apport solide en suspension

▪ **Formule de FOURNIER (1960)**

$$T_s = \frac{1}{36} \times \left(\frac{P^2}{P_a}\right)^{2.65} \times \left(\frac{h^2}{S}\right)^{0.46} \dots\dots\dots (III.34)$$

Avec :

Ts : L'érosion spécifique en t/Km².an ;

Pa : Pluie moyenne annuelle en mm ;

P : Pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvieux ; (P = 57.26 mm)

h : Altitude à 45 % (H_{max} - H_{min})= (425-145)*0.45= 126 m

S : Surface du bassin versant en Km² ;

$$T_s=530.70 \text{ t/Km}^2.\text{an}$$

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.4 \text{ t/m}^3$.

Le volume annuel est exprimé comme suit :

$$V_s = \frac{T_a \times S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III.35)$$

$$V_s=1111.07 \text{ m}^3 / \text{an}$$

▪ **Formule de TIXERONT (1960)**

Cette relation a été calée sur la base de corrélations établies entre l'apport moyen annuel

(A) et un coefficient de perméabilité (α).

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15} \dots\dots\dots (III.36)$$

- ✓ Ts : le transport solide en (m³/Km²/an).
- ✓ L₀ : la lame écoulée en (m).
- ✓ α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant. Il varie de 3,5 à 3200 et est d'autant plus important que la perméabilité soit faible, $\alpha = 350$, (moyenne à faible).

$$T_s = 624.40 \text{ t/Km}^2 \cdot \text{an}$$

Compte tenu du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.4 \text{ t/m}^3$. Le volume annuel est exprimé comme suit :

$$V_s = 1307.22 \text{ m}^3/\text{an}$$

▪ **Formule de SAÏDI (1991)**

Saïdi a étudié l'envasement de 18 barrages algériens en exploitation et a proposé une équation pour estimer les apports solides q_s en $\text{m}^3/\text{km}^2/\text{an}$:

$$q_s = 19 \times M_0^{1.246} \times C_e^{-0.885} \dots\dots\dots(\text{III.37})$$

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

$$q_s = 191.57 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$$

Donc Le volume annuel est exprimé comme suit :

$$V_s = 561.49 \text{ m}^3/\text{ans}$$

Note : Dans notre cas, nous optons pour la valeur de SAÏDI

III.4.5.2 Estimation du volume mort

Le volume mort est égal au produit de l'écoulement moyen interannuel solide par le nombre d'années de la période.

$$V_{\text{mort}} = T \cdot V_s \dots\dots\dots(\text{III.38})$$

T : période pendant laquelle la retenue est exploitable est généralement calculée pour une période de 10 à 50 ans. Prenons 15 ans.

Le résultat de la formule de Saïdi ont été maintenus afin de garantir de bons résultats, d'où le volume mort : $V_M = V_s \times T$ $V_m = 8422 \text{ m}^3$

III.5 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.5.1 Détermination des débits maximum fréquentiels par les formules empiriques

➤ **Formule de Mallet-Gauthier**

$$Q_{\max p\%} = 2K \log (1+20.P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4\log T - \log S} \dots\dots\dots (III.39)$$

Où : $Q_{\max p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s) ;

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m)

S : Superficie du bassin versant (km²)

L : Longueur du talweg principal (km)

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

T : Période de retour (an)

Tableau III.22 : Débit max pour une fréquence voulue (mallet-gauthier)

Période de Rotour T (ans)	10	20	50	100
Qmax (m3/s)	13.56	14.98	16.67	17.84

➤ **Formule de POSSENTI :**

$$Q_{\max,p\%} = \frac{\mu \times P_{\max,j\%} \times S}{L} \dots\dots\dots (III.40)$$

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) ;

Tableau III.23 : Débit max pour une fréquence voulue (Possenti)

Période de Rotour T (ans)	10	20	50	100
Pmax, j (%)	81.8	97.7	119	137
Qmax (m3/s)	49.9	59.6	72.6	83.6

➤ **Formule de Turraza**

$$Q_{max, \%} = \frac{C I_{tc}}{3.6} \times S \dots \dots \dots (III.41)$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant (Km²).

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

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

Tableau III.24 : Débit max pour une fréquence voulue (Turraza)

Période de retour (ans)	10	20	50	100
Fréquence %	10	5	2	1
Cr	0.5	0.55	0.6	0.7
I_{tc} (mm/h)	26.01	30.97	37.79	42.88
Débit max (m3/s)	10.59	13.87	18.46	24.44

➤ **Formule de l'ANRH**

Les formules utilisées seront les suivantes :

$$\text{ANRH : } Q_{10} = 7.1285 \times S^{0.6842} \quad \text{pour } S > 7 \text{ km}^2 \dots \dots \dots (III.42)$$

$$\text{Porozlai : } Q_{10} = 4.8885 \times S^{0.8695} \quad \text{pour } S < 7 \text{ km}^2 \dots \dots \dots (III.43)$$

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.

Tableau III.25 : Débit max pour une fréquence voulue (ANRH)

Période de Rotour T (ans)	10	25	50	100
Qmax (m3/s)	12.45	16.19	18.68	21.17

Suite aux résultats obtenus, les valeurs retenues sont celles de **Turraza** puisque c'est les valeurs qui se rapproche le plus des valeurs moyennes

III.5.2 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 :

$$Q_t = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^m \dots\dots\dots(III.44)$$

$$Q_t = Q_{max} \left(\frac{t_d-t}{t_d} \right)^n \dots\dots\dots(III.45)$$

Où : Q_m : débit instantané de la montée (m3/s)

Q_d : débit instantané de la décrue (m3/s)

t_m : temps de la montée de la crue en heures ; $t_m = t_c = 1.27$ heures

Q_{max} : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m3/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'indiquer au Tableau suivant :

Tableau III.26 : 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: $T_m = T_c = 1.27$ h $\gamma = 2.5$ $T_d = 3.18$ h

Les Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le **tableau III.25 et la Figure (III.16)**

Tableau III.27 : Valeurs des débits de crues en fonction du temps

Période de retour (ans)	100	50	20	10
Temps (h)	Q1% (m3/s)	Q2% (m3/s)	Q5% (m3/s)	Q10% (m3/s)
Qmax	24.44	18.46	13.87	10.59
0	0	0	0	0
0.25	0.95	0.72	0.54	0.41
0.5	3.79	2.86	2.15	1.64
0.75	8.52	6.44	4.84	3.69
1	15.15	11.45	8.60	6.57
1.25	23.68	17.88	13.44	10.26
1.27	24.44	18.46	13.87	10.59
1.52	19.12	14.44	10.85	8.28
1.77	14.63	11.05	8.30	6.34
2.02	10.91	8.24	6.19	4.73
2.27	7.87	5.95	4.47	3.41
2.52	5.46	4.13	3.10	2.37
2.77	3.60	2.72	2.05	1.56
3.02	2.22	1.68	1.26	0.96
3.27	1.25	0.94	0.71	0.54
3.52	0.61	0.46	0.35	0.26
3.77	0.24	0.18	0.14	0.10
4.02	0.06	0.05	0.03	0.03
4.27	0.00	0.00	0.00	0.00
4.45	0.00	0.00	0.00	0.00

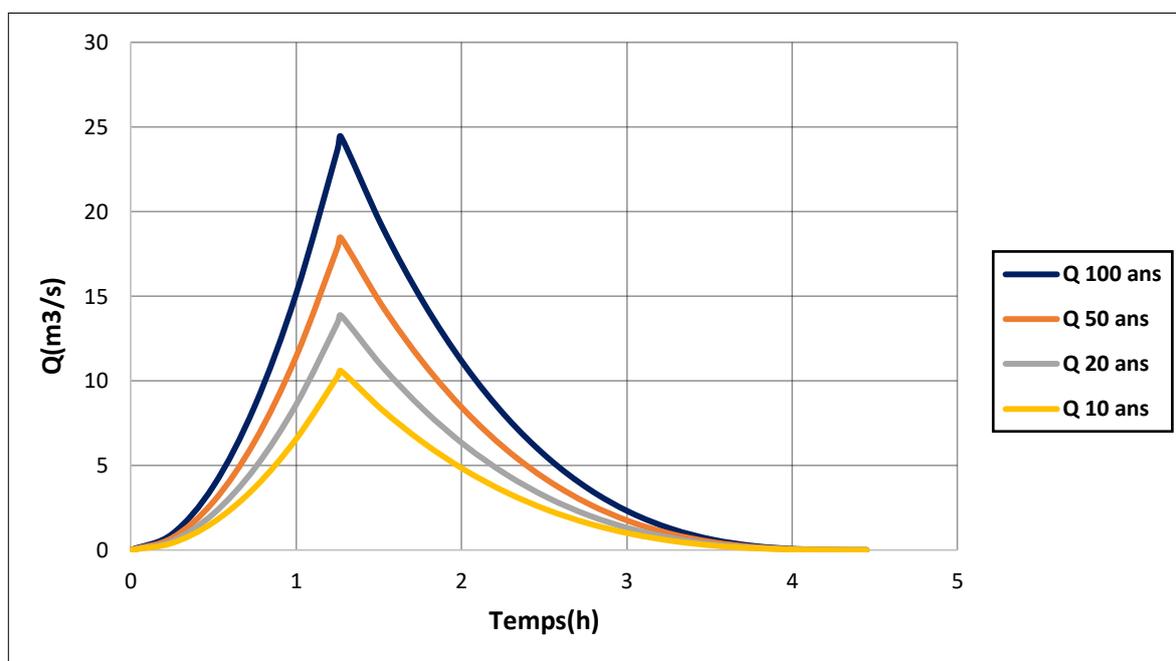


Figure III.14 : Hydrogrammes des crues probables en fonction du temps selon méthode de Turraza

III.5.3 Choix de la crue de projet

Elle est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer sans dommages graves à l'aval. Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de

l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement. Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en crues à l'aval.

Pour notre cas on peut considérer 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). $Q_{\max 1\%}=24.44 \text{ m}^3/\text{s}$

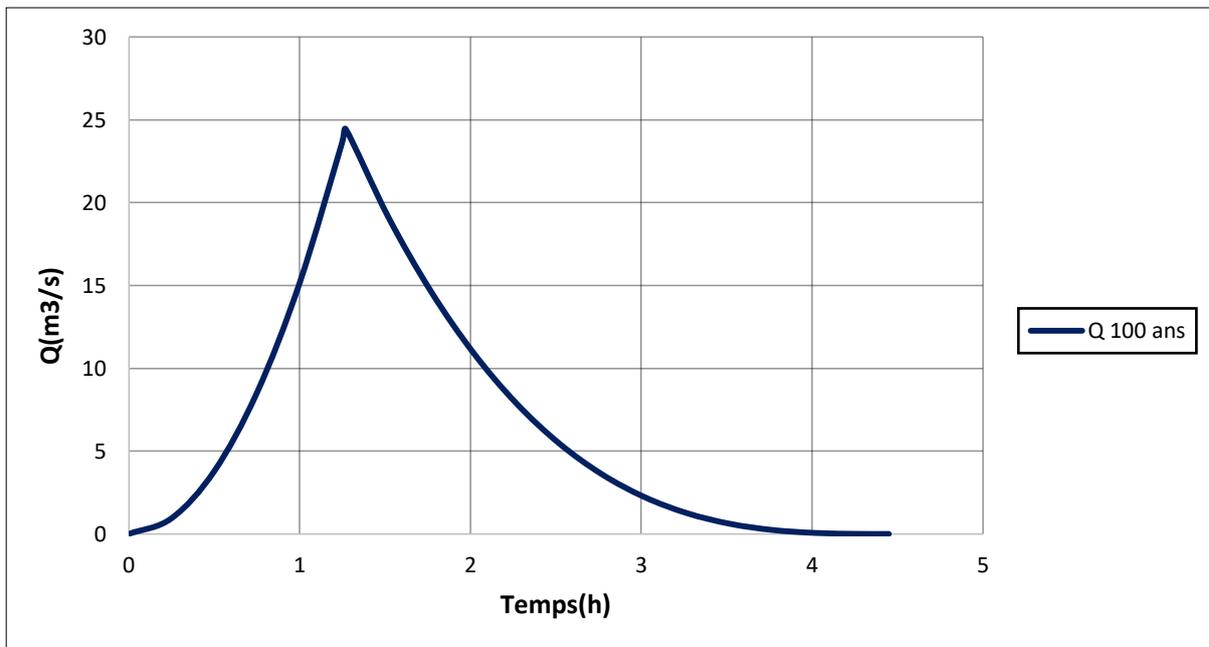


Figure III.15 : Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour centennial

III.6 REGULARISATION DE L'ECOULEMENT

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.6.1 Répartition des besoins

La répartition mensuelle des besoins est présentée dans le tableau suivant :

La surface irriguée est de 18 Ha et la quantité et les besoins annuels sont estimés à 91800 m³

Tableau III.28 : Répartition mensuelle des besoins

Mois	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Total
Besoins (m ³)	4 352.60	5007.60	0	0	3583.60	6 265	9 751	13 811	12 684	12 841	12 244	11 263	91 800.00
Besoins (%)	4.74	5.45	0.00	0.00	3.90	6.82	10.62	15.04	13.82	13.99	13.34	12.27	100.00

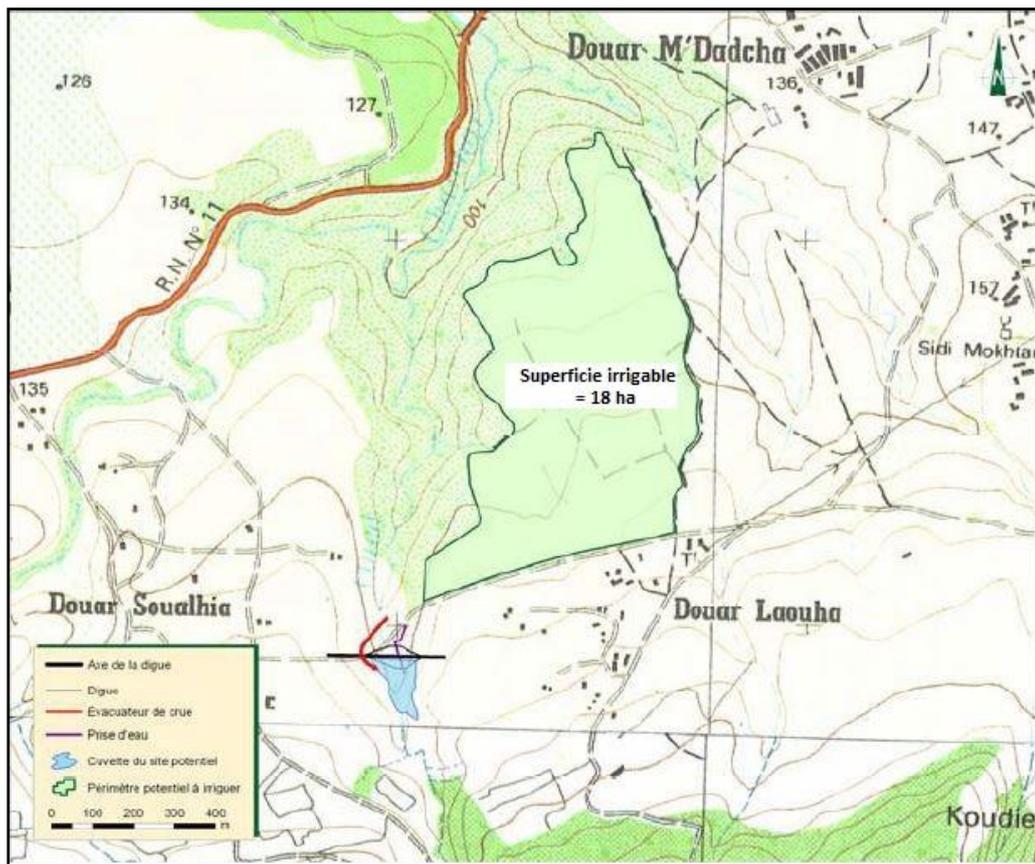


Figure III.16 : Zone potentielle d’irrigation (représentée en vert) en rive droite du site de l’affluent d’oued Charchar

III.6.2 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 :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots(III.46)$$

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).

Tableau III.29 : Courbes « Hauteurs –Capacités –Surface »

cote (NGA)	Hauteur(m)	$\Delta h(m)$	S (m2)	$\Delta V (m3)$	V (m3)
145	0	0	0	0	0
146	1	1	71	47.333	47.333
147	2	1	228.50	149.75	197.08
148	3	1	548.00	388.25	585.33
149	4	1	1 324.50	936.25	1 521.58
150	5	1	2 367.00	1 845.75	3 367.33
151	6	1	3 828.50	3 097.75	6 465.08
152	7	1	5 790.00	4 809.25	11 274.33
153	8	1	7 932.00	6 861.00	18 135.33
154	9	1	10 196.00	9 064.00	27 199.33
155	10	1	12 558.00	11 377.00	38 576.33
156	11	1	14 853.00	13 705.50	52 281.83
157	12	1	17 239.50	16 046.25	68 328.08
158	13	1	20 074.50	18 657.00	86 985.08
159	14	1	23 237.00	21 655.75	108 640.83
160	15	1	26 912.00	25 074.50	133 715.33
161	16	1	30 769.00	28 840.50	162 555.83
162	17	1	34 781.00	32 775.00	195 330.83
163	18	1	38 273.50	36 527.25	231 858.08
164	19	1	41 425.00	39 849.25	271 707.33
165	20	1	44 750.00	43 087.50	314 794.83
166	21	1	48 010.00	46 380.00	361 174.83

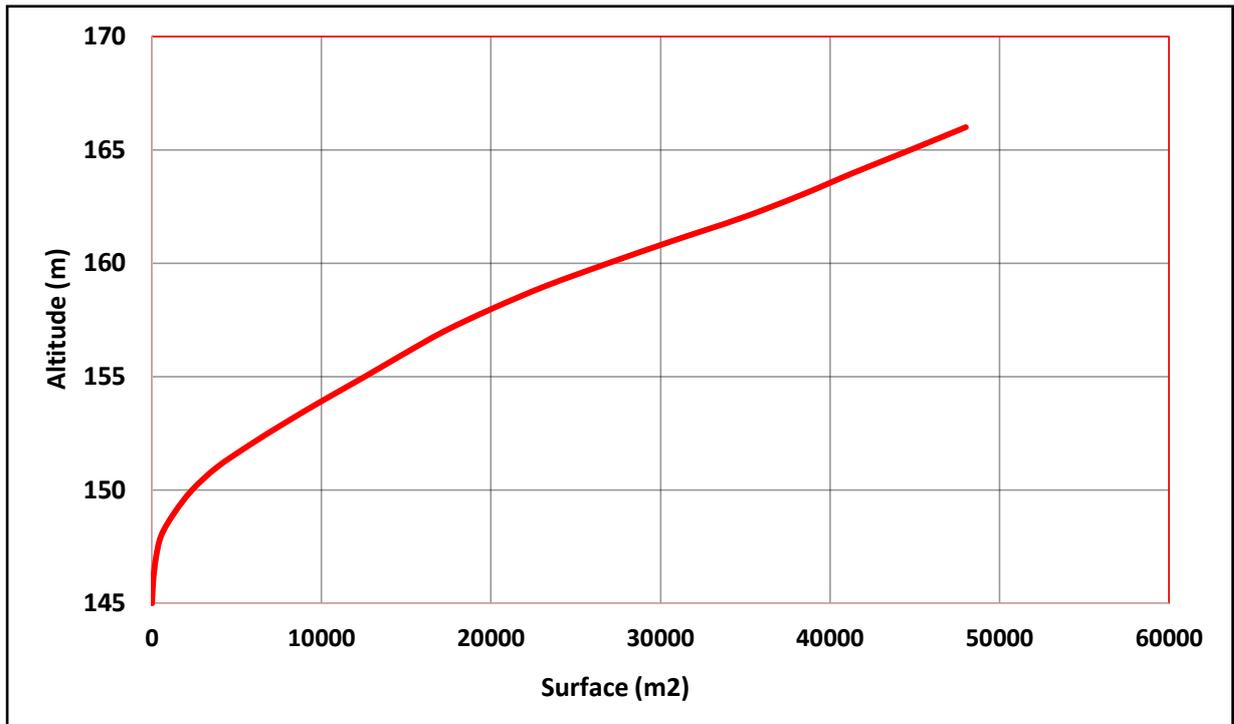


Figure III.17 : Courbes Surface_Hauteur

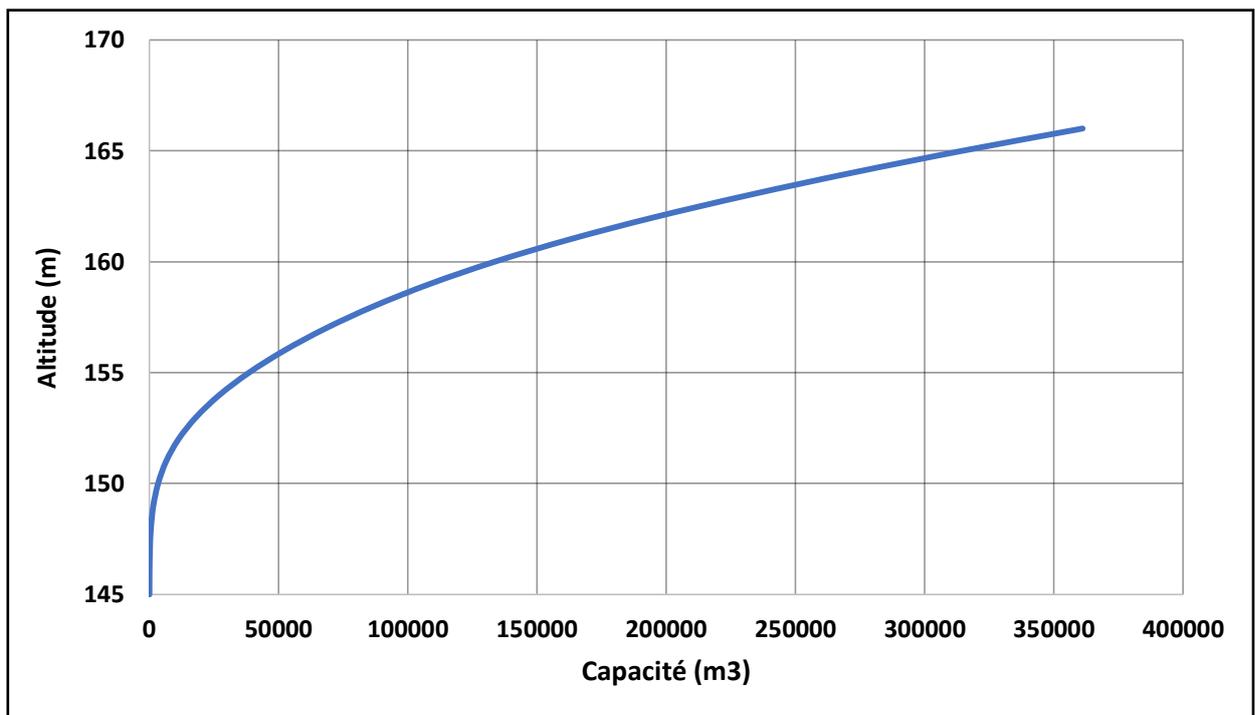


Figure III.18 : Courbes Capacité_Hauteurs

III.6.3 Volume utile

III.6.3.1 Détermination de la période de bonne hydraulicité

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'octobre jusqu'au mois d'Avril

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau **Tableau III.30**.

Tableau III.30 : Le volume utile de la retenue

Mois	W80%	U80%	W-U	Volume (m3)
Octobre	13 000.00	4 352.60	8647	91 041.00
Novembre	23 000.00	5007.60	17992	
Décembre	22 000.00	0	22000	
Janvier	18 000.00	0	18000	
Février	16 000.00	3583.60	12416	
Mars	13 000.00	6 264.60	6735	
Avril	15 000.00	9 750.60	5249	
Mai	10 000.00	13 810.60	-3811	-49 241.00
Juin	1 000.00	12 683.60	-11684	
Juillet	1000	12 840.60	-11841	
Aout	1000	12 243.60	-11244	
Sept	600	11262.60	-10663	

$$V_s = 91041 \text{ m}^3$$

$$V_d = 49241 \text{ m}^3$$

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'où : } V_u = V_d \quad \text{Alors : } \quad V_u = 49241 \text{ m}^3$$

Le volume normal de la retenue sera : $V_{NNR} = 57663 \text{ m}^3$

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.

➤ **1^{ère} 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.

➤ **2^{ème} Consigne d'exploitation**

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

Tableau III.31 : Régularisation saisonnière sans pertes

Mois	W80%(m3)	U80%(m3)	W-U (m3)	1ère consigne			2ème consigne		
				Vrf	Vri	S (m3)	Vrf	Vri	S (m3)
Oct	13 000.00	4 352.60	8 647.40		8422		-225.40	8 422.00	8 647.40
				17 069.40	17 069.40		-9 570.40	8 422.00	17 992.40
Nov	23 000.00	5 007.60	17 992.40	35 061.80	35 061.80		-6 738.20	8 422.00	15 160.20
Déc	22 000.00	0.00	22 000.00	57 061.80	57 061.80		15 261.80	15 261.80	
Jan	18 000.00	0	18 000.00	75 061.80	57663	17 398.80	33 261.80	33 261.80	
Fév	16 000.00	3583.60	12 416.40	70 079.40	57663	12 416.40	45 678.20	45 678.20	
Mar	13 000.00	6264.60	6 735.40	64 398.40	57663	6 735.40	52 413.60	52 413.60	
Av	15 000.00	9 750.60	5 249.40	62 912.40	57663	5 249.40	57663	57663	
Mai	10 000.00	13 810.60	-3 810.60	53 852.40	53 852.40		53852.4	53852.4	
juin	1 000.00	12 683.60	-11 683.60	42 168.80	42 168.80		42168.8	42168.8	
juil	1000	12 840.60	-11 840.60	30 328.20	30 328.20		30328.2	30328.2	
Août	1000	12 243.60	-11 243.60	19 084.60	19 084.60		19084.6	19084.6	
Sep	600.00	11 262.60	-10 662.60	8 422.00	8 422.00		8 422.00	8 422.00	
Total	133 600.00	91 800.00	Volume excédentaire à évacuer			41 800.00	Volume excédentaire à évacuer		41 00.00

6.3.1 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

A- Pertes par évaporation

$$V_{ep} = E_s \times S_{moy} \dots\dots\dots (III.47)$$

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)

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \dots\dots\dots (III.48)$$

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

B- Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (III.49)$$

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

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

$V_{rf,i}$ et $V_{rf,i+1}$: 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.32**

Tableau III.32 : La régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	V _{rf} (m ³)	V _{moy} (m ³)	S _{moy} (m 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			2 eme consigne		
											V' _{rf} (m ³)	V' _{ri} (m ³)	S' (m ³)	V' _{ri} (m ³)	V' _{rf} (m ³)	S' (m ³)
Octo	8422										8422	8422		153	8422	8 269
	17069	12745.7	3619.78	87	63.73	314.92	378.65	13 000.00	4 353	8 268.75	16 690.75	16 690.75		-8 523	8422	16 945
Nove	35062	26065.6	7402.63	59	130.33	436.76	567.08	23 000.00	5 008	17 425.32	34 116.07	34 116.07		8 902	8902	
Déce	57062	46061.8	13081.55	44	230.31	575.59	805.90	22 000.00	0	21 194.10	55 310.17	55 310.17		30 096	30096	
Janvier	57663	57362.4	16290.92	47	286.81	765.67	1052.49	18 000.00	0	16 947.51	72 257.68	66 273.00	5 984.68	47 044	47044	
Février	57663	57663	16376.29	60	288.32	982.58	1270.89	16 000.00	3 584	11 145.51	77 418.51	66 273.00	11 145.51	58 189	58189	
Mars	57663	57663	16376.29	91	288.32	1490.24	1778.56	13 000.00	6 265	4 956.84	71 229.84	66 273.00	4 956.84	63 146	63146	
Avril	57663	57663	16376.29	112	288.32	1834.14	2122.46	15 000.00	9 751	3 126.94	69 399.94	66 273.00	3 126.94	66 273	66273	
Mai	53852	55757.7	15835.19	140	278.79	2216.93	2495.71	10 000.00	13 811	-6 306.31	59 966.69	59 966.69		59 967	59967	
Juin	42169	48010.6	13635.01	155	240.05	2113.43	2353.48	1 000.00	12 684	-14 037.08	45 929.61	45 929.61		45 930	45930	
Juillet	30328	36248.5	10294.57	173	181.24	1780.96	1962.20	1000	12 841	-13 802.80	32 126.80	32 126.80		32 127	32127	
Aout	19085	24706.4	7016.62	156	123.53	1094.59	1218.12	1000	12 244	-12 461.72	19 665.08	19 665.08		19 665	19665	
Septe	8422	13753.3	3905.94	131	68.77	511.68	580.44	600	11 263	-11 243.04	8 422	8 422		8 422	8422	
Volume excédentaire à évacuer													25 214		25 214	

AN: $V'_s = 83065 \text{ m}^3$ $V'_d = 57851 \text{ m}^3$ $S' = 25214 \text{ m}^3$

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

AN: $V'_u = V_d = 57851 \text{ m}^3$ $V'_{NNR} = 66273 \text{ m}^3$

✓ Estimation de l'erreur

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

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \times 100 \quad \text{Avec} \quad \varepsilon < 1\% \text{ à } 2\% \dots\dots\dots \text{(III.50)}$$

AN: $\zeta = 17\% > 2\%$ Donc il faut faire des approximations successives des volumes moyens jusqu'à stabilisation de ces pertes.

Chapitre III : ETUDES HYDROLOGIQUE

➤ **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.33 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	V'rf (m3)	Vmoy (m3)	Smoy (m2)	Es (mm)	Vinf (m3)	Vevap (m3)	P (m3)	W80 % (m3)	U80% (m3)	W-U-P (m3)	1 ère consigne			2 eme consigne		
											V''rf (m3)	V''ri (m3)	S''(m3)	V''rf (m3)	V''ri (m3)	S''(m3)
Oct	8422										8422	8422		147.62	8422.00	8 274.38
	16 690.75	12 556.38	3566	87	62.78	310.24	373.02	13 000	4 353	8 274.38	16 696	16 696		-6 933.16	8422.00	15 355.16
Nov	34 116.07	25 403.41	7215	59	127.02	425.66	552.68	23 000	5 008	17 439.72	34 136.10	34 136.10		10 506.57	10506.57	
Déc	55 310.17	44 713.12	12699	44	223.57	558.74	782.30	22 000	0	21 217.70	55 353.80	55 353.80		31 724.27	31724.27	
Jan	66 273.00	60 791.59	17265	47	303.96	811.45	1115.40	18 000	0	16 884.60	72 238.39	67066	5 172.39	48 608.86	48608.86	
Fév	66 273.00	66 273.00	18822	60	331.37	1129.29	1460.66	16 000	3 584	10 955.74	78 021.74	67066	10 955.74	59 564.61	59564.61	
Mar	66 273.00	66 273.00	18822	91	331.37	1712.76	2044.12	13 000	6 265	4 691.28	71 757.28	67066	4 691.28	64 255.88	64255.88	
Avril	66 273.00	66 273.00	18822	112	331.37	2108.01	2439.38	15 000	9 751	2 810.02	69 876.02	67066	2 810.02	67 065.90	67065.90	
Mai	59 966.69	63 119.84	17926	140	315.60	2509.64	2825.24	10 000	13 811	-6 635.84	60 430.16	60 430.16		60 430.06	60430.06	
Juin	45 929.61	52 948.15	15037	155	264.74	2330.78	2595.52	1 000	12 684	-14 279.12	46 151.04	46 151.04		46 150.94	46150.94	
Juillet	32 126.80	39 028.20	11084	173	195.14	1917.53	2112.67	1000	12 841	-13 953.27	32 197.76	32 197.76		32 197.67	32197.67	
Aout	19 665.08	25 895.94	7354	156	129.48	1147.29	1276.77	1000	12 244	-12 520.37	19 677.39	19 677.39		19 677.29	19677.29	
Sep	8 422	14 043.56	3988	131	70.22	522.48	592.69	600	11 263	-11 255.29	8 422	8 422		8 422.00	8422.00	
Volume excédentaire à évacuer.													23 629			23 629

$$V''_s = 82273 \text{ m}^3 \quad V''_d = 58644 \text{ m}^3 \quad S'' = 23629 \text{ m}^3$$

$V''_s > V''_d$ donc la retenue fonctionne à un seul temps. $V_u = V_d = 58644 \text{ m}^3$

Donc, nous aurons : $V''_{\text{NNR}} = 67066 \text{ m}^3$

➤ **Estimation de l'erreur**

✓ $V'_u = 57851 \text{ m}^3$

✓ $V''_u = 58644 \text{ m}^3$

$$\zeta = \frac{58644 - 57851}{57851} \cdot 100 \text{ le résultat est: } \zeta = 1.4 \%$$

$\zeta = 1.4\% < 2\%$ condition vérifier

Tableau III.34 : Récapitulatif des résultats

Désignation	Unité	Quantité
Volume mort	m3	8422
Volume utile	m3	58644
Volume NNR	m3	67066
Quantité d'eau pour l'irrigation	m3	91800
Cote VM	mNGA	151.41
Côte NNR	mNGA	156.92
Norme d'irrigation	m3/ha	5100
Surface à irriguer	ha	18

Avec une norme d'irrigation de 5100 m3/ha, nous obtenons une superficie à irriguer de 18 ha

III.7 LAMINAGE DES CRUES

On appelle laminage d'une crue la réduction du débit de pointe de son hydrogramme de crue par les moyens artificiels et cela à travers un réservoir. Le laminage a un rôle important dans le fonctionnement adéquat de l'ouvrage, sa sécurité d'une part, d'une autre part d'optimiser le coût de l'ouvrage d'évacuation et de contrer les inondations à l'aval.

➤ **Principe du laminage :**

Volume entrant = volume emmagasiner + volume sortant

$$Qdt = Sdh + qdt \dots\dots\dots (III.51)$$

Avec :

Q : Le débit entrant de la crue.

q : Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé)

S : La surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots (III.52)$$

D'où :

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

Il existe plusieurs procédés de calcul comme ceux de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step, Muskingam ainsi que d'autres méthodes, nous retenons la méthode de Muskingam

➤ **Méthode de Muskingum (Muskingum, 1993)**

Pour dimensionner évacuateur de crue on travaille sur un débit centennal de (100 ans).

Le débit de crue est : $Q_{max} = 24.44 \text{ m}^3/\text{s}$

Les écoulements pendant les périodes de crue obéissent aux équations de Saint-Venant ces équations traduisent la conservation de la masse et de quantité de mouvement à travers une section d'écoulement

La méthode utilisée (MUSKINGUM) se base sur l'équation de Saint-Venant qui est utilisable même pour un écoulement non permanent

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

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

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial X} = q \dots \dots \dots (III.53)$$

Ou :

A : la Section d'écoulement

I : débit entrant

q : débit latérale

O : Le débit sortant.

S : l'emmagasinement ou stockage

Avec :

Si on cherche à déterminer le volume stocké entre deux temps t1 et t2 On a l'équation suivant

$$S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \Delta t \dots \dots \dots (III.54)$$

En simplifiant cette équation on trouve :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \dots \dots \dots (III.55)$$

Dans cette équation on a deux inconnus. Donc pour la résoudre on a besoin de deuxième équation qu'on va déterminer la courbe caractéristique :

$$\frac{2s}{Dt} + O = f(O) \dots \dots \dots (III.56)$$

Les données de calcul sont dans le tableau suivant :

Tableau III.35 : Les valeurs des différents paramètres utilisé dans la méthode de Muskingum

Qmax (m3/s)	24.44
cote NNR (mNGA)	156.92
2*g	19.62
m	0.49
dt(h)	0.25
dt(s)	900
temps de base (h)	4.45

Voici une Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir **b=4m**

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q = m.b.\sqrt{2.g.H^3} \dots\dots\dots(III.57)$$

Pour **b=4m** et **m =0.49** :

$$Q = 8.68 H^{3/2}$$

La courbe surface hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure ci-dessous) avec un coefficient de corrélation $r = 0.996$ entre les altitudes 156.92 m NGA et 166 m NGA

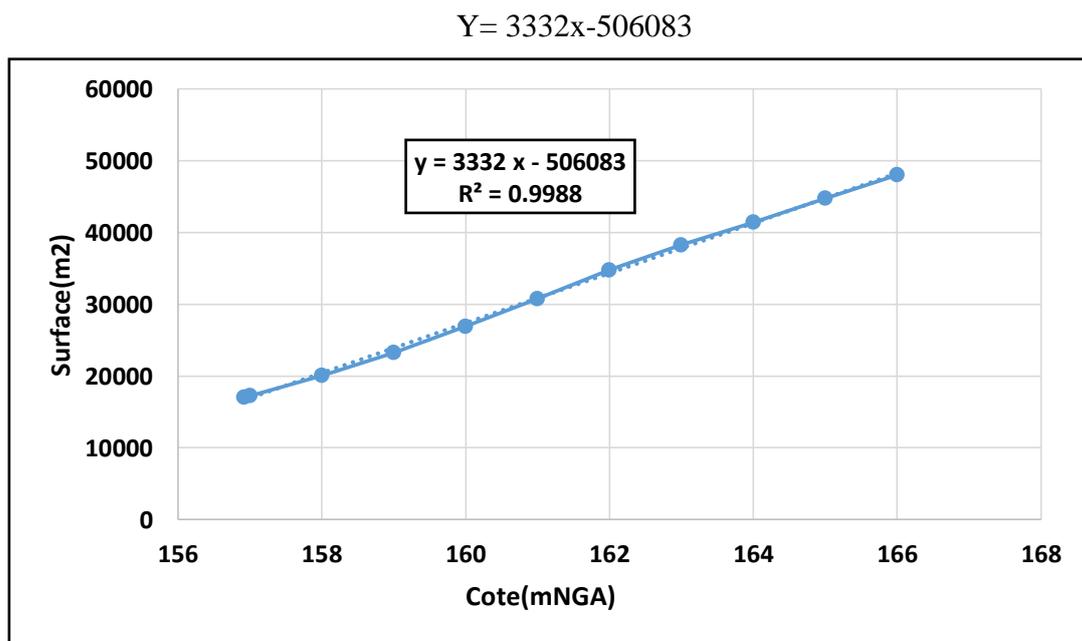


Figure III.19 : Modélisation de la courbe surface-hauteur

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage $f(Q_s) = (2S/\Delta t) + Q_s$. Initialement le débit de sortie $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ et la hauteur $H = 0 \text{ m}$, le volume stocké $V_s = 0 \text{ m}^3$. La valeur maximal de débit d'entrée $Q_e = 24.44 \text{ m}^3/\text{s}$ nous donne la plage à couvrir avec le variable H : $24.44 = 8.68 H^{3/2}$ soit $H_{\text{max}} = 1.99 \text{ m}$.

Les résultats obtenus pour un pas de H choisi sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.36 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage.

cote mNGA	H(m)	Surface (m2)	S (m3)	O (m3/s)	2S/Dt+O
156.92	0	16774.4	0.0	0.00	0.00
157.17	0.25	17607.4	4401.9	1.09	10.87
157.67	0.5	19273.4	9636.7	3.07	24.48
158.42	0.75	21772.4	16329.3	5.64	41.93
159.42	1	25104.4	25104.4	8.68	64.47
160.67	1.25	29269.4	36586.8	12.13	93.44
162.17	1.5	34267.4	51401.2	15.95	130.17
163.92	1.75	40098.4	70172.3	20.10	176.04
165.91	1.99	46729.1	92990.9	24.37	231.02

Voici la courbe caractéristique de barrage :

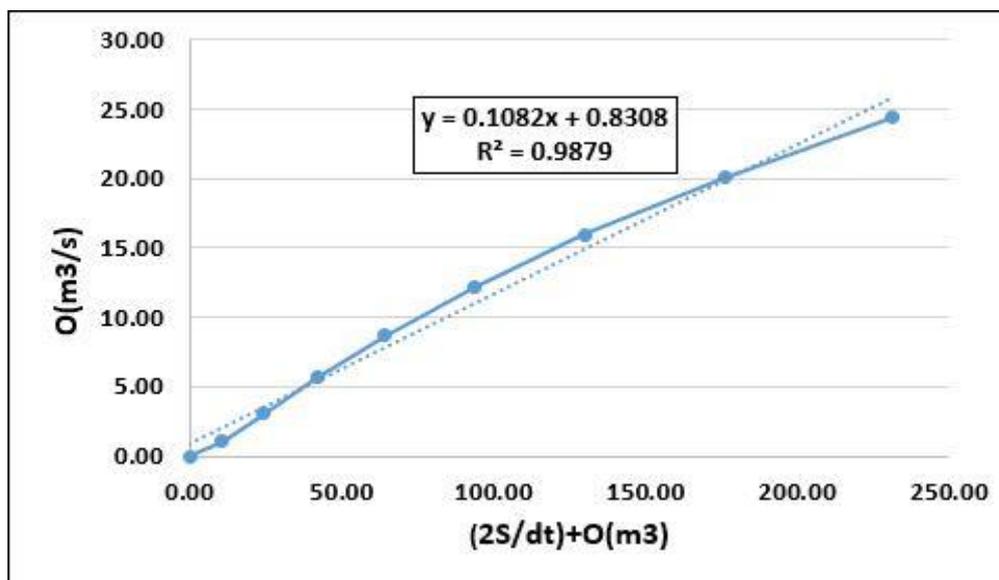


Figure III.20 : Courbe caractéristique de la cuvette

En utilisant la courbe caractéristique de la cuvette et l'équation :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \dots \dots \dots (III.58)$$

On détermine l'hydrogramme laminé par le tableau suivant :

Tableau III.37 : Calcul de l'hydrogramme laminé

T(h)	I (m ³)	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	O
0	0	0	0.00	0	0
0.25	0.95	0.95	0.95	-0.92	0.93
0.5	3.79	4.74	3.82	1.33	1.24
0.75	8.52	12.31	13.64	9.03	2.31
1	15.15	23.67	32.70	23.96	4.37
1.25	23.68	38.83	62.79	47.54	7.62
1.27	24.44	48.12	95.66	73.30	11.18
1.52	19.12	43.56	116.86	89.91	13.47
1.77	14.63	33.75	123.66	95.24	14.21
2.02	10.91	25.54	120.78	92.98	13.90
2.27	7.87	18.78	111.76	85.91	12.92
2.52	5.46	13.33	99.24	76.11	11.57
2.77	3.6	9.06	85.17	65.07	10.05
3.02	2.22	5.82	70.89	53.89	8.50
3.27	1.25	3.47	57.36	43.29	7.04
3.52	0.61	1.86	45.15	33.72	5.72
3.77	0.24	0.85	34.57	25.42	4.57
4.02	0.06	0.3	25.72	18.50	3.61
4.27	0	0.06	18.56	12.88	2.84
4.45	0	0	12.88	8.43	2.22

Tableau III.38 : Hydrogramme d'entrée et hydrogramme de sortie

Hydrogramme d'entrée			Hydrogramme de sortie									
			B(m)	4	6	8	10	12	14	16	18	20
T(h)	I (m3/s)	I1+I2	Hd(m)	1.99	1.52	1.26	1.08	0.96	0.86	0.79	0.73	0.68
0	0	0	0		0	0	0	0	0	0	0	0
0.25	0.95	0.95	0.93		0.53	0.24	0.06	0.13	0.02	0.26	0.28	0.28
0.5	3.79	4.74	1.24		0.96	0.76	0.66	0.72	0.62	0.83	0.85	0.87
0.75	8.52	12.31	2.31		2.16	2.09	2.09	2.15	2.09	2.28	2.3	2.36
1	15.15	23.67	4.37		4.39	4.49	4.62	4.71	4.68	4.88	4.91	5.03
1.25	23.68	38.83	7.62		7.86	8.17	8.46	8.59	8.59	8.83	8.89	9.09
1.27	24.44	48.12	11.18		11.61	12.09	12.51	12.68	12.7	12.97	13.04	13.31
1.52	19.12	43.56	13.47		13.96	14.47	14.92	15.08	15.11	15.37	15.44	15.7
1.77	14.63	33.75	14.21		14.63	15.07	15.42	15.55	15.58	15.78	15.83	16.03
2.02	10.91	25.54	13.9		14.2	14.5	14.74	14.82	14.83	14.96	14.99	15.11
2.27	7.87	18.78	12.92		13.09	13.24	13.35	13.39	13.39	13.45	13.46	13.5
2.52	5.46	13.33	11.57		11.61	11.62	11.61	11.61	11.6	11.6	11.6	11.57
2.77	3.6	9.06	10.05		9.97	9.87	9.77	9.74	9.72	9.68	9.66	9.59
3.02	2.22	5.82	8.5		8.34	8.16	7.99	7.94	7.91	7.84	7.81	7.7
3.27	1.25	3.47	7.04		6.81	6.58	6.37	6.3	6.27	6.18	6.15	6.02
3.52	0.61	1.86	5.72		5.45	5.18	4.96	4.88	4.85	4.75	4.72	4.58
3.77	0.24	0.85	4.57		4.29	4.01	3.78	3.71	3.68	3.57	3.54	3.41
4.02	0.06	0.3	3.61		3.34	3.06	2.84	2.77	2.74	2.64	2.61	2.49
4.27	0.00	0.06	2.84		2.57	2.31	2.11	2.04	2.02	1.92	1.9	1.8
4.45	0.00	0.00	2.22		1.98	1.74	1.56	1.5	1.48	1.4	1.38	1.29

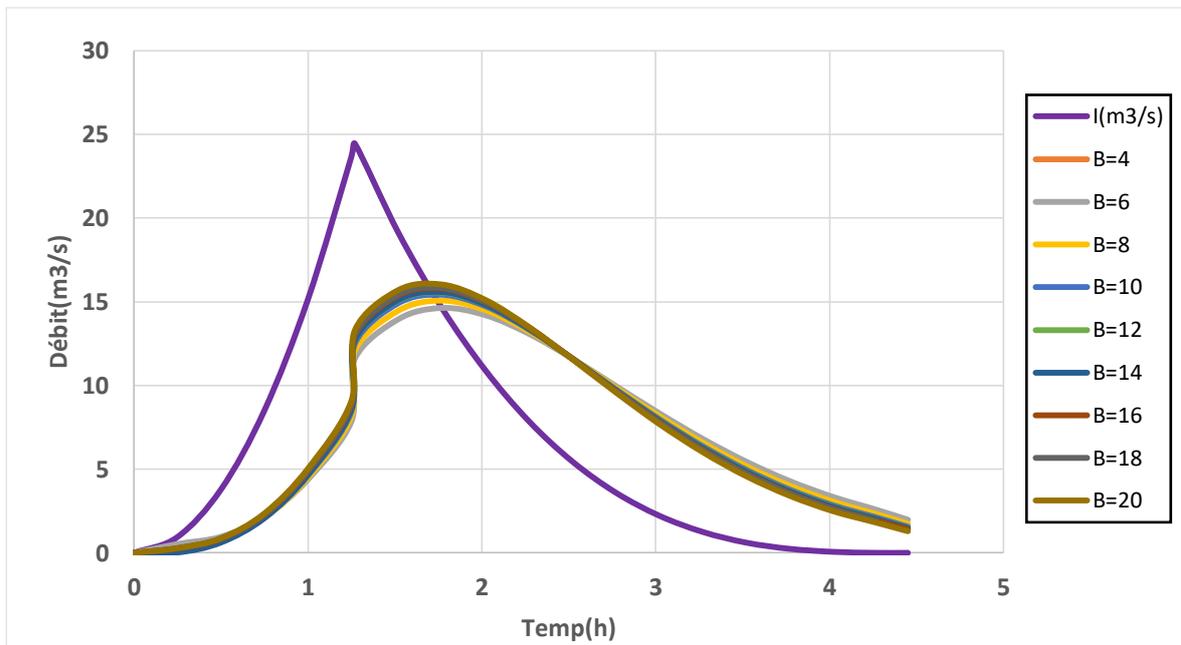


Figure III.21 : Hydrogramme de sortie

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

Tableau III.39 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum

B(m)	q laminé (m ³ /s)	H _a (m)	NPHE (mNGA)	Vforcé (m ³)
4	14.21	1.99	158.91	46887.05
6	14.63	1.52	158.44	33324.18
8	15.07	1.26	158.18	26482.60
10	15.42	1.08	158.00	22022.06
12	15.55	0.96	157.88	19173.80
14	15.58	0.86	157.78	16876.90
16	15.78	0.79	157.71	15310.52
18	15.83	0.73	157.65	13995.10
20	16.03	0.68	157.60	12918.07

III.8 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.8.1 La revanche

C'est la distance verticale entre la crête de la digue et le plan d'eau de la retenue(NPHE).

Elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de Propagation des vagues V dans la retenue.

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (III.59)$$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch [F = 0.23 km].

a) Formule de MALLET-PACQUANT

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (III.60)$$

AN : H= 0.66 m V=1.97 m/s R= 0.86 m

b) Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0,3 \sqrt{F} \dots\dots\dots (III.61)$$

AN : R= 1.14 m

On prend la valeur de formule simplifiée Donc : **R=1,14m**

III.8.2 Tassement

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

$$T = 0.015 H_b \dots\dots\dots (III.62)$$

$$T = 0.001 H_b^{3/2} \dots\dots\dots (III.63)$$

T : Tassement de la crête du barrage.

H_b : Hauteur du barrage.

Les tassements sont estimés à **0,1 m**

III.8.3 Largeur en crête

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

1) Formule de KNAPEN :

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.64)$$

2) Formule de F-PREECE :

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

3) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.66)$$

4) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (III.67)$$

H_b : Hauteur du barrage [m] ;

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

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + T \dots\dots\dots (III.68)$$

Tableau III.40 : Variation de la hauteur du barrage

B(m)	H(m)	R(m)	T(m)	Cote de la crête mNGA	Hb(m)
4	1.99	1.14	0.1	160.15	15.15
6	1.52	1.14	0.1	159.68	14.68
8	1.26	1.14	0.1	159.42	14.42
10	1.08	1.14	0.1	159.24	14.24
12	0.96	1.14	0.1	159.12	14.12
14	0.86	1.14	0.1	159.02	14.02
16	0.79	1.14	0.1	158.95	13.95
18	0.73	1.14	0.1	158.89	13.89
20	0.68	1.14	0.1	158.84	13.84

Tableau III.41 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête

formules	largeur en crête								
	Résultats obtenue								
B(m)	4	6	8	10	12	14	16	18	20
Hb(m)	15.15	14.68	14.42	14.24	14.12	14.02	13.95	13.89	13.84
Knapeen	6.42	6.32	6.27	6.23	6.20	6.18	6.16	6.15	6.14
E .F.Preece	5.28	5.21	5.18	5.15	5.13	5.12	5.11	5.10	5.09
Simplifiée	5.91	5.81	5.76	5.73	5.70	5.68	5.67	5.65	5.64
Pratique	6.49	6.39	6.33	6.29	6.26	6.24	6.22	6.21	6.20

On prendre pour la larguer optimale **bcr= 6m**

III.8.4 Calcul des coûts

III.8.4.1 Calcul de la digue

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

- ✓ tracer le profil longitudinal du barrage et on va choisir des sections à travers le barrage.
- ✓ On détermine la hauteur de la digue connaissant la cote de crête et celle au pied du barrage.
- ✓ Calcul de la largeur au pied du barrage au droit de la section

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) \times H_{bi} \dots\dots\dots(III.69)$$

b : largeur en crête

B_{pi} : largeur du pied du barrage au droit de la section i

Et m₁ et m₂ sont le fruit du talus amont et aval.

- ✓ Calcul de la section $S = ((b + B_{pi})/2) \times H_{bi}$.
- ✓ Calcul du volume total du barrage $V_b = \sum V_i$ avec $V_i = ((S_i + S_{i+1})/2) \times d$

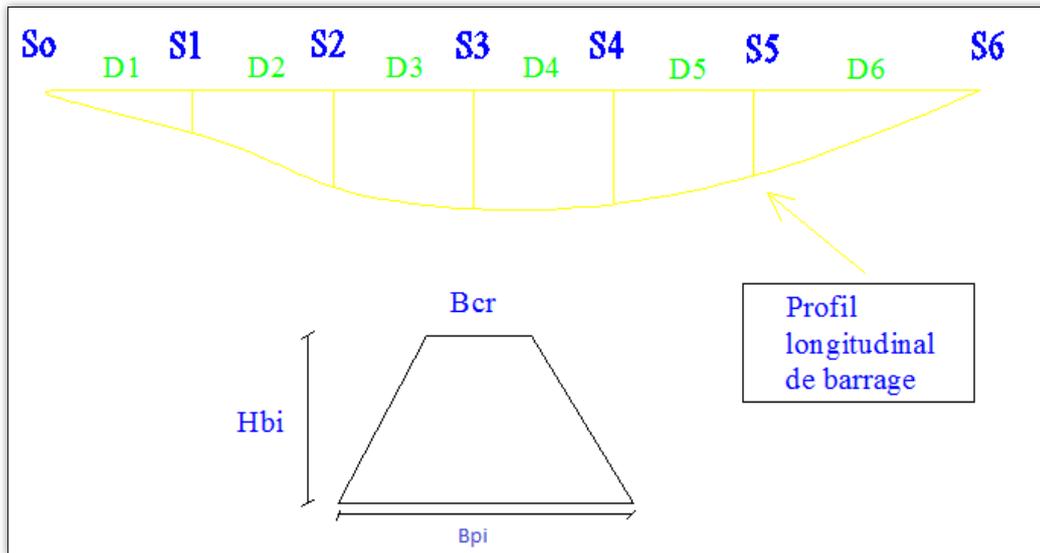


Figure III.22 : principe de calcul du volume d'un barrage

On a aussi : $H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots(III.70)$

Tableau III.42 : Cout et volume de la digue

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 2.5 et 2 mètres,

B(m)	4	6	8	10	12	14	16	18	20
q max (m ³ /s)	14.21	14.63	15.07	15.42	15.55	15.58	15.78	15.83	16.03
hd(m)	1.99	1.52	1.26	1.08	0.96	0.86	0.79	0.73	0.68
H barrage(m)	15.15	14.68	14.42	14.24	14.12	14.02	13.95	13.89	13.84
Cote de crête (m)	160.15	159.68	159.42	159.24	159.12	159.02	158.95	158.89	158.84
Surface N°0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Surface N°1	30.95	23.24	46.84	43.06	40.62	38.64	37.28	36.13	35.18
Surface N°2	243.3	221.6	256.18	202.21	241.86	237.18	189.91	231.16	228.87
Surface N°3	592.62	503.15	485.74	473.86	466.02	459.54	455.03	451.18	447.98
Surface N°4	198.33	268.15	256.18	247.54	197.07	237.18	233.93	231.16	228.87
Surface N°5	63.66	77.36	70.48	65.89	62.91	60.48	58.8	57.39	56.12
Surface N°6	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Distance N°1	30.4	26.75	38.89	37.8	36.5	35.77	35.07	35.3	34
Distance N°2	49	48.9	42	34.5	34.5	42	34.46	42	41.94
Distance N°3	41.5	34.18	26.66	34.2	34.2	26.66	34.2	26.65	26.66
Distance N°4	32.3	28.7	28.73	28.7	28.7	28.7	28.74	28.73	28.7
Distance N°5	23	28.35	28.35	28.35	28.4	28.35	28.36	28.35	28.35
Distance N°6	27.8	29.72	26.67	26.05	25.2	24.6	24.07	22.57	23.35
Volume (m ³)	41207	35798	33392	32259	31719	30732	30356	29883	29565
Cout (DA)	28844555	25058936	23374368	22581101	22202997	21512218	21248911	20917835	20695732

et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 700 DA.

III.8.4.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues

a) Cout du déversoir :

On opte pour le déversoir type « Creager » ce dernier s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement. Le Déversoir sera construit en béton armé. La section transversale du déversoir est donnée

$$\text{par : } \frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H} \right)^{1,80} \dots\dots\dots(\text{III.71})$$

Ou :

Avec : H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dev}} = S \times b \dots\dots\dots (\text{III.72}).$$

S : Section transversale (m²).

B : Largeur déversant (m).

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 45000 DA (Entreprise de AMENHYD.2018).

Tableau III.43 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

Profil N°	b (m)	h_{dév} (m)	S (m²)	V (m³)	Coûts (DA)
1	4	1.99	2.48	9.9	446 400
2	6	1.52	2.75	16.5	742 500
3	8	1.26	3.5	28.0	1 260 000
4	10	1.08	3.98	39.8	1 791 000
5	12	0.96	4	48.0	2 160 000
6	14	0.86	4.75	66.5	2 992 500
7	16	0.79	5.13	82.1	3 693 600
8	18	0.73	5.45	98.1	4 414 500
9	20	0.68	5.63	112.6	5 067 000

b) Coût du coursier :

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire afin d'assurer les bonnes conditions de l'écoulement. La longueur approximative du coursier est de 85 mètres (selon le plan topographique). Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{beton}} = S_{\text{beton}} \times L_{\text{cou}} \dots \dots \dots \text{(III.73)}$$

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

On considère la largeur du coursier égale à celle du déversoir

Tableau III.44 : Coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes

b(m)	Hd(m)	Q_{lam}(m³/s)	b coursier	Smur (m2)	Srad(m2)	Stot(m2)	V (m3)	Coût(DA)
4	1.99	14.21	4	1.37	2	3.37	276.37	12436833
6	1.52	14.63	6	1.13	3	4.13	338.67	15240371
8	1.26	15.07	8	1.00	4	5.00	409.72	18437570
10	1.08	15.42	10	0.90	5	5.90	484.13	21785627
12	0.96	15.55	12	0.84	6	6.84	561.01	25245257
14	0.86	15.58	14	0.79	7	7.79	638.74	28743198
16	0.79	15.78	16	0.75	8	8.75	717.73	32298063
18	0.73	15.83	18	0.72	9	9.72	797.15	35871720
20	0.68	16.03	20	0.70	10	10.70	877.00	39465093

III.8.4.3 Le coût total

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

b (m)	Hd(m)	Coût digue (DA)	Coût évacuateur (déversoir + coursier) (DA)	Coût total(DA)
4	1.99	28844555	12883233	41727788
6	1.52	25058936	15982871	41041807
8	1.26	23374368	19697570	43071938
10	1.08	22581101	23576627	46157728
12	0.96	22202997	27405257	49608254
14	0.86	21512218	31735698	53247916
16	0.79	21248911	35991663	57240574
18	0.73	20917835	40286220	61204055
20	0.68	20695732	44532093	65227825

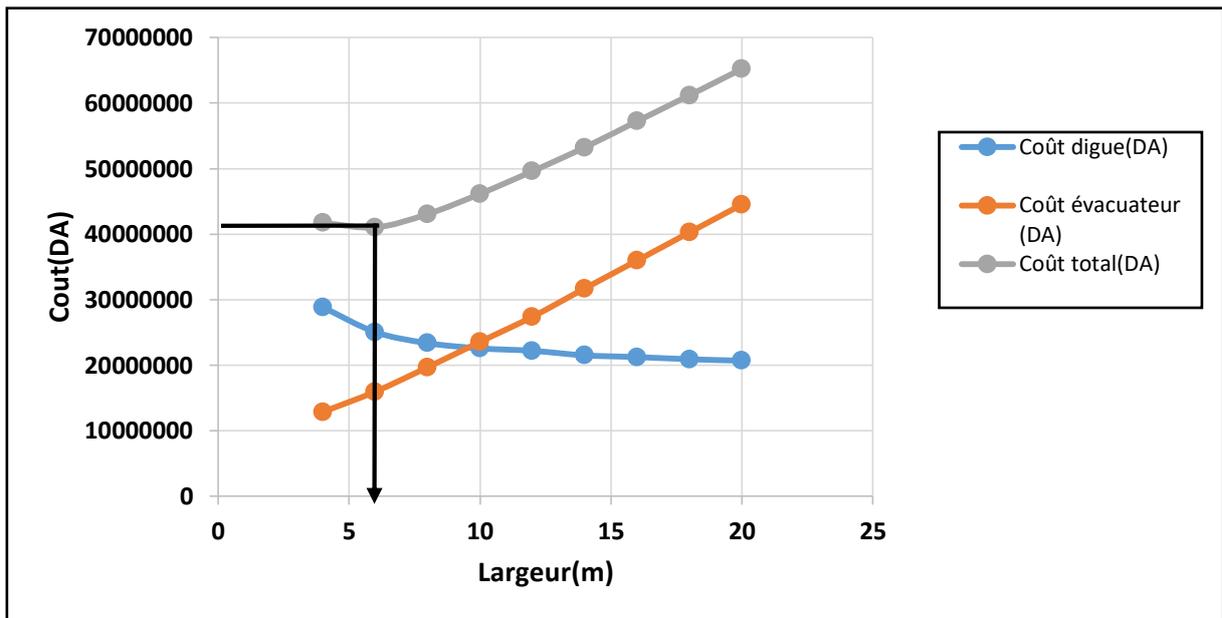


Figure III.23 : Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur b du déversoir

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure III.23 La longueur optimale du déversoir est de 6 m pour un débit laminaire ; $q_{\text{laminaire}} = 14.63 \text{ m}^3/\text{s}$, et une charge d'eau sur le seuil déversant ; $H = 1.52 \text{ m}$.

Note :

D'après la mesure de sécurité, la hauteur de chute important entre le niveau des plus hautes eaux et celui du fond de la vallée et la charge d'eau importante pour éviter sur élévation des murs bajoyers on a décidé de choisie la largeur de évacuateur $b=10\text{m}$ pour $q_{\text{laminaire}} = 15.42 \text{ m}^3/\text{s}$, et une charge d'eau sur le seuil déversant ; $H = 1.08 \text{ m}$.

CONCLUSION

L'étude hydrologique effectuée nous a permis d'avoir tous les Caractéristiques et paramètres essentiels (crue, précipitation, bassin Versant), qui seront des éléments fondamentaux dans le dimensionnement du barrage.

Figure III.43 : Tableau récapitulatif des caractéristiques de l'aménagement collinaire

Paramètre	Valeur
Site de la retenue	Hadjadj
Destination de la retenue	Irrigation
Bassin versant S_{bv}	2.931 km ²
Périmètre du bassin versant P	8.8 km
Longueur du thalweg principal L	3.362 km
Apport moyen annuel A	0,139 Mm ³
Apport fréquentiel A _{80%}	0,068 Mm ³
Débit max Q _{max} (pour une période de 100 ans)	24.44 m ³ /s
Côte du niveau mort NVM	151.41 mNGA
Côte du niveau normal de la retenue NNR	156.92 mNGA
Superficie de la cuvette	17013.4 m ²
La charge déversant Hd	1.08 m
Côte du niveau des plus hautes eaux NPHE	158 mNGA
Côte Crête Digue	159.24 mNGA
La revanche R	1,14 m
Volume mort V _{mort}	8422 m ³
Volume utile V _U	58644 m ³
Volume total de la retenue V _t	67066 m ³
Hauteur du barrage H _b	14.24 m
Largeur en crête bcr	6 m
Capacité d'évacuation du déversoir Qe	15.42 m ³ /s

Chapitre IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

INTRODUCTION

Une retenue collinaire est un ouvrage d'art construit en travers d'un cours d'eau, destiné à réguler le débit du cours d'eau, ou à en stocker l'eau pour différents usages tels que : Contrôle des crues, irrigation, réserve d'eau potable, etc. leur digue peut être en terre ou enrochement sont les deux types de variantes les plus Largement employées dans la construction des retenues collinaires. Afin de dégager la variante la plus appropriée pour notre site on doit effectuer une étude comparative entre plusieurs variantes susceptibles d'être la variante la plus adéquate en se basant sur plusieurs critères tel que l'aspect économique, l'aspect technique mais aussi l'environnementale.

IV.1 CRITÈRE À PRENDRE POUR L'EMPLACEMENT DE L'AXE DU RETENUE

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

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

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

IV.2 CHOIX DU TYPE DE LA RETENUE

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

- ✓ La topographie du site.
- ✓ La morphologie de la vallée.
- ✓ Les conditions géologiques et géotechniques.
- ✓ Les matériaux de construction.

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

IV.3 LES VARIANTES À CHOISIR

Pour notre cas, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site (on a une quantité insuffisante d'enrochement pour barrage d'enrochement) permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux et on a deux variantes au choix :

- barrage en terre homogène en argile.
- barrage en terre zonée à noyau d'argile
- barrage en enrochement à masque amont

a. Barrage Homogène

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus facile à réaliser, mais il faut prévoir un drainage efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont. Pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable.

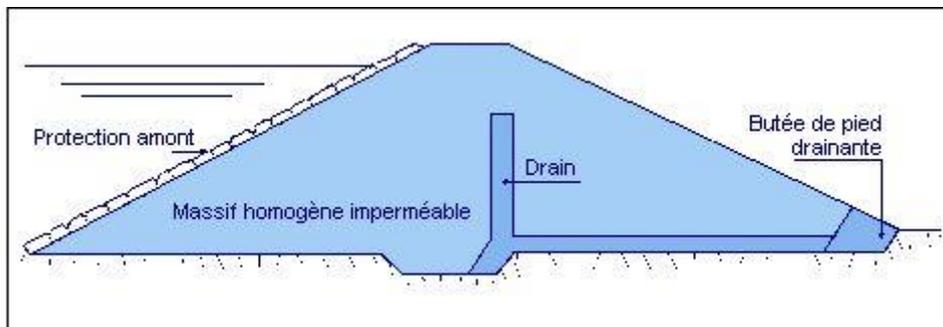


Figure IV.1 : Digue homogène (Wikhydro)

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration, le drain est constitué de matériaux grossiers (gravier et sable).

b. Barrage zoné

Le barrage à noyau argileux sépare les fonctions d'étanchéité et de résistance. Un matériau le plus étanche possible (argileux) compose le noyau et est entouré par des matériaux plus résistants mais moins étanches (enrochements ou alluvions). En plus de pouvoir construire une pente plus raide et donc d'économiser du matériau, un meilleur contrôle des écoulements qui percent le barrage.

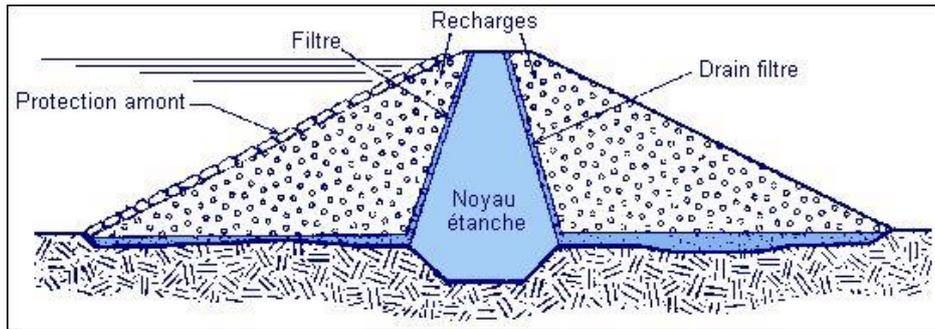


Figure IV.2 : Digue à noyau (Wikhydro)

c. Digue e en enrochement à masque amont

L'étanchéité est placée sur le parement amont du barrage (figue). 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.

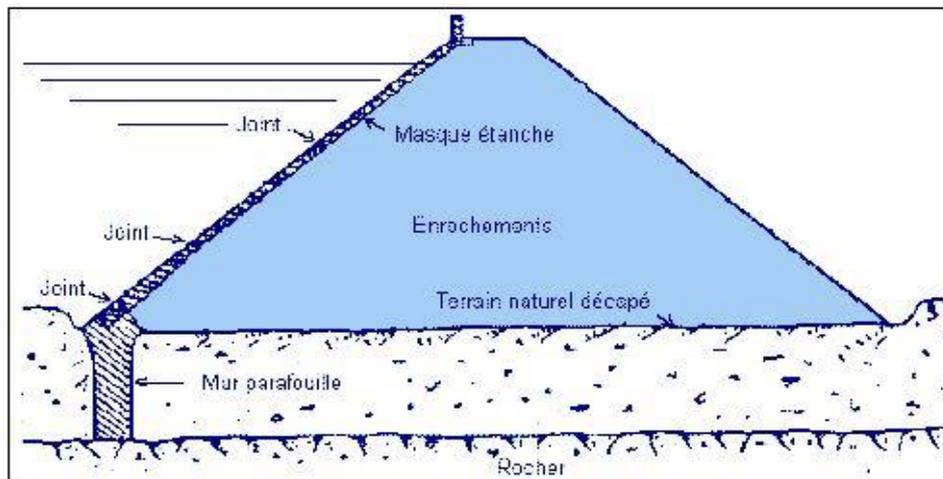


Figure IV.3 : Digue à masque (Wikhydro)

IV.5 DIMENSIONS GÉNÉRALES DE LA RETENUE

IV.5.1 Hauteur de la digue

La hauteur totale de la digue $H_b=14.24$ m est définie précédemment dans le chapitre hydrologie et donnée par la relation suivante :

$$H_b = \text{NNR} - C_f + R + H_{\text{dév}} + T \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :

- NNR : Côte du niveau normal de la retenue (NNR=156.92mNGA)
- C_f : Côte du thalweg ($C_f = 145$ mNGA)
- R : revanche (R=1,14m)
- $H_{\text{dév}}$: Charge déversant ($H_d=1.08$ m)
- T : Tassement (T=0.1m)

Donc la côte en crête est de **159.24 mNGA**.

IV.5.2 Largeur en crête

La largeur en crête a été déjà définie dans l'étude d'optimisation dans le chapitre de l'hydrologie égale à **bcr=6m**

IV.5.3 Longueur en crête

La longueur en crête est de **189.50** m obtenue par mesure sur le plan du site à l'échelle 1/500° à la cote correspondante.

IV.5.4 Pentés des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations, comme montre le tableau ci-après :

Tableau IV.1 : Valeurs indicatives des fruits de talus

Hauteur du barrage	Type du barrage	Pentes des talus	
		Amont	Aval
3<H<5	Homogène à fort zoné	1/2.5	½
		1/2	1/2
5<H<10	homogène granulométrie étendue	1/2	1/2
	homogène à fort pourcentage d'argile	1/2.5	1/2.5
	zoné	1/2	1/2.5
10 à 20 m	Homogène, granulométrie étendue.	1/2,5	1/2,5
	Homogène, à fort pourcentage d'argile.	1/3,5	1/2,5
	A zones.	1/3	1/3

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage. On opte pour :

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

Ce qui va être vérifié après avec le calcul de la stabilité.

IV.5.5 Revêtement de la crête et des talus de la digue

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.

a- 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.

b- Le talus amont

Le but principal du rip-rap mis en place sur un remblai est d'empêcher l'érosion et les dégâts pouvant résulter de l'action des vagues. L'expérience a, en général, montré que le rip rap déversé était le type de protection de talus le plus efficace.

➤ Méthode de US ARMY corps of Engineers

Les ingénieurs de l'US Army utilisent de préférence le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

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

Tableau IV.2 : Epaisseur de l'enrochement et d_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement(m)	Dmin(m)
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,40	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,35
1,8 ÷ 2,4	0,70	0,40
2,4 ÷ 3,0	0,80	0,45

Nous avons la hauteur des vagues $H_v = 0.66$ m, donc $0,62 \text{ m} < H_v < 1,20$ m donc :

$$e = 0.45 \text{ m et } D_{\min} = 0.30\text{m}$$

IV.6 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. Pour déterminer la classe de notre barrage nous nous sommes basé sur le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sol de fondation	Classe des barrages			
	I	II	II	IV
	Hauteur de barrage (m)			
Sol rocheux	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, Terrain argileux non plastique	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

- Le barrage de Hadjadj fait partie **de la quatrième IV** catégorie d'ouvrage hydrotechnique.

IV.7 ETANCHÉITÉ DE LA RETENUE

IV.7.1 Noyau

Pour la deuxième variante où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage.

Vers le sommet, le noyau doit être monté au-dessus du niveau des plus hautes eaux jusqu'à la crête du barrage.

IV.7.1.2 Dimensionnements du noyau

- **Hauteur du noyau**

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

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

Avec : H_b : hauteur du barrage (m).

H_n : hauteur du noyau (m).

$$H_n = H_b - 1 = 14.24 - 1 = 13.24 \text{ m.}$$

$$H_n = 13.24 \text{ m}$$

- **La largeur en crête du noyau**

La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$b_{cn} = 1/6.H_b \dots \dots \dots (IV.4)$$

$$AN : b_{cn} = 2.4 \text{ m.}$$

- **Les fruits des talus du noyau**

Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau. La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges et du gradient hydraulique dans le noyau. Pour ce faire, il faut procéder à la vérification de la condition suivante :

$$\frac{\Delta H}{b_{\text{noy}}} \leq I_{\text{adm}} \dots \dots \dots (IV.5)$$

Avec :

I_{adm} : Gradient hydraulique du noyau admissible. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Les Valeurs de I_{adm} en fonction du type du sol

Tableau IV.4 : Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile	1,5	1,5	1,8	1,95
Limón	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,70	0,80	0,90	1,00
Limón	0,51	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

b_{moy} : largeur moyenne du noyau, donnée par la formule :

$$b_m = (L_{cn} + L_b) / 2 \dots \dots \dots (IV.6)$$

Avec : L_{cn} : largeur en crête du noyau.

L_b : largeur en base du noyau.

ΔH : la charge d'eau

$$\Delta H = H_1 - H_2 \dots \dots \dots (IV.7)$$

Avec : H₁ : Hauteur d'eau à l'amont correspond au NPHE, (H₁=13 m)

H₂ : Hauteur d'eau à l'aval (H₂=0m).

On a un barrage de classe IV donc **I_{adm}=1.95**

A.N : $b_{moy} > (13/1.95) = 7 \text{ m}$

On aura : **b_{moy}= 7 m**

$$L_b = 2 * b_{moy} - L_{cn} \dots \dots \dots (IV.8)$$

AN : L_b= 12 m

De la formule ci-après on détermine les fruits de talus :

$$L_b = 2 * m * H_n + L_{cn} \dots \dots \dots (IV.9)$$

On aura : **m=0.4**

- **La cote en crête du noyau**

$$NCN = C_{fon d} + H_n = 145 + 13.24 = 158.24 \text{ m NGA}$$

IV.7.2 Les drains

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec la fondation un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est le long du barrage et son rôle est de cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

a. Dimensionnement Du Drain Tapis :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain-tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

➤ Longueur du drain tapis

$$L_d = L_b / 4 \dots \dots \dots (IV.10)$$

L_b : Longueur transversale du barrage ($L_b = 84.32$)

A.N : $L_d = 21\text{m}$.

On recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0.80 \text{ m}$.

b. Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme)

➤ Hauteur :

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \dots \dots \dots (IV.11)$$

Avec :

H_b : Hauteur de la retenue ($H_b = 14.24 \text{ m}$)

On prend $H_p = 0,2 H_b$, donc on aura : $H_p = 2.85 \text{ m}$. On prend **$H_p = 3 \text{ m}$**

➤ Fruit des talus :

$$m_1 = (1 \div 2) ; m_2 = (1,5 \div 2,5)$$

Donc, on prend : **$m_1 = 1 ; m_2 = 2.5$**

➤ Largeur au sommet :

La largeur (b_p) est calculée comme suit :

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \dots \dots \dots (IV.12)$$

On prend $b_p=1/3H_p$; Ce qui donne : $b_p= 1 \text{ m}$.

c. Dimensionnement du drain vertical

Lorsqu'il y a de grands risques d'anisotropie, la seule solution valable est la projection d'un drainage vertical sous forme de bandes d'enrochements ou de graviers protégées de part et d'autre par des filtres de transition. L'eau d'infiltration est acheminée vers l'aval du barrage par un réseau de tuyaux parallèles ou par un drain tapis filtrant s'il faut drainer la fondation

La largeur minimale d'un tel drainage est de 1.00 mètre et sa position idéale est à l'aval de l'axe du barrage, sa hauteur doit être supérieure à la hauteur normale de la retenue (NNR).

IV.7.3 Les Filtres

Un filtre est destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans un massif.

Les filtres sont constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et éléments fins des terres drainées.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont basés sur les conditions de Terzaghi, perfectionnés en suite par les travaux du corps d'ingénieurs de l'année et le bureau de réclamation des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de Sherard (1984).

➤ **Critères de conception**

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

$\frac{D_{15}^{\text{filtre}}}{d_{15}^{\text{sol}}} > 4 \div 5$: Condition de perméabilité.

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

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

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

$$K=0.35(D_{15})^2 \dots\dots\dots(IV.13)$$

Ou : D_{15} en mm

K : obtenue en cm/s.

IV.8 ETANCHÉITÉ DE LA FONDATION

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité du noyau en argile. Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue. La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau imperméable. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 2,5m (au niveau du lit de l'oued) et la pente des talus est $m = 1$.

IV.9 ETUDE TECHNICO-ÉCONOMIQUE

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

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

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \dots\dots\dots(IV.14)$$

Avec :

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

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

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

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \cdot H_{bi} \dots\dots\dots(IV.15)$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

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

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) \cdot H_{bi} \dots\dots\dots(IV.16)$$

Avec :

m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

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

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \dots\dots\dots(IV.17)$$

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots(IV.18)$$

d : Distance horizontale séparant deux sections successives Si et Si+1 En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction pour les deux variantes.

Sur la base du volume de différents matériaux utilisés pour la construction du barrage pour les différentes variantes, et les prix unitaires nous déterminons les coûts des différentes variantes.

a. Barrage homogène en argile

C'est une variante très économique et très étanche mais seulement, il faudrait disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante de l'ordre de 1,5 à 2 fois le volume du remblai.

Données et dimensionnement :

- Pente des talus :
 - Amont m1= 3
 - Aval m2=2,5
- Hauteur de barrage au droit du lit : H_b = 14.24 m

Tableau IV.5 : Volume de recharge (Argile)

Coupe	Hi(m)	Bi(m)	Si (m2)	Smoy (m2)	Li(m)	Vi (m ³)
0	0	0	0	0	0.00	0.00
1	3.24	23.82	48.31	24.15	37.60	908.20
2	8.24	51.32	236.16	142.23	34.46	4901.36
3	13.24	78.82	561.51	398.83	34.17	13628.14
4	9.24	56.82	290.23	425.87	28.73	12235.20
5	4.24	29.32	74.88	182.55	28.36	5177.21
6	0	0	0.00	37.44	26.19	980.53
Total					189.51	37831

Tableau IV.6 : Le coût de Première variante

Désignation des Travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Remblai en argile du corps de la digue	m3	33754	700	23627800
Protection talus amont en Rip-Rap (enrochement)	m3	1701	2500	4252500
Protection talus aval en TVO	m3	970	500	485000
Transition talus amont gravier d'une épaisseur de 15 cm	m3	567	2500	1417500
Transition talus amont sable d'une épaisseur de 15 cm	m3	567	2000	1134000
Enrochement drain du pied	m3	1826	2500	4565000
Gravier pour drain vertical d'une épaisseur de 70 cm	m3	431	2500	1077500
Sabler pour drain vertical d'une épaisseur de 30 cm	m3	185	2000	370000
Gravier pour tapis drainant	m3	1431	2500	3577500
Sabler pour tapis drainant	m3	613	2000	1226000
Montant (DA)				41 732 800

b. Digue zonée

Ce sont des digues formées essentiellement par un noyau en terre imperméable qui assure l'étanchéité de la digue, compris entre des zones perméables qui assurent la stabilité de l'ensemble.

Tableau IV.7 : Le coût de Deuxième variante

Désignation des Travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Remblai en argile (Noyau)	m3	10292	1300	13379600
Remblai en matériaux limoneux - graveleux et sable (recharge de la digue)	m3	21908	700	15335600
Protection talus amont en Rip-Rap (enrochement)	m3	1701	2500	4252500
Protection talus aval en TVO	m3	970	500	485000
Transition talus amont gravier d'une épaisseur de 15 cm	m3	567	2500	1417500
Transition talus amont sable d'une épaisseur de 15 cm	m3	567	2000	1134000
Transition recharge - noyau en sable d'une épaisseur de 20 cm	m3	899	2000	1798000
Transition recharge - noyau en gravier d'une épaisseur de 20 cm	m3	899	2500	2247500
Enrochement drain du pied	m3	804	2500	2010000
Transition drain du pied gravier	m3	58	2500	145000
Transition drain du pied sable	m3	58	2000	116000
Montant (DA)				42 320 700

c. Digue en enrochement avec masque

C'est un ouvrage intéressant et très stable car la résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids propre du massif, il supporte assez bien les tassements et ne soumet sa fondation qu'à des pressions modérées ; ce pendant c'est un ouvrage dont la réalisation est généralement coûteuse suite aux différentes opérations de désagrégation mécaniques des roches préexistantes ainsi que de leur mise en place pour le remblai.

La formule pour déterminer l'épaisseur du masque en béton est donnée par :

$$e=0.3+0.001*H_b \dots\dots\dots (IV.19).$$

Avec : H_b : hauteur du barrage

A.N : $e = 0.31$ m pour plus de sécurité on prend une épaisseur de 0.4m

e=0.40m

Tableau IV.8 : Le coût de Troisième variante

Désignation Des Travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (Da)	Montant (Da)
Recharge (Enrochement)	m3	36538	1000	36538000
Masque Béton d'une épaisseur de 40 cm	m3	1293	45000	58185000
Montant(DA)			94 723 000	

Tableau IV.9 : récapitulatif les coûts des différentes variantes étudiées

Variante	Coût Totale (DA)
Digue homogène	41 732 800
Digue zonée	42 320 700
Digue en enrochement avec masque	947 23 000

CONCLUSION

Les trois variantes sont faisables mais d'après le tableau IV.9, il apparaît clairement que nous ne pouvons-nous orienter que vers la 1ère variante car c'est la plus économique et la plus facile à mettre en place techniquement en plus la disponibilité des matériaux de construction (principalement l'argile) en quantité et qualité, sur le gîte d'emprunt qui est situé à proximité de la cuvette.

Chapitre V : ETUDE DE LA VARIANTE CHOISIE

INTRODUCTION

D'après l'étude des variantes faite dans le chapitre précédent, nous avons opté pour la première variante (barrage Homogène), dans ce ce chapitre on doit développer une étude détails sur la stabilité de la digue ainsi on prendre tous les point essentiel pour la réalisation de digue de HADJADJ

V.1 DETAIL CONSTRUCTIF DU BARRAGE

Le tableau suivant résume les différentes caractéristiques de la digue :

Tableau V.1 : différentes caractéristiques de la digue.

Revanche (m)	1.14	
Hauteur (m)	14.24	
Longueur en crête (m)	189.5	
largeur en crête (m)	6	
Pente de talus	Talus Amont	3
	Talus Aval	2.5
Classe de l'ouvrage	IV	

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 30 cm de touvenant

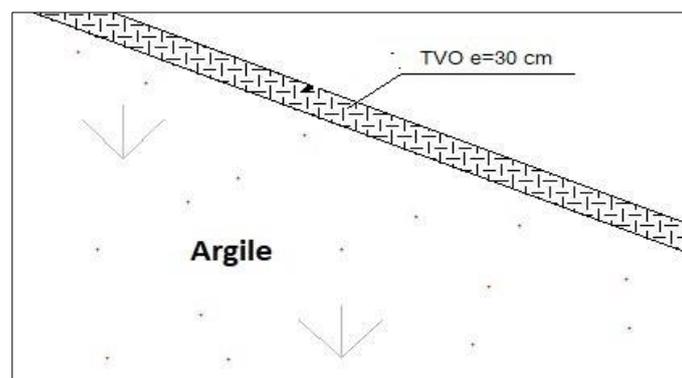


Figure V.1 : Détails des revêtements de talus Aval

V.2.2 Talus amont

La protection est destinée à éviter que les matériaux terreux qui constituent la retenue 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 l'élément 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 $H_v=0.66$ m 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.

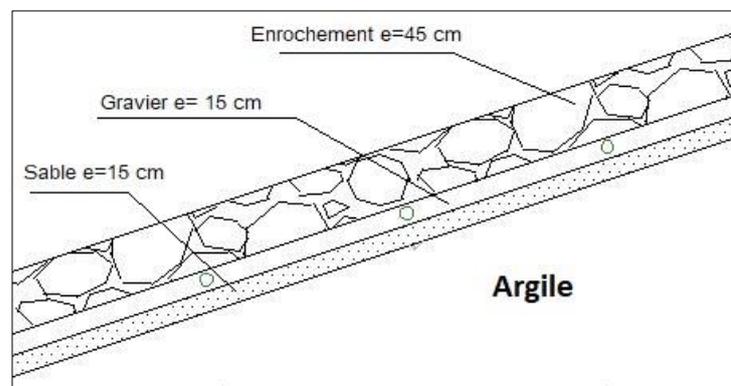


Figure V.2 : Détails des revêtements de talus Amont

V.3 PROTECTION DE LA CRETE

La crête de la digue sera revêtue d'une couche de produit asphaltique de 40 cm d'épaisseur, incliné de 2% 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. ETANCHEITE 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 2.0 m.
- 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'oeuvre.

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

La largeur en crête du drain prisme ($b_p = 1m$) 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 : $H_p = 3 m$

Largeur en base du prisme est : $B_p = 11.5 m$

V.5.2. Drain tapis

Pour l'interception des infiltrations dans le massif d'un barrage en terre on dispose habituellement dans la partie aval de massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur une longueur de $L_d = 21 m$

V.5.3. Drain incliné

Préconisé en cas d'apparition des eaux au bief aval.

Le niveau du drain cheminé est $N_{dr} = 9.5 m$ avec fruit de talus de $m = 1.5$

V.6 CALCUL DES FILTRES

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entrainement des particules fines du massif à drainer, on interpose alors un filtre entre les deux matériaux, sa fonction, principale est de retenir ces particules du sol drainé tout en permettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux grossiers

Ces filtres peuvent être situés :

- ✓ Entre deux couches du sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols puissent migrer dans l'autre sol ;
- ✓ Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituant les drains ;
- ✓ A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;
- ✓ Sous et au-delà du pied aval du barrage ;
- ✓ Sous les recharges drainantes.

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

▪ **Règles des filtres**

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

Condition 1 :

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

D'où :

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

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

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

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

Condition 2 :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots \dots \dots (V.2)$$

D_{15} : Diamètre de filtre.

d_{85} : Diamètre du sol à protéger.

Détermination de la courbe granulométrique des filtres

En tenant compte des règles suivantes :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \dots\dots\dots (V.3)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots\dots\dots (V.4)$$

Avec :

D_{50} : diamètre de filtre

D_{15} : diamètre du sol à protéger.

• **Granulométrie de sol a protégé**

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

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

$d_{85} = 0.02 \text{ mm}$

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

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

$0.05 \text{ mm} < D_{50} < 0.23 \text{ mm}$

La courbe granulométrique moyenne est :

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

$D_{50} = 0.14 \text{ mm}$

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

$0.156 \text{ mm} < D_{15} < 0.52 \text{ mm}$

$1.7 \text{ mm} < D_{50} < 8.12 \text{ mm}$

D'où la courbe granulométrique moyenne a les dimensions suivantes :

$D_{15} = 0.34 \text{ mm}$

$D_{50} = 5 \text{ mm}$

Filtre N° 01 :

- **Vérification de l'absence du RENARD dans le sol des filtres :**

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

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} (1+0.05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (V.5)$$

D'après la courbe granulométriques de F₁ :

AN : $\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 33$ coefficient d'hétérogénéité ;

$n=0,45-0,1.\log \eta= 0.3$;

$D_{60}= 0.30$ mm, $D_{10}=0.009$ mm

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.72 > 0.66$$

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

- **Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.013}{0.20} = 0.07 < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

Filtre N° 02 :

- **Vérification de l'absence du RENARD dans le sol des filtres :**

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

$D_5 = 0.25$ mm ; $D_{10} = 0.3$ mm ; $D_{17} = 0.4$ mm ; $D_{60} = 10$ mm

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

Avec :

$D_5 / D_{17} = 0.63 > 0.6$ pour $n = 0.29$ et $\eta = 33$

La condition est vérifiée donc le phénomène de RENARD inexistant.

- **Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = 1.7 < 4$$

Conclusion

On prévoit :

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur 15 cm.
- La deuxième couche en gravier d'épaisseur 15 cm.
- L'enrochement (rip-rap) d'épaisseur = 45 cm.

V.7 ETUDE DES INFILTRATIONS

V.7.1 Objectif de calcul d'infiltration

L'objectif de cette partie est de déterminer :

- La zone submergée du corps de la digue.
- Les pressions interstitielles.
- Le tracé de la ligne de saturation.
- Le débit de fuite à travers le corps de la digue et la fondation.

V.7.2 Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre

Il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul suppose les hypothèses suivantes :

- Que le sol est homogène et isotrope, c'est à dire que la perméabilité horizontale est identique à la perméabilité verticale ;
- Que la ligne phréatique suit la loi de la parabole de Kozeny ;
- Que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

V.7.3 Positionnement de la ligne de saturation

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ». Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, et elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ;La zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse. Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \dots\dots\dots (V.6)$$

Tel que :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (V.7)$$

Avec :

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont

$$b = m_1 \cdot H_e = 3 \cdot 11.92 = 35.76 \text{ m}$$

L'emprise de la digue : $L_b = 85.32 \text{ m}$ **$L_b = 85.32 \text{ m}$**

$$d = L_b - L_p - L_t - 0,7 \cdot b = 27.15 \text{ m} \quad \mathbf{d = 27.15 \text{ m}}$$

L_p : longueur du drain prisme

L_t : longueur du drain tapis

$h = H_e$: La hauteur d'eau en amont (**$h = 11.92 \text{ m}$**).

On trouve **$Y_0 = 2.5 \text{ m}$**

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

$$y^2 = 2xy_0 + y_0^2 \quad \text{on aura} \quad \mathbf{Y^2 = 5X + 6.25}$$

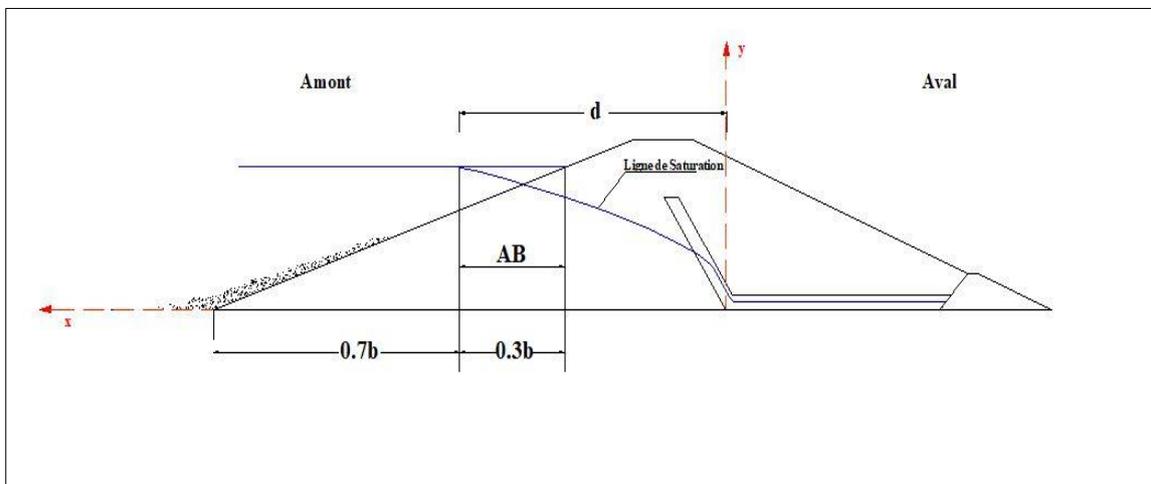


Figure V.3 Positionnement de la ligne de saturation

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

Tableau V.2 : Coordonnées de la parabole de KOZENY :

X	0.5	1.5	3	5.5	8	10	12
Y	2.96	3.71	4.61	5.81	6.80	7.50	8.14
X	14	16	19	20	22	25	28
Y	8.73	9.29	10.06	10.31	10.78	11.46	12.09

V.7.2 Débit d'infiltration

V.7.2.1 travers la digue

D'après la loi de Darcy, le débit d'infiltration est :

$$q = K.I.A \dots\dots\dots(V.8)$$

Avec :

- **q** : débit d'infiltration (m²/s/ml).
- **I** : gradient hydraulique.
- **K** : Coefficient de perméabilité. (K=1*10⁻⁷m/s).
- **A** : section d'infiltration par unité de longueur.

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

Donc

$$q = K. y \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (V.9)$$

Avec

$$y \frac{dy}{dx} = y_0$$

D'où

$$q = K.y_0 m^3/s/ml \dots\dots\dots (V.10)$$

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q.L \dots\dots\dots (V.11)$$

$$y_0 = 2.5 \text{ m}$$

$$K = 1 \times 10^{-7} \text{ m/s}$$

$$q = 1 \times 10^{-7} \times 2.5 = 2.5 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s/ml}$$

Donc

$$Q_I = q.L = 2.5 \times 10^{-7} \times 189.5 = 4.74 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_d = 4.74 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

V.7.2.2 travers la fondation

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy.

$$q = K.I.A \dots \dots \dots (V.12)$$

Avec :

- **K** : Coefficient de perméabilité. **K=2.7*10⁻⁸ m/s**

$$I = H/L_b \dots \dots \dots (V.13)$$

- **H** : Charge de la retenue, **H= 11.92 m**
- **L_b** : 85m L'emprise du barrage.
- **A** : Section d'infiltration par unité de longueur. **A=T.1**
- **T** : Profondeur du sol de fondation perméable. **T=5 m**

D'où :

$$q = K.I.T \dots \dots \dots (V.14)$$

$$q = 2.7 \times 10^{-8} \times \frac{11.92}{85} \times 5 = 1.90 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s/ml}$$

Donc :

$$Q_F = q.L = 1.90 \times 10^{-8} \times 189.5 = 3.59 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

V.7.2.3 Débit total d'infiltration

$$Q = Q_F + Q_D$$

$$Q = 3.59 \times 10^{-6} + 4.74 \times 10^{-5} = 5.10 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 5.10 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

- Le débit de fuite journalier à travers toute la digue **4.40 m³/jour**
- Le débit de fuite annuel à travers toute la digue **1606 m³/ans**

V.7.2.4 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

A. Dispositif d'étanchéité

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

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \dots\dots\dots(V.12)$$

Avec :

- ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.
- δn : épaisseur moyenne de la digue.
- I_{adm} : gradient hydraulique admissible, déterminé à partir du tableau suivant.

Notre barrage appartient à la **classe IV**

Tableau V.3 : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

$I_{adm}=1,95$

Donc :

- $\Delta H=11.92$ m
- $\delta n=53$ m

$I = 0,23 \leq I_{adm}$

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

B. Fondation du barrage

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

$$I < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots(V.13)$$

Avec :

- **I_{cr}** : gradient d'infiltration critique, déterminé en fonction du type du sol de la fondation. Il est donné par le tableau suivant.

Tableau V.4 : Gradient admissible pour les fondations

Type de sol	Classe de l'ouvrage
	IV
Argile compactée	1,08
Limon	0,54
Sable moyen	0,48
Limon sableux	0,34
Sable fin	0,26

- **K_s** : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de barrage d'après le tableau suivant

Tableau V.5 : Détermination du coefficient de sécurité

Classe de l'ouvrage	I	II	III	IV
K_s	1.25	1.20	1.15	1.10

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

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \dots\dots\dots(V.14)$$

Avec

- **T_c** : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation, T_c=5 m.
- **H** : charge d'eau, H=11.92 m.
- **L** : longueur à la base du barrage L=85.32 m.

Nous aurons donc : **I_f = 0,13**

La fondation est en argile, à partir du tableau des gradients admissible pour les différents types de fondations, nous trouvons

$$I_{cr} = 1,08.$$

Notre retenue appartient à la classe IV ce qui nous donne **K_s=1,1**

Donc :

$$\frac{I_{cr}}{K_s} = 0,98 \dots\dots\dots(V.15)$$

Ce qui nous donne $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$ donc la résistance d'infiltration à travers les fondations est vérifiée.

V.8 ETUDE DE STABILITE

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

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.

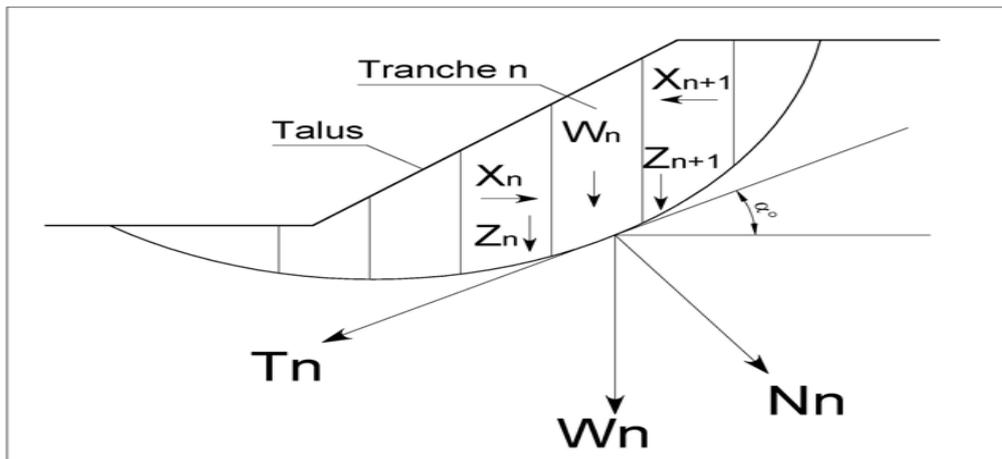


Figure V.4 : Schéma de calcul de la tranche verticale sur le talus

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 ($N \times \tan \phi$) opposée à T .

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

$$(\sum_{i=1}^n N_i \times tg\phi + C \times L) \times R \dots \dots \dots (V.16)$$

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

Le moment des forces motrices est :

$$\sum_{i=1}^n T_i \times R \dots \dots \dots (V.17)$$

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 R₁ et R₂ avec : R₁ = K₁ × H_b et R₂ = K₂ × H_b.

Où : H_b : Hauteur totale du barrage.

K₁-K₂ : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant :

Tableau V.6 : Valeurs des K₁ et K₂

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	14.24	32.75
Aval	2.5	0.875	2.025	12.46	28.84

L'intersection de R₁ et R₂ 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.
- Numéroter 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

V.8.3.1 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 :

$$G_i = b \sum \gamma_i h_i \dots\dots\dots (V.18)$$

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 :

$$N_i = G_i \times \cos\alpha \dots\dots\dots (V.19)$$

$$T_i = G_i \times \sin\alpha \dots\dots\dots (V.20)$$

✓ N_i : composante normale stabilisatrice.

✓ T_i : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

Avec :

$$\cos\alpha = \sqrt{1 - \sin^2\alpha} \dots\dots\dots (V.21)$$

$$\sin\alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section}}{\text{nombre total des tranches}} \dots\dots\dots (V.22)$$

V.8.3.2 Force de pression interstitielle

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

$$U_i = \gamma_w \times h \times dl \dots\dots\dots (V.23)$$

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

$$dl = \frac{2\pi \times R \times \theta}{360^\circ} \approx \frac{b}{\cos\alpha} \dots\dots\dots (V.24)$$

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

V.8.3.3 Forces de cohésion

$$F_c = C \times dl \dots\dots\dots (V.25)$$

✓ C : cohésion du sol considéré.

V.8.3.4 Forces de frottement

$$F_f = (N_i - U_i dl) \text{tg} \varphi \dots \dots \dots (IV.26)$$

- ✓ 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.8.3.5 Force sismique

$$T'_i = \alpha \times G_i \dots \dots \dots (V.27)$$

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

V.3.1.3. Classement des forces

Nous pouvons classer toutes ces forces comme suit :

A. Les forces stabilisatrices

Les forces stabilisatrices sont les forces de frottement et les forces de cohésion ainsi que la composante normale du poids propre de la tranche et la force interstitielle. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M_{\text{résistant}}^t = \sum_{i=1}^n R \cdot [C_i \cdot l_i + (W_i \cdot \text{Cos}(\alpha) - U_i \cdot l_i) \text{tg} \varphi_i] \dots \dots \dots (V.28)$$

B. Les forces déstabilisatrices

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle (T_n), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M_{\text{moteur}}^t = \sum_{i=1}^n R \cdot W_i \cdot \text{Sin} \alpha = R \sum_{i=1}^n W_i \cdot \text{Sin} \alpha \dots \dots \dots (V.29)$$

C. Coefficient de sécurité admissible

Une fois le coefficient de sécurité déterminé, il s'agit de conclure si l'ouvrage serait stable ou non. Pour cela, il est nécessaire de comparer le coefficient critique à un coefficient dit admissible. Ce coefficient de sécurité est fixé d'après l'expérience et, il varie selon le cas de sollicitation normale ou exceptionnelle.

Tableau V.7 : Valeurs des coefficients de stabilité admissibles

Coefficient	Valeur
Coefficient de sécurité admissible sans séisme	1.15 - 1.20
Coefficient de sécurité admissible avec séisme	1.05 - 1.1

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 :**

$$K_{ss} = \frac{\sum[(N_i - U_i \times l_i) \text{tg}\varphi_i] + \sum C_i \times dl}{\sum T_i} \dots\dots\dots (V.30)$$

$$K_{as} = \frac{\sum[(N_i - U_i \times l_i) \text{tg}\varphi_i] + \sum C_i \times dl}{\sum T_i + \frac{1}{R} \times \sum T'_i \times dn_i} \dots\dots\dots (V.31)$$

➤ **Retenue vide :**

$$K_{ss} = \frac{\sum(N_i \times \text{tg}\varphi_i) + \sum(C_i \times dl)}{\sum T_i} \dots\dots\dots (V.32)$$

$$K_{as} = \frac{\sum(N_i \times \text{tg}\varphi_i) \text{tg}\varphi_i + \sum C_i \times dl}{\sum T_i + \frac{1}{R} \times \sum T'_i \times dn_i} \dots\dots\dots (V.33)$$

➤ **vidange rapide**

$$K_{ss} = \frac{\sum(N_i \times \text{tg}\varphi_i) + \sum(C_i \times dl)}{\sum T_i} \dots\dots\dots (V.34)$$

$$K_{as} = \frac{\sum(N_i \times \text{tg}\varphi_i) \text{tg}\varphi_i + \sum C_i \times dl}{\sum T_i + \frac{1}{R} \times \sum T'_i \times dn_i} \dots\dots\dots (V.35)$$

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.11** suivant :

Tableau V.8 : Caractéristique géotechnique :

Paramètres	Unité	Digue	Fondation
φ°	Degré	21	28
C	t/m ²	1.90	1.20
γ_{sat}	t/m ³	1.97	-
γ_d	t/m ³	1.54	1.8
γ'	t/m ³	0.97	-

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.9 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité		
		K _{ss}	K _{as}	
Fin de construction	Talus aval			
	R1= 15m	4.68	2.47	
	R2= 20m	2.51	1.19	
	R3= 28m	2.41	1.17	
Fonctionnement normal	Talus aval			
	R1= 15m	4.03	2.13	
	R2= 20m	1.96	1.12	
	R3= 28m	1.87	1.06	
Vidange rapide	Talus amont			
	R1= 18m	2.63	1.18	
	R2= 25m	3.2	1.5	
	R3= 30m	5.62	2.23	

V.8.5 présentation de GEOSTUDIO

C'est un logiciel de calcul géotechnique qui permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des terrains, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique. Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel et apparaissent à son lancement.

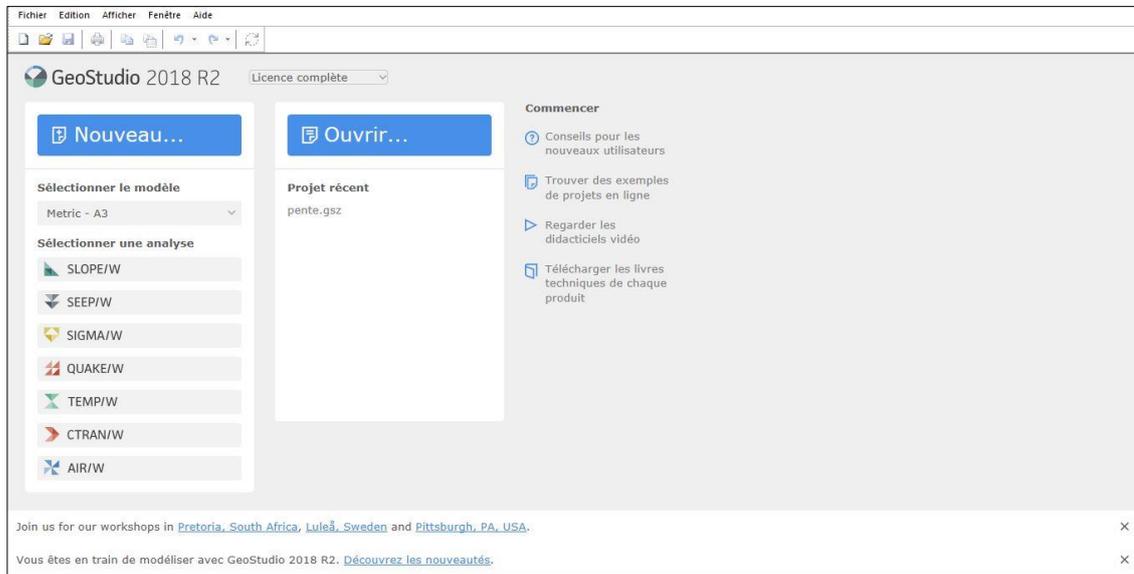


Figure V.5 : Fenêtre de lancement

- **S L O P E / W** : permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques.
- **S E E P / P** : permet de calculer les infiltrations des eaux (par la méthode des éléments finis)
- **S I G M A / W** : permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes /déformations (par la méthode des éléments finis).
- **Q U A K E / W** : permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme (par la méthode des éléments finis).
- **T E M P / W** : permet d'analyser les problèmes géothermique du sol (par la Méthode des éléments finis).
- **C T R A N / W** : permet en utilisant les éléments finis de modéliser la circulation des contaminants à travers des matériaux poreux tels que le sol et la roche. la formulation complète de CTRAN/W permet d'analyser des problèmes simples de suivi des particules en fonction du mouvement de l'eau, ou des processus complexes impliquant la diffusion, la dispersion, l'adsorption, la décroissance radioactive.

V.8.6 Étude de stabilité du barrage avec logiciel geostudio

Le logiciel a été utilisé pour le calcul de l'infiltration, la vidange rapide et la stabilité pour différents cas d'exploitation

V.8.6.1 Fin de construction

a) Talus amont

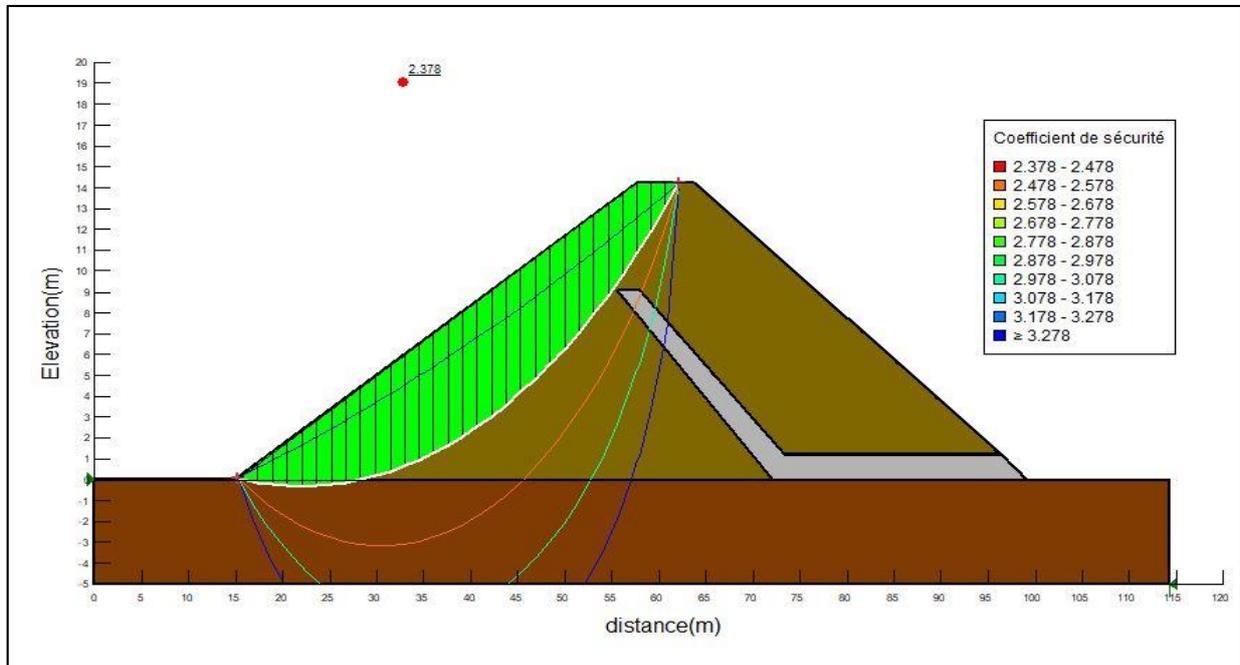


Figure V.6 : Cercle de glissement critique avec $R=62m$ par la méthode de Spencer talus Amont ($F_s= 2.378$)

c) Talus aval

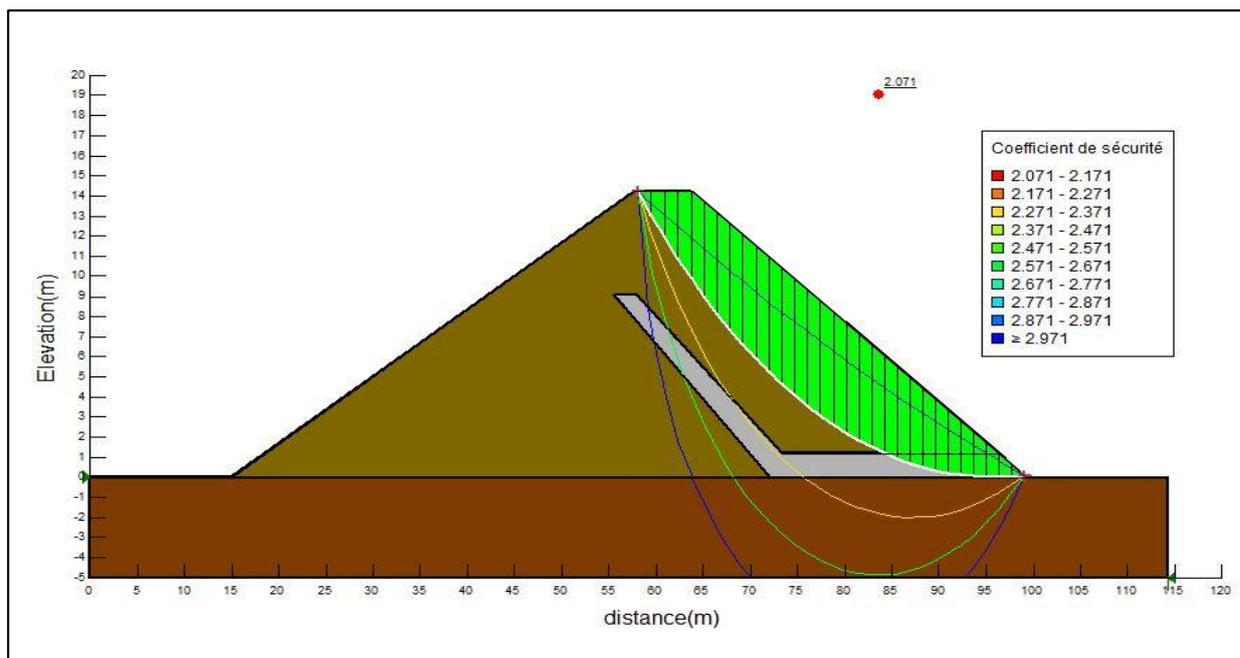


Figure V.7 : Cercle de glissement critique avec $R=57 m$ par la méthode de Spencer talus Aval ($F_s= 2.071$)

V.8.6.2 Calcul des Infiltration

Tableau V.12 : les données nécessaire pour calcule des infiltrations dans geostudio (SEEP/W)

	Recharge	Derain	Fondation
Teneur en eau S (m3/m3)	0.3	0.15	0.3
D10%(mm)	0.001	0.35	0.001
D60%(mm)	0.02	5	0.02
k (m/s)	1*E-7	0.02	2.7*E-8

a) Sans Drain

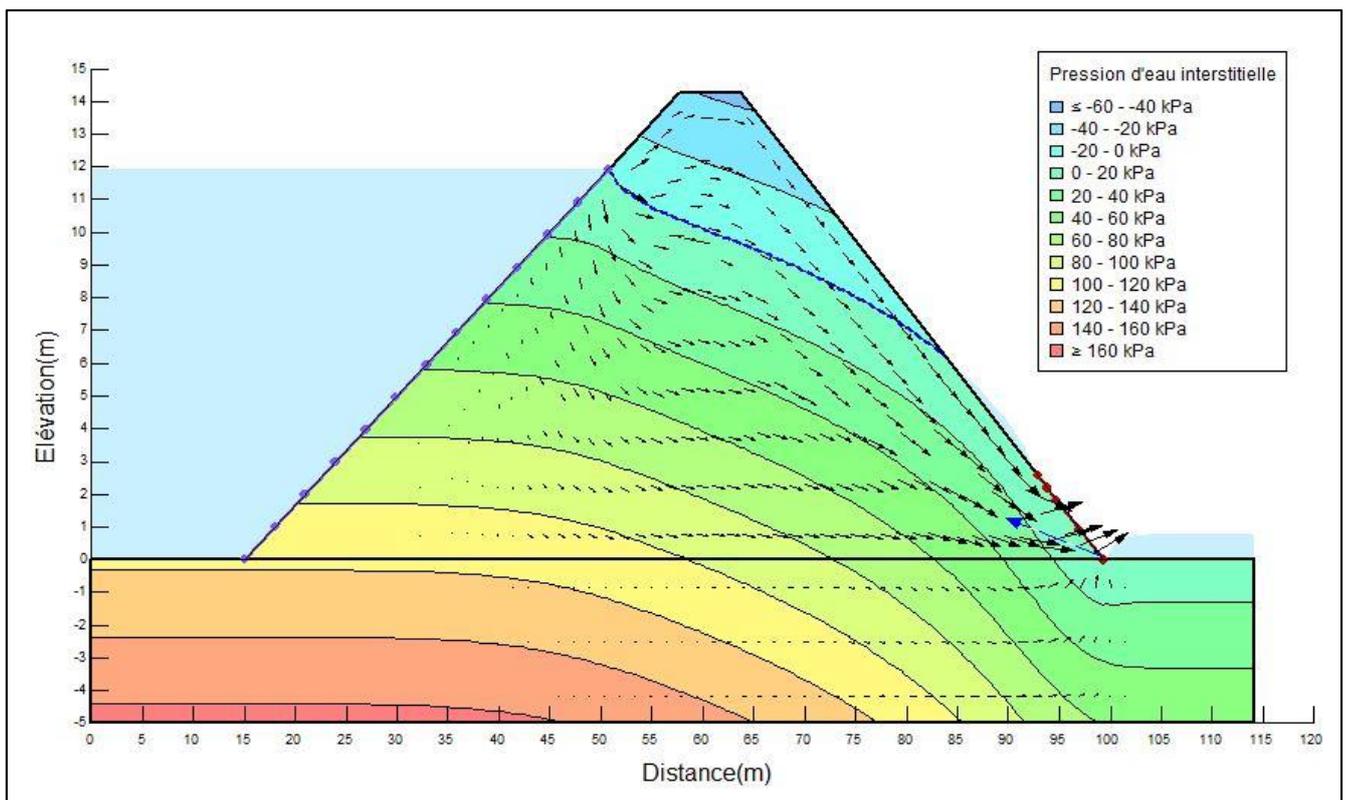


Figure V.8 : ligne de saturation et la pression interstitielle de la digue sans mettre Drain

b) Avec Drain incliné

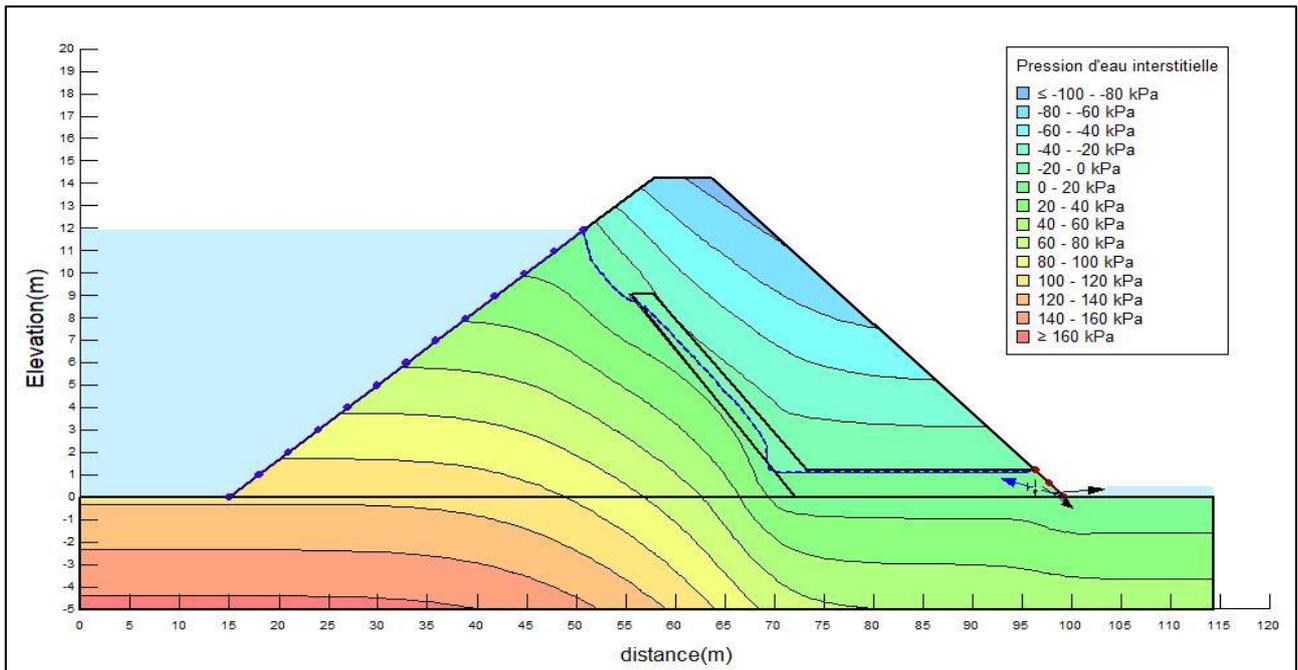


Figure V.9 : ligne de saturation et la pression interstitielle de la digue Avec un Drain incliné

c) Avec Drain verticale

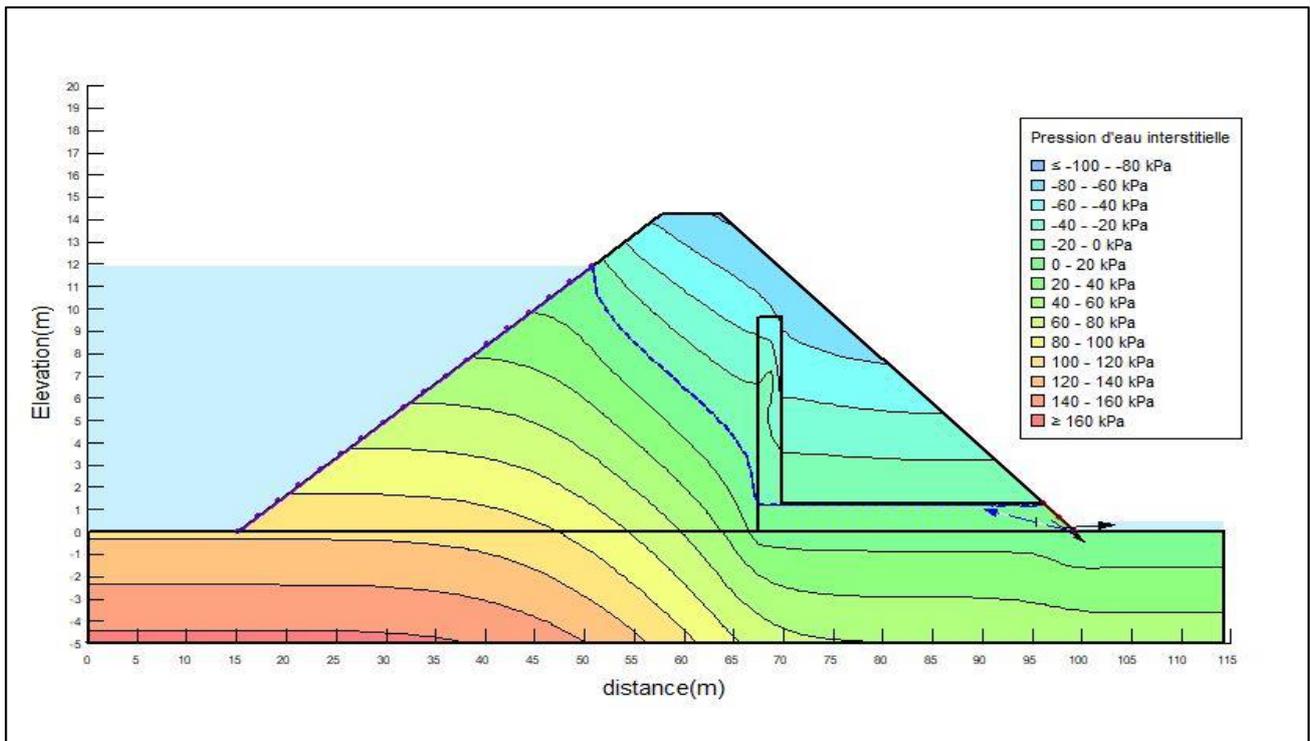


Figure V.10 : ligne de saturation et la pression interstitielle de la digue Avec un Drain Verticale

Interprétation des résultats :

D'après le Résultat d'analyse de géo Studio (SEEP) et la comparaison entre les **figure V.8** à **V.10** :

- Le compactage crée les conditions d'une Anisotrope de perméabilité **figure V.8** qui présente la ligne de saturation et la répartition des de pression interstitielle, la perméabilité plus forte dans le sens horizontal que dans le sens vertical donc Il y a possibilité de choisie drain incliné ou verticale.
- Pour le choix de drain verticale par rapport à incliné, d'après comparaison **figure V.9** et **V.10** on a remarquant que le rabattement de ligne saturation et plus répondu dans le drain incliné, et aussi selon découpage de RPA 2003 le site de OUED CHARHCR dans la zone **I**ib**** (zone sismique), donc pour le raison de sécurité drain incliné plus stable que drain verticale malgré que le drain verticale a facile pour réalisation.

V.8.6.1 Fonctionnement normal

a) Talus Amont

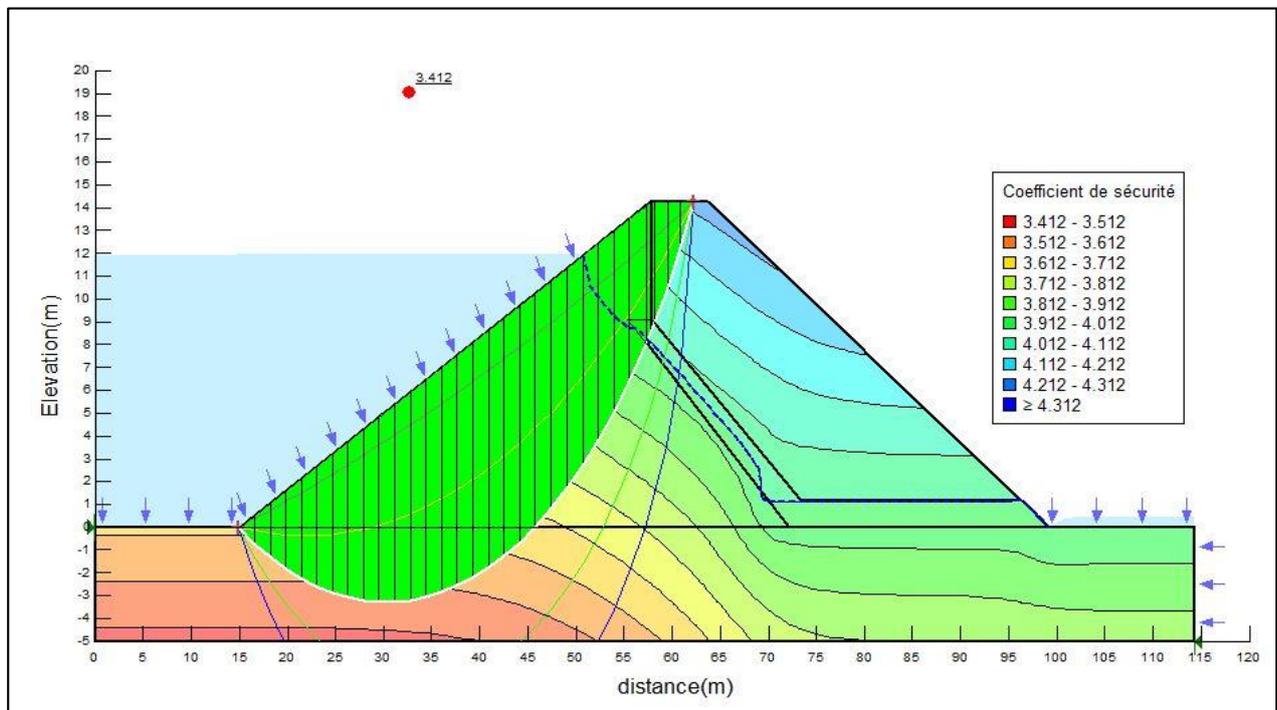


Figure V.11 : Cercle de glissement critique avec R=38 m par la méthode de Spencer talus Amont (Fs= 3.412)

b) Talus Aval

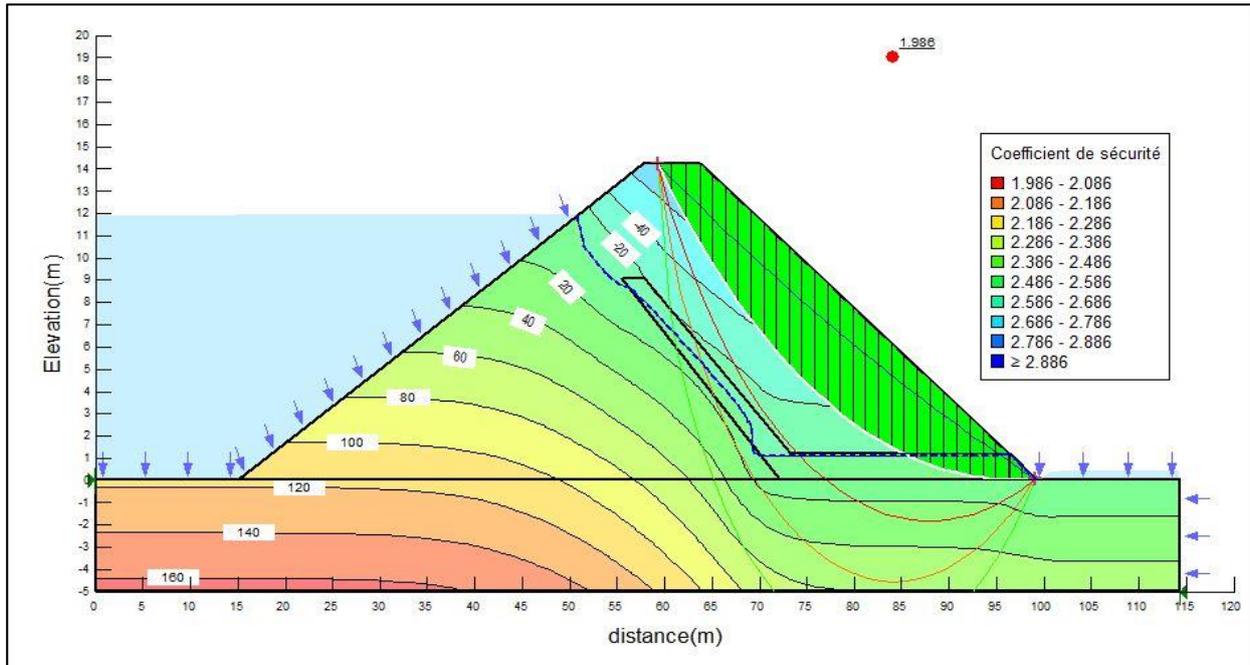


Figure V.12 : Cercle de glissement critique avec $R=56$ m par la méthode de Spencer talus Amont ($F_s= 1.986$)

V.8.6.3 Stabilité lors de la vidange rapide

Le logiciel permet de calculer le coefficient de stabilité à chaque intervalle de temps lors de la vidange rapide dans notre cas la simulation faite durée de 30 jours et simulation de la vidange complète faite à 4 jours

Remarque : le temps de vidange 4 jours est juste pour mettre en évidence la variation de la ligne de saturation et du coefficient de sécurité lors de la vidange rapide

➤ Stabilité lors de la vidange rapide de talus Amont

▪ Vidange de la Retenue de durée (4 jour)

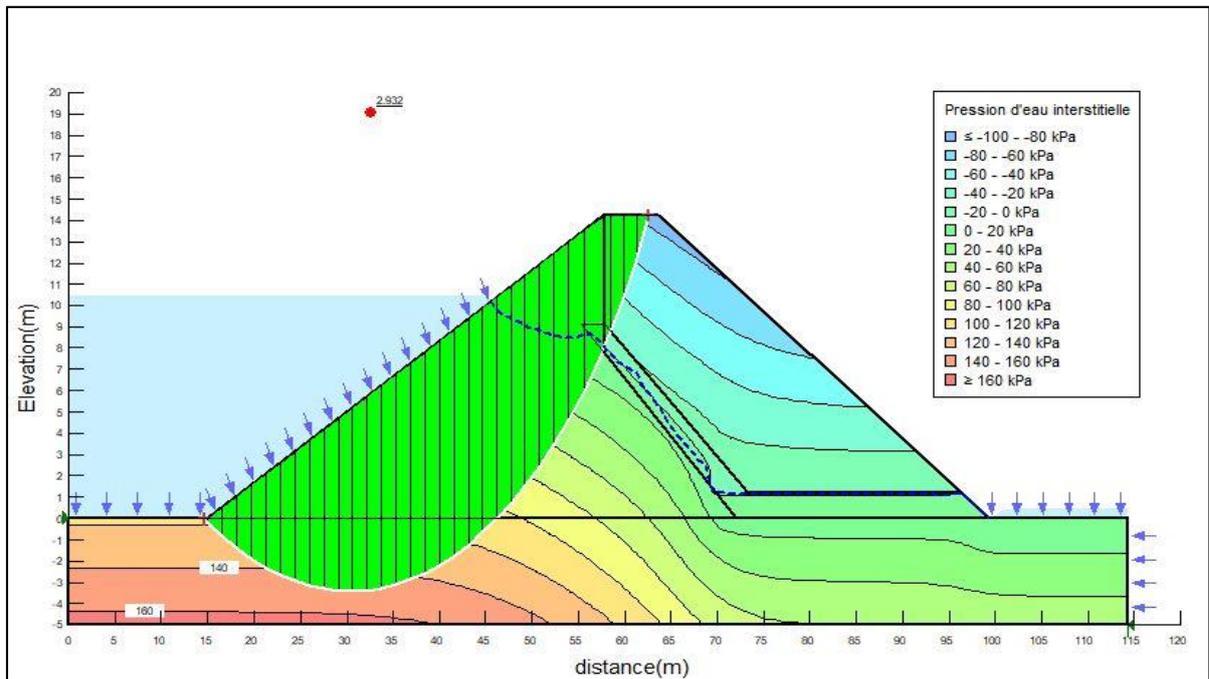


Figure V.13 : variation de ligne saturation et coefficient de sécurité $F_s = 2.932$ pour Rayon cercle de glissement $R = 38m$ (12 heure)

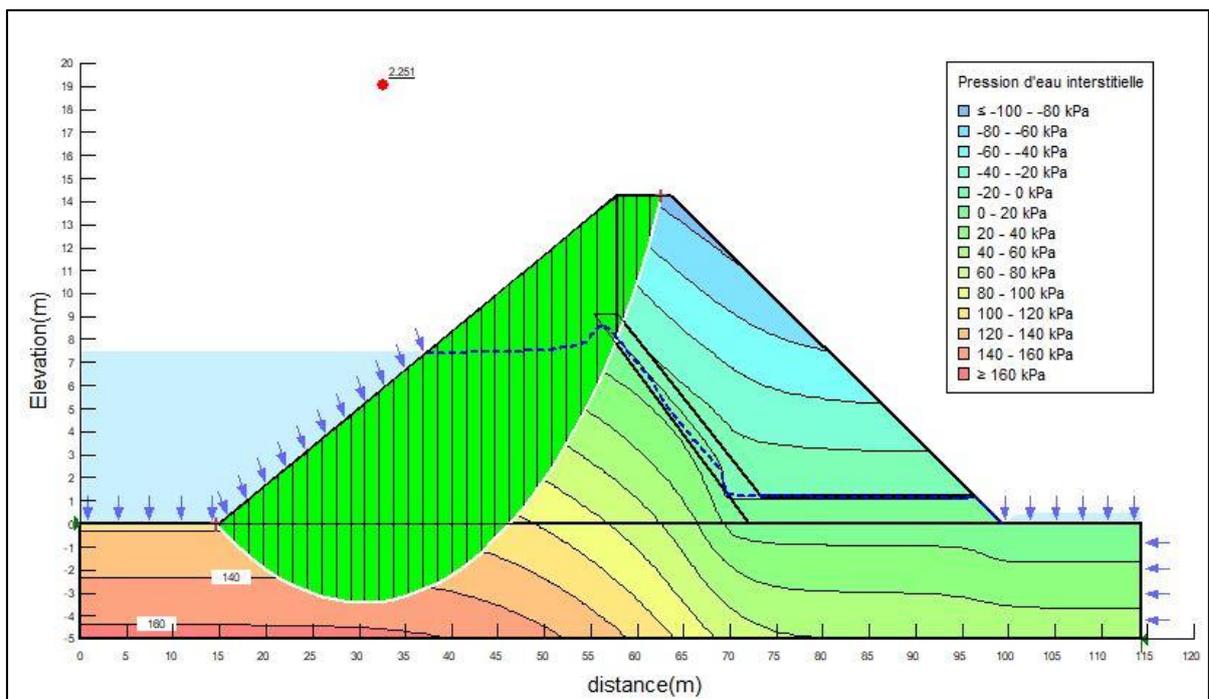


Figure V.14 : variation de ligne saturation et coefficient de sécurité $F_s = 2.251$ pour Rayon cercle de glissement $R = 38m$ (1.5 jour)

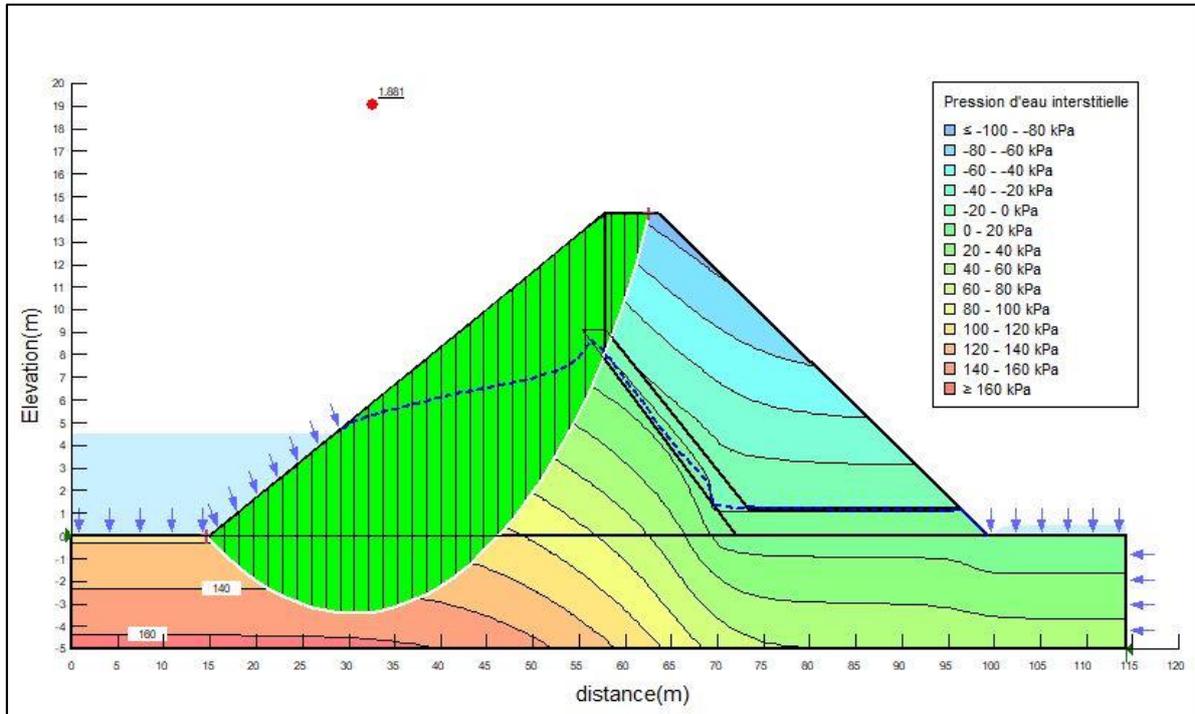


Figure V.15 : variation de ligne saturation et coefficient de sécurité $F_s = 1.881$ pour Rayon cercle de glissement $R = 38\text{m}$ (2.5 jour)

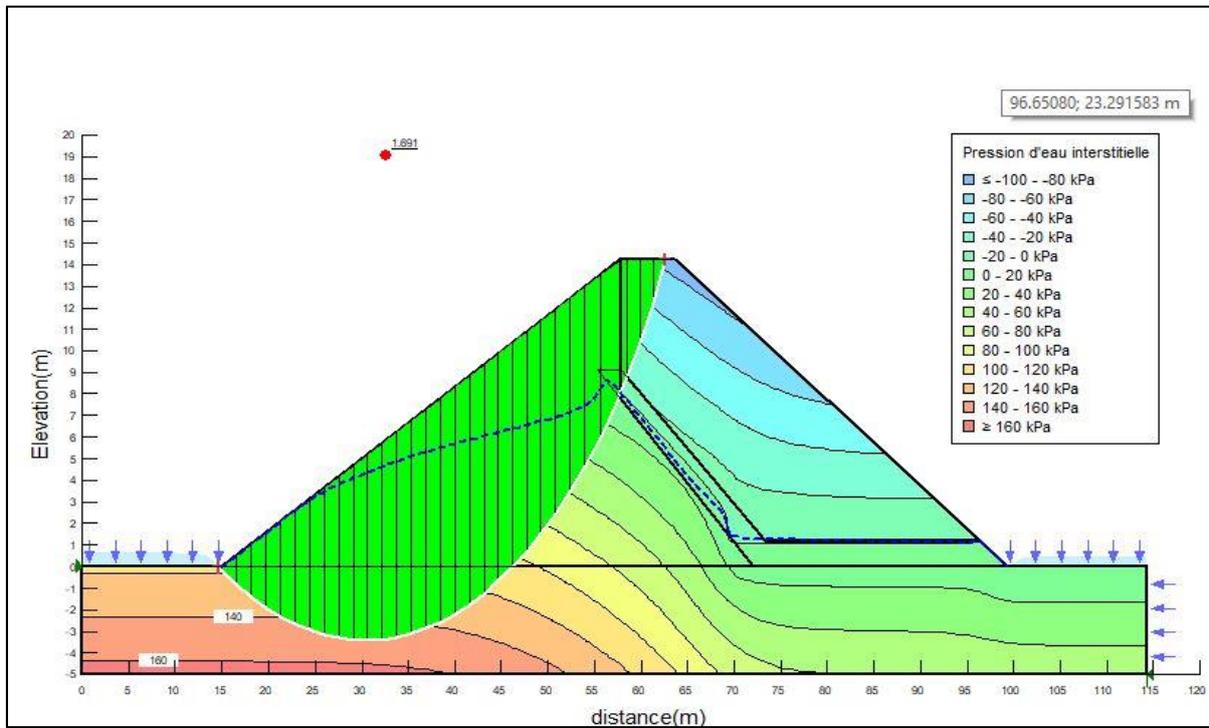


Figure V.16 : variation de ligne saturation et coefficient de sécurité $F_s = 1.691$ pour Rayon cercle de glissement $R = 38\text{m}$ (4 jour)

Interprétation des résultats :

D'après comparaison les Résultat de la méthode FELLENIUS et Méthode SPENCER, il ya une différence entre le coefficient de sécurité F_s . à cause de l'hypothèse et condition au limité de la méthode.

Pour la méthode FELLENIUS dans le cas au le massif homogène et la rupture circulaire Et méthode de SPENCER a été développée pour la rupture quelconque.

La méthode de Fellenius sur estime les valeurs du facteur de sécurité de 15 à 30 % par rapport aux méthodes de Spencer

V.8.6.4 Résultats de l'analyse statique

Les résultats de l'analyse sont présentés dans les figures allant de figure V.17 à V.20 sous forme de lignes de contours qui couvrent entièrement la zone modélisée

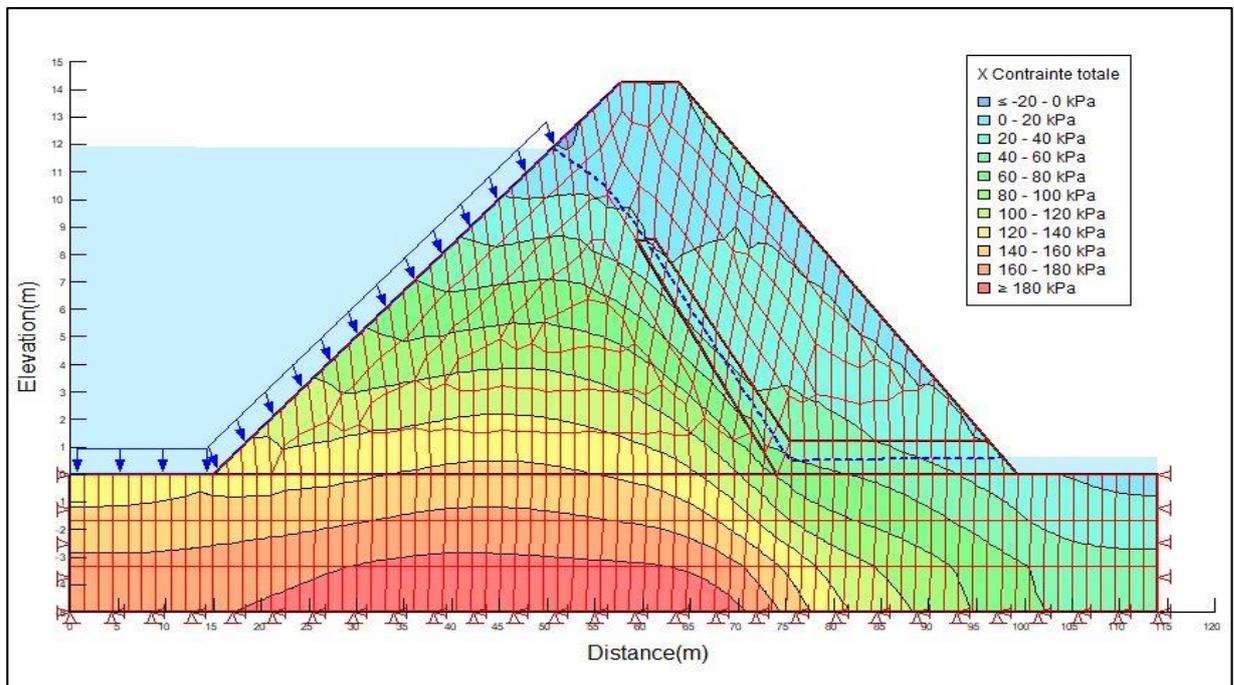


Figure V.17 : variation des contraintes totale horizontale

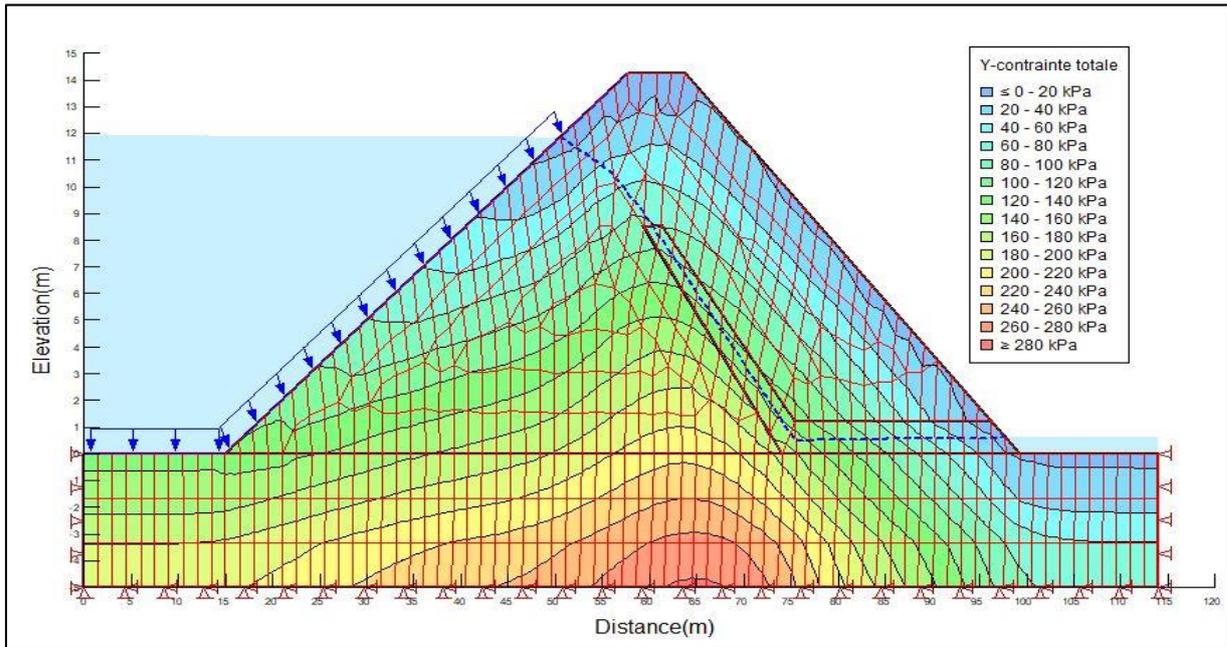


Figure V.18 : variation des contraintes totale verticale

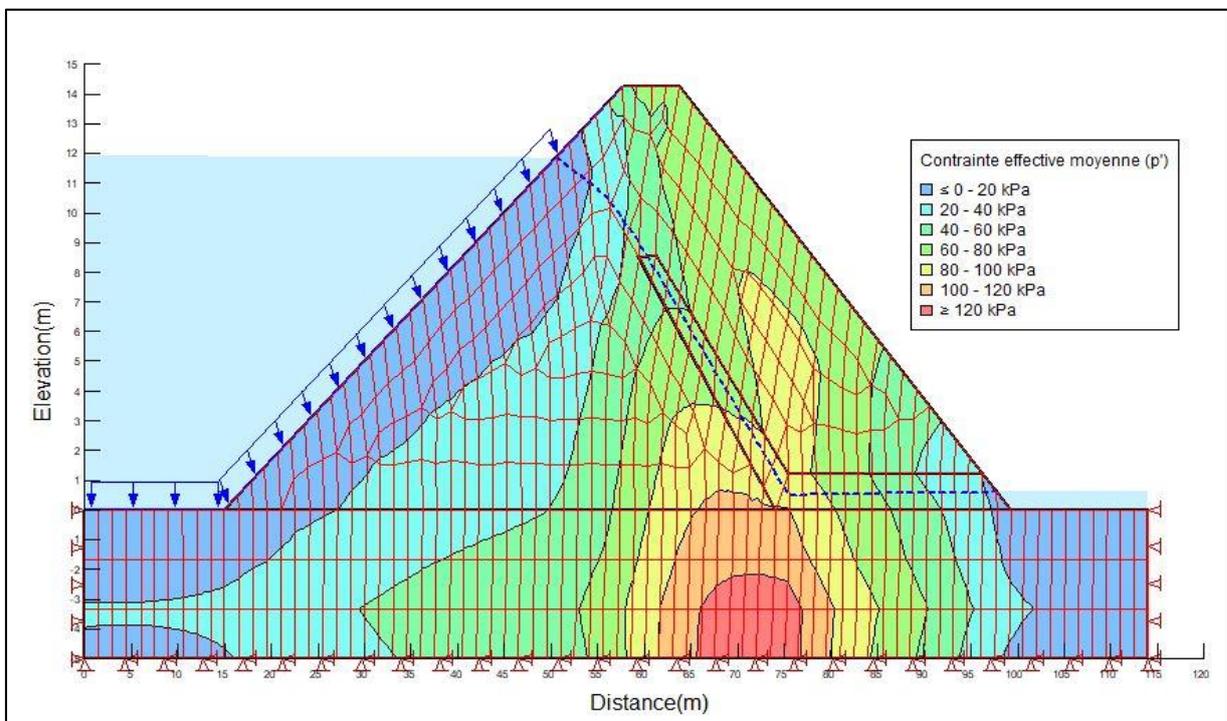


Figure V.19 : variation des contraintes effective moyenne

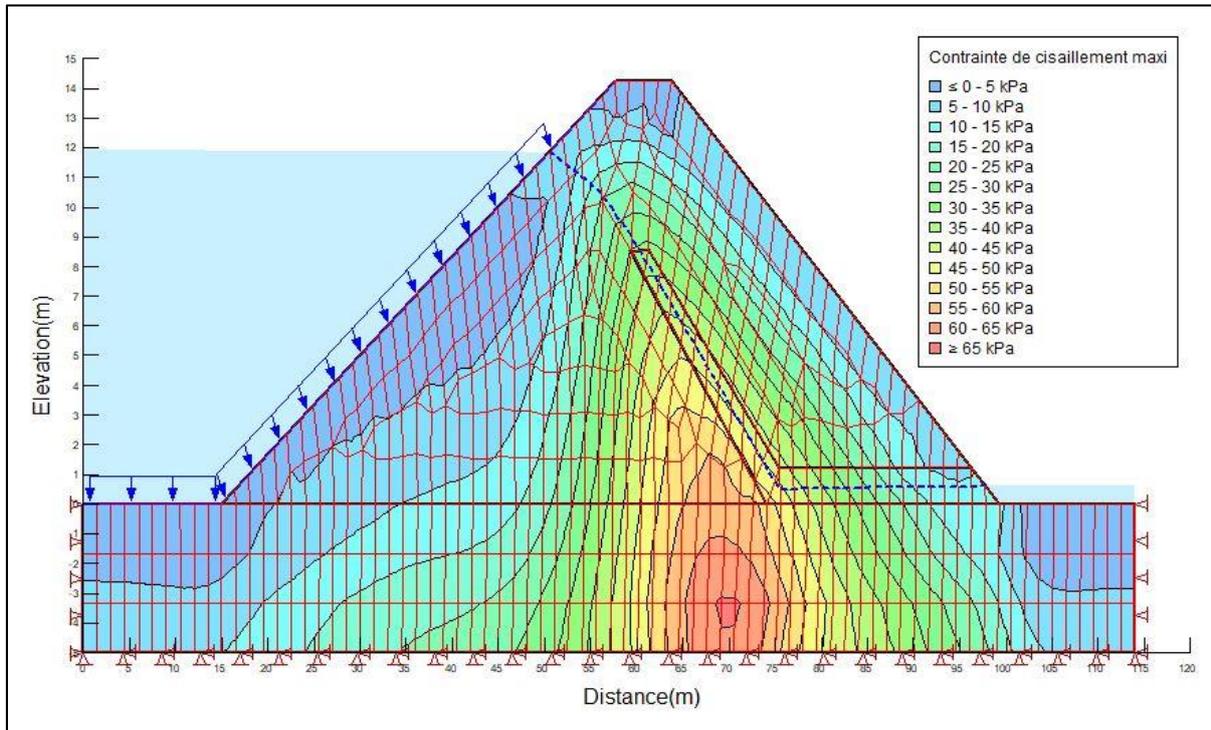


Figure V.20 : variation des contraintes maximale de cisaillement

CONCLUSION

A la fin de ce chapitre on a pu avoir une appréciation générale sur la Retenue de Hadjadj, telle que la stabilité de la digue, l'étanchéité de la fondation et celle de la digue.

Concernant la stabilité, le coefficient de sécurité minimum calculé par la méthode FELLENIUS pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissibles avec et sans séisme.

D'après les résultats obtenus, de calculé GEOSLOPE (Méthode SPENCER) la stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tous les cas de sollicitation, mais la méthode de Fellenius sur estime les valeurs du facteur de sécurité de 15 à 30 % par rapport aux méthodes de Spencer.

Dans note cas la retenue de hadjadj est digue homogène donc la méthode de fellenius plus précise et proche de la réalité d'où les fruits des talus amont et aval sont acceptés

Chapitre VI : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

INTRODUCTION

Pour exploiter la retenue d'un barrage, il est nécessaire de mettre en place à titre provisoire ou définitif des ouvrages dits : Annexes, leur importance est beaucoup plus grande que ne pourrait le laisser croire leur qualificatif dans bien des cas.

Les nécessités de leur construction conditionnent les dimensions et même le type du barrage envisagé, on distingue trois catégories d'ouvrages annexes.

- Les dérivations provisoires.
- Les évacuateurs de crues.
- Les vidanges de fond et les prises d'eau.

VI.1 EVACUATEUR DE CRUES

C'est un ouvrage d'une importance primordiale, essentiel à la sécurité du barrage. La conception de l'évacuateur dépend du débit à évacuer, de la hauteur de chute entre le niveau des plus hautes eaux et celui du fond de la vallée. Et en fonction de la topographie et de la nature des terrains qui avoisinent le barrage

VI.1.1 Différents types d'évacuateurs de crue

VI.1.1.1 Evacuateur central

Il est fait en béton, en maçonnerie ou en gabions et est encadré par des bajoyers (murs latéraux qui protègent la digue).

A l'aval du barrage, un bassin de dissipation permet de réduire l'énergie de l'eau après la chute.

La longueur du bassin est égale à au moins 1,5 fois la hauteur de chute. Sa profondeur est de 30 à 40 cm.

VI.1.1.2 Evacuateur latéral

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

- un chenal d'amenée qui dirige le courant vers le passage
- un seuil qui détermine le débit d'écoulement
- un chenal d'évacuation qui raccorde l'ouvrage au lit principal du cours d'eau. Ce chenal

Contient des seuils destinés à réduire l'énergie de l'eau. Le chenal peut être revêtu ou non en fonction de la nature des sols de fondation ; les seuils sont en béton ou en gabions.

A. Évacuateur de crue latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- Le coût peu onéreux
- La difficulté de modification.

B. Évacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant.

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

VI.1.1.3 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.

A. 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.

B. 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.1.1.4 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.1.1.5 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 latéral avec un déversoir type Craeger (1951), en rive gauche de l'oued qui présente les meilleures conditions de pente.

VI.2 DIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUE

Les évacuateurs de crue à surface libre, se composent principalement des ouvrages suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un chenal d'écoulement.
- Un convergent.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de fuite.

Caractéristiques de l'évacuateur de crue

- Déversoir de type Greager
- Niveau normal de la retenue NNR = 156.92 m NGA.
- Niveau les plus hautes eaux : NPHE = 158 m NGA.
- Débit de pointe à évacuer $Q_{\text{évacuer}} = 15.42 \text{ m}^3/\text{s}$
- Largeur du déversoir $B = 10 \text{ m}$

VI.2.1 Canal d'approche

Le canal d'approche permet de guider l'écoulement de la crue vers le seuil déversant.

Le canal d'approche doit conduire l'eau jusqu'au déversoir dans des conditions tranquilles sans turbulence.

Les dimensions du canal (largeur et longueur) seront subordonnées à la longueur, au type, à l'emplacement du déversoir et aux caractéristiques du terrain.

Les vitesses doivent être suffisamment petites, pour que les pertes d'énergie et l'érosion soient minimales.

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V = \frac{Q_{\text{max}}}{(P+h)b} \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :

- Q : Débit à évacuer (m^3/s), $Q = 15.42 \text{ m}^3/\text{s}$
- H : Charge d'eau (m) et, $H = 2.28 \text{ m}$

$$H = h + P \dots\dots\dots (VI.2)$$

- S_{canl} : Section du canal en (m^2)

$$S = H \times b \dots\dots\dots (VI.3)$$

- P : Hauteur de pelle en (m), $P = 1.2 \text{ m}$
- h : Lane déversante en (m), $h = 1.08 \text{ m}$
- b : largeur du déversoir, $b = 10 \text{ m}$

$$V = 0.68 \text{ m/s}$$

La vitesse admissible pour le tronçon ($1 \div 2.2$) m/s, $V < V_{\text{adm}}$, donc pas de risque d'érosion

VI.2.1.1 Hauteur du mur du canal d'approche

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante :

$$R = 0,61 + 0,14V (H)^{1/3} \dots\dots\dots (VI.4)$$

$$R = 0,52 \text{ m}$$

La hauteur de mur est

$$H_m = h + P + R \dots\dots\dots (VI.5)$$

Donc : **Hm = 2.80 m**

VI.2.1.2 Longueur du canal d'approche

D'après le plan topographique, la longueur du canal d'approche est égale à 21.5 m

VI.2.1.3 Pente du canal d'approche

Pour obtenir un écoulement uniforme il est important de créer une contre pente.

Pour un régime uniforme on a :

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{2/3} * i_0^{1/2} \dots\dots\dots (VI.6)$$

De l'équation on obtient : $i_0 = \left(\frac{n*V}{R^{2/3}} \right)^2$

Q : Débit évacué en [m³/s].

S : section mouillée rectangulaire en [m²] ; S= (P+h) x b.

i_0 : Pente du fond.

R : rayon hydraulique en [m] ; R=S/P.

V : Vitesse d'écoulement en [m/s] ; V=Q/S.

P : Périmètre de section mouillée en [m] ; P= ((h+p) x 2) +b.

n : Coefficient de Manning en [$\frac{s}{m^{1/2}}$]

AN : $i_0 = 0.004\%$ on prendre **0.10 %**

VI.2.2 Le déversoir

Le déversoir situé à l'amont de l'évacuateur contrôle le débit de celui-ci.

Le profil Greager est généralement adopté puisqu'il conduit à une lame déversante qui adhère à la forme de ce profil.

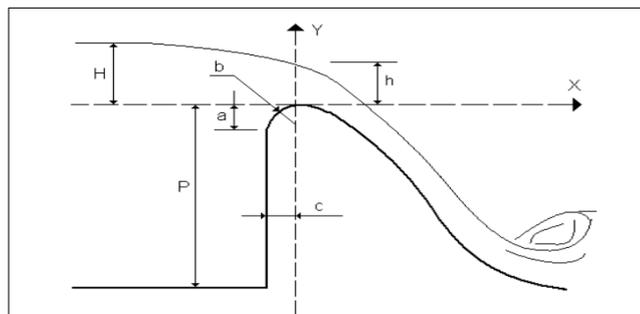


Figure VI.1 : Dimensions du déversoir.

$a = 0,12H = \mathbf{0.15\ m}$

$b = 0,4H = \mathbf{0.45\ m}$

$c = 0,3H = \mathbf{0.30\ m}$

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante :

$$y = \frac{x^{1,85}}{2h_d^{0,85}} \dots\dots\dots (VI.7)$$

Où : x : Distance horizontale en m.

Y : Distance verticale en m.

h_d : la charge sur le déversoir

Tableau VI.1 : Coordonnés du profil de Creager

X	0.00	0.50	0.80	1.20	1.50	1.55	1.65	1.66
Y	0.00	0.13	0.31	0.66	0.99	1.05	1.18	1.20

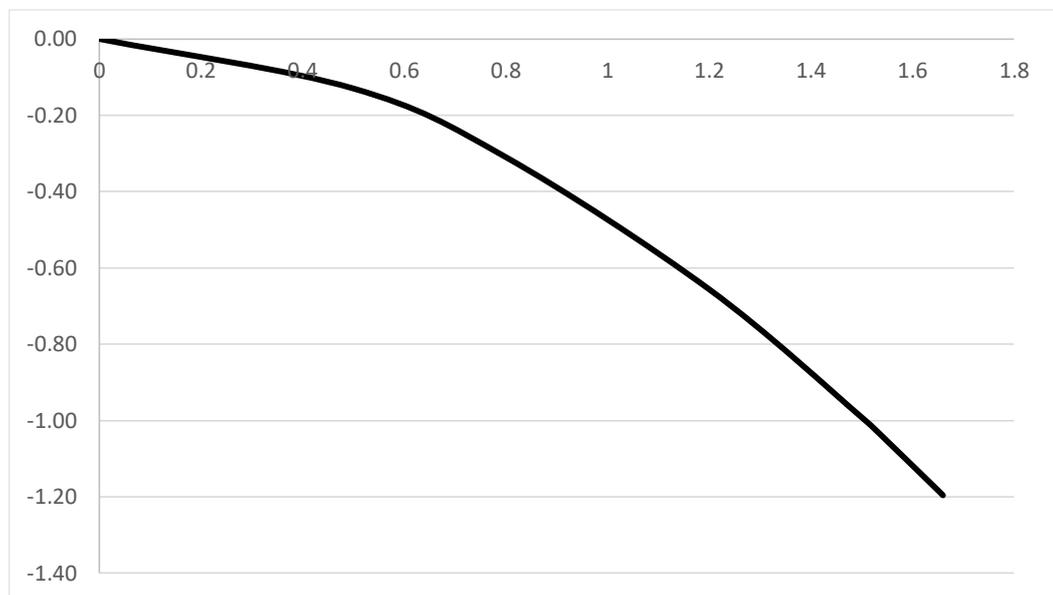


Figure VI.2 : Dimensions et géométrie du déversoir.

VI.2.3 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 34.40 m.

Pour vérifier les conditions d'écoulement, nous calculons la profondeur critique " y_c " et la pente critique.

VI.2.3.1 Profondeur critique

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots\dots\dots (VI.8)$$

Avec :

- Q : Débit à évacuer (m³/s), **Q = 15.42 m³/s**
- b : largeur du chenal, **b=10 m**
- g : l'accélération de pesanteur, **g=9,81m/s**

AN : **h_c = 0,62 m**

VI.2.3.2 Pente critique

La pente critique se détermine par la formule de Manning :

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (VI.9)$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en [m] ;

I : pente en [m/m] ;

S : section mouillée ;

K : coefficient de Manning –Strickler (K = 71)

Pour une section rectangulaire h=h_c $I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + (2 \cdot h_c))^{2/3}}{K \cdot (b \cdot h_c)^{5/3}} \right]^2$

AN : **I_{cr} = 0,05162 = 5 %**

VI.2.3.3 Hauteur normale

$$Q = C \cdot S \cdot \sqrt{R \cdot I} \dots\dots\dots (VI.10)$$

Q= le débit à évacuer ; Q= 15.42 m³/s

S : section du chenal ; S=b.h_n.

I : pente du chenal ; I=0,15 %

C : coefficient de Chezy ; C=R^{1/6}/n.

n=0,014

R : rayon hydraulique $R = \frac{S}{P} = \frac{b \cdot h_n}{2 \cdot h_n + b}$;

Tableau VI.2 : Calcul de la profondeur normale (chenal)

i(%)	n	b(m)	P(m)	S(m)	R=S/P	Q (m3/s)	hn(m)
0.15	0.014	10	11.49	7.44	0.65	15.42	0.74

✓ **Interprétation des résultats :**

$I = 0.15 \%$ et $I_{cr} = 5 \%$

$h_n = 0.74 \text{ m}$ et $h_{cr} = 0.62 \text{ m} \Rightarrow I < I_{cr}$ et $h_n > h_c$

Donc le régime devient fluvial, et donc pas de formation de ressaut hydraulique.

VI.2.3.4 Calcul de la courbe

La conception de l'évacuateur de crue nécessite a une courbe ou niveau de chenal d'écoulement devra être portée aux changements de direction, pour des raisons topographiques. Au niveau de cette courbure il ya une surélévation du plan d'eau sur le bord extérieur du canal

$$\Delta h = 4.6 \frac{V^2}{2g} \text{Log}_{10} \left(\frac{R_2}{R_1} \right) \dots\dots\dots (VI.11)$$

AN : $V = 1.54 \text{ m/s}$ $\Delta h = 0.06 \text{ m}$

Avec :

V : la vitesse d'écoulement dans un canal (m/s)

g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;

R2 : Rayon extérieur du coude (m)

R1 : Rayon intérieur du coude (m)

$R = 41 \text{ m}$

$R1 = R - b/2$

$R2 = R + b/2$

$R1 = 36 \text{ m}$ et $R2 = 46 \text{ m}$

La hauteur d'eau au niveau de coude et :

$H_{coude} = h_n + \Delta h/2$

Avec :

H : hauteur d'eau dans le tronçon considéré

$\Delta h/2$: Surélévation ou abaissement de l'eau ou tronçon considéré

H_{coude} : hauteur d'eau au niveau de coude

Le rayon de courbure de la courbe est de 41 m avec un angle de 70 degrés

La profondeur d'eau au niveau du coude est de 1m avec une vitesse d'écoulement 1.54 m/s

On obtient $\Delta h=0.06$ m avec de profondeur du coté droite de 0.71 m et du côté gauche de 0.77 m

VI.2.3.5 La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suite

$$R = 0,61 + 0,14(V)^{1/3} \dots\dots\dots (VI.12)$$

$$R = 0.80 \text{ m}$$

La hauteur de mur est

$$H_m = h_e + R \dots\dots\dots (VI.13)$$

Côté gauche : $h_e=0.77$ m $H_m= 1.60$ m on prendre **Hmg = 2 m**

Côté droite : $h_e=0.71$ m $H_m= 1.5$ m on prendre **Hmd = 1.75 m**

VI.2.4 convergeant

Le convergeant est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergeant est déterminée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2) \dots\dots\dots (VI.14)$$

Avec :

- l_1 : est la largeur au plafond du bief amont, **$l_1=10$ m**
- l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle, **$l_2=6$ m**

$$L = 2,5 (12-5) = 10 \text{ m}$$

La longueur du convergent est de **10 m**

VI.2.5 Le coursier

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement et permet de conduire l'eau au talweg. Pour assurer de bonnes conditions à l'écoulement, il est conseillé de le construire en béton avec une section rectangulaire dans les barrages collinaires. Les courants qui aboutissent au pied d'un coursier. Mais ils doivent rejoindre le cours d'eau à une vitesse très inférieure, l'énergie en excès doit être dissipée.

VI.2.5.1 Largeur du coursier

Pour assurer de bonnes conditions d'écoulement et de construction, on donne au coursier une section rectangulaire, de la même largeur, à la fin de convergeant **bcr=6m**

VI.2.5.2 Longueur du coursier

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 85.5 mètres.

VI.2.5.3 La profondeur critique

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 b}{g \cdot S^3} = 1 \dots\dots\dots(VI.15)$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \dots\dots\dots (VI.16)$$

- **b** : est la largeur du coursier égale à 6 m

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{15.42^2}{9.81 \cdot 6^2}} = 0.82m$$

$$\mathbf{hcr = 0.82 m}$$

VI.2.5.4 La pente critique

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique. Pour calculer I_{cr} nous associerons donc la relation du régime uniforme

$$Q = Sc \cdot C_r \cdot \sqrt{R_c \cdot I_{cr}} \dots\dots\dots (VI.17)$$

Avec celle du régime critique.

$$\frac{Q^2 \cdot b}{g \cdot S_c^3} = 1 \dots\dots\dots (VI.18)$$

Pour une section rectangulaire (S=h.b) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C_c^2 \cdot R_c} \dots\dots\dots (VI.19)$$

Avec :

- **I_{cr}** : pente critique
- **S_c** : section critique

$$S_c = b \cdot h_{cr} \dots\dots\dots (VI.20)$$

- **R_c** : rayon critique

$$R_c = S_c / P_c \dots\dots\dots (VI.21)$$

- **P_c** : périmètre critique

$$P_c = 2 \cdot h_{cr} + b \dots\dots\dots (VI.22)$$

- **C_c** : coefficient de Chézy

$$C_c = R_c^{1/6} / n \dots\dots\dots (VI.23)$$

- **n** : coefficient de rugosité, n=0,014 (revêtement en béton).

La pente critique est :

$$I_{cr} = \frac{9,81 \cdot 0,82}{66,38^2 \cdot 0,64} = 0,0035$$

$$I_{cr} = 0,35\%$$

VI.2.5.5 Calcul de la profondeur normale

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (c'est-à-dire la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes) elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy).

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I} \dots\dots\dots (VI.24)$$

Avec,

S : section du coursier ; $S=b.h_n$; **I** : pente du coursier $I=20\%$

C : coefficient de Chézy $Cn = R^{1/6} / n$; **R** : rayon hydraulique $R = \frac{S}{P} = \frac{b.h_n}{2.h_n + b}$;

De la même manière que pour le chenal d'écoulement, et par itérations on aura :

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{\frac{1}{2}} \cdot (b + hn)^{\frac{5}{3}} \cdot (2hn + b)^{-\frac{2}{3}} \dots\dots\dots (VI.25)$$

Tableau IV.3 : Calcul de la profondeur normale (coursier)

i(%)	n	b(m)	P(m)	S(m)	R=S/P	Q (m3/s)	hn(m)
20	0.014	6	6.45	1.36	0.21	15.42	0.23

Nous aurons :

$$h_n = 0,23 \text{ m}$$

Nous constatons que $h_n < h_{cr}$ et $ic > i_0$, donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal à forte pente

VI.2.5.6 Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Calcul de la ligne d'eau avec la Méthode Indirecte d'intégration Numérique

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	yn	yc	Régime	L coursier (m)
15.42	71	0.2	0.23	0.82	Torrentiel	85

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant que dQ/dx est nul :

$$dy/dx = (S_o - S_f) / (1 - Fr_2^2) \dots\dots\dots (VI.26).$$

Avec,

S_o : pente du fond ; S_f : pente de la ligne d'énergie.

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie S_f peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning.

L'équation devient en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_o - (n^2 Q^2) / (A^2 R^3)}{1 - (Q^2 B) / (g A^3)} \dots\dots\dots (VI.27)$$

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i et on calcul la profondeur moyenne :

$$Y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2} \dots \dots \dots (VI.28)$$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul Δx à chaque valeur de y_i , utilisant y_{moy} et en l'ajoute à Δx cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieure à la longueur L on continue avec une valeur de $y_{i+1} < y_i$ jusqu'à trouver la somme de Δx égale à la longueur L de coursier.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Calcul de la ligne d'eau avec la méthode indirecte d'intégration numérique

y	ymoy	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr ²	1-FR ²	n ² Q ² /A ² R ⁴ (4/3)	I0-G1	Δx	L
0.82										
0.8	0.81	4.86	7.62	0.638	1.900	-0.9003	0.00359	0.19641	-0.0916	0
0.7	0.75	4.5	7.5	0.600	2.394	-1.3939	0.00455	0.19545	-0.7131	1
0.6	0.65	3.9	7.3	0.534	3.677	-2.6775	0.00707	0.19293	-1.3877	2
0.5	0.55	3.3	7.1	0.465	6.070	-5.0702	0.01189	0.18811	-2.6952	5
0.4	0.45	2.7	6.9	0.391	11.083	-10.0828	0.02234	0.17766	-5.6752	11
0.3	0.35	2.1	6.7	0.313	23.555	-22.5551	0.04964	0.15036	-15.0002	26
0.25	0.275	1.65	6.55	0.252	48.561	-47.5613	0.10760	0.09240	-25.7357	51
0.2329	0.24145	1.4487	6.4829	0.223	71.748	-70.7475	0.16375	0.03625	-33.3759	85

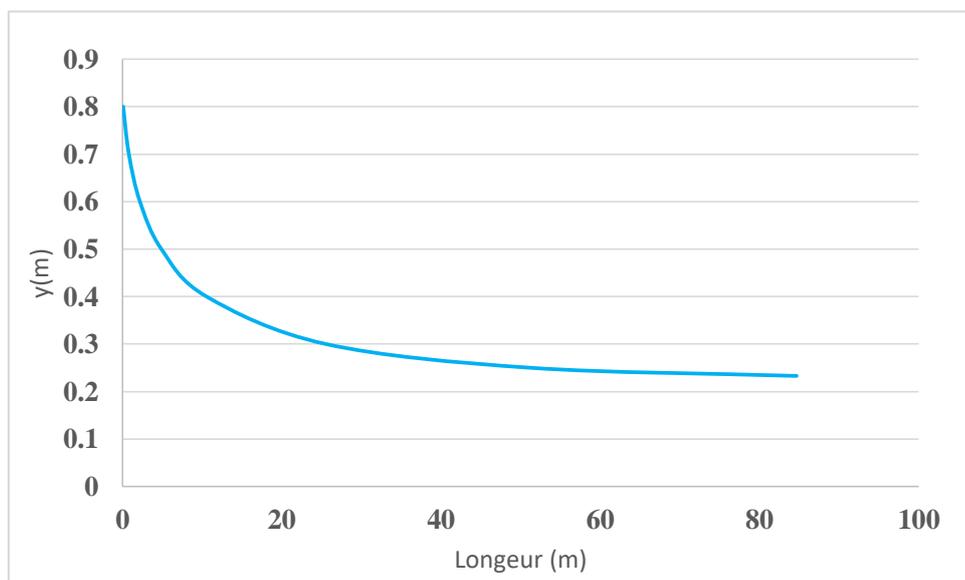


Figure VI.3 : Profil de la ligne d'eau au niveau du coursier

On a :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}} \dots\dots\dots (VI. 29)$$

Fr : Nombre de Froude ; V : Vitesse de sortie du coursier tel que $V = \frac{Q}{S}$

$$\text{AN: } V = \frac{Q}{S} = \frac{15.42}{6 \times 0,23} = 11.17 \text{ m/s} \qquad \mathbf{V=11.17 \text{ m/s}}$$

$$\text{Donc : } Fr = \frac{11.17}{\sqrt{9,81 \times 0,23}} = 7.44 \qquad \mathbf{Fr=7.44}$$

VI.2.5.6 Hauteur des murs du coursier

On a: $H_m = h_e + R$ et $R = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$

A. Hauteur des murs au début du coursier

Vdc : vitesse au début de coursier

hdc : hauteur d'eau au début de coursier

$$V=3.13 \text{ m/s}$$

$$hdc = 0.82 \text{ m}$$

AN : $R=0.81 \text{ m}$ et $Hmd = 1.63 \text{ m}$ on prend $\mathbf{Hmd = 2 \text{ m}}$

B. Hauteur des murs à la fin du coursier

Vfc : vitesse à la fin de coursier

hfc : hauteur d'eau à la fin de coursier

$$V=11.17 \text{ m/s}$$

$$hfc = 0.23 \text{ m}$$

AN : $R=0.92 \text{ m}$ et $Hmf = 1.15 \text{ m}$ on prend $\mathbf{Hmf = 1.30 \text{ m}}$

VI.2.6 Dissipateur d'énergie

Le principe de la dissipation de l'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial.

Dans les bassins à ressaut hydraulique, l'énergie dissipée peut être exprimée en fonction du nombre de Froude au niveau de la section initiale du ressaut Fr . Le meilleur intervalle du nombre de Froude qui assure une dissipation d'énergie élevée et la régularité du courant aval est celui compris entre 4.5 et 9 (ressaut stable). Pour des grandes valeurs, le ressaut est dit fort. Il est appelé faible ou oscillant pour des faibles valeurs de Fr . Ces valeurs entraînent la formation des ondulations dans le courant aval ou à des tourbillons instables voire à une dissipation d'énergie quasiment nulle.

$Fr = 7.9$ Froude est compris entre 4.5 et 9 donc nous aurons une formation d'un ressaut stable

Pour la dissipation de l'énergie nous avons opté pour un bassin de dissipation à ressaut. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval.

Nous avons :

- $V = 11.17 < 15$ m/s
- **$Fr = 7.44 > 4,5$**

Nous allons opter pour bassin de **type II**.

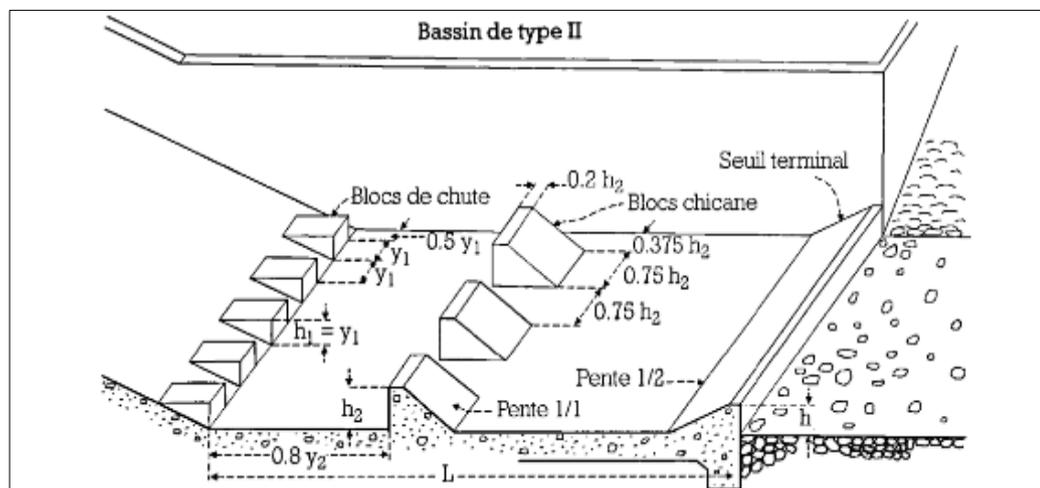


Figure VI.4: Bassin de dissipation USBR type II (Design of Small Dams, 1987)

VI.2.6.1 Dimensionnement du bassin

On a $Fr = 7.9$ et $y_1 = 0.23 \text{ m}$

D'après l'abaque. $\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \times (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) = 10.26$ D'où $y_2 = 3.24 \text{ m}$.

y_1 : Tient d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tient d'eau après le ressaut en (m)

VI.2.6.2 Longueur du bassin

D'après l'abaque (annexe VI.1) On a : $L/y_2 = 2.1$ Donc :

$L = 6.93 \text{ m}$. On prend : $L = 7 \text{ m}$.

VI.2.6.3 Dimensionnement des blocs de chute

On a : $h_1 = y_1 = e_1 = s = 0.23 \text{ m}$

h_1 : Hauteur des blocs de chute à l'entrée.

S_1 : L'espacement entre les blocs de chute.

e_1 : épaisseur du bloc de chute

Donc Le nombre des blocs de chutes est de **13 blocs**.

VI.2.6.4 Dimensionnement des blocs de chicane

D'après l'abaque (annexe VI.1)

$$\frac{h_2}{y_1} = 2 \Rightarrow h_2 = 0.46 \text{ m} \quad s_2 = e_2 = 0.75 * h_2 = 0.35 \text{ m} \quad l = 0,2 h_2 = 0,10 \text{ m}$$

h_2 : hauteur du bloc chicane.

l : largeur du seuil.

S_2 : L'espacement entre les blocs de chicane.

e_2 : épaisseur des blocs de chicane.

Donc Le nombre des blocs de chicanes est de **9 blocs**.

VI.2.6.4 Hauteur de seuil terminal

$$\frac{h_4}{y_1} = 1.5 \Rightarrow h_4 = 0.35 \text{ m}$$

VI.2.6.5 Hauteur des murs dans le bassin de dissipation

Pour la hauteur des murs barjoier de bassin dissipation se la même que canal de fuite

VI.2.7 Canal de restitution

Le canal de fuite de section trapézoïdale revêtu par des enrochements avec un talus 1/1 et une pente de 0,08 % a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

VI.2.7.1 La hauteur critique

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.105 \cdot \sigma_{cr}^2\right) \cdot K \dots\dots\dots (VI.30)$$

Avec : $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$ et $\sigma = \frac{K \cdot m}{b}$ (m = 1).

AN : $K = \sqrt[3]{\frac{15.42^2}{9.81 \cdot 6^2}} = 0.7$ et $\sigma = \frac{0.7 \cdot 1}{6} = 0.11$

D'où : $h_{cr} = \left(1 - \frac{0.11}{3} + 0.105 \cdot 0.11^2\right) \cdot 0.7 = 0.65m$

$h_{cr} = 0.65 \text{ m}$

VI.2.7.2 Pente critique

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots (VI.31)$$

AN : $I_{cr} = \frac{15.42^2}{3.9^2 \cdot 25.74^2 \cdot 0.53} \cdot 100\% = 4.42\%$

$I_{cr} = 4.42 \%$

VI.2.7.3 Profondeur normale dans le canal

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I} \dots\dots\dots (VI.32)$$

Pour la hauteur normale nous avons :

$$S_n = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n \dots\dots\dots (VI.33)$$

$$Pn = b + 2.h_n \sqrt{1 + m^2} \dots\dots\dots (VI.34)$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} . I^{1/2} . (m h_n^2 + b . h_n)^{5/2} . (2 . h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (VI.35)$$

Le résultat du calcul par itération donne :

Tableau VI.5 : Calcul de la profondeur normale (canal de fuite)

i(%)	n	b(m)	P(m)	S(m)	R=S/P	Q (m3/s)	hn(m)
0.8	0.035	6	8.84	7.03	0.8	15.42	1.00

➤ **Vitesse dans le canal**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \times h_n^2 + b \times h_n} \quad \text{D'où} \quad \mathbf{V = 2.20 \text{ m/s}}$$

Le sol du canal est constitué par des blocs d'encrochement grossiers.

VI.2.7.4 La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suite

$$H = h_n + R$$

$$R = 0.61 + 0.14 \times (h_n)^{1/3} \quad \mathbf{R=0.80 \text{ m.}}$$

Alors : Hmur = 1.80 m. En prend **Hmur =2 m**

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. Exceptionnellement, pour les gros ouvrages, il peut être intéressant de prévoir une galerie latérale. Elle peut fonctionner sous pression si son diamètre est petit ou moyen, ou en écoulement à surface libre lorsqu'elle est de gros diamètre.

Se basant sur la capacité du déversoir, le gabarit et les dimensions du barrage et pour des raisons d'économie, l'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la conduite de vidange de fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l'ouvrage d'entrée ne soit réalisé qu'après l'achèvement des travaux de la digue

VI.3.1 Calcul du débit de vidange

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots \dots \dots (VI.36)$$

Avec

- Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange, pris égal à débit moyen annuel
- V : volume utile, $V_u = 58644 \text{ m}^3$
- T : temps de vidange, $T = 2 \text{ jours} = 172800 \text{ secondes}$

$$Q_{vf} = \frac{58644}{172800} + \frac{0,139 \cdot 10^6}{31,56 \cdot 10^6} = 0,342 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{vf} = 0,342 \text{ m}^3/\text{s}$$

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 :

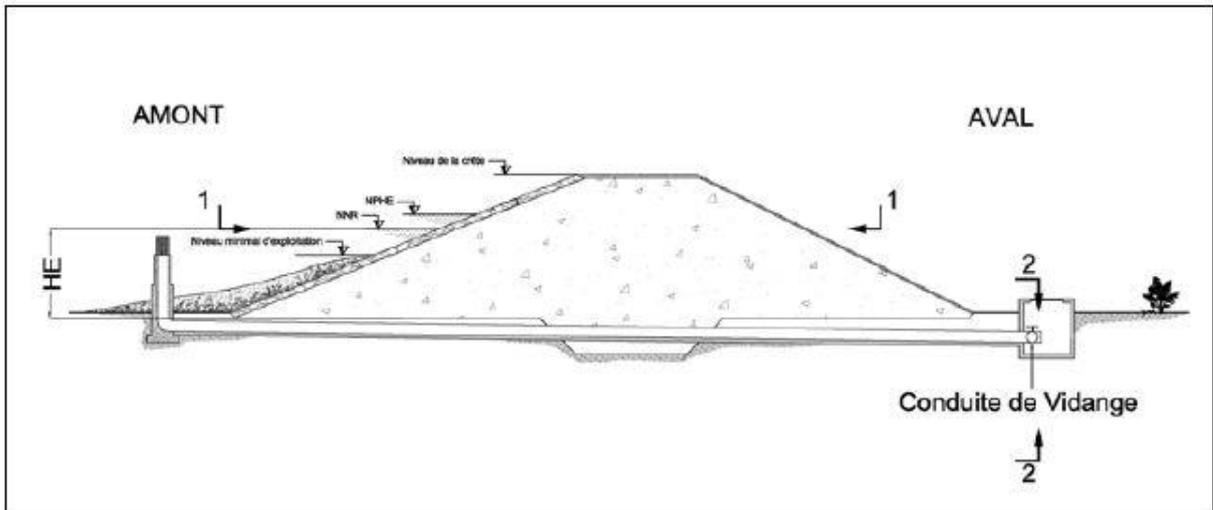


Figure VI.5 : Schéma type pour l'équation de Bernoulli

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).

$$H_1 = Z_1 + \frac{P_1}{\varpi} + \frac{V_1^2}{2 \times g} \dots \dots \dots (VI.37)$$

$$H_2 = Z_2 + \frac{P_2}{\varpi} + \frac{V_2^2}{2 \times g} \dots \dots \dots (VI.38)$$

$$H_1 = H_2 \dots \dots \dots (VI.39)$$

Où :

- ✓ $Z_1 = HE$ (différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval. $HE = 11.92$ 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 :

$$V_2 = \sqrt{2 \times g \times HE} \dots \dots \dots (VI.40)$$

Le débit sortant de la conduite de vidange est donné par l'expression :

$$Q_v = \mu \times S \times V_2 \dots \dots \dots (VI.41)$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q_v}{\mu \times \pi \times V_2}} \dots \dots \dots (VI.42)$$

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 ; $V_2 = 15.30$ m/s $D = 216$ mm

Nous adoptons la valeur de : **$D = 250$ mm**

✓ **Correction de la valeur de coefficient μ**

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \zeta_s + \sum \zeta_l}} \dots \dots \dots (VI.43)$$

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.6 : 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.

$$\sum \zeta_l = \frac{\lambda \times L}{D} \dots \dots \dots (VI.44)$$

✓ L : longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 95 m

✓ D : diamètre de la conduite de vidange, $D = 250$ mm

✓ λ : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler :

$$\lambda = \frac{87n^2}{D^{1/3}} \dots \dots \dots (VI.45)$$

✓ n : rugosité de la conduite en acier, $n = 0.013$

AN ; $\lambda = 0.023$ d'où $\sum \zeta_l = 9.52$ m

Ce qui nous donne :

$$\mu = 0.284$$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à $D_v = 317 \text{ mm}$

Nous adoptons la valeur de : $D_v = 400 \text{ mm}$

IV.3.3 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

$$V = Q / S \dots\dots\dots (VI.46)$$

AN: $V = 3.56 \text{ m/s}$

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

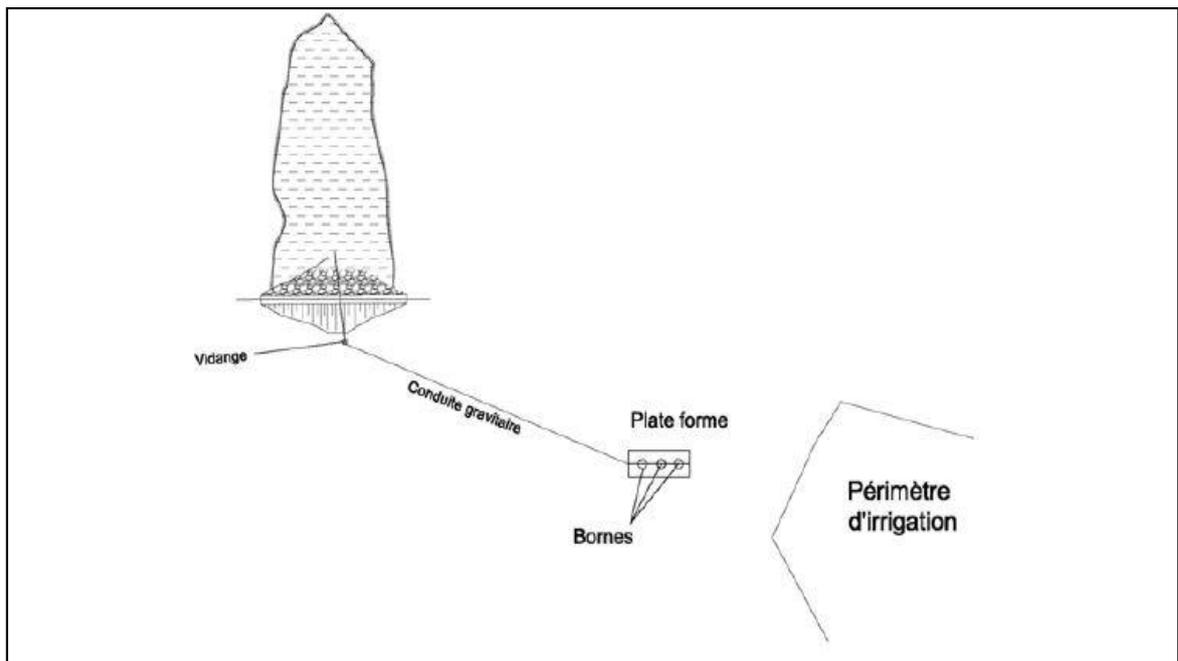


Figure.VI.6 : Schéma d'aménagement. De conduite prise d'eau Gravitaire

VI.4.1 Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau

D'après le tableau III.35, La consommation maximale est en mois de Juillet :

$$V_{\max} = 13811 \text{ m}^3$$

Donc :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{13811}{30 * 3600 * 8} = 0,0636 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nous supposons que la consommation se fait 8 heures par jour pendant 30 jours.

VI.4.2 Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre

$$Q = \mu S \sqrt{2g.H} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \dots \dots \dots \text{(VI.47)}$$

Avec

- μ : coefficient de débit, $\mu=0,3$
- S : section de la conduite en m^2
- H : charge d'eau minimale, $H=6.41\text{m}$

Nous trouvons :

$$S=0,0048 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la prise d'eau sera égal à

$$D= 77.80 \text{ mm}$$

Nous prenons :

$$D = 80 \text{ mm}$$

✓ Correction de la valeur de coefficient μ

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}} \dots \dots \dots \text{(VI.48)}$$

Avec :

- $\sum \xi$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

Nous supposons que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot L}{D} \dots\dots\dots (VI.49)$$

Avec :

- $\lambda = 0,034$

$$\sum \xi = 27.86$$

Donc

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + 27.86}} = 0,19$$

$$S = 0,0057 \text{ m}^2$$

Nous trouvons

$$D = 85 \text{ mm} \quad \text{nous prenons :} \quad \mathbf{D = 90 \text{ mm}}$$

VI.4.3 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

$$V = Q/S \dots\dots\dots (VI.50)$$

$$\mathbf{V = 2.82 \text{ m/s}}$$

La conduite de prise d'eau aura un diamètre **de 90 mm**, elle est équipée d'une vanne papillon qui sera groupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage

CONCLUSION

Les ouvrages annexes d'un barrage sont d'une importance capitale puisqu'ils sont liés à la sécurité et à l'exploitation de l'ouvrage dans Notre étude nous optons :

- Un évacuateur de crue latéral à entonnement latéral à seuil libre sur la rive gauche
- un bassin d'amortissement à ressaut de type II (USBR) et de longueur égale à 7m avec des blocs de chute et des blocs de chicane.
- Diamètre optimal de la conduite de vidange est de 400 mm
- Finalement la conduite de prise d'eau aura un diamètre de 90 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

INTRODUCTION

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en oeuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter, avant d'aller sur chantier, et de commencer la réalisation des travaux, pour cela il faut toujours commencer par une étude théorique et ensuite la partie pratique.

Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du Prix de l'ouvrage pour qu'il ne soit onéreux.

L'organisation de chantier consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient

VII.1 ROLES ET RESPONSABILITES DES INTERVENANTS SUR CHANTIER

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir sur le site du barrage.

VII.1.1 Le maître de l'ouvrage

C'est une personne morale qui est l'ANBT pour laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et le gestionnaire.

VII.1.2 Le maître d'oeuvre

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

VII.1.3 L'entrepreneur

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

VII.2 TRAVAUX PREPARATOIRES ET INSTALLATION DE L'ENTREPRISE

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.

Nous pouvons distinguer les installations suivantes :

VII.2.1 Installations destinées au personnel

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de Chantier



Figure VII.1 : Exemple d'installations destinées au personnel

VII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte

humidité (baraquement, hangars ...).

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 pour 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 LES MOYENS DU CHANTIER

VII.3.1 Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en oeuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences

VII.3.2 Moyens matériels du chantier

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci-après :

- **Les compacteurs à pneus**



Figure VII.2 Compacteur à pneus

- **Les compacteurs rouleaux** : les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux



Figure VII.3 Compacteur rouleaux

- **Les compacteurs à pied de mouton** : pour le compactage des sols fins.



Figure VII.4 Compacteur a pied de mouton

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- **La décapeuse automotrice (motor scraper)**

Est généralement utilisée pour l'arasement des sols. Cet engin possède une benne avec tiroiréjecteur pouvant se surbaïsser et qui, par l'effet du déplacement de la machine, permet d'extraire les matériaux. Ceux-ci seront ensuite transportés sur le lieu de déchargement pour finalement y être répandus en couches.

Ces engins travaillent généralement en duo car ils sont poussés (un tampon se trouve à l'arrière) par un bulldozer équipé d'une lame spéciale dite « pousse ». Ce type de scraper dit « poussé » est le plus répandu.

L'engin peut aussi être autonome, du type « automoteur ». Par le biais d'une chaîne élévatrice, il se charge et se décharge par ses propres moyens.



Figure VII.5 : Décapeuse automotrice

▪ **La pelle hydraulique**

Cet engin de chantier est aussi connu sous le nom de pelleuse, pelle ou excavatrice. Elle est constituée d'un châssis porteur à chenilles ou à pneus et surmontée d'une tourelle dotée d'une rotation continue de 360 degrés. Cette tourelle porte le moteur, les organes hydrauliques (pompes, moteur, vérins), le poste de conduite et l'équipement (flèche, balancier, godet).

La pelleuse est utilisée pour des travaux :

- ✓ de terrassement
- ✓ d'extraction (chargement de matériaux dans une carrière...)
- ✓ de réalisation et nettoyage de fossés et de talus...
- ✓ de fondations spéciales (forage, parois moulées...), la pelle sera équipée du Matériel : mouton, sonnette...



Figure VII.6 : Pelle hydraulique

▪ **Les camions**

Les camions favorisent le mélange de plusieurs horizons, sont plus adaptés lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou à un relief très marqué



Figure VII.7 : Un camion

VII.4 PLANIFICATION

VII.4.1 Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'oeuvre et les autres moyens de mise en oeuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- installation des postes de travail
- observations instantanées
- analyse des tâches
- chronométrage
- définition des objectifs et des attributions
- simplification des méthodes
- stabilisation des postes de travail.

VII.4.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau
- Méthodes basées sur le graphique

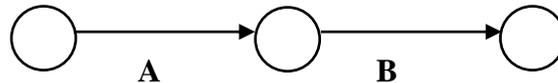
VII.4.2.1 Méthodes basées sur le réseau

A. Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux

❖ Réseau à flèches

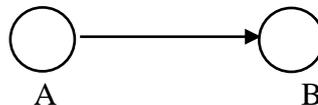
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des noeuds



L'opération **A** précède l'opération **B**

❖ Réseau à nœuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

B. Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

a. Etablissement d'une liste des tâches

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

b. Détermination des tâches antérieures

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels
- Regroupement des graphes partiels
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage
- Construction du réseau

c. Méthode du chemin critique (Critical Path Method/CPM)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

- ✓ **1^{ère} phase** : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

- ✓ **2^{ème} phase** : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon L'unité de temps retenue.
- ✓ **3^{ème} phase** : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

d. Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

❖ **Collection des informations**

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

❖ **Décomposition du projet**

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières, nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VII 4.2.2 Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation ; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

A. Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- ✓ **TR** : temps de réalisation
- ✓ **DCP** : date de commencement au plus tôt
- ✓ **DCPP** : date de commencement au plus tard
- ✓ **DFP** : date de finition au plus tôt
- ✓ **DFPP** : date de finition au plus tard
- ✓ **MT** : marge totale.

Et :

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCPP = DFPP - TR$$

B. Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante

$$C.C \iff \begin{cases} MT=0 \\ \sum TR_{C.C} = DTP \end{cases}$$

C. Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- ✓ Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- ✓ Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante :

$$T = \frac{Q.N}{n} \dots\dots\dots(VII.1)$$

Avec :

- **Q** : quantité de travail
- **N** : rendement
- **n** : nombre d'équipes

VII.4.2.3 Les plannings

Il existe trois types de plan de travail

A. Plan de travail au plus tôt

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

B. Plan de travail au plus tard : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

C. Plan de travail intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date u plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII.4.2.4 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Symboles des opérations réalisées

Phase des travaux	Opération	Duré (mois)
Travaux de préparation, installation de chantier, (développement du réseau routier assurant l'accès au chantier)	A	1
Réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange	B	1
Décapage de la terre végétale sur le verrou et ouverture de tranché d'ancrage	C	1
Préparation des zones d'emprunt	D	2
Déforestation de la cuvette	E	2
Remblai de la tranche d'ancrage et compactage	F	1
Remblai sur la fondation et construction de la conduite vidange de fond	G	1
Mise en place du système de drainage (prisme de drainage).	H	1
Remblai et compactage du corps de la digue et le drain par couche successive	I	3
Revêtement des talus	J	1
Excavation de la zone d'implantation de l'évacuateur de crues	K	1
Coffrage, ferrailage et Coulage de l'évacuateur de crue	L	3
Equipements hydrauliques.	M	1
Finalisation des ouvrages de sortie	N	1

VII.4.2.5 Détermination des chemins critiques par la méthode Réseau à noeuds

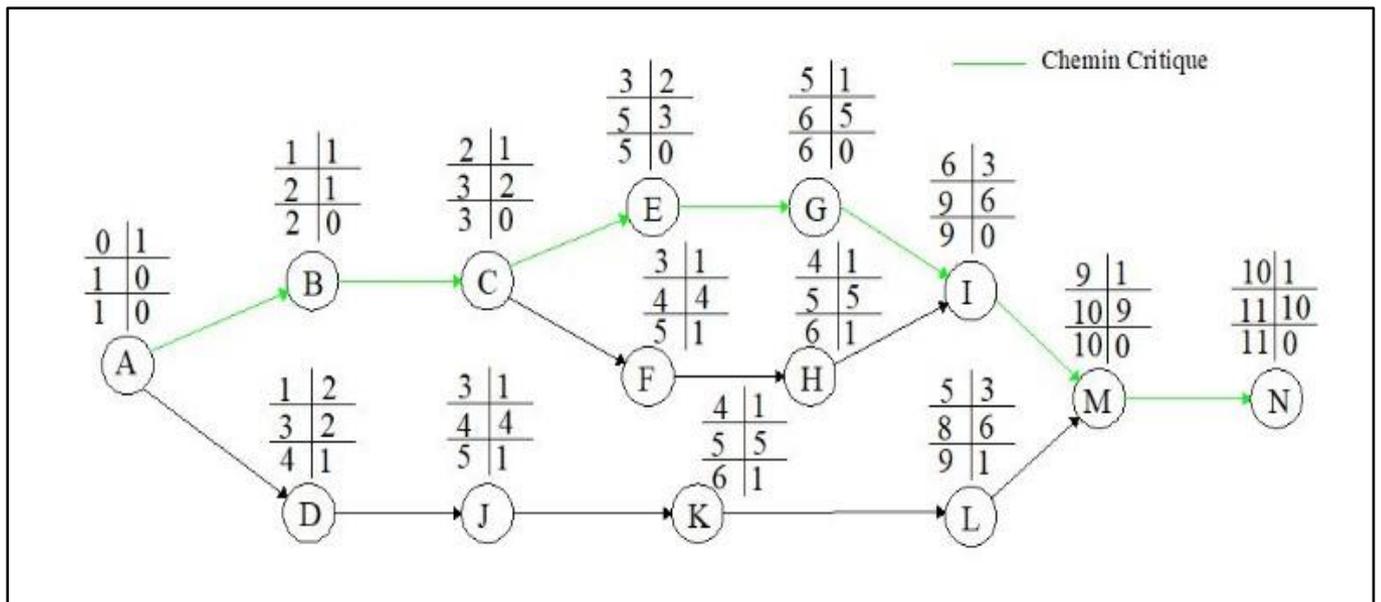


Figure VII.8 : Réseau a noeuds

VII.4.2.6 Détermination des chemins critiques par la méthode de Tableau

Tableau VII.2 : Les opérations réalisées

Opération	TR (mois)	D.P		D.F.P		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	1	0	1	0	1	0
B	1	1	2	1	2	0
C	1	2	3	2	3	0
D	2	1	3	2	4	1
E	2	3	5	3	5	0
F	1	3	4	4	5	1
G	1	5	6	5	6	0
H	1	4	5	5	6	1
I	3	6	9	6	9	0
J	1	3	4	4	5	1
K	1	4	5	5	6	1
L	3	5	8	6	9	1
M	1	9	10	9	10	0
N	1	10	11	10	11	0

D'après le chemin critique le temps de réalisation de la retenue égal à **11 mois**

Le diagramme de Henry L. Gantt (1910) est représenté dans la planche n° 5. Cette méthode consiste à placer les tâches à effectuer dans l'ordre défini par la priorité et en tenant compte des ressources encore disponibles.

VII.5 DEVIS ESTIMATIF DU BARRAGE ET DES OUVRAGES ANNEXES

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues.

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages :

Tableau VII.3 : Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes

La DIGUE					
N°	Désignation des Travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Décapage de la couche végétale d'une épaisseur de 30 cm	m3	4845	500	2422500
2	Remblai en argile du corps de la digue	m3	33754	700	23627800
3	Protection talus aval en TVO	m3	970	500	485000
4	Protection talus amont en Rip-Rap (enrochement)	m3	1700	2500	4250000
5	Transition talus amont gravier	m3	570	2500	1425000
6	Transition talus amont sable	m3	570	2500	1425000
7	Enrochement drain du pied	m3	1830	2500	4575000
8	Gravier pour tapis drainant et drain vertical	m3	1860	2500	4650000
9	Sabler pour tapis drainant et drain vertical	m3	800	2000	1600000
10	Produit asphaltique épaisseur 40 cm	m3	455	2000	910000
EVACUATEUR DE CRUES					
1	Excavation en grande masse dans un terrain naturel	m3	4574	800	3659200
2	Fourniture et mise en place du béton de propreté dosé à 250kg/m3	m3	281	20000	5620000
3	Fourniture et mise en place du béton armé dosé à 350 Kg/m3	m3	611	45000	27495000
4	Remblai derrière les murs de l'évacuateur + compactage	m3	640	500	320000
5	Enrochement du canal de fuite	m3	60.5	2500	151250
6	Joint WATER STOP largeur 190 mm	ml	40	1000	40000

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Vidange de fond et prise d'eau					
1	Déblai	m3	52	800	41600
2	Remblai	m3	41.5	500	20750
3	Fourniture et mise en place du béton armé dosé à 350 Kg	m3	2	45000	90000
4	Fourniture et Mise en place de conduite en acier DN 400 pour vidange de fond	ml	102	30000	3060000
5	Fourniture et Mise en place de conduite en acier DN 90 pour prise d'eau	ml	57	25000	1425000
6	vannes de vidange DN 450 type papillon	U	2	45000	90000
7	vannes de conduite prise d'eau DN 90 type papillon	U	1	15000	15000
8	Regard de vidange	U	1	70000	70000
9	Trappe pour chambre de vanne	U	1	10000	10000
Travaux de Realisation					
1	Coût opération et entretien				10626009
2	Coût des études géotechniques et topographiques				3526810
3	Coût contrôle et suivi des travaux				5313004
				Total en H.T	106943923
				T.V.A 19 %	20319345
				Total en TTC	86624578

(Source : Entreprise AMENHYD.2018)

VII.6 LE COUT UNITAIRE DU METRE 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.

$$\frac{\text{Cout du projet}}{\text{Volume régularisable} \times \text{durée d'exploitation}} = \frac{104098939}{58644 \times 15}$$
$$= \mathbf{118.33 \text{ DA/m}^3}$$

Commentaire :

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 pour la réalisation est on verront de 10 09 839 DA qui donne un prix 118 DA/m³, ce prix sera comparé à la moyenne nationale qui est de l'ordre de 15 DA/m³ (Étude SONATRACH, 2003) (**Rapport finale de Bureau d'Etude TECSULT, 2008**).donc le prix de un mètre coube d'eau très chère, on doit poncer à réalisation de autre source pour irrigation ,permis les solution proposé c'est de faire des forage ou un transfere qui moin chère que de réalisation ce retenue.

CONCLUSION

La durée de construction du barrage devrait durer environ 11 mois.

Le coût du barrage s'élève à la somme de : **104098939 DA**

Le coût du un mètre de hauteur digue : **7310318.75 DA/m**

Le coût du un mètre linaire de évacuateur de crue: **232308 DA/ml**

Le coût du un mètre cube d'eau : **118.33 DA/m³**

Le cout du barrage est de **cent quatre million quatre-vingt-dix-huit mille neuf cent trente-neuf dinars Algériens**

La retenue de Oued CHARCHAR n'est pas suffisante pour coté Economique on doit poncer à autre solution.

CHAPITRE VIII : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

INTRODUCTION

La protection de travail comprend tous, un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique qui garantissent l'assurance de la protection de la santé de la capacité de travail des travailleurs plus encore que beaucoup d'autres travaux, les chantiers sont dangereux et les accidents graves peuvent se produire touchant aussi le personnel que le public.

Les différentes organisations intéressées et le service de l'inspection du travail ont édictés un certain nombre de règlements applicable au chantier.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent limiter au maximum les accident et dégageront la responsabilité des dirigeant du chantier qui pueraient être tenus pour responsables on cas toutes les dispositions n'avaient pas été prises pour que les règles en vigueur soient appliquées.

En ce qui concerne la sécurité pendant la période de construction et l'exploitation de la retenue, la prévention contre les accidents est très importante, vu leurs gravités.

C'est pourquoi, les tâches de mon étude concernent les questions suivantes :

- ❖ Les causes des accidents pendent la construction de la retenue et les ouvrages annexes.
- ❖ Les mesures de prévention contre les accidents.
- ❖ Les travaux de terrassement.

VIII.1 MATERIELS ET DISPOSITIFS DE SECURITE

L'étude et le projet du matériel essentiel à la sécurité du barrage, tel que vannes d'évacuation, vannes et pompes de drainage, dispositifs de décompression, installations de protection contre la glace, dispositifs de protection contre l'incendie, dispositifs de contrôle et d'alarme, etc., incluent les mesures destinées à assurer le bon fonctionnement de ce matériel dans les conditions critiques éventuelles. Par exemple, de telles mesures appropriées pouvant comprendre : le déboulement des installations et dispositifs, un contrôle local en plus du contrôle à distance, un déclenchement automatique des dispositifs de sécurité, une commande manuelle de secours.

Lors de l'étude des ouvrages abritant ou supportant le matériel mécanique ou électrique qui concerne la sécurité de la retenue, on doit veiller à établir des accès praticables dans les conditions critiques et autres conditions exceptionnelles, telles que conditions hivernales sévères, orages, crues, défauts d'alimentation électriques, etc.

Le matériel essentiel à la sécurité de l'exploitation est raccordé à des sources d'énergie indépendantes. L'étude et le projet des sources et des lignes d'alimentation en énergie doivent tenir compte des situations critiques, naturelles et d'exploitation.

Les documents de projet comprennent un programme de mesures d'entretien préventives visant à remplacer régulièrement les éléments sujets à l'usure avant qu'ils entraînent le mauvais fonctionnement du matériel.

Le bureau de projet fournit un manuel d'exploitation et d'entretien de tout le matériel mécanique et électrique, établi à partir des documents spécifiques élaborés par les constructeurs du matériel.

Si la rupture d'une conduite d'eau risque de menacer des vies humaines ou d'entraîner des dégâts matériels importants, un dispositif de coupure automatique est installé.

VIII.2 LES CAUSES DES ACCIDENTS PENDANT LA CONSTRUCTION DE LA RETENUE ET LES OUVRAGES ANNEXES

L'accident du travail est rarement le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les enquêtes effectuées après les accidents font toujours apparaître une multitude de causes s'ajoutant les unes aux autres pour provoquer l'accident.

Les causes sont la somme de différents facteurs classés en deux catégories distinctes :

VIII.2.1 Facteur matériel et facteur humain

Le facteur matériel concerne les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours du travail. Les causes d'accidents d'origine matériel proviennent soit :

- ✓ De la profession en général et du poste de travail en particulier
- ✓ De la nature et de la forme des matériaux mis en œuvre
- ✓ De l'outils et machines utilisés : implantation, entretien, etc....
- ✓ De l'exécution du travail : Eclairage, conditions climatiques...
- ✓ Des conditions d'hygiène et de sécurité : Ventilation, protection...

Par opposition aux conditions dangereuses techniquement et pratiquement décelables, les actions dangereuses dans le travail sont imputables au facteur humain et nécessitent par fois l'intervention de psychologue avertis.

Certaines actions dangereuses sont des réactions psychiques difficilement prévisibles, car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment selon les circonstances, ou selon son humeur personnelle.

VIII.2.2 Les mesures de prévention contre les accidents

Ces mesures sont la suite logique de l'étude de sécurité, qui concerne tous les membres de l'entreprise.

Tous doivent contribuer à la lutte contre l'accident.

Les efforts de préventions seront couronnés si chacun collabore à la recherche et la suppression des risques, à la mise en place de dispositifs de protection.

Chacun doit se comporter de telle façon qu'il ne s'expose, ni expose ses compagnons, au danger.

a) Les équipements de protection individuelle

Le port des équipements individuels de protection est une mesure efficace de prévention.

Il permet de éviter de nombreux accidents à la tête, aux mains, aux pieds, aux yeux, etc.....

❖ Porter les casques :

- ✓ Dans tous l'endroit,
- ✓ Pour tous travaux, en raison des risques de blessures, à la tête, consécutifs à des chutes d'outils, des matériaux ou à des heurts.



Figure VIII.1 : Casque de protection

- ❖ Porter des gants appropriés aux travaux à exécuter, pour éviter :

- ✓ Les maladies de la peau.
- ✓ Les piqûres



Figure VIII.2 : les gants pour éviter les blessures

- ❖ Porter des casques contre bruit et lunette pour protection les yeux



Figure VIII.3 : un casque



Figure VIII.4 : Lunette

- ❖ Porter des chaussures ou des bottes de sécurité avec semelle et coquille d'acier pour éviter :
 - ✓ Les piques.
 - ✓ Les écrasements



Figure VIII.5 : des chaussures de chantier

b) L'ordre dans le chantier et aux postes de travail

L'ordre est facteur essentiel de sécurité

- ❖ Maintenir les accès, les passages dégagés.
- ❖ Stocker les matériaux correctement pour éviter tous risques d'accidents lors du passage des travailleurs.



c) Les blindages

L'éboulement des parois est toujours à craindre lors des travaux en tranchée. Les accidents sont toujours graves : écrasement, asphyxie.

- ❖ Les tranchées doivent être blindées.
- ❖ Ne jamais descendre dans une tranchée non blindée, soit pour réaliser la pose des blindages, soit pour exécuter les travaux.
- ❖ Un espace libre suffisant doit être réservé entre le bord de la tranchée et les matériaux.



Figure VIII.6 : blindage

VIII.4 LES TRAVAUX DE TERRASSEMENT

Tout ouvrage d'art repose sur le sol, il est donc nécessaire d'examiner soigneusement les terrains sur lesquels il repose. Cette reconnaissance faite, on procède à l'implantation de l'ouvrage. Pour cela, il faut faire des fouilles, des tranchées et des excavations : ce sont les déblais. Les remblais constituent l'opération inverse qui consiste à combler un vide par rapport de terre.

Les risques spécifiques aux travaux de terrassement, concernant essentiellement :

- ❖ La circulation des engins ;
- ❖ Les éboulements ;
- ❖ La rupture des canalisations souterraines ;
- ❖ Les explosifs ;
- ❖ La chute de matériaux ou personne dans les fouilles.
- ❖ La chute des personnes lors des travaux de plain-pied ou en élévation par suite de sols glissants ou encombrés ;
- ❖ Le contact accidentel d'engin avec les lignes aériennes sous tension ;
- ❖ Les blessures provoquées par les organes mobiles ;
- ❖ Les traumatismes dues à la conduite d'engins ;
- ❖ Les heurts par les véhicules et engins de chantiers ;
- ❖ La collision entre engins.

La prévention des ces risques nécessite des mesures à prendre lors de l'exécution des travaux de terrassement.

a) Les machines et outils

- ❖ Les machines à travailler les matériaux (bois, métal), les bétonnières, les appareils de soudage ou découpage, les grues, les excavatrices etc. ne peuvent être utilisées et entretenues que par des personnes compétentes formées pour ces opérations.

Les instructions d'emploi et entretien doivent être respectées.

- ❖ Les différentes machines doivent être à l'arrêt pour tous les travaux de nettoyage et d'entretien.
- ❖ Ne pas dépasser la charge maximale d'utilisation qui doit être inscrite bien lisiblement sur les monte-matériaux, grue et tous les autres appareils de levage.

- ❖ Ne pas rester dans le rayon d'action des engins de levage et de terrassement pour éviter des accidents :
 - ✓ par heurts .
 - ✓ par chute de matériaux.
- ❖ Après un choc, une chute, ne pas utiliser un outil électrique portatif avant qu'il ait été vérifié par une personne compétente.
- ❖ Ne pas utiliser les outils électriques portatifs à l'extérieur en cas de pluie.

b) Les installations électriques

- ❖ Seul un électricien, qualifié et désigné, peut installer, modifier, réparer, entretenir les installations électriques.
- ❖ Dans le cas de travaux à proximité de lignes aériennes ou de câbles souterrains, respecter les distances de sécurité.

c) Les premiers soins

Après avoir encouru personnellement un petit accident (coupure, piqûre...)

- ❖ Avertir directement le chef ;
- ❖ Se faire soigner immédiatement, même si la plaie semble bénigne afin d'éviter toute complication.
- ❖ Sur le chantier, il existe une boîte de première soins ;
- ❖ Se malgré les soins, la plaie s'infecte, consulter un médecin.

VIII.5 PLAN DE SECURITE ADAPTE AUX TRAVAUX DE REALISATION

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation de la retenue on a proposé plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes.

Tableau VIII.1 : Tableau Plan de sécurité au travail

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1) Prévenir les risques d'accident 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.....).
2) 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.
3) 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.
4) Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	-Interdiction de dépassement et de stationnement.
5) 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.
6) Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	-Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7) Prévenir les chutes des objets.	-Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
8) Prévenir des ruptures des organes de levage.	-Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
9) Heurts des personnes par les outils.	-Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

CONCLUSION

La prévention devrait tendre à ne pas être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs.

Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est-à-dire ; faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

La Charte Nationale précise "qu'il y a lieu de renforcer les conditions relatives à une meilleure organisation de l'hygiène, de la sécurité et de la médecine du travail. L'action devra être mise, notamment, sur l'action préventive dans la lutte contre les risques professionnels".

CHAPITRE IX : ETUDE IMPACT DE PROJET SUR L'ENVIRONNEMENT

INTRODUCTION

L'étude d'impact sur l'environnement est un processus permettant d'optimiser un projet et d'évaluer sa compatibilité avec les prescriptions relatives à la protection de l'environnement. En tenant compte de la protection de l'environnement dès la phase de planification d'un projet, L'étude d'impact sur l'environnement favorise la réduction des atteintes et des nuisances identifiées, par des mesures constructives au projet ou par des mesures complémentaires, économiquement supportables. C'est un instrument préventif, un outil de gestion de projet et de communication.

Un barrage et sa retenue, comme de nombreuses autres activités humaines, sont partie intégrante de leur environnement, qu'ils influencent et transforment de façon variable d'un projet à l'autre. Souvent considérés comme contradictoires, sans être nécessairement incompatibles, barrage et environnement sont liés par un mécanisme très complexe, qui rend difficile la tâche de l'ingénieur de barrage. Il lui faut trouver le juste milieu, en harmonisant des besoins différents, et parfois antagonistes

IX.1 IDENTIFICATION DES PRINCIPAUX IMPACTS

L'identification des impacts est faite en mettant en relation les éléments du projet, tant en phase de construction qu'en phase d'exploitation, avec les composantes du milieu récepteur. Cette mise en relation prend la forme d'une grille, où chaque interrelation identifiée représente un impact probable d'un élément du projet sur une ou plusieurs composantes du milieu.

Cette étape représente l'une des plus importantes de l'étude. Elle consiste donc à analyser les impacts des travaux d'aménagement Retenue collinaire d'Oued Charchar sur le milieu naturel et sur le milieu socio-économique.

Les impacts les plus importants du projet sont à rechercher durant la phase de réalisation des travaux d'aménagement et durant la phase d'exploitation. Les impacts positifs sont ceux qui ont pour résultat un renforcement de l'environnement, tant en terme de milieu naturel qu'en terme d'environnement socio-économique. Les impacts négatifs sont ceux qui dégradent l'environnement naturel et socio-économique.

IX.2 LES PRINCIPAUX INTERVENANTS DANS D'ETUDE IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT (l'EIE)

Trois parties sont directement concernées :

- ❖ L'initiateur du projet : Il s'agit du Maître de l'Ouvrage. Qu'il soit public ou privé, c'est lui en premier lieu qui doit se préoccuper de la nécessité de respecter les exigences de protection de l'environnement. Il doit, à sa charge et sous sa responsabilité, confier l'élaboration de l'EIE à des mandataires disposant des compétences nécessaires (bureaux d'études ou experts spécialisés).

- ❖ L'autorité compétente C'est l'autorité administrative responsable de l'instruction du dossier de demande d'autorisation formulée par le Maître de l'Ouvrage. Elle ne peut délivrer l'autorisation de réalisation du projet qu'après avoir constaté que l'ANPE ne s'oppose pas à sa réalisation.

- ❖ L'organisme de protection de l'environnement L'ANPE est l'organisme public chargé de l'examen de l'EIE. Elle vérifie la qualité de l'EIE fournie, évalue dans quelle mesure le projet répond aux exigences de protection de l'environnement et assure le suivi de l'EIE et la coordination avec les autres services responsables des aspects traités dans l'EIE (ressources en eaux, sols, littoral, faune et flore, parcs naturels, patrimoine archéologique, santé publique

IX.3 EVALUATIONS DES IMPACTS

IX.3.1 Evaluation des impacts du milieu physique

IX.3.1.1 Pollution de l'air

La qualité de l'air sera affectée à cause de la poussière et de la fumée générées par les chantiers. Les camions et les engins de terrassement émettront des gaz tels que le monoxyde de carbone, le dioxyde de carbone les composés organiques, etc. susceptible de polluer l'atmosphère. Cet impact est négatif et mineur.

IX.3.1.2 Pollution sonore

L'émission du bruit par les engins des travaux peut perturber les riverains et les ouvriers. Cet impact est négatif et d'importance moyenne.

IX.3.1.3 Pollutions des eaux de surface

L'installation des chantiers et la présence de main d'oeuvre sur le site entraîneront la pollution des barrages à cause des huiles de vidanges, les eaux usées et les déchets solides qui seront produits, l'émission de la poussière par le vent et le passage des engins du chantier contribuant à la pollution des eaux de barrages. Cet impact est négatif, et moyenne.

IX.3.1.4 Pollution des eaux souterraines

Les eaux souterraines risquent d'être polluées par infiltration des déchets, des eaux usées, et des huiles de vidange des chantiers. Cet impact est négatif et mineur.

IX.3.1.5 Pollution du sol

Le passage des engins et véhicules de chantier provoquera un tassement des sols. Les sols pourront être pollués par le rejet direct provenant des chantiers de déchets liquides notamment les huiles de vidanges usagées et solides gravats, déchets divers, etc. Les sols seront détruits par les profondes excavations sur le site et dans les zones d'emprunts, lors de la confection des remblais et des talus des berges. Cependant, cet impact négatif et d'importance moyenne

IX.3.2 Evaluation des impacts du milieu biologique

IX.3.2.1 Végétation

Les différents travaux du projet d'aménagement vont entraîner la destruction des quelques espèces végétales situées sur le talus et les accotements des lacs et dans les zones d'emprunt. Cet impact est négatif, d'importance majeure.

IX.3.2.2 La faune terrestre

L'abattage des arbres va entraîner la disparition des gîtes de quelques espèces telles que des reptiles, des batraciens, des rongeurs et des oiseaux qui existent. On note également la perturbation des habitats de reproduction et de la chaîne alimentaire.

L'impact est négatif et mineur

IX.2.3.4 Paysage

La réalisation de ce projet va occasionner une transformation profonde du paysage. vont remplacer les quelques espaces agricoles autour de la retenue collinaire.

IX.3.3 Evaluation des impacts du milieu humain

IX.3.3.1 Santé publique et sécurité

Tous les chantiers vont générer de la poussière et des fumées auxquelles sont attribuées très souvent certaines maladies respiratoires et des nuisances diverses.

Les populations et les ouvriers pourraient être victimes de blessures, accidents de

circulation. le bruit et les vibrations provenant des engins de terrassement, de trafic des camions

vont engendrer des nuisances chez les riverains immédiats de site.

Cet impact est négatif et d'importance majeure.

IX.3.3.2 Impacts sur l'emploi

De nombreux emplois seront créés pendant la réalisation du projet. Les emplois vont être temporaires, définitifs, ou saisonniers selon qu'on est en phase d'exécution des travaux ou d'exploitations des infrastructures.

Pendant la réalisation des travaux qui seront étalés sur plusieurs années, les jeunes déscolarisés ou chômeurs peuvent offrir leur main d'oeuvre aux différents chantiers d'exécution. La concurrence en matière d'emploi entre les travailleurs expérimentés des entreprises de travaux publics déjà formés et sélectionnés par les employeurs ne sera pourtant pas à négliger. Une fraction du nombre d'emploi total ira au profit de la communauté riveraine.

Cet impact est positif, et d'importance majeure

IX.3.3.3 Impacts sur les activités économiques

Création d'emplois lors des travaux de construction et Augmentation locale des revenus des populations à cause d'augmentation des surfaces agricoles et des travailleurs des entreprises.

Ces différents bureaux et entreprises vont payer à l'Etat des impôts sur les revenus et les TVA. La commune en tirera grand profit. Cet impact est positif et d'importance majeure.

Nous allons faire un Résumé de ces impacts suivant le milieu physique, biologique et humain. Suivant **Tableau IX.1** à **Tableau IX.3**

Tableau IX.1 : Identification des impacts sur le milieu physique

Phases du projet	Composantes affectées	Principaux sources d'impacts	Description des impacts
Construction	Eaux de surface	Nettoyage et déblais, construction des différents équipements	Baisse de la qualité des eaux (turbidité, altération propriétés physico-chimiques) due à la pollution par des déchets solides et liquides divers en provenance des chantiers. Pollution par la poussière et la main d'œuvre
Construction et exploitation	Eaux souterraines	Construction et exploitation des équipements etc.	risques de pollution par infiltration des déchets, huiles de vidange des chantiers et des eaux résiduaires des périmètres
Préparation, construction et exploitation	sols	Constructions des équipements implantation du chantier	Tassement du sol par les engins du chantier ; Erosion du sol Mise à nue du sol dans les carrières d'emprunt ; Risques de pollution des sols par les déchets liquides et solides des chantiers
Préparation, construction et exploitation	Air	transport des matériaux, les déblais et remblais Constructions des équipements	Altération de la qualité de l'air par les émissions gazeuse et sonores des engins et véhicules de chantiers, de la poussière dus aux travaux sur les chantiers

Tableau IX.2 : Identification des impacts sur le milieu biologique

Phases du projet	Composantes affectées	Description des impacts
Déboisement, défrichement	Végétation	Pertes de nombreuses espèces végétales (arborée, arbustive et herbacée), Destruction d'habitats d'espèces rares ; Reconstruction de la flore abondante et diversifiée
déboisement défrichement abattage des arbres	Faune	Pertes et modification des habitats de faune ; Perturbation des habitudes de reproduction ; Perturbation de la chaîne alimentaire Eventuelle contamination de la faune aquatique ; Diminution de la productivité au profit de la productivité aquatique ; Afflux d'oiseaux pendant la phase d'exploitation
Déboisement, défrichement, la présence des infrastructures	paysage	Altération du paysage naturel, Disparition de certains écosystèmes au profit d'autres ; Présence d'une vue panorama agréable pendant l'exploitation.

Tableau IX.3 : Identification des impacts sur le milieu humain

Phases du projet	Composantes affectées	Principaux sources d'impacts	Description des impacts
Préparation, construction et exploitation	Activités économiques locales	Main d'œuvre Différentes activités de construction des équipements	Amélioration des revenus de la population Risque de perte de terres cultivables
Préparation, Construction	Population	Main d'œuvre, Construction des équipements	Perte d'habitations ; Pertes de terres cultivables Risque de frustration des populations qui seront déplacées
Préparation, Construction des différentes infrastructures, exploitation	Santé publique et sécurité	Activités de construction des équipements Activités d'exploitation	Prolifération des maladies liées à l'eau et infections respiratoires ; Augmentations des risques de contamination Introduction de nouvelles maladies dans la zone du projet Risque d'accident de circulation Risque d'incendie,
Préparation, construction et exploitation	Main d'œuvre	Déboisement, activités de construction et exploitation des infrastructures	Risques d'accidents de travail Risque de maladies respiratoires, Risque d'accident de circulation Risque de blessures
Préparation, construction et exploitation	Economie locale et régionale	Acquisition des terrains ; acquisition des matériaux de génie civil	Amélioration des revenus Amélioration des recettes de l'Etat Accroissement des chiffres d'affaires pour les entreprises

IV.4 MESURES D'ATTENUATIONS

L'atténuation des impacts vise la meilleure intégration possible du projet à son environnement. A cet effet, l'étude précise les actions, les correctifs ou les ajouts prévus aux différentes phases de réalisation pour réduire voir éliminer les impacts négatifs associés.

Cette étude précise également l'intensité des impacts et les actions ou ajouts prévus pour favoriser ou maximiser les impacts positifs. Ces mesures ou actions sont ainsi identifiées tant au niveau physique, humain qu'au niveau biologique et constituent les clauses techniques environnementales devant être intégrer dans les cahiers de charges des entreprises. La mise en oeuvre de toutes ces mesures favorisera pleinement le bon déroulement du cycle de vie du projet.

Tableau IX.4 : Mesure d'atténuation

Éléments affectés	Mesures d'atténuation
Eaux	<ul style="list-style-type: none"> • Mettre en place un système de collecte et de traitement des eaux usées pour la cité, les bureaux et les ateliers. • Mettre en place un système de collecte de déchets solides et assurer sont éliminations dans le dépotoir. • Faire l'entretien de véhicule dans des garages réservés spécialement à cette tâche. • Sécuriser les installations de stockage et de distribution de carburant, afin d'éviter les fuites et les déversements accidentels. • Préparer un plan d'intervention d'urgence
Sols	<ul style="list-style-type: none"> • Procéder dans les zones d'excavations à la séparation de la terre végétale des autres matériaux et mettre en dépôt la terre végétale en vue de sa réutilisation pour la remise en état des lieux. • Choisir pour les décharges des zones propices éloignées des cours d'eau et réutiliser les matériaux des décharges pour combler les zones d'emprunts • Adopter des pentes stables pour toutes excavations temporaires et définitives. • Mise en place de dispositifs antiérosifs dans le bassin versant avant la mise en eau du barrage. • Restreindre le nombre de voies de circulation ainsi que leur largeur. • Recouvrir les surfaces dénudées, sensibles à l'érosion. • Favoriser la reprise végétale à la fin des travaux • Exploiter les zones d'emprunt de manière planifiée et organisée et prévoir un plan de fermeture.
Population	<ul style="list-style-type: none"> • Recruter, lorsque possible, les travailleurs dans les communes touchées par le projet. • Bien planifier, avec les autorités locales concernées, la venue des travailleurs provenant de l'extérieur et devant s'installer temporairement dans la région du projet et ce, afin de s'assurer de la capacité d'accueil de celle-ci. • S'assurer du respect des standards de santé et sécurité au travail (par exemple, en ce qui a trait à la durée de l'exposition à des niveaux de bruit élevés et à l'utilisation de moyen de protection individuelle, aux travaux en hauteur et en souterrain. • Prendre toutes les mesures requises afin de rendre les lieux de travail sécuritaires pour la population et ainsi éviter les accidents (en interdisant l'accès, installer des clôtures, couvrir les excavations, embaucher des gardiens).

<p style="text-align: center;">Air</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Utiliser uniquement des engins et de l'équipement en parfait état de fonctionnement et éviter de laisser tourner inutilement des moteurs afin de réduire la perturbation du milieu causée par le bruit, les gaz d'échappement, la fumée, la poussière et toutes autres nuisances • S'assurer que les niveaux de bruit acceptables ne sont pas dépassés. • Toujours garder en bon état de fonctionnement les équipements servant à réduire ou à prévenir l'émission de contaminants (système antipollution des engins de chantier et des véhicules). • Faire fonctionner les moteurs conformément aux instructions du constructeur et les règles convenablement. • Réparer dans les plus brefs délais les engins de chantier et les véhicules qui produisent des émissions excessives de gaz d'échappement. • Lorsque l'émission de poussière provenant des accès, des aires de stationnement ou de circulation ou des tas d'agrégats ou de déblais porte atteinte à la qualité de l'environnement, prendre les mesures nécessaires pour supprimer cette nuisance (arrosage, recouvrement d'une bâches, etc.)
<p style="text-align: center;">Faune et Flore</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Limiter les aires de déboisement au minimum requis. • Indiquer clairement les limites du déboisement sur le terrain afin d'éviter de circuler et de perturber les habitats naturels à l'extérieur des aires de déboisement essentiel. • Récupérer les bois marchands et les disposer dans un endroit accessible afin que les intervenants concernés puissent en disposer. • Interdire le prélèvement de bois de chauffage pour les travailleurs du chantier à l'extérieur des limites du déboisement. • Incinérer le bois inutilisable ou non recyclable ainsi que les débris végétaux (souches, branches, etc.) • Afin de ne pas abimer les arbres conservés, ne pas circuler ou stationner ni décharger ou entreposer des matériaux sous couronne de ces arbres. • Après les travaux de construction, restaurer les terrains perturbés de façon à ce qu'ils retrouvent le plus rapidement possible les conditions d'origine. • Interdire le rejet de déchets dans la nature afin de ne pas attirer les animaux et d'éviter les risques d'accidents ou de blessures.

CONCLUSION

L'objectif principal dans cette étude est de prédire les conséquences qui aura le projet de construction des retenues collinaire sur l'environnement et de trouver les solutions appropriées pour atténuer les conséquences négatives. Ces impacts affectent les différentes composant de l'environnement aussi bien leur de la réalisation des retenues que durant leur exploitation.

Le principal impact négatif se traduisant sur pollution sonore et l'air, et aussi destruction quelque terrain végétal.

Impact positif se traduisant par la création d'air d'irrigation suite à l'édification de la retenue collinaire, ce qui parmet l'intensification et donc l'amélioration de production agricole.

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de ce mémoire de fin d'études, nous avons fait l'étude d'une retenue collinaire située sur Oued Charchar, commune de Hadjadj (wilaya de Mostaganem).

La région Hadjadj est dotée d'un régime agricole nécessitant des besoins en eau importants en matière d'irrigation pour irriguer 18 hectares.

Sur la base des comparaisons économiques faites et en tenant compte des conditions topographiques, géologiques, géotechnique et hydrologique de la région, avec tous ce qu'elle comporte comme paramètres, essentiellement l'étude des apports et des crues.

À la lumière du travail réalisé par cette étude on peut tirer les conclusions suivantes :

- ❖ Du point de vue géologique, le site proposé est avéré favorable à l'implantation d'une retenue.
- ❖ Le choix de la variante a été fait compte tenu de plusieurs paramètres (géologiques, type des sols) et on a opté pour une digue en terre homogène vu la disponibilité, sur place, des matériaux en quantités et qualité satisfaisantes ajouté à la facilité de réalisation.
- ❖ On constate que les zones d'emprunts prospectées sont très vastes et recèlent des volumes suffisant, couvrant les besoins nécessaires pour la réalisation du corps du barrage.
- ❖ L'aménagement collinaire de l'affluent d'oued Charchar est destiné à l'irrigation des terres agricoles, d'une superficie estimée à 18 ha.
- ❖ La hauteur de la digue retenue sera de 14.24 m et sera constituée d'un volume de terre égale à 33745 m³, pour la zone d'emprunt on a un volume de terre 118107.5 m³ et un volume utile 58644 m³.
- ❖ L'évacuateur de crues de type Creager est positionné en rive gauche, qui représente les meilleures conditions topographiques.

Pour conclure nous pouvons dire que La retenue de l'affluent de l'oued CHARCHAR est faisable du point de vue géologique, hydrologique et économique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Bernardo A. R., L. Santos (2004). Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger. - Recherche Google. [en ligne]. http://www.on-mali.org/pdf/on_dgemrh_01_digue_en_terre.pdf [Consulté le 22 /07/ 2018].

MIHOUBI M.K (2013), Ouvrages Hydrotechniques, Polycopie de cours, ENSH, Blida.

Touat M. 1988 Etudes hydrologiques de retenues collinaires. Etude de faisabilité. « Eaux et sols d'Algérie » n° 1. 1988. ANRH. Alger.

HASSANE.M, Les ouvrages annexes de barrage (extrait du cours d'ouvrages hydrotechniques).

TECSULT,2008 Étude du Programme National des Retenues Collinaires : Région hydrographique « ALGÉROIS SOUMMAM » Lot No 1, Novembre 2008.rapport final

ROLLEY. R (1977), Techniques des barrages en aménagement rural.

Barrage en terre **G.I. JURAVLEV.** Edition colosse Moscou 1966.

Patrick Le Delliou (2007), les barrages conception et maintenance. nouvelle Editions,

Recommandations pour la justification des barrages et des digues en remblai

Guidelines for the justification of embankments dams and levees

ISBN 979-10-96371-01-3 – dépôt légal 3^{ème} trimestre 2016, Edition Cfbr - 2016

www.barrages-cfbr.eu

Khelifa MAALEL ; Zouheir HAFSIA (2012). Polycopié du cours OUVRAGES

HYDRAULIQUES - PDF. Université de TUNIS EL MANAR [en ligne].

<https://docplayer.fr/45499512-Polycopie-du-cours-ouvrages-hydrauliques.html>

[Consulté le 22 /07/2018].

TOUAIBIA, B ; B. BENLAOUKLI (2004). Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.

TOUAIBIA.B (2001) Polycopié de cours de régularisation des débits ; les retenues.

ENSH. Blida.

Degoutte G. (2002), Petits barrages : Recommandation pour la conception. CEMAGREF Editions,

CARLIER.M, (1972) Hydraulique générale et appliquée.

Fatoumata Binta SIDIBE, (2006). ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL DU PROJET D'AMENAGEMENT DES TROIS BARRAGES URBAINS DE OUAGADOUGOU [en ligne], Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) ,86p, http://documentation.2ieedu.org/cdi2ie/opac_css/doc_num.php?explnum_id=995.pdf [consulté le 28/08/ 2018]

REFERENCES SITO-GRAPHIQUERS

Étude préalable à la construction d'un barrage [en ligne], <http://tpelyceeaugusterenoir.e-monsite.com/pages/2-etude-prealable-a-la-construction-d-un-barrage.html> [Consulté le 08/07/ 2018].

Wikibardig : Barrages en terre homogène ou pseudo-zonés - Wikhydro[en ligne], http://wikhydro.developpementdurable.gouv.fr/index.php/Wikibardig:Barrages_en_terre_homog%C3%A8ne_ou_pseudo-zon%C3%A9s[Consulté le 08/07 /2018]

Comité Français des Barrages et Réservoirs. [en ligne]. Disponible à l'adresse : <http://www.barrages-cfbr.eu/>[Consulté le 20/08/2018].

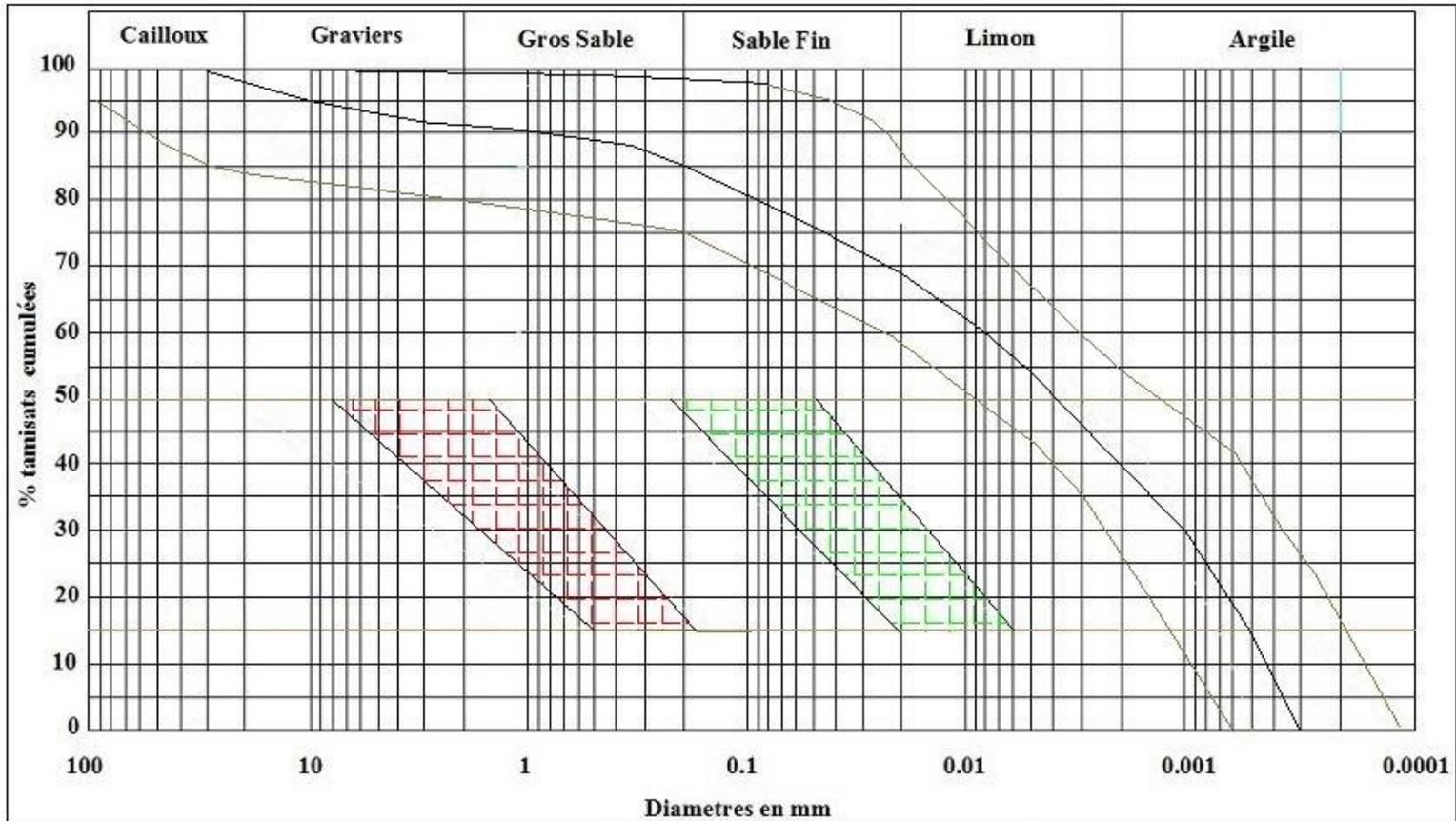
La licence de logiciel de GEO STUDIO : version d'essai durée 30 jours, valable je ce que 14 sept 2018

Serial Number :

6801-184406-183376

Annexes

Annexe.1 : Fuseau granulométrique des filtres et drain



Annexe.2 : Répartition des pluies des pluies mensuelle et maximales journalières

Code station : 040612
Nom station : MOSTAGNEM
X : 266.45
Y : 293.4
Z : 151

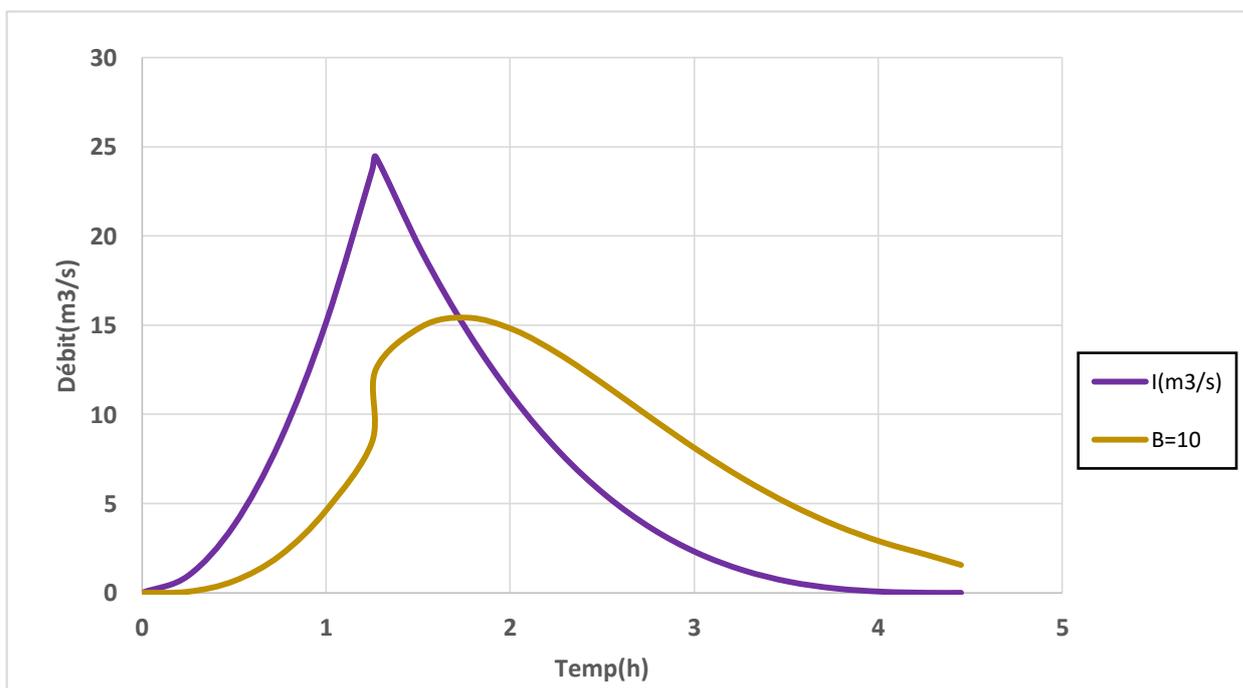
Anneé													Pjmax
1972													
1973	18.2	2.1	17.8	30	3.8	26.4	13.5	34.3	0.3	4.3	0	0	34.3
1974	3.1	71.7	23.6	0	5.5	13.5	37	35.6	17.8	3.6	0	1.9	71.7
1975	6.3	2.1	20.4	18.8	14.7	11.5	7.1	13.5	13.5	8.3	0.5	8.9	20.4
1976	12.1	22.7	13.6	17.1	39.3	6.8	5	1.4	28.3	4.8	0.9	0.1	39.3
1977	0.6	10	17.1	14.6	18.1	3	12	31.2	11.1	1.6	0	0	31.2
1978	0	27.4	9.2	37.4	19.7	24	11.3	11.2	0.4	3.1	8.2	0	37.4
1979	13.2	18.2	5.3	101.9	20.9	13.9	38.4	23.5	8.1	0	0	0	101.9
1980	3.7	4.7	3.7	41.6	47.7	31.7	13.3	35.2	2.1	11.6	0.6	0.4	47.7
1981	1.1	5.9	0	9.2	5.8	16.8	3.4	7.7	4.9	0	0	0.3	16.8
1982	3.6	51.8	21.7	23.2	0	25.9	5.6	0.3	0.2	0	0	13.8	51.8
1983	0	0.9	65.8	19.4	29.8	17.8	26.4	3.9	14.7	0.4	0	0	65.8
1984	3.9	5.4	173.7	23.7	4.1	2.6	13.6	19.6	21.8	0	0	0	173.7
1985	3.3	42.4	14	47.2	31.1	22.5	24.8	5.6	2.4	4.7	0.7	0	47.2
1986	54	6.4	14.9	21	24.1	16.5	3	1.2	9	2.4	4	0.4	54
1987	3.8	13.8	14.7	17.5	24	15.4	13.8	19.7	66.5	1.3	0	1.2	66.5
1988	6.8	9	17.3	5.3	6.1	9.6	43.8	5.9	1.3	0	0.8	7.6	43.8
1989	6.3	3.4	6.7	29.8	48.2	0.3	15	19.4	7	0	2	0.7	48.2
1990	3.8	11.7	13.2	13.3	8	10.8	43.6	2.1	12.5	1.3	1.1	0	43.6
1991	4.2	16.7	32.9	3.7	14.2	25.8	14	2.9	25	17.1	3.3	0.3	32.9
1992	1.1	1.2	22.7	8.3	0	44.5	4.8	15.4	10.9	3.4	0	2.4	44.5
1993	2.7	34.2	22.5	4.2	20.3	14.7	0	12.2	6.2	0	0	0	34.2
1994	7.1	10.6	14.3	1.9	13.8	15.4	14.8	6.6	0.3	0	5.7	0	15.4
1995	16.7	5.2	27.3	21.6	55.7	17.1	9.5	23.1	16.4	0	5.6	0.3	55.7
1996	23.1	16.6	0.8	12.8	30.8	3.4	0	42.5	10.9	0.9	1.7	2.2	42.5
1997	9.8	23.6	21.8	15	16.8	8.8	3.1	12.8	16.6	0	1.4	5.1	23.6
1998	3.6	3.9	12.8	36.7	23.7	33.1	33.2	0.4	3	0.9	0.4	12	36.7
1999	18.4	8.9	28.8	14.5	1.8	0	8.1	6.3	14.9	0.3	0	0	28.8
2000	57.1	33.6	59.8	10.3	11.4	59.1	1.1	58.1	5.9	0.7	0	0.1	59.8
2001	3.7	9.9	87.2	19.4	4.2	0	13.6	12.8	30.1	0.6	0	8.6	87.2
2002	0.5	22.8	12.9	2.6	10.2	12.9	5.7	20.8	4.5	0.6	0	0.1	22.8
2003	0	10.3	12.4	24.3	15.9	10.8	4.5	2.1	36.4	4.2	0	0	36.4
2004	1.2	18.9	58.4	35.9	5.4	12.8	8.2	3.3	0	0.7	0.7	0	58.4
2005	9.7	19.9	32.5	11.8	47.1	13.7	4.7	8.6	72.4	1.7	0	0	72.4
2006	25.1	0	0	48.2	17.8	6.3	13.2	16.3	0	0	0	0	48.2
2007	29.6	32.3	19.3	16.2	18.8	1.8	8.8	4.4	8.9	5.3	3.8	0	32.3
2008	22.2	12.7	69.9	24.6	16	2.8	11.1	8.8	8.4	0.4	0	1.4	69.9
2009	5.1	2.7	9.6	7.4	14.8	12.3	18.8	28.2	5.2	0.4	0	16.1	28.2
2010	3.6	22.4	16.6	4.8	30.1	12.2	23.3	46.1	15	1.3	0	0	46.1
2011	4.3	21.4	45	15.7	15	33.4	14.2	19	2.4	0	0	0	45
2012	9.6	6	17.8	71.8	23	10.9	15.2	41.1	32.1	0	3.3	2	71.8

**Annexe .3 : Calcul du test de Wilcoxon
Pluie moyenne annuelle**

X	Y	XUY classé	Rang	Origine	XUY classé	Rang	Origine
422.3	294.1	154	1	X	365.7	23	X
454.5	199.6	190.6	2	Y	381.7	24	Y
350.7	228.6	199.6	3	Y	393.6	25	Y
356.4	190.6	206.7	4	X	404.6	26	X
342.1	509.5	226.3	5	Y	417.3	27	Y
426.2	336.5	228.6	6	Y	422.3	28	Y
470.4	338	265.5	7	Y	422.3	29	X
454.2	297.8	268.7	8	Y	426.2	30	X
154	226.3	279.6	9	X	441.6	31	X
404.6	526.5	289.7	10	Y	454.2	32	X
361.9	381.7	294.1	11	Y	454.5	33	X
441.6	265.5	297.8	12	Y	460.6	34	X
460.6	289.7	318.3	13	X	470.4	35	X
318.3	339.5	336.5	14	Y	487.3	36	Y
350.7	497.5	338	15	Y	497.5	37	Y
206.7	422.3	339.5	16	Y	509.5	38	Y
279.6	265.5	340.1	17	Y	526.5	39	Y
365.7	487.3	342.1	18	X			
	268.7	350.7	19	X			
	393.6	350.7	20	X			
	340.1	356.4	21	X			
	417.3	361.9	22	X			

Annexe .4 : Calcul de l'hydrogramme laminé pour B=10 m

T(h)	I (m ³)	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	O
0	0	0	0.00	0	0
0.25	0.95	0.95	0.95	0.83	0.06
0.5	3.79	4.74	5.57	4.26	0.66
0.75	8.52	12.31	16.57	12.40	2.09
1	15.15	23.67	36.07	26.83	4.62
1.25	23.68	38.83	65.66	48.75	8.46
1.27	24.44	48.12	96.87	71.85	12.51
1.52	19.12	43.56	115.41	85.58	14.92
1.77	14.63	33.75	119.33	88.48	15.42
2.02	10.91	25.54	114.02	84.55	14.74
2.27	7.87	18.78	103.33	76.64	13.35
2.52	5.46	13.33	89.97	66.74	11.61
2.77	3.6	9.06	75.80	56.25	9.77
3.02	2.22	5.82	62.07	46.09	7.99
3.27	1.25	3.47	49.56	36.82	6.37
3.52	0.61	1.86	38.68	28.77	4.96
3.77	0.24	0.85	29.62	22.06	3.78
4.02	0.06	0.3	22.36	16.69	2.84
4.27	0	0.06	16.75	12.53	2.11
4.45	0	0	12.53	9.41	1.56



Annexe.5 : Table de χ^2

Loi de Khi-deux

Le tableau donne x tel que $P(K > x) = p$

p	0,999	0,995	0,99	0,98	0,95	0,9	0,8	0,2	0,1	0,05	0,02	0,01	0,005	0,001
dd														
l														
1	0,0000	0,0000	0,0002	0,0006	0,0039	0,0158	0,0642	1,6424	2,7055	3,8415	5,4119	6,6349	7,8794	10,8276
2	0,0020	0,0100	0,0201	0,0404	0,1026	0,2107	0,4463	3,2189	4,6052	5,9915	7,8240	9,2103	10,5966	13,8155
3	0,0243	0,0717	0,1148	0,1848	0,3518	0,5844	1,0052	4,6416	6,2514	7,8147	9,8374	11,3449	12,8382	16,2662
4	0,0808	0,2070	0,2971	0,4294	0,7107	1,0636	1,6488	5,9886	7,7794	9,4877	11,6678	13,2767	14,8603	18,4668
5	0,2102	0,4117	0,5543	0,7519	1,1455	1,6103	2,3425	7,2893	9,2364	11,0705	13,3882	15,0883	16,7496	20,5150
6	0,3811	0,6757	0,8721	1,1344	1,6354	2,2041	3,0701	8,5581	10,6446	12,5916	15,0332	16,8119	18,5476	22,4577
7	0,5985	0,9893	1,2390	1,5643	2,1673	2,8331	3,8223	9,8032	12,0170	14,0671	16,6224	18,4753	20,2777	24,3219
8	0,8571	1,3444	1,6465	2,0325	2,7326	3,4895	4,5936	11,0301	13,3616	15,5073	18,1682	20,0902	21,9550	26,1245
9	1,1519	1,7349	2,0879	2,5324	3,3251	4,1882	5,3801	12,2421	14,6837	16,9190	19,6790	21,6660	23,5894	27,8772
10	1,4787	2,1559	2,5582	3,0591	3,9403	4,8652	6,1791	13,4420	15,9872	18,3070	21,1608	23,2093	25,1882	29,5883
11	1,8339	2,6032	3,0535	3,6087	4,5748	5,5778	6,9887	14,6314	17,2750	19,6751	22,6179	24,7250	26,7568	31,2641
12	2,2142	3,0738	3,5706	4,1783	5,2260	6,3038	7,8073	15,8120	18,5493	21,0261	24,0540	26,2170	28,2995	32,9095
13	2,6172	3,5650	4,1069	4,7654	5,8919	7,0415	8,6339	16,9848	19,8119	22,3620	25,4715	27,6882	29,8195	34,5282
14	3,0407	4,0747	4,6604	5,3682	6,5706	7,7895	9,4673	18,1508	21,0641	23,6848	26,8728	29,1412	31,3193	36,1233
15	3,4827	4,6009	5,2293	5,9849	7,2609	8,5468	10,3070	19,3107	22,3071	24,9958	28,2595	30,5779	32,8013	37,6973
16	3,9416	5,1422	5,8122	6,6142	7,9616	9,3122	11,1521	20,4651	23,5418	26,2962	29,6332	31,9999	34,2672	39,2524
17	4,4161	5,6972	6,4078	7,2550	8,6718	10,0852	12,0023	21,6146	24,7690	27,5871	30,9950	33,4087	35,7185	40,7902
18	4,9048	6,2648	7,0149	7,9062	9,3905	10,8649	12,8570	22,7595	25,9894	28,8693	32,3462	34,8053	37,1565	42,3124
19	5,4068	6,8440	7,6327	8,5670	10,1170	11,6509	13,7158	23,9004	27,2036	30,1435	33,8874	36,1909	38,5823	43,8202
20	5,9210	7,4338	8,2604	9,2367	10,8508	12,4426	14,5784	25,0375	28,4120	31,4104	35,0196	37,5662	39,9968	45,3147
21	6,4467	8,0337	8,8972	9,9146	11,5913	13,2396	15,4446	26,1711	29,6151	32,6706	36,3434	38,9322	41,4011	46,7970
22	6,9830	8,6427	9,5425	10,6000	12,3380	14,0415	16,3140	27,3015	30,8133	33,9244	37,6595	40,2894	42,7957	48,2679
23	7,5292	9,2604	10,1957	11,2926	13,0905	14,8480	17,1885	28,4288	32,0069	35,1725	38,9683	41,6384	44,1813	49,7282
24	8,0849	9,8862	10,8564	11,9918	13,8484	15,6587	18,0618	29,5533	33,1962	36,4150	40,2704	42,9798	45,5585	51,1786
25	8,6493	10,5197	11,5240	12,6973	14,6114	16,4734	18,9398	30,6752	34,3816	37,6525	41,5661	44,3141	46,9279	52,6197
26	9,2221	11,1602	12,1981	13,4086	15,3792	17,2919	19,8202	31,7946	35,5632	38,8851	42,8558	45,6417	48,2899	54,0520
27	9,8028	11,8076	12,8785	14,1254	16,1514	18,1139	20,7030	32,9117	36,7412	40,1133	44,1400	46,9629	49,6449	55,4760
28	10,3909	12,4613	13,5647	14,8475	16,9279	18,9392	21,5880	34,0266	37,9159	41,3371	45,4188	48,2782	50,9934	56,8923
29	10,9861	13,1211	14,2565	15,5745	17,7084	19,7677	22,4751	35,1394	39,0875	42,5570	46,6927	49,5879	52,3356	58,3012
30	11,5880	13,7867	14,9535	16,3062	18,4927	20,5992	23,3641	36,2502	40,2560	43,7730	47,9618	50,8922	53,6720	59,7031
40	17,9164	20,7065	22,1643	23,8376	26,5093	29,0505	32,3450	47,2685	51,8051	55,7585	60,4361	63,6907	66,7660	73,4020
50	24,6739	27,9907	29,7067	31,6639	34,7643	37,6886	41,4492	58,1638	63,1671	67,5048	72,6133	76,1539	79,4900	86,6608
60	31,7383	35,5345	37,4849	39,6994	43,1880	46,4589	50,6406	68,9721	74,3970	79,0819	84,5799	88,3794	91,9517	99,6072
70	39,0364	43,2752	45,4417	47,8934	51,7393	55,3289	59,8978	79,7146	86,5270	90,5312	96,3875	100,4252	104,2149	112,3169
80	46,5199	51,1719	53,5401	56,2128	60,3915	64,2778	69,2089	90,4053	96,5782	101,879	108,069	112,3288	116,3211	124,8392
90	54,1552	59,1963	61,7541	64,6347	69,1260	73,2911	78,5584	101,053	107,565	113,145	119,648	124,1163	128,2989	137,2084
100	61,9179	67,3276	70,0849	73,1422	77,9295	82,3581	87,9453	111,666	118,498	124,342	131,141	135,8067	140,1695	149,4493
120	77,7551	83,8516	86,9233	90,3667	95,7046	100,623	106,805	132,806	140,232	146,567	153,918	158,9502	163,6482	173,6174
140	93,9256	100,854	104,034	107,814	113,659	119,029	125,758	153,853	161,827	168,613	176,470	181,8403	186,8468	197,4508
160	110,360	117,679	121,345	125,440	131,756	137,545	144,783	174,828	183,310	190,516	198,846	204,530	209,823	221,0190
180	127,011	134,884	138,820	143,209	149,968	156,152	163,868	195,743	204,70	212,30	221,07	227,056	232,619	244,3705
200	143,842	152,241	156,432	161,100	168,278	174,835	183,002	216,80	226,02	233,99	243,18	249,445	255,264	267,5405
250	186,554	196,160	200,93	206,24	214,39	221,80	231,01	268,59	279,05	287,88	298,03	304,939	311,346	324,8324
300	229,96	240,96	245,97	251,86	260,87	269,06	279,21	320,39	331,78	341,39	352,42	359,906	366,844	381,4252

Annexe.6 : Calcul de stabilité de la digue

Stabilité pour le cas de fin de construction **R=20 m**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang ϕ	N*tang ϕ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang ϕ	dn	a*Gn*dn
-5	2.5	0.34	0	-0.333	0.943	1.571	-0.524	1.481	0.43	0.817	0.27	0.400	0	0	0	16	5.50
-4	2.5	2.18	0	-0.267	0.964	8.393	-2.238	8.089	2.24	4.256	0.27	2.184	0	0	0	16	33.57
-3	2.5	3.33	0	-0.200	0.980	12.821	-2.564	12.561	2.14	4.066	0.27	3.392	0	0	0	16	51.28
-2	2.5	4.64	0	-0.133	0.991	17.864	-2.382	17.704	2.07	3.933	0.27	4.780	0	0	0	16	71.46
-1	2.5	5.75	0	-0.067	0.998	22.138	-1.476	22.088	2.02	3.838	0.27	5.964	0	0	0	16	88.55
0	2.5	6.65	0	0.000	1.000	25.603	0.000	25.603	2.00	3.8	0.27	6.913	0	0	0	16	102.41
1	2.5	7.35	0	0.067	0.998	28.298	1.887	28.235	2.00	3.8	0.27	7.623	0	0	0	16	113.19
2	2.5	7.82	0	0.133	0.991	30.107	4.014	29.838	2.02	3.838	0.27	8.056	0	0	0	16	120.43
3	2.5	8.16	0	0.200	0.980	31.416	6.283	30.781	2.07	3.933	0.27	8.311	0	0	0	16	125.66
4	2.5	8.18	0	0.267	0.964	31.493	8.398	30.353	2.14	4.066	0.27	8.195	0	0	0	16	125.97
5	2.5	7.97	0	0.333	0.943	30.685	10.228	28.930	2.27	4.313	0.27	7.811	0	0	0	16	122.74
6	2.5	7.45	0	0.400	0.917	28.683	11.473	26.288	2.39	4.541	0.27	7.098	0	0	0	16	114.73
7	2.5	6.35	0	0.467	0.884	24.448	11.409	21.622	2.63	4.997	0.27	5.838	0	0	0	16	97.79
8	2.5	5.05	0	0.533	0.846	19.443	10.369	16.447	3.04	5.776	0.27	4.441	0	0	0	16	77.77
9	2.5	2.57	0	0.600	0.800	9.895	5.937	7.916	3.84	7.296	0.27	2.137	0	0	0	16	39.58

Kss	2.51
Kas	1.19

Stabilité pour le cas de fin de construction **R=28 m**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn	a*Gn*dn
-4	2.8	1.53	0	-0.267	0.964	6.597	-1.759	6.358	1.93	3.667	0.27	1.717	0	0	0	23	37.93
-3	2.8	3.7	0	-0.200	0.980	15.954	-3.191	15.632	3.05	5.795	0.27	4.221	0	0	0	23	91.74
-2	2.8	5.14	0	-0.133	0.991	22.164	-2.955	21.966	2.89	5.491	0.27	5.931	0	0	0	23	127.44
-1	2.8	6.69	0	-0.067	0.998	28.847	-1.923	28.783	2.83	5.377	0.27	7.771	0	0	0	23	165.87
0	2.8	7.95	0	0.000	1.000	34.280	0.000	34.280	2.80	5.32	0.27	9.256	0	0	0	23	197.11
1	2.8	8.93	0	0.067	0.998	38.506	2.567	38.420	2.80	5.32	0.27	10.374	0	0	0	23	221.41
2	2.8	9.62	0	0.133	0.991	41.481	5.531	41.111	2.83	5.377	0.27	11.100	0	0	0	23	238.52
3	2.8	10.02	0	0.200	0.980	43.206	8.641	42.333	2.89	5.491	0.27	11.430	0	0	0	23	248.44
4	2.8	10.09	0	0.267	0.964	43.508	11.602	41.933	2.99	5.681	0.27	11.322	0	0	0	23	250.17
5	2.8	9.8	0	0.333	0.943	42.258	14.086	39.841	3.14	5.966	0.27	10.757	0	0	0	23	242.98
6	2.8	9.07	0	0.400	0.917	39.110	15.644	35.845	3.36	6.384	0.27	9.678	0	0	0	23	224.88
7	2.8	7.78	0	0.467	0.884	33.547	15.655	29.670	3.74	7.106	0.27	8.011	0	0	0	23	192.90
8	2.8	5.07	0	0.533	0.846	21.862	11.660	18.493	4.29	8.151	0.27	4.993	0	0	0	23	125.71
9	2.8	0.47	0	0.600	0.800	2.027	1.216	1.621	5.38	10.222	0.27	0.438	0	0	0	23	11.65

Kss	2.41
Kas	1.17

Stabilité pour le cas de fin de construction **R=15 m**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn	a*Gn*dn
-1	1.5	0.75	0	-0.067	0.998	1.733	-0.116	1.729	1.38	2.622	0.27	0.467	0	0	0	12	5.20
0	1.5	1.42	0	0.000	1.000	3.280	0.000	3.280	1.50	2.85	0.27	0.886	0	0	0	12	9.84
1	1.5	1.95	0	0.067	0.998	4.505	0.300	4.494	1.50	2.85	0.27	1.214	0	0	0	12	13.51
2	1.5	2.32	0	0.133	0.991	5.359	0.715	5.311	1.50	2.85	0.27	1.434	0	0	0	12	16.08
3	1.5	2.53	0	0.200	0.980	5.844	1.169	5.726	1.55	2.945	0.27	1.546	0	0	0	12	17.53
4	1.5	2.57	0	0.267	0.964	5.937	1.583	5.722	1.60	3.04	0.27	1.545	0	0	0	12	17.81
5	1.5	2.41	0	0.333	0.943	5.567	1.856	5.249	1.68	3.192	0.27	1.417	0	0	0	12	16.70
6	1.5	2.02	0	0.400	0.917	4.666	1.866	4.277	1.80	3.42	0.27	1.155	0	0	0	12	14.00
7	1.5	1.33	0	0.467	0.884	3.072	1.434	2.717	2.03	3.857	0.27	0.734	0	0	0	12	9.22
8	1.5	0.22	0	0.533	0.846	0.508	0.271	0.430	2.28	4.332	0.27	0.116	0	0	0	12	1.52

Kss	4.68
Kas	2.47

Stabilité pour le cas de Fonctionnement normal **R=15 m**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn	a*Gn*dn
-1	1.5	0.75	0	-0.067	0.998	1.733	-0.116	1.729	1.38	2.622	0.27	0.467	0	0	0	12	5.20
0	1.5	1.42	0	0.000	1.000	3.280	0.000	3.280	1.50	2.85	0.27	0.886	0	0	0	12	9.84
1	1.5	1.95	0	0.067	0.998	4.505	0.300	4.494	1.50	2.85	0.27	1.214	0	0	0	12	13.51
2	1.5	2.32	0	0.133	0.991	5.359	0.715	5.311	1.50	2.85	0.27	1.434	0	0	0	12	16.08
3	1.5	2.53	0	0.200	0.980	5.844	1.169	5.726	1.55	2.945	0.27	1.546	0	0	0	12	17.53
4	1.5	2.57	0	0.267	0.964	5.937	1.583	5.722	1.60	3.04	0.27	1.545	0	0	0	12	17.81
5	1.5	2.41	0	0.333	0.943	5.567	1.856	5.249	1.68	3.192	0.27	1.417	0	0	0	12	16.70
6	1.5	2.02	0	0.400	0.917	4.666	1.866	4.277	1.80	3.42	0.27	1.155	0	0	0	12	14.00
7	1.5	1.33	0	0.467	0.884	3.072	1.434	2.717	2.03	3.857	0.27	0.734	0	0	0	12	9.22
8	1.5	0.22	0	0.533	0.846	0.508	0.271	0.430	2.28	4.332	0.27	0.116	0	0	0	12	1.52

Kss	4.03
Kas	2.13

Stabilité pour le cas de Fonctionnement normal **R=20 m**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn	a*Gn*dn
-5	2.5	0.34	0	-0.333	0.943	1.309	-0.436	1.234	0.43	0.817	0.27	0.333	0	0	0	16	5.24
-4	2.5	2.18	0	-0.267	0.964	8.393	-2.238	8.089	2.24	4.256	0.27	2.184	0	0	0	16	33.57
-3	2.5	3.33	0	-0.200	0.980	12.821	-2.564	12.561	2.14	4.066	0.27	3.392	0	0	0	16	51.28
-2	2.5	4.64	0	-0.133	0.991	17.864	-2.382	17.704	2.07	3.933	0.27	4.780	0	0	0	16	71.46
-1	2.5	5.75	0	-0.067	0.998	22.138	-1.476	22.088	2.02	3.838	0.27	5.964	0	0	0	16	88.55
0	2.5	6.65	0	0.000	1.000	25.603	0.000	25.603	2	3.8	0.27	6.913	0	0	0	16	102.41
1	2.5	7.35	0	0.067	0.998	28.298	1.887	28.235	2	3.8	0.27	7.623	0	0	0	16	113.19
2	2.5	7.82	0	0.133	0.991	30.107	4.014	29.838	2.02	3.838	0.27	8.056	0	0	0	16	120.43
3	2.5	8.16	0	0.200	0.980	31.416	6.283	30.781	2.07	3.933	0.27	8.311	0	0	0	16	125.66
4	2.5	8.18	0	0.267	0.964	31.493	8.398	30.353	2.14	4.066	0.27	8.195	0	0	0	16	125.97
5	2.5	7.97	0	0.333	0.943	30.685	10.228	28.930	2.27	4.313	0.27	7.811	0	0	0	16	122.74
6	2.5	7.45	0	0.400	0.917	28.683	11.473	26.288	2.39	4.541	0.27	7.098	0	0	0	16	114.73
7	2.5	6.35	0	0.467	0.884	24.448	11.409	21.622	2.63	4.997	0.27	5.838	0	0	0	16	97.79
8	2.5	5.05	0	0.533	0.846	19.443	10.369	16.447	3.04	5.776	0.27	4.441	0	0	0	16	77.77
9	2.5	2.57	0	0.600	0.800	9.895	5.937	7.916	3.84	7.296	0.27	2.137	0	0	0	16	39.58

Kss	1.96
Kas	1.12

Stabilité pour le cas de Fonctionnement normal **R=28 m**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \emptyset	N*tang \emptyset	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang \emptyset	dn	a*Gn*dn
-4	2.8	1.53	0	-0.267	0.964	6.597	-1.759	6.358	1.93	3.667	0.27	1.717	0	0	0	23	37.93
-3	2.8	3.7	0	-0.200	0.980	15.954	-3.191	15.632	3.05	5.795	0.27	4.221	0	0	0	23	91.74
-2	2.8	5.14	0	-0.133	0.991	22.164	-2.955	21.966	2.89	5.491	0.27	5.931	0	0	0	23	127.44
-1	2.8	6.69	0	-0.067	0.998	28.847	-1.923	28.783	2.83	5.377	0.27	7.771	0	0	0	23	165.87
0	2.8	7.95	0	0.000	1.000	34.280	0.000	34.280	2.80	5.32	0.27	9.256	0	0	0	23	197.11
1	2.8	8.93	0	0.067	0.998	38.506	2.567	38.420	2.80	5.32	0.27	10.374	0	0	0	23	221.41
2	2.8	9.62	0	0.133	0.991	41.481	5.531	41.111	2.83	5.377	0.27	11.100	0	0	0	23	238.52
3	2.8	10.02	0	0.200	0.980	43.206	8.641	42.333	2.89	5.491	0.27	11.430	0	0	0	23	248.44
4	2.8	10.09	0	0.267	0.964	43.508	11.602	41.933	2.99	5.681	0.27	11.322	0	0	0	23	250.17
5	2.8	9.8	0	0.333	0.943	42.258	14.086	39.841	3.14	5.966	0.27	10.757	0	0	0	23	242.98
6	2.8	9.07	0	0.400	0.917	39.110	15.644	35.845	3.36	6.384	0.27	9.678	0	0	0	23	224.88
7	2.8	7.78	0	0.467	0.884	33.547	15.655	29.670	3.74	7.106	0.27	8.011	0	0	0	23	192.90
8	2.8	5.07	0	0.533	0.846	21.862	11.660	18.493	4.29	8.151	0.27	4.993	0	0	0	23	125.71
9	2.8	0.47	0	0.600	0.800	2.027	1.216	1.621	5.38	10.222	0.27	0.438	0	0	0	23	11.65

Kss	1.87
Kas	1.06

Stabilité pour le cas de vidange rapide **R=18 m**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	1.8	0.44	0	-0.308	0.951	1.220	-0.375	1.161	0.69	1.311	0.27	0.313	0	0	0	15	4.57
-3	1.8	1.5	0	-0.231	0.973	4.158	-0.960	4.046	1.86	3.534	0.27	1.092	0	0	0	15	15.59
-2	1.8	2.38	0	-0.154	0.988	6.597	-1.015	6.519	1.82	3.458	0.27	1.760	0	0	0	15	24.74
-1	1.8	3.07	0	-0.077	0.997	8.510	-0.655	8.485	1.8	3.42	0.27	2.291	0	0	0	15	31.91
0	1.8	3.58	0	0.000	1.000	9.924	0.000	9.924	1.9	3.61	0.27	2.679	0	0	0	15	37.21
1	1.8	3.9	0	0.077	0.997	10.811	0.832	10.779	1.82	3.458	0.27	2.910	0	0	0	15	40.54
2	1.8	4.04	0	0.154	0.988	11.199	1.723	11.066	1.86	3.534	0.27	2.988	0	0	0	15	42.00
3	1.8	3.87	0	0.231	0.973	10.728	2.476	10.438	1.92	3.648	0.27	2.818	0	0	0	15	40.23
4	1.8	3.66	0	0.308	0.951	10.146	3.122	9.653	2.02	3.838	0.27	2.606	0	0	0	15	38.05
5	1.8	3.07	0	0.385	0.923	8.510	3.273	7.855	2.16	4.104	0.27	2.121	0	0	0	15	31.91
6	1.8	2.28	0	0.462	0.887	6.320	2.917	5.607	2.37	4.503	0.27	1.514	0	0	0	15	23.70
7	1.8	0.67	0	0.538	0.843	1.857	1.000	1.565	2.73	5.187	0.27	0.423	0	0	0	15	6.96
8	1.8	0	0	0.615	0.788	0.000	0.000	0.000	1.14	2.166	0.27	0.000	0	0	0	15	0.00

Kss	5.62
Kas	2.23

Stabilité pour le cas de vidange rapide **R=25 m**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn	a*Gn*dn
-4	1.8	2.1	0	-0.286	0.958	5.821	-1.663	5.579	2.81	5.339	0.27	1.506	0	0	0	15	21.83
-3	1.8	3.86	0	-0.214	0.977	10.700	-2.293	10.451	2.67	5.073	0.27	2.822	0	0	0	15	40.12
-2	1.8	5.34	0	-0.143	0.990	14.802	-2.115	14.651	2.58	4.902	0.27	3.956	0	0	0	15	55.51
-1	1.8	6.55	0	-0.071	0.997	18.157	-1.297	18.110	2.53	4.807	0.27	4.890	0	0	0	15	68.09
0	1.8	7.51	0	0.000	1.000	20.818	0.000	20.818	2.5	4.75	0.27	5.621	0	0	0	15	78.07
1	1.8	8.22	0	0.071	0.997	22.786	1.628	22.728	2.5	4.75	0.27	6.136	0	0	0	15	85.45
2	1.8	8.67	0	0.143	0.990	24.033	3.433	23.787	2.53	4.807	0.27	6.422	0	0	0	15	90.12
3	1.8	8.86	0	0.214	0.977	24.560	5.263	23.989	2.58	4.902	0.27	6.477	0	0	0	15	92.10
4	1.8	8.76	0	0.286	0.958	24.283	6.938	23.270	2.66	5.054	0.27	6.283	0	0	0	15	91.06
5	1.8	8.33	0	0.357	0.934	23.091	8.247	21.568	2.81	5.339	0.27	5.823	0	0	0	15	86.59
6	1.8	7.51	0	0.429	0.904	20.818	8.922	18.809	3	5.7	0.27	5.078	0	0	0	15	78.07
7	1.8	6.2	0	0.500	0.866	17.186	8.593	14.884	3.3	6.27	0.27	4.019	0	0	0	15	64.45
8	1.8	4.14	0	0.571	0.821	11.476	6.558	9.418	3.79	7.201	0.27	2.543	0	0	0	15	43.04
9	1.8	0.91	0	0.643	0.766	2.523	1.622	1.932	4.8	9.12	0.27	0.522	0	0	0	15	9.46

Kss	3.20
Kas	1.50

Stabilité pour le cas de vidange rapide **R=30 m**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn	a*Gn*dn
-5	3	0.06	0	-0.333	0.943	0.277	-0.092	0.261	3.36	6.384	0.27	0.071	0	0	0	26	1.80
-4	3	2.57	0	-0.267	0.964	11.873	-3.166	11.443	3.2	6.08	0.27	3.090	0	0	0	26	77.18
-3	3	4.7	0	-0.200	0.980	21.714	-4.343	21.275	3.1	5.89	0.27	5.744	0	0	0	26	141.14
-2	3	4.47	0	-0.133	0.991	20.651	-2.754	20.467	3.03	5.757	0.27	5.526	0	0	0	26	134.23
-1	3	7.93	0	-0.067	0.998	36.637	-2.442	36.555	3	5.7	0.27	9.870	0	0	0	26	238.14
0	3	9.15	0	0.000	1.000	42.273	0.000	42.273	3	5.7	0.27	11.414	0	0	0	26	274.77
1	3	9.93	0	0.067	0.998	45.877	3.058	45.775	3.03	5.757	0.27	12.359	0	0	0	26	298.20
2	3	10.47	0	0.133	0.991	48.371	6.450	47.940	3.1	5.89	0.27	12.944	0	0	0	26	314.41
3	3	10.7	0	0.200	0.980	49.434	9.887	48.435	3.21	6.099	0.27	13.078	0	0	0	26	321.32
4	3	10.57	0	0.267	0.964	48.833	13.022	47.065	3.36	6.384	0.27	12.708	0	0	0	26	317.42
5	3	10.06	0	0.333	0.943	46.477	15.492	43.819	3.6	6.84	0.27	11.831	0	0	0	26	302.10
6	3	9.08	0	0.400	0.917	41.950	16.780	38.447	3.98	7.562	0.27	10.381	0	0	0	26	272.67
7	3	7.5	0	0.467	0.884	34.650	16.170	30.646	4.55	8.645	0.27	8.274	0	0	0	26	225.23
8	3	5.08	0	0.533	0.846	23.470	12.517	19.853	5.77	10.963	0.27	5.360	0	0	0	26	152.55
9	3	1.16	0	0.600	0.800	5.359	3.216	4.287	1.47	2.793	0.27	1.158	0	0	0	26	34.83

Kss	2.63
Kas	1.18

Annexe.7 : Abaques de calcul de bassin de dissipation USBR type II.

