

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

OPTION : CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME DU PROJET :

**ETUDE DE LA RETENUE COLLINAIRE D'OUED BELLEDA
(W.TISSEMSILT)**

PRESENTE PAR :

MOUSSAOUI Nouredine

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M A.HADJ SADOK	Maitre de Conférences (A)	Président
M A.ZEROUAL	Maitre de Conférences (B)	Examineur
M A.BOUZIANE	Maitre-Assistant (A)	Examineur
M E.OSMANI	Maitre-Assistant (A)	Examineur
M S.TOUMI	Maitre de Conférences (B)	Promoteur

Session - 2018

Dédicace

Je remercie mon Dieu qui m'a donné la force et la sagesse pour achever ce modeste travail, et tous qui m'ont apporté un soutien pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude particulièrement ma chère mère qui m'a prodigué soutien, réconfort, compréhension et conseil durant toute ma vie ,

, mon père , *mon oncle, mon petit frère Mounir et ma sœur Chaimaa et tous mais autre frères Sadik, Brahim, Sofiane, Mohamed, Mohiédine et Amine.*

Mes neveux et nièces, Ihsane, Rachida, Nadir, Tasnime, Abdesamad, Bouchra, Ghofran et Khalil.

Tous mes amis Ayyoub, Housseem, Ilyes, Zaki, Anis, Walid, Wahid, Oussama, Nasim, Ammar, Sofiane, Rostom.

Particulièrement mon cher ami Brahim Younes Pour ses conseils.

Et Spécialement l'Artiste le pyramidale Zohier Boukerche.

Remerciement

Je remercie mon Dieu qui m'a donné la force et la sagesse pour achever ce modeste travail, et tous qui m'ont apporté un soutien pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude particulièrement mon promoteur pour ses orientations et son soutien.

المخلص

الهدف من انجاز هذه المذكرة هو القيام بدراسة شاملة لمشروع سد "وادي بلادة" الواقع بولاية تسمسيت الموجه لتزويد 30 هكتار من الأراضي الفلاحية المجاورة بمياه السقي.

بعد دراسة معمقة وشاملة لمختلف الجوانب الجيولوجية، الهيدرولوجية، والطبوغرافية لمنطقة انجاز المشروع، قمنا باختيار نوع السد استنادا على الدراسة الاقتصادية وعلى المعطيات المتاحة لمختلف الاقتراحات المختارة.

Résumé

Le but d'élaboration de ce mémoire est de faire une étude générale du projet de la retenue collinaire d'Oued BELLEDA situ à la wilaya de TISSEMSILT, cette retenue destinée à l'irrigation des périmètres agricoles d'une superficie de 30 Hectares en l'eau.

Après une étude approfondie des différents côtés, géologique, hydrologique et topographique pour le site d'implantation du projet. Nous avons choisi le type du barrage basons sur une étude économique pour les variantes proposées à l'exécution.

Abstract

The aim of the research is to make a general study of the project of OUED BELLEDA dam located in the city of TISSEMSILT. This reservoir is intended for the irrigation of agricultural perimeters with an area of 30 ha.

After a geological, hydrological and topographical study of the site, we choose the type of the dam basing on a economic view for the variants proposed to the execution?

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE

I. INTRODUCTION	1
I.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE	1
I.2 LA RETENUE	2
I.3 TOPOGRAPHIE	3
I.4. SITE DU BARRAGE	4
I.5. LA ZONE D'EMPRUNT	4
CONCLUSION	4

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

II. INTRODUCTION	6
II.1. APERÇU GEOLOGIQUE ET TECTONIQUE	6
II.2. CADRE GEOLOGIQUE	7
II.2.1. Contexte géologique régional	8
II.2.2. Stratigraphie.....	9
II.2.3 Le Jurassique	9
II.2.4. Le Néocomien.....	9
II.2.5.L'Eocène.....	9
II.2.6. L'Oligocène	10
II.2.7. Le Miocène	10

II.3.TECTONIQUE	10
II.4. GEOLOGIE LOCALE	11
II.4.1. Description générale	11
II.4.2.Lithologie.....	11
II.4.3. Argiles marneuses.....	12
II.4.3. Colluvions.....	12
II.4.4. Alluvions grossières actuelles	12
II.5. GEOLOGIE ET CARACTERISTIQUES DE LA CUVETTE	13
II.5.1. Instabilité	13
II.5.2. Etanchéité	13
II.6. APERÇU SISMIQUE	13
II.7. RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES	14
II.7.1. Reconnaissances Géotechniques De L'axe De La Retenue	14
II.7.2. Essais Physiques	14
II.7.3. Essais Mécaniques	17
II.8. RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES DES TROIS ZONES D'EMPRUNT	19
II.8.1. Essais Physiques	20
II.8.2. Essais Mécaniques	23
II.8.3. Estimation Des Volumes Des Matériaux De Construction :	25
II.8.4. Détermination De La Matière Organique	26
II.9. CONCLUSION	26

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

III. INTRODUCTION [1]	29
------------------------------------	----

III.1. BASSIN VERSANT [1]	29
III.1.1 Caractéristiques Physico-Géographiques Du Bassin Versant	30
III.1.2 Caractéristiques Géographiques Du Bassin Versant	30
III.2 CARACTERISTIQUES CLIMATIQUES	50
III.2.1 Température De L'air	50
III.2.2 Vent	51
III.2.3 Humidité De L'air	51
III.2.4 Ensoleillement	51
III.2.5 Grêles	52
III.2.6 La Gelée Blanche	52
III.3 PLUVIOMETRIE	53
III.3.1 Station Et Données Disponibles	53
III.3.2 Répartition De La Pluie Moyenne Dans Le Bassin.....	54
III.3.3 Homogénéité Des Séries Pluviométriques	54
III.3.4 Pluie Annuelles Fréquentielles	55
III.4 PLUIES A COURTE DUREE	60
III.5 ETUDES DES APPORTS	61
III.5.1 Estimation De L'apport Moyen Annuel (A_0).....	61
III. 5.2 Caractéristiques De L'écoulement	63
III.5.3 Estimation Des Apports Fréquentielles	64
III.5.4 Apport Fréquentielle 80%	66
III.6 ETUDE DES CRUES	67
III.6.1 Formules Empiriques Pour La Détermination De La Crue.....	68
III.6.2 Hydrogramme De Crue	71
III.7 CORPS DE LA DIGUE	78
III.7.1 Calcul Du Volume Mort.....	78

III.8 REGULARISATION [4]	79
III.8.1 Répartition Des Besoins	80
III.8.2 Répartition Mensuelle De L'apport $A_{80\%}$ (Hm^3)	80
III.8.3 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface »	80
III.8.4 Calcul Du Volume Utile.....	84
III.9 LAMINAGE DES CRUES	90
III.9.1 La Méthode De KOTCHERIN.....	90
III.10 ETUDE D'OPTIMISATION	99
III.10.1 Calcul Du Coût Approximatif De La Digue	99
III.10.2 Calcul Du Coût De L'évacuateur De Crues.....	105
III.10.3 Coût Total Du Barrage	109
III.11 METHODE DE MUSKINGUM (FREAD, D.L.1993)	111
CONCLUSION	117

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

IV. INTRODUCTION	119
IV.1. CHOIX DU SITE ET DU TYPE DE BARRAGE	119
IV.1.1 Morphologie De La Vallée.....	119
IV.1.2 Géologie Et Conditions De Fondation	120
IV.1.3 Matériaux Disponibles	120
IV.1.4 Crues Et Ouvrages Hydrauliques	120
IV.1.5 Conclusion Sur Le Choix Du Type De Barrage	121
IV.2 ETUDE DES VARIANTES POSSIBLES	121
IV.3 DEFINITION DE PROFIL GENERAL DU BARRAGE	122
IV.3.1 Hauteur Du Barrage	122

IV.3.2 Largeur En Crête	122
IV.3.3 Pente des Talus.....	122
IV.3.4 Les Bermes.....	123
IV.3.5 Revêtement De La Crête Et Des Talus De La Digue.....	124
IV.3.6 Calcul De L'épaisseur Du Rip-Rap	124
IV.4 ETANCHEITE DU BARRAGE	126
IV.4.1 Le Noyau.....	126
IV.4.2 Classification De L'ouvrage	127
IV.4.3 Les Drains	130
IV.4.4 Les Filtres.....	132
IV.4.5 Clé D'ancrage	133
IV.4.6 Digue En Enrochement A Masque Amont	134
IV.5 ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE	135
IV.5.1 Barrage En Terre Homogène	136
IV.5.2 Barrage Zoné A Noyau D'argile.....	138
IV.5.3 Barrage En Enrochement Avec Masque En Béton	144
IV.5.4 Estimation Du Cout Des Variantes	146
CONCLUSION	149

CHAPITRE V : ETUDE DE STABILITE

V. INTRODUCTION.....	151
V.1 GENERALITES SUR L'ETUDE DE STABILITE DES PENTES (BARRAGE)	151
V.1.1 Etat Normal En Service.....	151
V.1.2 Fin De Construction.....	152
V.1.3 Fin De Vidange Rapide.....	152

V.2 NOTION DU FACTEUR DE SECURITE	152
V.2.1 Methodes A L'equilibre Limite.....	153
V.2.2 Les Méthodes De Calculs D'équilibre Limite.....	153
V.2.3 Coefficients De Stabiltés Admissibles.....	155
V.3 GLISSEMENT DES TALUS	155
V.3.1 Glissement Circulaire Sur Un Talus.....	155
V.3.1 Ordre De Calcul (Methode Des Tranches)	156
V.4 LES CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DES SOLS	159
V.5 UTILISATION DU LOGICIEL GEOSTUDIO DANS LE CALCUL DE STABILITE ET DE L'INFILTRATION DANS CORPS DE LA DIGUE	160
V.5.1 Etude D'infiltration.....	160
V.5.2 ETUDE DE STABILITE DES TALUS COMPARATIVE ENTRE LA METHODE DE SPENCER ET MORGENSTERN-PRICE.....	162
CONCLUSION	170

CHAPITRE VI : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

VI. INTRODUCTION [12]	172
VI.1 ÉVACUATEUR DES CRUES	172
VI.1.2 Dimensionnement Hydraulique	172
VI.1.3. Conception De L'évacuateur De Crues	187
VI.1.4 Vérification De L'apparition Des Phénomènes Hydrauliques Dans Le Coursier	190
VI.2. DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE DE VIDANGE	190
VI.2.1 Calcul Du Débit De Vidange	190
VI.2.2 Calcul De La Section De La Conduite De Vidange De Fond Et Son Diamètre	191
VI.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRISE D'EAU	193

VI.3.1 Correction Du Coefficient De Débit μ	194
VI.04 CALCUL DES COUTS DES OUVRAGES ANNEXES	196
CONCLUSION	199

CHAPITRE V : ORGANISATION DE CHANTIER

VII. INTRODUCTION	201
VII.1 TRAVAUX PREPARATOIRES ET INSTALLATION DE L'ENTREPRISE	201
VII.1.1 Installations Destinées Au Personnel	201
VII.1.2 Installations Destinées Au Stockage Des Matériaux	201
VII.1.3 Installations Destinées A La Réparation Des Engins	202
VII.1.4 Installation destinée pour la préfabrication	202
VII.1.5 les moyens de chantier	202
VII.2 PLANIFICATION	202
VII.2.1 Définition	202
VII.2.2 Techniques De La Planification	203
VII.2.3 Les Paramètres De La Méthode C.P.M	205
VII.2.4 Les Plannings	206
VII.3 DELAI DE CONSTRUCTION ET PROGRAMME DES TRAVAUX	206
VII.4 SYMBOLES DES DIFFERENTES OPERATIONS	207
VII.5 DETERMINATION DES CHEMINS CRITIQUES	208
VII.6 TECHNOLOGIE DES PRINCIPAUX TRAVAUX	208
VII.6.1 Exécution Des Voies D'accès	208
VII.6.2 Exécution Des Travaux De Terrassement	208
VII.6.3 Exécution des travaux de bétonnage	208

VII.7 DETERMINATION DES CHEMINS CRITIQUES	211
CONCLUSION	213

CHAPITRE V : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

VIII. INTRODUCTION	215
VIII.1 CAUSES DES ACCIDENTS DE TRAVAIL.....	215
VIII.1.1 Causes Humaines.....	215
VIII.1.2 Causes Techniques	216
VIII.2 CONDITIONS DANGEREUSES DANS LE CHANTIER.....	216
VIII.3 ACTIONS DANGEREUSES	216
VIII.4 MESURES PREVENTIVES	216
VIII.5 CALCUL DU DEBIT D’AIR NECESSAIRE A LA VENTILATION DU TUNNEL.....	217
VIII.5.1 Les Méthodes De Calcules Des Diamètres De La Canalisation D’air Nécessaire A La Ventilation.....	218
VIII.5.2 Calcul Du Diamètre Des Canalisations	219
CONCLUSION	220
CONCLUSION GENERALE.....	221
BIBLIOGRAPHIE	223
ANNEXES.....	224

LISTE DES TABLEAUX

<u>Tableau II.01</u> : Résultats de l'analyse granulométrique	15
<u>Tableau II.02</u> : Résultats des limites d'Atterberg.....	16
<u>Tableau II.03</u> : Résultats de l'essai Proctor normal.....	17
<u>Tableau II.04</u> : Résultats des perméabilités à l'Oedomètre.....	18
<u>Tableau II.05</u> : Résultats de l'Essai de cisaillement rectiligne CU.....	19
<u>Tableau II.06</u> : Les résultats l'Analyse granulométrique de la zone d'emprunte.....	21
<u>Tableau II.07</u> : Les résultats des Limites d'Atterberg des zones d'emprunte.....	22
<u>Tableau II.08</u> : Les résultats des essais Proctor normal des zones d'emprunte.....	23
<u>Tableau II.09</u> : Les résultats d'essais de perméabilités à l'Oedomètre des zones d'emprunte.....	24
<u>Tableau II.10</u> : Les résultats des essais de cisaillements rectilignes des zones d'emprunte.....	25
<u>Tableau III.1</u> : La répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude.....	36
<u>Tableau III.2</u> : Résultats de calcul des altitudes.....	40
<u>Tableau III.3</u> : Calcul de la pente moyenne du bassin versant.....	42
<u>Tableau III.4</u> : Détermination des indices de ROCHE.....	43
<u>Tableau III.5</u> : Classification de Relief.....	44
<u>Tableau III.6</u> : Calcul de la densité de drainage.....	46
<u>Tableau III.7</u> : Récapitulatif des Temps de concentration.....	48
<u>Tableau III.8</u> : Récapitulation des résultats obtenus.....	49
<u>Tableau III.9</u> : les températures moyennes annuelles à Tissemsilt. (Station de KHMISTI 1970/2011)	50
<u>Tableau III.10</u> : Température maximales et minimales à Tissemsilt.....	50
<u>Tableau III.11</u> : Vitesse moyenne du vent en m/s.....	51
<u>Tableau III.12</u> : Humidités moyennes mensuelle.....	51
<u>Tableau III.13</u> : Durée d'ensoleillement moyenne mensuelle.....	51

<u>Tableau III.14</u> : Nombre moyen de jours de grêle.....	52
<u>Tableau III.15</u> : Nombre moyen de jours de gelée blanche.....	52
<u>Tableau III.16</u> : Les caractéristiques de la station pluviométrique prise en considération dans l'étude.....	53
<u>Tableau III.17</u> : Pluies moyennes mensuelles et leurs pourcentages.....	54
<u>Tableau III.18</u> : Résultats de test de Wilcoxon.....	55
<u>Tableau III.19</u> : Résultats de l'ajustement à la loi de Galton.....	56
<u>Tableau III.20</u> : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel (maximum de vraisemblance).....	57
<u>Tableau III.21</u> : Comparaison entre les deux lois d'ajustement de l'échantillon.....	58
<u>Tableau III.22</u> : Test d'adéquation de la loi de Gumbel.....	59
<u>Tableau III.23</u> : Test d'adéquation de la loi de Galton (Log-Normal).....	59
<u>Tableau III.24</u> : Résultat de test χ^2	60
<u>Tableau III.25</u> : Pluies maximales journalières fréquentielles.....	61
<u>Tableau III.27</u> : Récapitulatif des résultats.....	62
<u>Tableau III.28</u> : Les apports fréquents.....	65
<u>Tableau III.29</u> : Répartition mensuelle des apports moyens.....	66
<u>Tableau III.30</u> : Apport 80% mensuel.....	67
<u>Tableau III.31</u> : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour.....	68
<u>Tableau III.32</u> : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour.....	69
<u>Tableau III.33</u> : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour.....	69
<u>Tableau III.34</u> : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour.....	70
<u>Tableau III.35</u> : Débits fréquents calculés.....	70
<u>Tableau III.36</u> : Débits fréquents pour construction l'hydrogramme de crue.....	72
<u>Tableau III.37</u> : le volume des crues fréquentielles.....	74
<u>Tableau III.38</u> : Crue de projet recommandée.....	74

<u>Tableau III.39:</u> Le transport solide selon des différentes méthodes.....	77
<u>Tableau III.40:</u> Le volume mort de la retenue.....	79
<u>Tableau III.41:</u> Répartition mensuelle des besoins.....	80
<u>Tableau III.42:</u> Courbes topographiques et volumétriques.....	82
<u>Tableau III.43:</u> Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Hm ³).....	86
<u>Tableau III.44:</u> Régularisation saisonnière en tenant compte les pertes totales en (Hm ³).....	88
<u>Tableau III.45:</u> Récapitulation des résultats.....	89
<u>Tableau III.46:</u> Les Résultats de calcul.....	91
<u>Tableau III.48:</u> Détermination des débits lamine.....	93
<u>Tableau III.49:</u> Détermination de la largeur des déversoirs.....	94
<u>Tableau III.50:</u> Caractéristiques des largeurs de déversoir.....	98
<u>Tableau III.51:</u> Résultats de la revanche.....	101
<u>Tableau III.52:</u> Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.....	102
<u>Tableau III.53:</u> Récapitulatif des résultats.....	102
<u>Tableau III.54 :</u> Données de calcul du volume du remblai de la digue.....	103
<u>Tableau III.55:</u> Volume du remblai de la digue.....	104
<u>Tableau III.56:</u> Coût de la digue.....	105
<u>Tableau III.57:</u> Coût de déversoir.....	106
<u>Tableau III.58:</u> Coût de coursier.....	108
<u>Tableau III.59:</u> Coût Totale du barrage.....	109
<u>Tableau III.60:</u> Les caractéristiques du barrage.....	112
<u>Tableau III.61:</u> Les paramètres utilisé dans la méthode de Muskingum.....	113
<u>Tableau III.62:</u> Calcul de la courbe caractéristique du barrage.....	114
<u>Tableau III.63:</u> Calcul de l'hydrogramme laminé pour B = 30m.....	116

<u>Tableau IV.01 :</u> Valeurs indicatives des pentes de talus, valeurs qui devront être confirmés par une étude de stabilité.....	123
<u>Tableau IV.2:</u> Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et u poids spécifique du matériau d'encrochementys.....	125
<u>Tableau IV.3 :</u> Epaisseur de l'encrochement et d50 minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.....	126
<u>Tableau IV.4:</u> Classe du barrage en terre en fonction du type de fondation.....	128
<u>Tableau IV.5:</u> Valeurs d'I _{adm} en fonction du type d'ouvrage.....	129
<u>Tableau VI.6:</u> D ₁₅ en fonction de la catégorie du sol a protégé.....	133
<u>Tableau IV.7:</u> Volume de recharge (Argile).....	136
<u>Tableau IV.8 :</u> Volume de gravier pour le drain vertical.....	137
<u>Tableau IV.9 :</u> Volume de gravier pour le drain-tapis.....	137
<u>Tableau IV.10 :</u> Volume de gravier et du sable pour le prisme d'encrage.....	138
<u>Tableau IV.11:</u> Volume de gravier total pour la première variante.....	138
<u>Tableau IV.12:</u> Volume du noyau.....	139
<u>Tableau IV.13:</u> Volume des recharges.....	140
<u>Tableau IV.14:</u> Volume de gravier pour le filtre.....	140
<u>Tableau IV.15:</u> Volume du sable total pour le drain vertical.....	141
<u>Tableau IV.16:</u> Volume de sable pour le filtre.....	141
<u>Tableau IV.17:</u> Volume de sable pour le drain tapis.....	142
<u>Tableau IV.18:</u> Volume de sable pour le prisme d'ancrage.....	142
<u>Tableau IV.19:</u> Volume total de sable pour les filtres et les drains.....	143
<u>Tableau IV.20:</u> Volume de rip-rap.....	143
<u>Tableau IV.21:</u> Volume de sable et de gravier.....	144
<u>Tableau IV.22:</u> Volume des recharges.....	145
<u>Tableau IV.23:</u> Volume de béton.....	145
<u>Tableau IV.24:</u> Les couts des différentes variantes.....	146

<u>Tableau V.01:</u> Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973].....	152
<u>Tableau V.02:</u> Les valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage.....	153
<u>Tableau V.03:</u> Coefficient de stabilité admissible des talus.....	155
<u>Tableau V.04:</u> Valeurs de K_1 , K_2 en fonction de pente de talus.....	157
<u>Tableau V.05:</u> Les valeurs de K_1 , K_2 et R_1 , R_2 qui corresponde a notre ouvrage.....	157
<u>Tableau V.06:</u> Caractéristique géotechnique des sols utilisé dans le barrage.....	159
<u>Tableau V.07:</u> Quelque information sur une tranche du cercle de glissement critique par la méthode de Morgenstern-Price.....	166
<u>Tableau V.08:</u> Récapitulation des résultats de calculs par déférentes méthodes.....	167
<u>Tableau V.09:</u> Coefficients d'accélération RPA99.....	168
<u>Tableau V.10:</u> Différentes coefficients de sécurité en fonction des cas de Sollicitations.....	169
<u>Tableau VI.01 :</u> Le profil de déversoir type Greager.....	174
<u>Tableau VI.02 :</u> Données de calcul de la ligne d'eau.....	180
<u>Tableau VI.03 :</u> Calcule de la ligne d'eau par la méthode d'intégration indirecte.....	181
<u>Tableau VI.04 :</u> Récapitulation des résultats de calcul de l'évacuateur de crue.....	195
<u>Tableau VI.05 :</u> Récapitulation des résultats de calcul de vidange de fond et la conduite de prise.....	196
<u>Tableau VI.06:</u> Récapitulation des résultats de calcul du cout de l'évacuateur de crue.....	197
<u>Tableau VI.07:</u> Cout total des ouvrages annexes.....	198
<u>Tableau VI.08 :</u> Cout Total de la retenue.....	199
<u>Tableau VII.1 :</u> Les paramètres indispensables dans l'exécution de la méthode C.P.M.....	205
<u>Tableau VII.02 :</u> Symboles des opérations.....	207
<u>Tableau VII.03 :</u> Détermination des chemins critiques.....	211
<u>Tableau VII.04 :</u> Programme des travaux pour la réalisation de la retenue collinaire d'Oued BELLEDA.....	212

<u>Tableau VIII.01:</u> Vitesse de l'air dans les différentes canalisations.....	219
---	-----

Liste des Figures

<u>Figure I.01:</u> Situation géographique de la commune d'Ouled Bessem-Wilaya de TISSEMSIL.....	2
<u>Figure II.01 :</u> Extrait de la carte géologique l'Ouarsenis oriental au 1/200 000 ^e	7
<u>Figure II.01 :</u> Coupe géologique transversale suivant l'axe de la digue et les positions des tranchées.....	14
<u>Figure III.1 :</u> Délimitation du bassin versant de la Corbassière (Haute-Mentue, Suisse) et de son sous-bassin versant.....	30
<u>Figure III.2 :</u> Bassin versant d'oued Belleda.....	31
<u>Figure III.3 :</u> Rectangle équivalent.....	34
<u>Figure III.4 :</u> La Courbe Hypsométrique.....	37
<u>Figure III.5 :</u> Les Surface partielles du bassin versant en fonction de l'altitude.....	38
<u>Figure III.6 :</u> Schéma de pente.....	41
<u>Figure III.7 :</u> Carte de classification des SCHUM du réseau hydrographique et les courbes de niveau d'oued Belleda.....	45
<u>Figure III.8:</u> Ajustement à la loi Log-Normal (Galton).....	57
<u>Figure III.9 :</u> Comparaison entre les deux lois d'ajustement de l'échantillon.....	58
<u>Figure III.10 :</u> Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	66
<u>Figure III.11 :</u> Les hydrogrammes de crues fréquentielles à base de la méthode de SOKOLOVSKY.....	73
<u>Figure III.12:</u> La Courbe Surface-Hauteur de la cuvette.....	83
<u>Figure III.13:</u> Les Courbes $V=f(q, Q_1)$	96
<u>Figure III.14:</u> Courbes $H=f(Q_{1\%}, q)$	97
<u>Figure III.15:</u> Courbe d'Optimisation.....	110
<u>Figure III.16:</u> Modélisation de la courbe Surface-Hauteur.....	114

<u>Figure III.17:</u> Courbe caractéristique de la cuvette.....	115
<u>Figure III.18 :</u> Représentation graphique de l’hydrogramme de crue.....	117
<u>Figure IV.01:</u> Exemple d’un barrage en remblai non-étanche a masque amont (source : C.I.G.B).....	134
<u>Figure IV.02 :</u> Le profil type de la variante choisi avec ces déférents organes« Digue Homogène a massif imperméable».....	147
<u>Figure IV.03 :</u> Coupe type de la variante N°2 (barrage zoné a noyau d’argile).....	147
<u>Figure IV.04 :</u> Coupe type de la variante N°3 « Barrage en enrochement a masque amont ».....	148
<u>Figure V.01:</u> Méthode des tranches “la méthode de Fellenuis“ (Technique des barrages en aménagement rural).....	156
<u>Figure V.02:</u> Les forces agissantes sur une tranche représentée par la méthode de spencer.....	158
<u>Figure V.03:</u> Répartition de la pression d’eau dans le corps de la digue calculer par la méthode des éléments finis.....	161
<u>Figure V.04:</u> La ligne de saturation à travers la digue et les pressions due à l’eau.....	161
<u>Figure V.05:</u> La répartition de la charge totale d’eau dans le corps de la digue.....	162
<u>Figure V.06:</u> Cercle de glissement critique calculé par la méthode de Morgenstern-Price « Fin de construction ».....	163
<u>Figure V.07:</u> Cercle de glissement critique calculé par la méthode de Spencer « Vidange rapide ».....	163
<u>Figure V.08:</u> Cercle de glissement critique calculé par la méthode de Spencer en tenant l’eau dans le coté amont « Etat de service ».....	164
<u>Figure V.09:</u> Coefficient de sécurité du cercle critique par la méthode de Spencer « Etat de service ».....	164
<u>Figure V.10:</u> Coefficient de sécurité du cercle critique par la méthode de Morgenstern-Price en tenant l’effet de l’eau en amont « Etat de service ».....	165
<u>Figure V.11:</u> Les forces appliquer sur une tranche du cercle critique par la méthode de Morgenstern-Price.....	165

<u>Figure V.10</u> : Carte des zones sismiques de l'Algérie RPA2003.....	168
<u>Figure VI.01</u> : Profil de déversoir type Creager.....	175
<u>Figure VI.02</u> : La ligne d'eau du coursier par la méthode d'intégration indirecte.....	182
<u>Figure VI.03</u> : Applications de la formule de Bernoulli entre les points A et B.....	188
<u>Figure VI.04</u> : Le Profil type de l'évacuateur de crue.....	196
<u>Figure VII.01</u> : Réseau a nœuds des taches du projet.	210

LISTE DES PLANCHES

Planche 1/5 : ETUDE DE STABILITE.

Planche 2/5 : LES VARIANTES ETUDIEES.

Planche 3/5 : LES COUPES TYPES DE LA VARIANTE CHOISI.

Planche 4/5 : VU EN PLAN DE L'AMENAGEMENT.

Planche 5/5 : PROFILE EN LONG DE L'EVACUATEUR DE CRUE.

INTRODUCTION GENERALE

L'accroissement des réserves à mettre à la disposition de l'agriculture est une tâche primordiale dans la nouvelle politique de l'état qui compte beaucoup sur le développement du secteur de l'hydraulique vu ses répercussions sur l'économie nationale dans ses divers secteurs.

L'Algérie est classée comme un pays pauvre en eau, les prévisions disent que l'Algérie devient un très pauvre en terme de ressources hydrique en 2025 avec un indice de stress hydrique plus de 40%.

Le problème de l'eau a pris une dimension exceptionnelle telle que le secteur de l'hydraulique qui bénéficie d'un intérêt particulier des autorités algérienne, qui lui consacre des investissements considérables pour construire des grands barrages, la rénovation des anciens, les travaux de forages en vue de mobiliser le maximum des ressources en eau.

Cet intérêt est d'autant plus justifié que les ressources hydriques sont liées aux priorités actuelles du développement, notamment en matière de promotion de l'agriculture et de son redressement pour garantir la sécurité alimentaire du pays.

L'objectif de cette étude est de réaliser une retenue collinaire sur oued Belleda qui situ a la wilaya de Tissemsilt est de satisfaire la demande en eau pour les périmètres agricoles et relancer le secteur socioéconomique dans la région.

Cette étude faite à travers huit chapitre donne une idée détaillée sur la réalisation de cet ouvrage de stockage. Commenant, par une étude topographique, géologique et géotechnique après des investigations sur le site du projet qui permette de localiser le site le plus favorable et de connaitre les caractéristiques du terrain sur lequel l'ouvrage sera implanter et nous terminerons par un chapitre sur la protection et sécurité de travail.

CHAPITRE I :
PRESENTATION DE LA REGION
D'ETUDE

I. INTRODUCTION

Avant tout construction d'un barrage la localisation de la zone d'étude es nécessaire non seulement pour situer notre zone d'étude mais pour connaitre aussi son impact, son influence environnementale, socioéconomique, et de pouvoir déterminer les caractéristiques climatiques, sismiques, géographiques ou se trouve notre site.

Pour le site reconnu comme étant le plus favorable à l'emplacement du barrage, des études topographiques approfondies doit être faite à savoir au niveau :

- Du bassin versant (B.V) ;
- De la vallée de la rivière ;
- Du site du barrage.

I.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE

I.1.1 la commune

La région d'étude relève de la wilaya de Tissemsilt (ex Vialar). Elle est située au Centre-Ouest du Nord de l'Algérie. Elle est limitée par les wilayas d'Aïn-Defla et Chlef au Nord, Djelfa au Sud, Médéa à l'Est et Sud-Est et Tiaret à l'Ouest.

Le site de l'ouvrage est localisé à une vingtaine de kilomètres au Nord-Ouest de la ville de Khémisti (Ex Bourbaki) à vol d'oiseau et à une douzaine de kilomètres environ au Nord-Ouest de la commune d'Ouled Bessem (Ex Liébert).

L'accès au site peut se faire à partir du chef-lieu de la commune de Ouled Bessem, en empruntant vers le Nord-Ouest sur une quinzaine de Kilomètres environ, une route communale asphaltée, puis une piste sur environ 4 Km qui mène jusqu'au site.



Figure I.01: Situation géographique de la commune d'Ouled Bessem-Wilaya de TISSEMSILT

Notre zone d'étude est délimitée plus localement :

- Au Sud, par le Douar Beïzid.
- A l'Ouest, par djebel Kekou.
- A l'Est, par le Douar Béni-Chaïb et djebel Taleb.
- Au Nord, par le douar Zakor.

I.2 LA RETENUE

Le site de la retenue collinaire de oued Belleda se situe dans la commune de Ouled Bassem Wilaya de TISSEMSILT est repéré sur la carte topographique de Bourbaki (n°160) à l'échelle du 1/50.000^e. Il est circonscrit par les coordonnées géographiques:

Les coordonnées Lambert sont :

X = 415,00 km

Y = 272,08 km

Z = 808 mNGA

Ce site se trouve sur l'oued de Belleda à une vingtaine de Km au Nord-est du chef-lieu de la Wilaya de TISSEMSILT. L'accès au site est aisé, a partir de la RN 14 sur 4 Km à partir de la ville de Khemisti, on prend vers le nord une piste sur environ 4 Km qui mène au site.

I.3 TOPOGRAPHIE

Le site a été repéré sur une carte topographique au 1/50 000^e. Un levé du terrain 1/2000 a été sué une superficie de 99 ha. Le levé a été réalisé sur environ 28m de dénivelée. Au droit de l'axe choisi le site est étroit, avec la rive droite relativement douce. La rive gauche est plus accusée 18.1% que la rive droite 10%. Le plan obtenu a permis de tracer la courbe Hauteur-Capacité.

I.3.1 Bassin versant

La carte utilisée devra être suffisamment précise pour permettre de définir les éléments caractéristiques du B.V à savoir :

- Le réseau hydrographique (cours d'eau, fleuve ; ...) ;
- La couverture végétale (steppe, bosquet, ...).

A partir d'une carte topographique et de photos aériennes de la région, on établira un plan ou figurent :

- L'axe de la digue ;
- La limite du B.V ;
- Le réseau hydrographique ;
- La nature de la couverture végétale et la nature géologique du B.V.

A partir de ce plan, on peut déterminer les paramètres caractéristiques du B.V qui peuvent être utiles dans l'étude hydrologique.

I.3.2 Vallée de la rivière

On doit utiliser une carte qui s'étend à l'aval du barrage, pour permettre d'étudier les conditions d'écoulements des eaux de crue et leurs conséquences sur la sécurité de la zone.

On environnante établir un profil en long de la vallée du cours d'eau sur une longueur allant de quelque kilomètres a plus de 10 kilomètres l'importance de la retenue.

I.3.3 Morphologie de la vallée

Tu barrages et nécessairement lié à son environnement. la morphologie joue un important choix du site dans du barrage et du type le mieux adapté.

Bien entendu l'emplacement idéal est le plus économique et celui d'un site étroit, précédé à l'amont par un élargissement de la vallée à condition que les appuis du barrage soit sains.

En première approximation une vallée large conviendra mieux à d'un barrage en remblai.

I.4. SITE DU BARRAGE

On établira un plan 1/ 100é ou 1/ 200é de la cuvette par lever direct sur terrain. On essayera d'avoir des courbes de niveau ayant une équidistance de 0,5 mètres au plus de 1 m à partir desquelles on peut :

- Déterminer la hauteur maximale du barrage en terre ;
- Tracer les courbes traduisant la surface noyée et le volume de la retenue à différente cote.

I.5. LA ZONE D'EMPRUNT

La zone d'empreinte ne doit pas être de lieu d'implantation de l'ouvrage et il faut impérativement s'assurer qu'il n'y a pas une nappe d'eau au-dessous de et que le volume de la zone ≥ 3 le volume du barrage.

CONCLUSION

D'après le levé topographique établi, la consultation des cartes d'état-major et des sur terrain constate le site de retenue favorable point de vu topographique

CHAPITRE II :
ETUDE GEOLOGIQUE
ET
GEOTECHNIQUE

II. INTRODUCTION

Les études géologiques et géotechniques d'un site de barrage ont pour but de définir la nature, les caractéristiques mécaniques et hydrodynamique des sols. Elle permet attends donner des renseignements précis sur :

- l'étanchéité et la stabilité mécanique des fondations ;
- l'étanchéité de la cuvette de la retenue ;
- l'existence et les retenues et de la qualité de ses eaux (apport solide, caractéristiques des eaux).

Des études seront pour connaître aussi complètement que possible la nature géologique des terrains du bassin versant, de la cuvette, de la zone d'implantation du barrage et de la zone d'empreinte.

II.1. APERÇU GEOLOGIQUE ET TECTONIQUE

La région de Tissemsilt est située dans la partie orientale du massif de l'Ouarsenis où elle constitue dans cette région une zone de transition entre les chaînes Sud telliennes au nord et les Hautes Plaines du Sersou au sud.

II.1.1. Morphologie

Le relief de la région est assez accidenté. Il est caractérisé par les hautes plaines au Sud et le massif de l'Ouarsenis au Nord, dont le plus haut point culmine à 1.983 m. C'est le sommet le plus élevé de l'Algérie occidentale. Comme il apparaît au milieu du massif, il peut être pris comme limite entre un Ouarsenis occidental et un Ouarsenis oriental.

La couverture végétale est très développée dans la partie Nord (forêts de pins, chêne-liège et cèdres) grâce à une forte pluviométrie (plus de 600mm/an) et à la nature rocheuse du sol. Sur la bordure sud-tellienne, la végétation est presque absente à cause du climat aride. Le réseau hydrographique est représenté par deux oueds principaux : Oued Lardjem et Nahr Ouassel.

La végétation est quasi inexistante ou très faible à l'échelle du bassin versant. La nature lithologique des formations rencontrées (marnes brunes) sur ce site et l'absence de la couverture végétale favorisent l'érosion et la formation de petites ravines.

II.2. CADRE GEOLOGIQUE

Cette partie de l'étude a été établie sur la base des travaux antérieurs effectués par la SN. REPAL (1952), M. Mattauer (1958), J. Polvêche (1960) et L'ORGM (1998).

A l'échelle de la chaîne alpine, l'Algérie du Nord (zone s'étendant de l'Atlas Saharien à la mer méditerranée) est constituée schématiquement de deux grands domaines.

- Le domaine tellien au Nord, constituant l'ensemble alpin proprement dit, auquel appartient la plus grande partie de la région étudiée.

- Le domaine de l'avant pays, autochtone présaharien structuré par les évènements tectono-sédimentaires du Méso-cénozoïque en deux sous domaines :

- La Méséta oranaise, au Nord qui regroupe les hauts plateaux et les hautes plaines.
- L'Atlas Saharien, au Sud.

Le passage entre ces deux domaines est marqué par une zone de flexure

Appelée « Accident Nord Atlasique ».

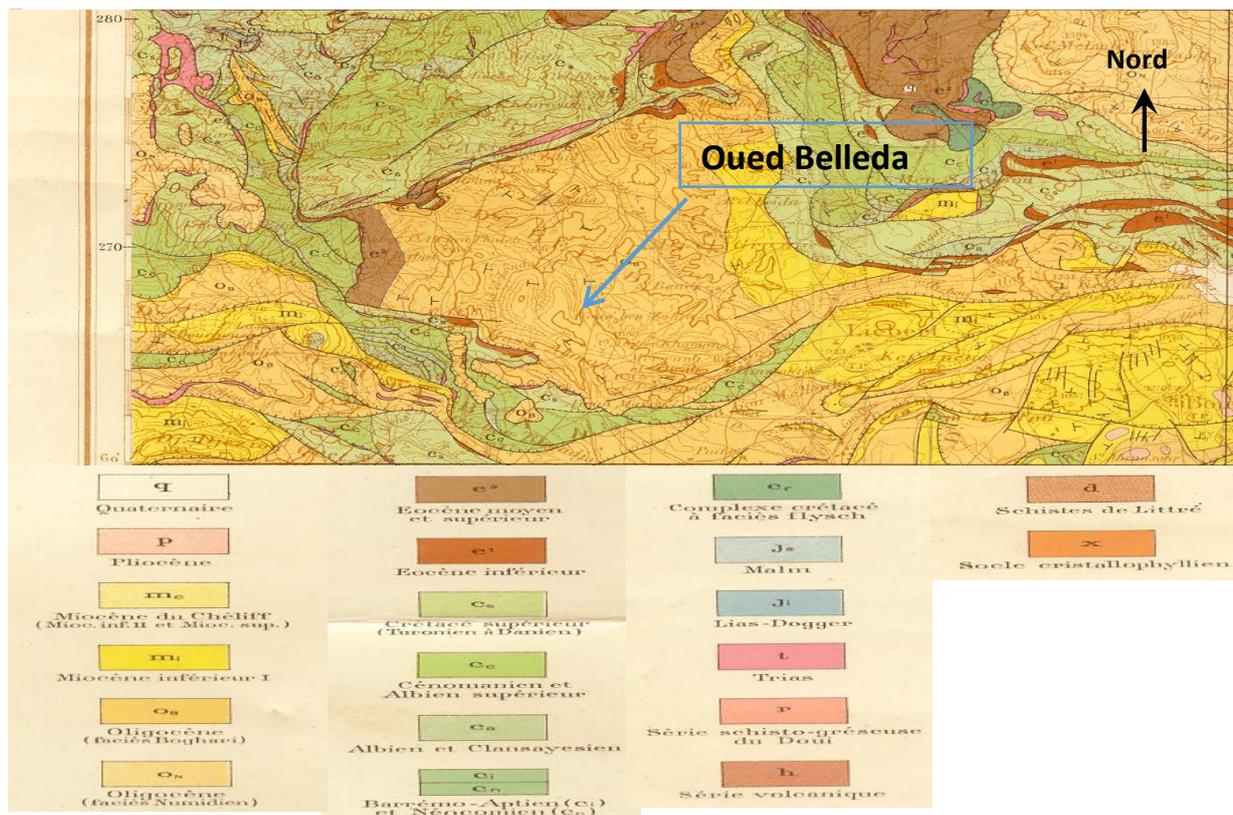


Figure II.01 : Extrait de la carte géologique l'Ouarsenis oriental au 1/200 000^e.

II.2.1. Contexte géologique régional

La région d'étude fait partie intégrante de l'Ouarsenis, plus précisément

De l'Ouarsenis oriental qui se situe à la partie méridionale du sillon tellien comprise entre les méridiens de Boghari et de Relizane et empiète légèrement sur la plateforme située plus au Sud. En effet, une partie de l'Ouarsenis appartient encore à l'Atlas Saharien, au moins du point de vue structural.

Dans Cette région, les terrains qui affleurent sont caractérisés par des dépôts allant du Paléozoïque au Quaternaire. L'étude des faciès et de la tectonique montre que l'Ouarsenis est constitué, d'une part de terrains autochtones, d'autre part, de terrains ayant subi des déplacements horizontaux. C'est un pays de nappes et la notion d'allochtone y trouve maintes confirmations.

En effet, la majeure partie des terrains actuellement visible dans l'Ouarsenis oriental ne sont en réalité pas en place car ils proviennent de régions d'autant plus lointaines que l'on s'adresse à des unités structurellement plus élevées.

Le complexe A

Il comprend la partie inférieure de l'édifice, non autochtone qui est constitué de terrains assez proches de ceux de l'autochtone, tant au point de vue de l'âge que de faciès.

Le complexe A englobe essentiellement des assises du Crétacé supérieur, l'Eocène et l'Oligocène y sont très rares. Au point de vue structural, ce complexe s'oppose nettement à l'autochtone. Une multitude de contacts anormaux le sillonnent, des déplacements horizontaux de plus de 10 Km peuvent y être mis en évidence.

La nappe B

Elle englobe des terrains, essentiellement marneux, surtout formés de Crétacé supérieur (Sénonien) et de Tertiaire (Eocène, Oligocène, Miocène). Ils reposent soit sur le *complexe A* soit directement sur l'autochtone.

La nappe C

Il s'agit de la nappe la mieux caractérisée du Tell. Elle couronne partout l'édifice allochtone. Elle repose sur une surface de contact anormal peu déformée, jalonnée de Trias et souvent soulignée par un très net rabotage basal.

Les faciès qu'on y rencontre sont tout à fait différents de ceux de l'allochtone du complexe A et de la nappe B.

II.2.2. Stratigraphie

La série stratigraphique de l'Ouarsenis est extrêmement variée : elle englobe des terrains appartenant au Primaire, au Trias, au Jurassique, au Crétacé, à l'Eocène, à l'Oligocène, au Miocène et au Pliocène.

II.2.3 Le Jurassique

A la sédimentation si particulière du Trias succèdent d'épais dépôts carbonatés, souvent massifs et difficiles à dater.

Ces masses, surtout calcaires, jouent un rôle orographique et hydrologique important au milieu du massif essentiellement schisto-marneux de l'Ouarsenis.

II.2.4. Le Néocomien

La macrofaune et la microfaune caractérisent bien le Néocomien du massif culminant. Il s'agit d'environ 150 m de calcaires en bancs bien réglés de 20 à 50 cm d'épaisseur. Ces calcaires sont sub-lithographiques à patine claire, à cassure bleuâtre ou verdâtre.

II.2.5.L'Eocène

Faute de macrofaune et de repères lithologiques l'Eocène ne peut être subdivisé qu'en deux ensembles : L'Eocène inférieur, dont l'extrême base est marneuse, le reste de la série est calcaire ou marno-calcaire. Les marnes de base ne dépassent généralement pas quelques dizaines de mètres d'épaisseur.

Des silex s'associent toujours à l'Eocène inférieur. Ils sont souvent noirs et bien localisés à la base des calcaires. Ils apparaissent généralement en nodules alignés, en lits rognonneux, mais quelques fois dispersés au sein des marno-calcaires.

Les calcaires de l'Eocène inférieur sont surmontés par une série essentiellement marneuse qui correspond à l'Eocène moyen et supérieur. Les faciès et les épaisseurs de cet ensemble marneux restent très variables.

II.2.6. L'Oligocène

En dehors des grès miocènes qui forment quelques reliefs, le substratum à l'ouest de la région de Tissemsilt est essentiellement marneux. Il s'agit de marnes grises ou légèrement verdâtres, qui s'altèrent souvent en surface en donnant aux champs une couleur brunâtre. Ces marnes affleurent souvent très mal, d'une part parce qu'elles sont recouvertes d'alluvions récentes, d'autre part car l'érosion dans cette région à faible relief est peu active. Les grès y sont rares; ils sont très fins, peu puissants et ont une patine plus brune que les grès miocènes.

II.2.7. Le Miocène

Les terrains miocènes présentent de nombreux faciès et des épaisseurs très variables. Ils sont soit concordants avec l'Oligocène sous-jacent, soit transgressifs sur tous les terrains antérieurs allant jusqu'au Primaire.

Une très importante phase tectonique permet de distinguer à l'intérieur du Miocène inférieur : un Miocène inférieur I, antérieur aux mouvements, un Miocène inférieur II qui est discordant sur la premier et qui est recouvert en concordance ou en discordance, par du Miocène supérieur.

II.3.TECTONIQUE

La particularité structurale essentielle de l'Ouarsenis oriental réside dans l'existence de nappes. Cette notion a été confirmée par deux arguments principaux :

- L'observation sur le terrain, en une multitude d'endroits, de superpositions anormales et d'anomalies structurales et stratigraphiques qui traduisent les forts déplacements horizontaux.

- Les différentes hypothèses que l'on peut émettre à partir de l'examen de la carte géologique au 1/200.000

II.4. GEOLOGIE LOCALE

II.4.1. Description générale

Le site de la retenue se trouve dans un étranglement de la vallée de l'oued Belleda à quelques centaines de mètres en amont de sa confluence avec l'oued Toutia.

Les versants gauche et droit présentent une couverture végétale quasi inexistante sur les colluvions bien répandues, couvrant ainsi la quasi-totalité des affleurements aux environs immédiats du site, sauf en quelques endroits.

Au droit du site, la pente moyenne sur le versant droit est de l'ordre de 18° par contre, pour le versant gauche elle est de 15°.

Cette région est caractérisée par une érosion assez conséquente, en relation avec la nature géologique de ces formations et l'absence d'une couverture végétale dense.

II.4.2.Lithologie

Dans la région du site de la retenue, nous distinguons des argiles marneuses, quelquefois altérées en surface et des dépôts quaternaires. Ces formations se rattachent stratigraphiquement et structurellement à la nappe B.

Ces formations argilo-marneuses sont souvent recouvertes sur les versants par des colluvions (produits d'altération des formations sus-jacentes) argileuses ou bien argilo-marneuses et limoneuses, d'épaisseur d'ordre décimétrique à métrique, contenant des éléments grossiers anguleux de nature généralement gréseuse. Elles sont également recouvertes par de petites basses terrasses et par des alluvions graveleuses et sableuses en fond de vallée. Leur épaisseur est variable le long de l'oued de un (01) à cinq (05) mètres environ.

II.4.3. Argiles marneuses

Le site de la retenue est constitué d'un substratum à dominante argilo-marneuse, en surface et en profondeur. Ces argiles marneuses sont quelquefois traversées par de petits bancs de grès, rarement calcaires, d'épaisseur centimétrique, rarement décimétrique (intercalation). Elles sont attribuées par M. MATTAUER (Carte géologique de l'Ouarsenis Oriental 1/200 000^e), à l'Oligocène à faciès de Boghari.

Ces formations argilo-marneuses sont quelquefois altérées en surface et recouvertes le long de la cuvette, sur les deux rives par des colluvions argileuses, argilo-limoneuses-marneuses, de couleur brune et par de petites terrasses, ainsi que par les alluvions de l'oued.

En conclusion et d'après les données géologiques récoltées, cette formation de l'Oligocène est représentée par une série essentiellement argilo-marneuse, avec quelques intercalations gréseuses et sporadiquement calcaires sur les hauteurs. Ces argiles-marneuses qui peuvent facilement être confondues avec celles du Crétacé sont très variées en couleurs puisqu'elles peuvent être gris-clair, gris-verdâtre, gris-bleu, brunâtres ou verdâtres.

II.4.3. Colluvions

Ils se résument aux dépôts de pente, constitués par des argiles marneuses limoneuses, argiles limono-sableuses brunes, avec de rares éléments grossiers anguleux, de 10 à 150 mm de diamètre et de nature généralement gréseuse, recouvrant les argiles-marneuses qui constituent le substratum, sur au moins 0,5 d'épaisseur en rive droite. Les éléments grossiers pourraient être utiles pour le corps de la digue et cela dépendra du volume nécessaire.

II.4.4. Alluvions grossières actuelles

Les alluvions actuelles du lit mineur de l'oued Belleda, qui est très étroit (7,0 - 8,0 m) au droit du site, sont caractérisées par des épaisseurs variables oscillant entre 1,0 et 5,0 m en moyenne. Elles existent de façon discontinue le long de l'oued car elles sont parfois interrompues par quelques affleurements argileux-marneux.

Elles sont constituées par un mélange de limons, de sable grossier, graviers et galets de nature gréseuse, rarement calcaire et schisteuse, avec de rares éléments arrondis à subarrondis. La taille de ces éléments varie de 0,1 à 200 mm, rarement 300 mm (blocs isolés).

II.5. GEOLOGIE ET CARACTERISTIQUES DE LA CUVETTE

La cuvette de la retenue est constituée par les mêmes formations géologiques (anciennes et récentes) que celles du site avec des argiles-marneuses, argiles limoneuses, gravelo-caillouteuses sur l'ensemble de la retenue que ce soit en rive gauche ou en rive droite. Nous tenons à signaler que les formations géologiques de l'ensemble du site et de la cuvette sont datées de l'Oligocène à faciès de Boghari.

II.5.1. Instabilité

Le phénomène d'instabilité est un problème géotechnique auquel il faut attacher beaucoup d'importance lors de la réalisation d'un ouvrage de cette envergure. Un tel phénomène n'a pas été observé lors des sorties que nous avons effectuées sur le site de la retenue de oued Belleda.

II.5.2. Etanchéité

La région (axe et cuvette) du site de la retenue collinaire sur oued Belleda est à prédominance argilo-marneuse et argilo-limoneuse, donc très peu perméable vu la nature lithologique de ces formations. Donc, l'étanchéité dans ces formations ne semble pas poser de problèmes particuliers.

II.6. APERÇU SISMIQUE

Cette étude a pour but d'estimer le niveau de l'activité sismique du site de la retenue collinaire et d'évaluer l'accélération horizontale à prendre en compte notamment pour le dimensionnement de la digue.

La retenue collinaire sera implantée dans une région ayant une activité sismique moyenne (Zone IIa).

L'ouvrage devra être réalisé suivant les Règles Parasismiques Algériennes de façon à ce qu'il puisse résister aux plus fortes secousses telluriques.

Sachant que la retenue collinaire fait partie du groupe d'usage 2 d'après le RPA de 1999 et qu'elle est située en zone IIa de la carte des zones sismiques, nous proposerons une valeur du coefficient d'accélération A équivalente à 0,20 pour les calculs des ouvrages de génie civil et de stabilité.

II.7. RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES

Ii.7.1. Reconnaissances Géotechniques De L'axe De La Retenue

Trois tranchées T1 à T3 ont été échantillonnées afin de procéder aux essais physiques et mécaniques au niveau du laboratoire, conformément au programme de reconnaissance que nous doit établir, dans le but de déterminer leurs caractéristiques géotechniques. Les résultats obtenus sont mentionnés dans les tableaux ci-dessous.

Des teneurs en eau, des granulométries, des limites d'Atterberg, des densités (humides et sèches), des Proctors normaux, des oedomètres et des essais de cisaillement rectilignes ont été réalisés et montrent ce qui suit :

Ii.7.2. Essais Physiques

II.7.2.1. Teneur En Eau Naturelle

Les valeurs de la teneur en eau naturelle (W_n) de ces trois (03) tranchées varient de 12,33 % à 17,54 %, ce qui signifie que ces matériaux sont moyennement humides pour les trois échantillons.

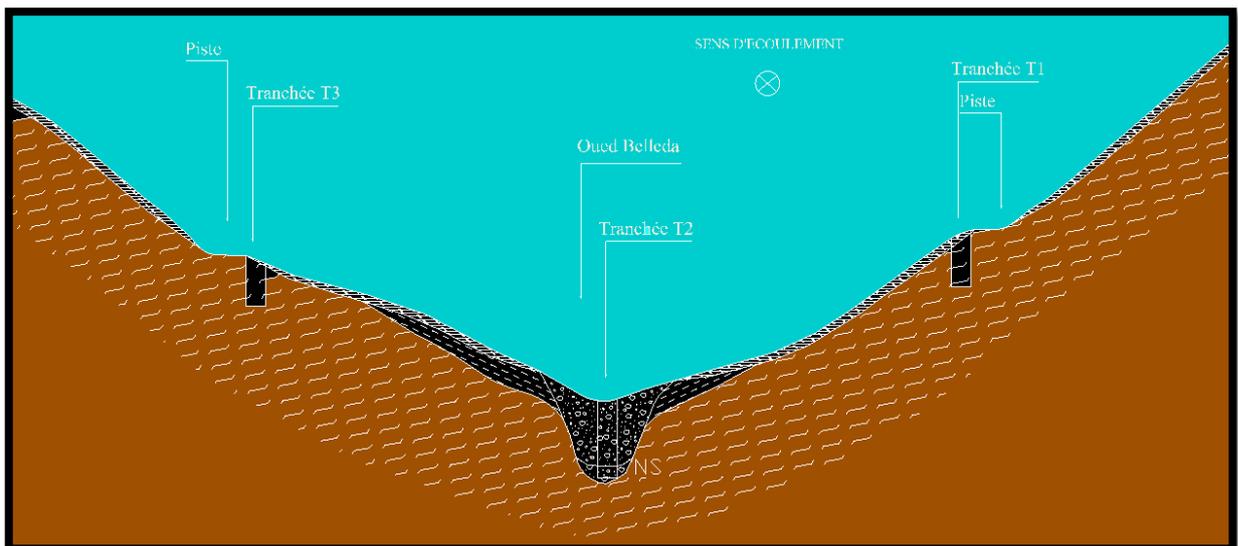


Figure II.02 : Coupe géologique transversale suivant l'axe de la digue et les positions des tranchées.

I.7.2.2. Densités Humides Et Sèches

Les trois (03) densités humides (γ_h) mesurées montrent des résultats qui oscillent entre 1,41 et 1,93 T/m³ pour respectivement T3 et T1, d'où une faible densité pour la

tranchée T3 mais élevées pour le reste (T1 et T2). Concernant les densités sèches (γ_d), leurs valeurs oscillent entre 1,20 et 1,67 T/m³, ce qui est faible pour l'échantillon de la tranchée T3, mais moyennes pour celles des tranchées T1 et T2.

II.7.2.3. Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique de ces trois échantillons, a permis de déterminer la proportion en poids des différentes particules constituant ces matériaux (voir courbes granulométriques en annexe).

Elle montre des sols à prédominance de fines surtout pour la tranchée T1, avec 94 % des inférieurs à 0,08 mm, vient ensuite la tranchée T3, avec 58 % des inférieures à 0,08 mm, 27 % de sable et 17 % de graviers. La tranchée T2 par contre présente des éléments plus grossiers. Elle se trouve dans le lit de l'oued avec 44 % des inférieurs à 0,08 mm, 36 % de limons et argiles, 35 % de sable, 20 % de graviers et 9 % de cailloux. Les résultats obtenus, sont repris dans le tableau ci-après.

Tableau II.01 : Résultats de l'analyse granulométrique.

T tranchée	Profondeu r	Caillou x	Gravier s	Sable gros	Sable fin	Limons+argile s	- <0.08m m	Classificatio n
N°	(m)	200-20	20-2	2-0,2	0,2-0,02	0,02-0.2μ		-
T1	1,50 – 2,00	0,00	1,00	2,00	20,00	77,00	94,00	CH
T2	2,50 – 3,00	9,00	20,00	15,00	20,00	36,00	44,00	CL
T3	1,50 – 2,00	7,00	17,00	11,00	16,00	49,00	58,00	CL

Courbe haute	0,00	1,00	2,00	20,00	77,00	94,00	-
Courbe moyenne	4,50	10,50	8,50	20,00	56,50	69,00	-
Courbe basse	9,00	20,00	15,00	20,00	36,00	44,00	-

Le fuseau granulométrique est assez lâche (assez large) ce qui confirme l'hétérogénéité de ces matériaux. Les particules fines sont les plus représentées surtout pour les tranchées T1

et T3 alors que la tranchée T2 est la plus grossière puisqu'elle recoupe les alluvions grossières du lit de l'oued.

Le fuseau granulométrique montre les proportions moyennes suivantes : Cailloux : 04,50 %, graviers : 10,50 %, gros sable : 8,50 %, sable fin : 20,00 %, limons et argiles : 56,50 %.

II.7.2.4. Limites d'Atterberg

Trois (03) limites d'Atterberg ont été réalisées et le diagramme de plasticité classe ces matériaux au-dessus de la ligne A ce qui correspond à des sols inorganiques.

L'indice de plasticité de ces matériaux varie de 23,63 à 29,63 % correspondant ainsi à une plasticité moyenne à élever, surtout pour la tranchée T1. Le plus faible indice est celui de la tranchée T2.

Selon la classification de Casagrande, ces sols sont de plasticité élevée pour la tranchée T1 de catégorie « CH », moyennement plastiques et moyennement compressibles, de catégorie « CL » pour les tranchées T2 et T3. Notons que l'échantillon de la tranchée T3 est juste à la limite des deux catégories (CL et CH) avec un indice de plasticité compris entre la catégorie des plasticités moyennes et élevées.

L'indice de consistance I_c varie de 1,30 à 1,34 %. Ces valeurs sont supérieures à un 1 ce qui signifie que ces matériaux existent à l'état dur.

Tableau II.02 : Résultats des limites d'Atterberg.

Tranchée n°	Prof (m)	W _n (%)	WL (%)	WP (%)	IP (%)	I _c (%)	Classification
T1	1,50 – 2,00	15,26	55,00	25,37	29,63	1,34	CH
T2	2,50 – 3,00	12,33	43,00	19,37	23,63	1,30	CL
T3	1,50 – 2,00	17,54	50,00	25,59	24,41	1,33	CL

Moyenne	15,04	49,33	23,44	25,89	1,32	-
Ecart type	2,61	6,03	3,53	3,26	0,02	-

II.7.2.5. Proctor Normal

L'analyse des trois essais Proctor réalisés dénote une teneur en eau optimale W_{opt} moyenne pour les tranchées T2 et T3 et élevée pour la tranchée T1. Une densité sèche maximale γ_{dmax} élevée pour la tranchée T2, et moyenne pour T1 et T3. Ces derniers correspondent à des matériaux convenables en termes de compactage.

L'écart entre les valeurs des teneurs en eau naturelle des échantillons prélevés et les valeurs des teneurs en eau optimale du Proctor n'est pas très important (Tableau ci-après) puisqu'il n'excède pas les 2 % pour les tranchées T2 et T3 alors que pour la tranchée T1, il est de l'ordre de 5 à 6 %.

En général l'allure des courbes Proctor est relativement plate, ce qui permet une certaine souplesse en termes de teneur en eau lors de la mise en place de ces matériaux. Le taux de compacité de 95 % de l'optimum Proctor normal est satisfaisant pour un remblai ordinaire.

Tableau II.03 : Résultats de l'essai Proctor normal

Tranchée n°	Prof (m)	Wn (%)	Wopt (%)	γ_{dmax} (T/m3)
T1	1,50 – 2,00	15,26	20,60	1,62
T2	2,50 – 3,00	12,33	12,70	1,91
T3	1,50 – 2,00	17,54	15,70	1,76
Moyenne		15,04	16,33	1,76
Ecart-type		2,61	3,99	0,15

II.7.3. Essais Mécaniques

II.7.3.1. Consolidation Oedométrique

Les trois (03) essais Oedométriques réalisés sur les échantillons des tranchées T1, T2 et T3 sous condition de Proctor normal révèlent des matériaux peu à moyennement compressibles, le coefficient de compressibilité (C_c) variant de 9,60 à 18,30 %.

Ils dénotent des matériaux peu gonflants pour l'ensemble des échantillons T1, T2 et T3, légèrement plus sensibles au gonflement pour l'échantillon de la tranchée T1. Le coefficient de gonflement (C_g) varie de 1,7 à 4,7 % (voir tableau ci-dessous).

La pression de consolidation (P_c) pour les trois échantillons est supérieure à la pression due au poids des terres qui surmontent ces échantillons à leur profondeur H . Ces matériaux sont donc sur consolidés.

Pour déterminer l'état de consolidation d'un matériau, on calcule la pression effective due au poids des terres à une profondeur donnée et on la compare à la pression de consolidation P_c .

II.7.3.2. Perméabilité A L'oedomètre

Les trois (03) essais de perméabilité réalisés à l'Oedomètre pour ces tranchées ont donné des valeurs allant de $1,63$ à $3,0 \cdot 10^{-8}$ cm/s. Ces valeurs correspondent à des matériaux de faible perméabilité (pratiquement imperméables).

Tableau II.04 : Résultats des perméabilités à l'Oedomètre.

Tranchée n°	Prof (m) (m)	Essai œdométrique			Perméabilité (cm/s)
		Pc bars	Cc (%)	Cg (%)	
T1	1,50 – 2,00	2,70	18,30	4,70	$3,00 \times 10^{-8}$
T2	2,50 – 3,00	3,10	9,60	2,20	$1,63 \times 10^{-8}$
T3	1,50 – 2,00	2,10	13,70	1,70	$1,80 \times 10^{-8}$
Moyenne		2,63	13,87	2,87	-
Ecart-type		0,50	4,35	1,61	-

II.7.3.3. Essai De Cisaillement Rectiligne CU

Trois (03) essais de cisaillement à la boîte de Casagrande ont été réalisés sur des échantillons consolidés, non drainés, recompressés à l'optimum Proctor. Ils révèlent des matériaux de faible résistance mécanique avec de faibles valeurs de cohésion, oscillant entre $0,40$ et $0,75$ bars et des valeurs d'angle de frottement relativement moyennes variant de 9 à 14 degrés (voir tableau ci-après).

Tableau II.05 : Résultats de l'Essai de cisaillement rectiligne CU

Tranchée n°	Prof (m)	ϕ_{cu} (degrés)	Ccu (bars)
T1	1,50 – 2,00	14,00	0,40
T2	2,50 – 3,00	13,00	0,55
T3	1,50 – 2,00	9,00	0,75
Moyenne		12,00	0,57
Ecart-type		2,65	0,18

II.8. RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES DES TROIS ZONES D'EMPRUNT

Pendant la campagne, quatre (04) fouilles de reconnaissance ont été foncées dans la cuvette de la future retenue sur oued Belleda afin de trouver les matériaux nécessaires à sa réalisation. Ces fouilles montrent une certaine homogénéité puisqu'elles sont toujours à prédominance fine argilo-marneuse, sableuse, parfois graveleuse surtout pour les tranchées T2 et T3. Ces zones sont dépourvues de couvert végétal dense.

Les trois (03) principales zones d'emprunt (zones A, B et C) se situent donc en amont immédiat de l'axe de la future retenue. Elles s'étendent sur de petites superficies, de façon discontinue le long de l'oued, mais elles sont tellement nombreuses que si on les associe aux colluvions (dépôts de pente), elles couvriront aisément les volumes recherchés. Leur accessibilité et leur proximité de la future digue constituent un avantage économique non négligeable pour leur exploitation.

Ces trois zones d'emprunt sont situées sur le levé géologique au 1/1.000^e. Leur fouille a été répartir de la façon suivante :

La zone A en rive gauche, reconnue par les fouilles F1 et F2, la zone B en rive droite, reconnue par la Fouille F4 et la zone C, en rive droite, en amont de la zone B, recoupée par la fouille F3. Le niveau piezométrique n'a pas été rencontré au niveau de ces fouilles. Il faut rappeler que ces trois zones ne représentent qu'une petite partie du potentiel disponible de ce type de matériau.

Ces fouilles ont été échantillonnées afin de procéder aux essais physiques et mécaniques au niveau du laboratoire central des travaux publics (LCTP) conformément au programme de reconnaissance que nous avons établi et ce dans le but de déterminer leurs propriétés géotechniques.

Les résultats obtenus sont mentionnés ci-dessous et dans le tableau récapitulatif joint en annexe.

II.8.1. ESSAIS PHYSIQUES

II.8.1.1. Teneur en eau naturelle

La valeur de la teneur en eau naturelle W_n de ces quatre (04) fouilles varie de 10,81 % à 19,72 %, ce qui signifie que ces matériaux sont peu à moyennement humides, à part la fouille F1 qui est caractérisée par une teneur moyenne à élever (19,72 %).

II.8.1.2. Densités humides et sèches

Les densités humides (γ_h) sont appréciables pour les quatre (04) échantillons sachant que leurs valeurs oscillent entre 1,72 et 1,98 T/m³ (densités élevées). Concernant les densités sèches (γ_d), elles oscillent entre 1,54 et 1,70 T/m³. Ces valeurs sont moyennes pour l'ensemble des échantillons et peuvent convenir pour la confection d'une digue en terre.

II.8.1.3. Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique réalisée sur les quatre échantillons a permis de déterminer la proportion en poids des différentes particules constituant ces matériaux.

Elle révèle des sols à prédominance fine, limono-argileuse, sableuse principalement pour l'ensemble des échantillons et un peu plus graveleux pour les fouilles F2 et F3. La fouille F3 est plus sableuse (42 %) que le reste des fouilles.

Le pourcentage des inférieures à 0,08 mm est respectivement de 86,0 % (F1), 74,0 % (F2), 54,0 % (F3) et 73,0 % (F4).

L'ensemble est à granulométrie étalée. Les résultats obtenus sont repris dans le tableau ci-après.

Le fuseau granulométrique (Fig.3) est assez serré ce qui confirme l'homogénéité de ces matériaux et les particules les plus représentées sont les limons et les argiles surtout, puis viennent les sables et les graviers.

Le fuseau granulométrique ainsi obtenu présente les pourcentages moyens suivants : Cailloux : 03.50 %, graviers : 05.00 %, gros sable : 12.00 %, sable fin : 21.50 %, limons et argiles : 58.00 %.

Tableau II.06 : Les résultats l'Analyse granulométrique de la zone d'emprunte.

oFouille	Prof	Cailloux	Graviers	Sable gros	Sable fin	Limons+Argiles	-	Classification
N°	(m)	200-20	20-2	2-0,2	0,2-0,02	0,02-0.2 μ	<0.08mm	-
F1	1,40 – 1,80	0,00	3,00	5,00	20,00	72,00	86,00	CH
F2	1,50 – 2,00	0,00	10,00	7,00	33,00	50,00	74,00	CL
F3	1,50 – 2,00	3,00	11,00	19,00	23,00	44,00	54,00	CL
F4	1,80 – 2,20	7,00	6,00	5,00	27,00	55,00	73,00	CL
Courbe maximale		0,00	3,00	5,00	20,00	72,00	86,00	-
Courbe moyenne		3,50	5,00	12,00	21,50	58,00	70,00	-
Courbe minimale		7,00	7,00	19,00	23,00	44,00	54,00	-

NB : Tableau servant à tracer les courbes enveloppes du fuseau.

II.8.1.4. Limites d'Atterberg

Quatre (04) limites d'Atterberg ont été réalisées et les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-dessous. Le diagramme de plasticité de Casagrande classe ces matériaux au-dessus de la ligne A (fig.4), ce qui correspond à des sols inorganiques.

L'indice de plasticité de ces matériaux varie de 20,39 à 31,22 % correspondant ainsi à une plasticité moyenne à élever pour F1. Les fouilles F2 et F3 présentent les indices les moins élevés.

Selon la classification de Casagrande, ces sols sont plastiques pour la fouille F1, de catégorie «CH », et moyennement plastiques et moyennement compressibles, de catégorie « CL » pour les fouilles F2, F3 et F4.

L'indice de consistance I_c varie de 1,15 à 1,54 %. Ces valeurs sont supérieures à 1, ce qui signifie que ces matériaux se trouvent à l'état dur.

Tableau II.07 : Les résultats des Limites d'Atterberg des zones d'emprunte.

Fouille n°	Prof (m)	Wn (%)	WL (%)	WP (%)	IP (%)	Ic (%)	Classification
F1	1,40 – 1,80	19,72	55,60	24,38	31,22	1,15	CH
F2	1,50 – 2,00	10,81	43,80	22,42	21,38	1,54	CL
F3	1,50 – 2,00	11,74	37,00	16,07	20,93	1,21	CL
F4	1,80 – 2,20	13,66	50,20	25,51	24,69	1,48	CL

Moyenne	13,98	46,65	22,10	24,56	1,34	-
Ecart-type	4,00	8,04	4,21	4,75	0,20	-

II.8.1.5. Proctor normal

L'analyse des quatre (04) essais Proctor réalisés dénote une teneur en eau optimale W_{opt} moyenne appréciable puisqu'elle oscille entre 15,50 et 18,10 %, avec une teneur en eau moyenne de 16,95 % et une densité sèche maximale γ_{dmax} variant entre 1,64 et 1,79 T/m³ avec une moyenne de 1,71 T/m³. Il s'agit d'une densité relativement moyenne.

L'écart entre les valeurs des teneurs en eau naturelle des échantillons prélevés et les valeurs des teneurs en eau optimale du Proctor n'est pas très important (voir tableau ci-après). Les valeurs de la teneur en eau optimale sont en général supérieures à celles de la teneur en eau naturelle d'environ 4 à 5 %, sauf pour l'échantillon de la fouille F1 au niveau duquel la teneur en eau naturelle est supérieure de 2 % par rapport à la teneur en eau optimale.

Il sera indispensable d'arroser ces matériaux lors de leur mise en place dans le corps de la digue, sauf pour la fouille F1.

Il serait aussi plus prudent de procéder à des contrôles de la teneur en eau naturelle de ces matériaux lors de la réalisation de la planche d'essai.

En général l'allure des courbes Proctor est relativement plate (voir courbes en annexe), ce qui permet une certaine souplesse en terme de teneur en eau lors de la mise en place de ces matériaux. Le taux de compacité de 95 % de l'optimum Proctor normal est satisfaisant pour un remblai ordinaire.

Tableau II.08 : Les résultats des essais Proctor normal des zones d'empruntes.

Puits n°	Prof (m)	Wn (%)	Wopt (%)	γ_{dmax} (T/m ³)
F1	1,40 – 1,80	19,72	17,80	1,64
F2	1,50 – 2,00	10,81	15,50	1,70
F3	1,50 – 2,00	11,74	16,40	1,79
F4	1,80 – 2,20	13,66	18,10	1,69
Moyenne		13,98	16,95	1,71
Ecart-type		4,00	1,22	0,06

II.8.2. Essais Mécaniques

II.8.2.1. Consolidation Oedométrique

Les trois (03) essais Oedométriques réalisés sur les échantillons des fouilles F1, F2, et F3 sous conditions Proctor normal, révèlent des matériaux assez compressibles pour la fouille F1 et moyennement compressibles pour les fouilles F2 et F3.

Le coefficient de compressibilité (C_c) varie de 12,6 à 22,94 %, avec une moyenne de 17,0 %.

La fouille F1 dénote des matériaux légèrement sensibles au gonflement, avec un coefficient de gonflement (C_g) de 5,6 % (voir tableau ci-dessous).

Le reste des fouilles (F2 et F3), dénote des matériaux peu sensibles au gonflement, leur coefficient de gonflement (C_g) oscillant entre 2,4 et 4,4 % (voir tableau ci-dessous).

La pression de consolidation (P_c) pour les trois (03) fouilles est supérieure à la pression due au poids des terres qui surmontent ces échantillons à leur profondeur H . Ces matériaux sont donc surconsolidés.

II.8.2.2. Perméabilité à l'Oedomètre

Les deux (02) essais de perméabilité réalisés à l'Oedomètre pour les fouilles F1 et F2, ont donné des valeurs de l'ordre de 10^{-9} cm/s (voir tableau ci-dessous). Ces valeurs correspondent à des matériaux pratiquement imperméables.

Tableau II.09 : Les résultats d'essais de perméabilités à l'Oedomètre des zones d'emprunts.

Fouille n°	Prof (m)	Essai oedométrique			Perméabilité (cm/s)
		Pc bars	Cc (%)	Cg (%)	
F1	1,40 – 1,80	1,45	22,90	5,60	$0,11 \times 10^{-8}$
F2	1,50 – 2,00	1,30	15,50	2,40	$0,26 \times 10^{-8}$
F3	1,50 – 2,00	5,20	12,60	4,40	-
F4	1,80 – 2,20	-	-	-	-
Moyenne		2,65	17,00	4,13	-
Ecart-type		2,21	5,31	1,62	-

II.8.2.3. Essai De Cisaillement Rectiligne

Les quatre (04) essais de cisaillement à la boîte de Casagrande réalisés sur des échantillons consolidés, non drainés (CU), recompressés à l'optimum Proctor, révèlent des matériaux de faible à moyenne résistance mécanique avec de faibles valeurs de cohésion, oscillant entre 0,35 et 0,78 bars et des valeurs d'angle de frottement variant de 9,00 à 17,00 degrés, avec une valeur moyenne de 12,25 degrés.

Tableau II.10 : Les résultats des essais de cisaillements rectilignes des zones d'emprunts.

Fouille n°	Prof (m)	ϕ_{cu} (degrés)	Ccu (bars)
F1	1,40 – 1,80	13,00	0,60
F2	1,50 – 2,00	9,00	0,60
F3	1,50 – 2,00	17,00	0,35
F4	1,80 – 2,20	10,00	0,78
Moyenne		12,25	0,58
Ecart-type		3,59	0,18

II.8.3. Estimation Des Volumes Des Matériaux De Construction :

II.8.3.1. Matériaux Fins

Les matériaux argileux existent le long et aux pieds des versants gauche et droit de la cuvette, en amont et en aval de l'axe de la digue.

On a préféré utiliser ceux de la cuvette dans le but de remplacer le volume de matériaux décapés par son équivalent en eau et de cette façon la capacité de la retenue augmentera.

Les volumes moyens de ces matériaux de construction ont été évalués à partir du levé géologique de la cuvette à l'échelle 1/1000^e, sur les trois (03) zones d'emprunt (A, B et C).

La zone A se situe au niveau de la rive gauche et son volume minimal à été estimé sur une surface moyenne de 22.800 m² et une épaisseur minimale de 3,0 m est de l'ordre de 68.400 m³. Cette zone a été traversée par les fouilles F1 et F2.

La Zone B se trouve à l'amont de l'axe de la future digue, sur la rive droite d'une superficie de 8.400 m² et d'une épaisseur moyenne de 3,0 m, son volume moyen est de l'ordre 25.200 m³.

Cette zone a été reconnue par la fouille F4. Elle pourra être prolongée vers l'amont et donner un volume plus important.

La zone C, qui se situe au niveau de la rive droite, en amont de la zone B, en queue de cuvette, a un volume minimal estimé, sur une surface moyenne de 8.500 m² et une épaisseur minimale de 3,0 m, à 25.500 m³. Cette zone a été traversée par la fouille F3.

Enfin une des zones potentielles dénommée zone D, située en rive gauche, en amont de la zone A, possède une superficie moyenne de 7.200 m². Nous considérerons la même épaisseur que le reste des zones étudiées, à savoir 3,0 m. Cette zone D pourra fournir un volume de 21.600 m³.

Le volume total de ces matériaux fins sera de l'ordre de 140 000 m³. Cette quantité pourra être doublée sans aucune contrainte en se déplaçant de préférence en amont de ces deux zones et même en aval de l'axe de la future digue.

II.8.3.2. Matériaux Grossiers

Ce type de matériau est très peu développé dans la cuvette. Il se résume à de petits volumes le long du lit mineur.

II.8.4. Détermination De La Matière Organique

Les échantillons de la fondation révèlent que la proportion de la matière organique n'excède pas les 3 % puisqu'elle oscille entre 2,12 et 2,89 % pour les tranchées T1 et T2 et inexistante pour la tranchée T3, ce qui est favorable pour ce type d'ouvrage et les tassements qu'elle peut engendrer seront donc minimes. Le taux admissible est $\leq 6\%$.

Les échantillons des quatre fouilles des zones d'emprunt dénotent des matériaux inorganiques sachant que les taux de matière organique varient de 2,59 à 3,15 % ce qui nous permet d'utiliser ces matériaux sans aucun risque de tassement du aux matières organiques qui en disparaissant laisseraient beaucoup de vides entraînant ainsi des tassements importants.

II.9. CONCLUSION

Le site de la retenue collinaire de Ouled Bessem, sur oued Belleda, présente en général de bonnes conditions géologiques et géotechniques pour y construire un ouvrage en terre homogène qu'il convient de protéger par des recharges amont et aval en alluvions grossières. Le volume d'alluvions disponible au niveau de l'oued est insuffisant.

La profondeur de la clé d'ancrage sera variable en fonction de la profondeur du substratum (Bon sol).

Le site de la retenue ne présente pas de problèmes particuliers d'étanchéité, ni d'instabilité. Il est localisé dans une zone sismique moyenne (Zone II d'après la carte des zones sismiques établie par le CTC en 1999 selon les RPA).

La cuvette est semblable au site (Axe) et ne présente pas de contraintes particulières pour la réalisation d'une retenue. Ses berges, où aucun phénomène de grandes envergures n'a été observé, paraissent stables. Les pentes sont plus ou moins douces.

La rive droite conviendrait mieux à la construction de l'évacuateur de crues. Il reposera sur des argiles marneuses. La prise d'eau et la vidange de fond reposeront sur les argiles marneuses après avoir excavé les alluvions grossières sous leur emprise.

Le site, la cuvette et les zones d'emprunt argileuses (fines) ne présentent aucune contrainte majeure ou spéciale pour la réalisation d'un ouvrage en terre à cet endroit.

CHAPITRE III :
ETUDE HYDROLOGIQUE

III. INTRODUCTION [1]

Les sciences hydrologiques occupent un espace au croisement de diverses disciplines, objectif étant de comprendre les mécanismes régissant la distribution de l'eau sur la surface de la Terre ainsi que ses propriétés biogéochimiques. Ainsi, la science de l'hydrologie étudie à la fois le flux d'eau et les réserves d'eau de la Terre, que ce soit sur surface, souterrain ou atmosphérique. Donc, dans sa définition la plus simple, l'hydrologie est la science de l'eau et son cycle de la Terre, qui est plus ou moins la définition utilisée par les Nations Unies.

L'hydrologie est cependant beaucoup plus qu'un domaine de recherche scientifique. Il vise également à fournir des méthodes et des outils pour résoudre des problèmes concrets liés à l'estimation de l'eau ressources et l'évaluation des risques hydrologiques.

Les résultats des études hydrologiques sont utiles dans différents domaines, par exemple pour :

- ❖ La gestion des ressources d'eau potables ;
- ❖ La recherche de nouvelles sources d'eau ;
- ❖ La prévention des crues ;
- ❖ La prévention des inondations, sécheresse ;
- ❖ La protection contre l'érosion ;
- ❖ Le contrôle du niveau des lacs ;
- ❖ L'irrigation des cultures.

Cette étude hydrologique en particulier consiste à déterminer certaines caractéristiques hydrologiques nécessaires à l'élaboration de l'étude de conception, elle donne une évaluation des apports liquides et solides ainsi que les débits de crues du bassin versant de cette retenue.

III.1. BASSIN VERSANT [1]

Le bassin versant est l'unité spatiale de référence dans la science d'hydrologie. Il est défini comme la zone de drainage d'un lac ou d'une rivière et de ses affluents, et qui est séparé des autres bassins hydrographiques par des divisions de drainage ou des lignes de partages des eaux.

Le concept de bassin versant est beaucoup plus complexe qu'il ne pourrait le sembler, car il constitue l'unité de référence géographique de base pour l'étude du cycle hydrologique.

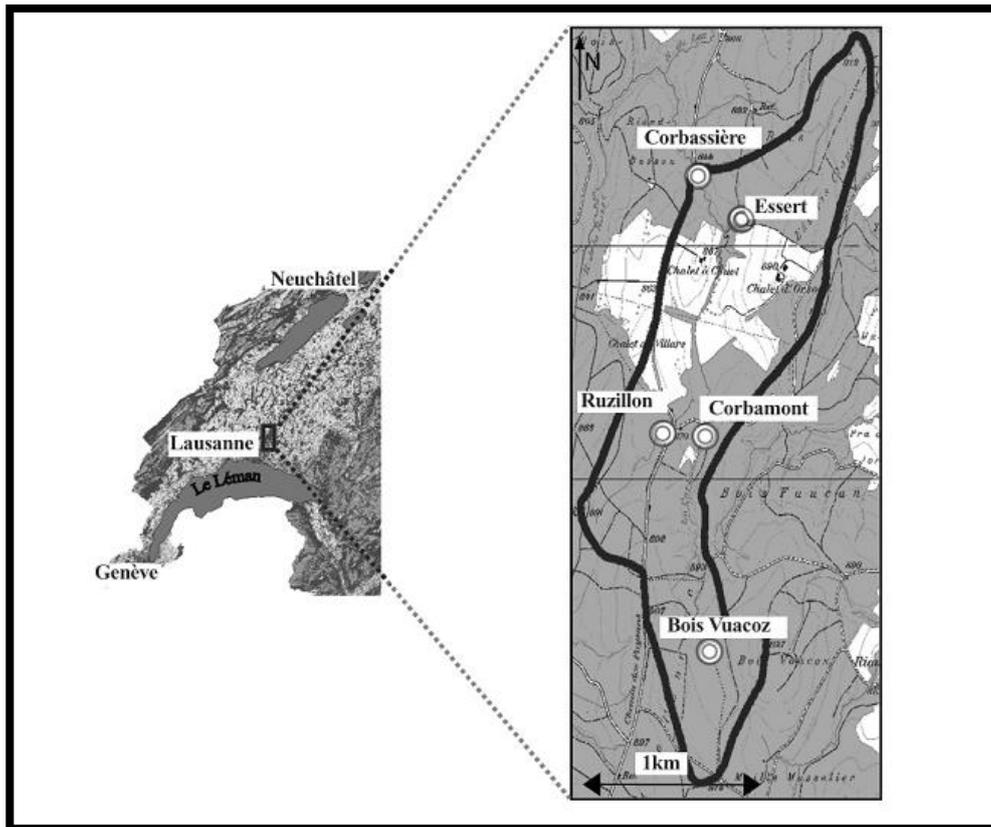


Figure III.01 : Délimitation du bassin versant de la Corbassière (Haute-Mentue, Suisse) et de son sous-bassin versant.

III.1.1 Caractéristiques Physico-Géographiques Du Bassin Versant

Les caractéristiques physiques ou géographique (surface du bassin versant, la forme du bassin, la pente et le réseau de drainage) du bassin versant ont été déterminé sur la base de la carte d'état-major N°160 à l'échelle du 1/50.000^e.

III.1.2 Caractéristiques Géographiques Du Bassin Versant

L'oued principal étant l'oued de Belleda. Il reçoit sur son parcours plusieurs affluents et l'écoulement principal se fait de Sud-ouest vers le Nord-Est.

Le bassin versant d'Oued BELLEDA fait partie du grand bassin versant du CHLEF.

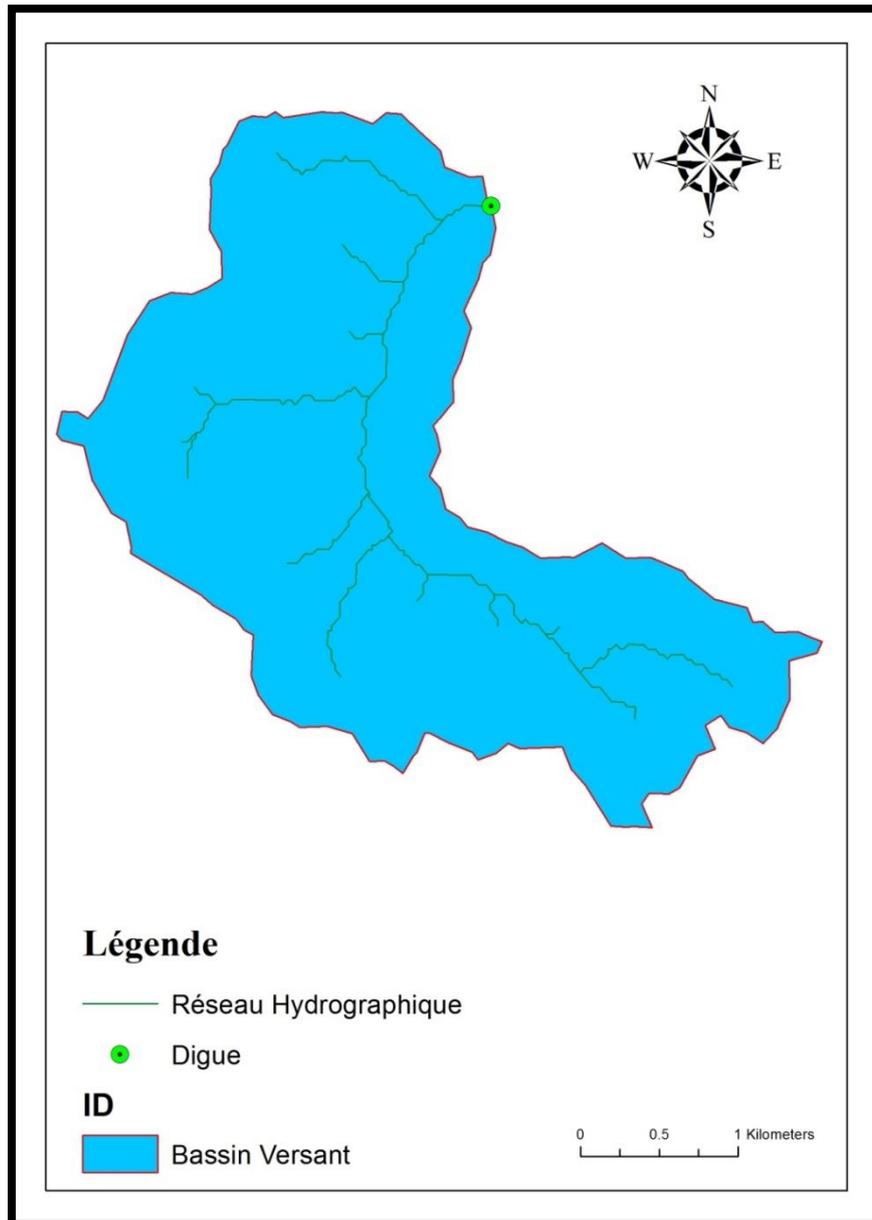


Figure III.02 : Bassin versant d’oued Belleda.

III.1.1.3. Principaux Indices Physiques Du Bassin Versant

On étudie les indices ou caractéristiques physique principale du bassin versant qui sont :

Les données de départ estimées grâce au logiciel Arc Gis 10.2.2

❖ Surface du bassin versant

La surface est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant :

$$S= 9.86 \text{ Km}$$

❖ Périmètre du bassin versant

Le périmètre du bassin versant mesuré est :

$$P=17.48\text{km}$$

❖ Longueur du talweg principal

La longueur du talweg principal a pour valeur :

$$L = 1.28 \text{ km}$$

III.1.1.4 Caractéristiques Hydro-Morphologiques [1]**❖ Indice de compacité de Gravelius « Kc »**

Cet indice caractérise la forme du bassin versant. Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface du bassin versant.

$$Kc = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{III.1})$$

P : périmètre du bassin versant

S : surface du bassin versant

Kc : indice de gravélius

$$Kc = 1.559$$

Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme du bassin versant sera ramassée et plus le temps de concentration des eaux seront courts. Elle sera allongée dans le cas contraire :

- Si $Kc = 1 \Rightarrow$ bassin parfaitement circularisé.
- Si $Kc = 1.128 \Rightarrow$ bassin ramassé.
- Si $Kc > 1.128 \Rightarrow$ bassin allongé.

Le bassin est caractérisé par un coefficient de Gravelius de $1.559 > 1.128$, dans le bassin versant est de forme allongé.

❖ Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$Ca = \frac{L^2}{S} \quad (\text{III.2})$$

L : la longueur du talweg principal (L=1.697 km).

S : la surface du bassin versant (Km²).

$$Ca = 0.29$$

❖ Rectangle équivalent

Le concept du rectangle équivalent, ou rectangle de Gravelius, est utilisé calculer la pente dans un bassin versant. Cette méthode, introduite par Roche en 1963, fait il est possible de comparer les pentes de différents bassins versants pour comprendre l'effet de caractéristiques de la pente sur le débit.

Un bassin versant rectangulaire peut être produit par la transformation géométrique du la forme réelle du bassin versant, en utilisant la même surface, la même longueur de périmètre (ou coefficient de densité), et donc la même distribution hypsométrique. Le contour les lignes deviennent des lignes droites parallèles au petit côté du rectangle. Climat, sol distribution, la couverture végétale et la densité de drainage restent inchangées entre Lignes de contour.

Soit L et l représentent la longueur et la largeur, respectivement, de l'équivalent rectangle. Le périmètre du rectangle équivalent serait égal à:

$$P = 2*(L+l) \quad (\text{III.3})$$

$$S = L*l \quad (\text{III.4})$$

La longueur L et la largeur l en km sont données par la résolution de P et S.

L'indice de forme de Gravelius serait égal à :

$$Kc = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{III.5})$$

$$Kc = 1.559$$

Les trois équations précédentes forment un système permettant d'éliminer les variables P et l, en nous donnant:

$$Lr = \frac{1}{2} * Kc * \sqrt{(\pi * S)} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{2}{\sqrt{\pi * Kc}} \right)^2} \right) \text{ Avec } Kc \geq \frac{2}{\sqrt{\pi}} \quad (\text{III.6})$$

La solution du système d'équations induit un polynôme du second ordre qui a deux solutions. La deuxième solution nous permet de calculer la largeur de l'équivalent rectangle, qui s'exprime comme suit:

$$lr = \frac{1}{2} * Kc * \sqrt{(\pi * S)} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2}{\sqrt{\pi * Kc}} \right)^2} \right) \text{ Avec } Kc \leq \frac{2}{\sqrt{\pi}} \quad (\text{III.7})$$

La longueur du rectangle équivalent $Lr = 7.416 \text{ km}$

La largeur du rectangle équivalent $lr = 1.33 \text{ km}$

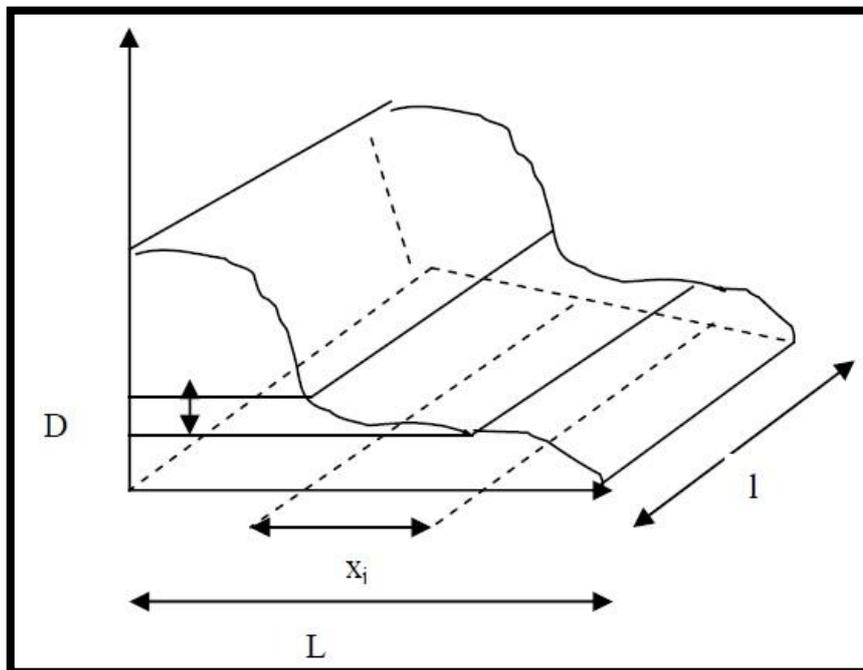


Figure III.03 : Rectangle équivalent.

III.1.1.5 Hypsométrie Du Bassin Versant

❖ Le relief

Le relief possède une influence directe sur les facteurs climatiques et une influence indirecte sur la formation des écoulements de surface. Il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation. C'est un élément capital dans le comportement hydraulique d'un bassin.

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

Une pente plus forte provoque un écoulement rapide, donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapide des crues. Notre but recherche est la détermination de la classe de relief.

Le relief il est caractérisé par :

- ❖ La courbe hypsométrique.
- ❖ L'altitude moyenne
- ❖ L'indice de pente globale I_g .
- ❖ L'indice de pente roche I_p
- ❖ L'indice de pente moyenne du bassin versant I_m
- ❖ Densité de drainage D_g .

1. La Courbe Hypsométrique

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surfaces (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétrie des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses, et les différentes cotes.

Tableau III.1 : La répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude

COURBE DE NIVEAU (m)		ALTITUDE MOYENNE (m)	SURFACE PARTIELLE (km ²)	SURFACE PARTIELLE (%)	SURFACE CUMULEE (%)
110	1136	1118	0.06	0.61	0.61
1070	1100	1085	0.22	2.23	2.84
1040	1070	1055	0.93	9.43	12.27
1010	1040	1025	1.81	18.36	30.63
980	1010	995	1.52	15.42	46.04
950	980	965	1.63	16.53	62.58
920	950	935	1.44	14.60	77.18
890	920	905	1.07	10.85	88.03
860	890	875	0.74	7.51	95.54
812	860	836	0.42	4.26	100

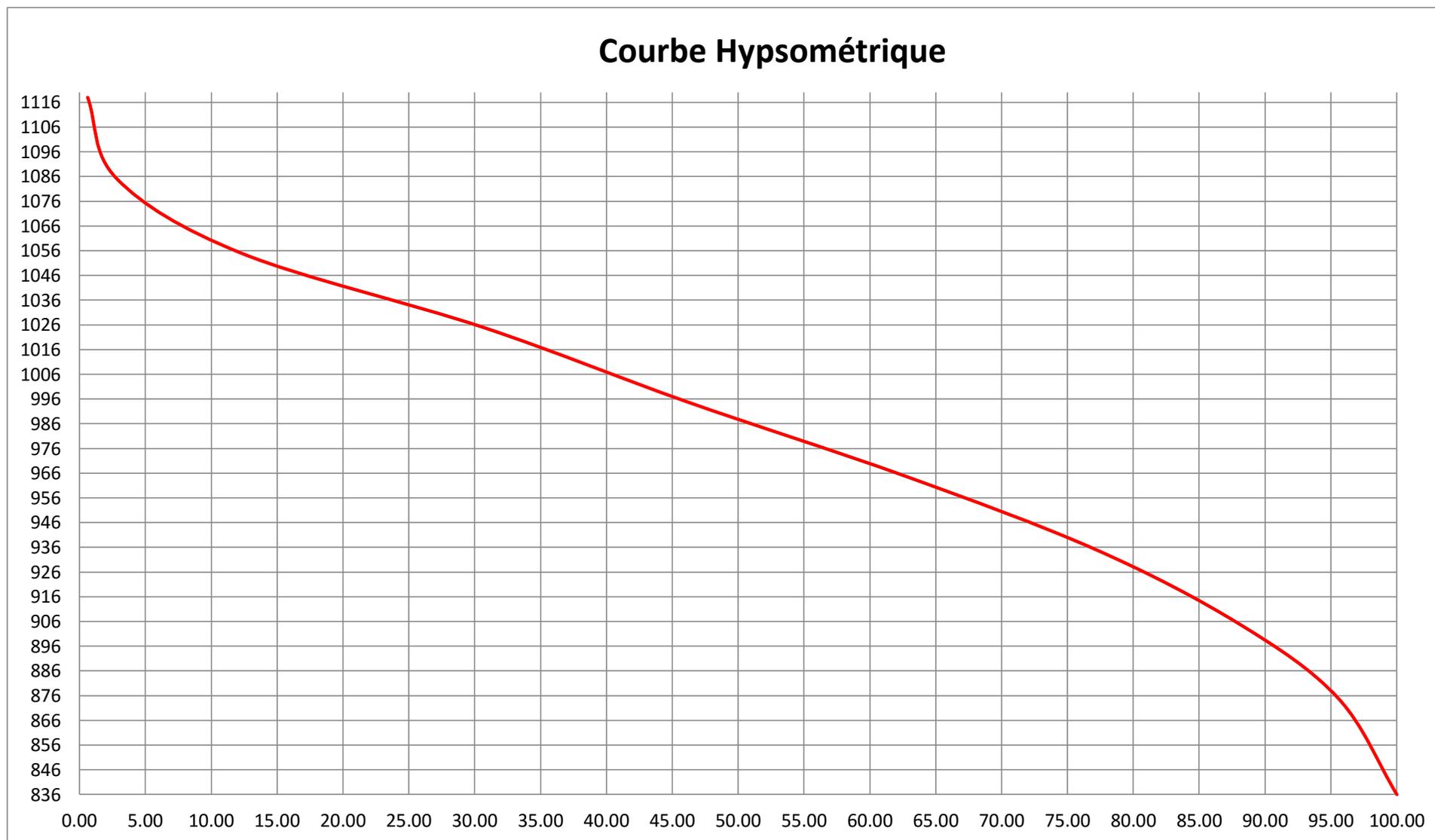


Figure III.04 : La Courbe Hypsométrique

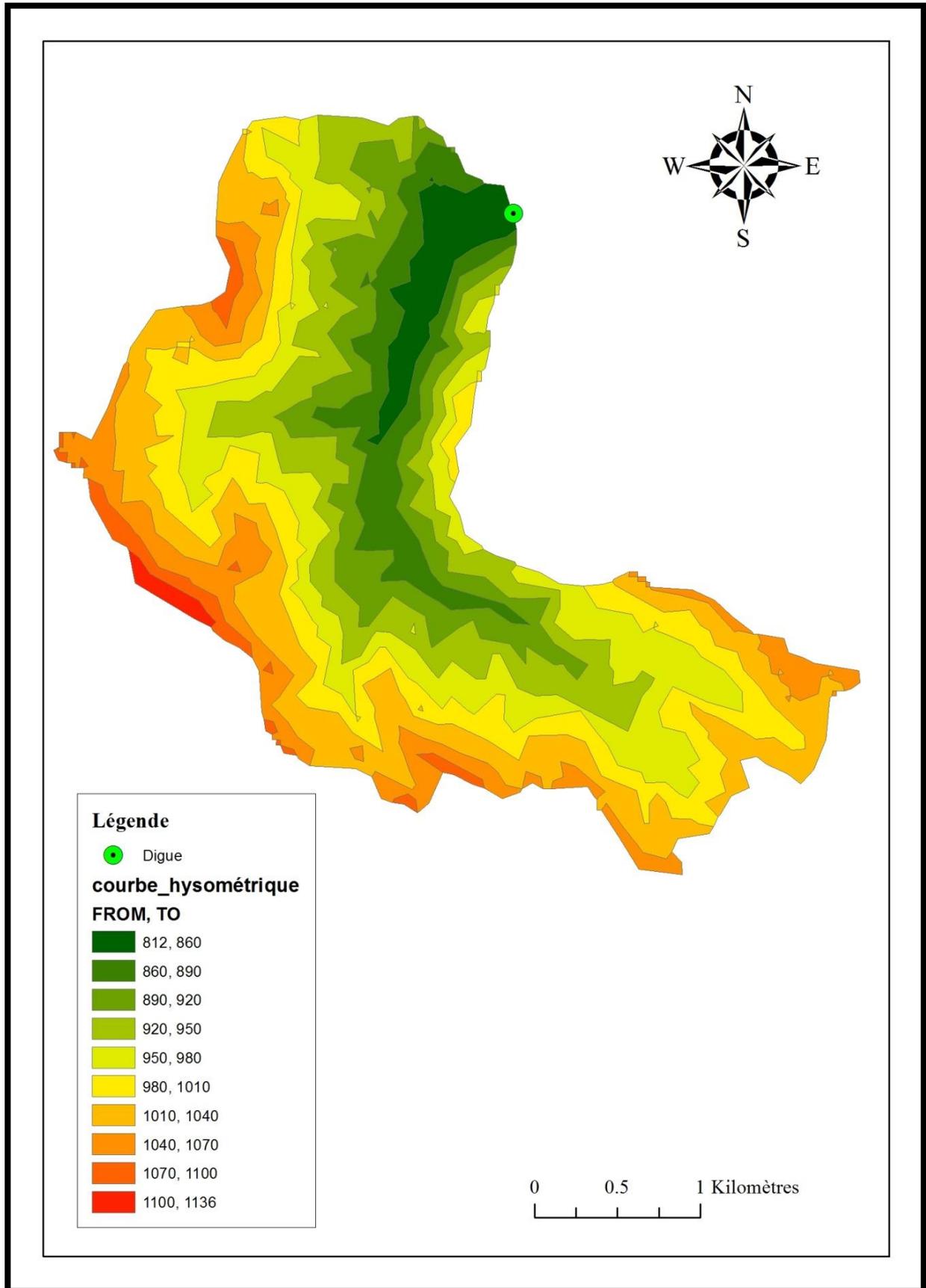


Figure III.05: Les Surface partielles du bassin versant en fonction de l'altitude.

2. Les Altitudes Caractéristiques

❖ Altitude médiane

L'altitude médiane correspond à celle lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin versant, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière, d'après la courbe hypsométrique on a :

$$H_{med} = H_{50\%} \quad (\text{III.8})$$

$$H_{med} = 986m$$

❖ Altitude moyenne

L'altitude moyenne H_m est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum(S_i * H_i)}{S} \quad (\text{III.9})$$

Avec:

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin [m] ;

S_i : Aire comprise entre deux courbes de niveau [km^2] ;

H_i : Altitude moyenne entre deux courbe de niveau [m] ;

S : superficie totale du bassin versant [km^2].

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou dans la mise en œuvre de modèles hydrologiques.

Tableau III.2 : Résultats de calcul des altitudes.

DE	A	ALTITUDE MOYENNE (m)	SURFACE PARTIELLE (Km ²)	SURFACE PARTIELLE (%)	SURFACE CUMULEE (%)	<i>Si * Hi</i>
110	1136	1118	0.06	0.61	0.61	67.08
1070	1100	1085	0.22	2.23	2.84	238.70
1040	1070	1055	0.93	9.43	12.27	981.15
1010	1040	1025	1.81	18.36	30.63	1855.25
980	1010	995	1.52	15.42	46.04	1512.40
950	980	965	1.63	16.53	62.58	1572.95
920	950	935	1.44	14.60	77.18	1346.40
890	920	905	1.07	10.85	88.03	968.35
860	890	875	0.74	7.51	95.54	647.50
812	860	836	0.42	4.26	100	351.12
					$\sum Si * Hi$	9540.9

Donc : **$H_{moy} = 967.64m$**

3. Calcul Des Indices

❖ Indice de pente

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et permettre ainsi des comparaisons et des classifications. Les indices de pentes se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin.

❖ La pente moyenne [2]

L'indice premier qui vient à l'esprit est de caractériser les pentes par leur valeur moyenne I pondérée par leurs surfaces.

Soit D l'équidistance des courbes de niveau, soit d_j la largeur moyenne de la bande j comprise entre les lignes de niveau j et $j+1$ et soit l_i la longueur moyenne de cette bande.

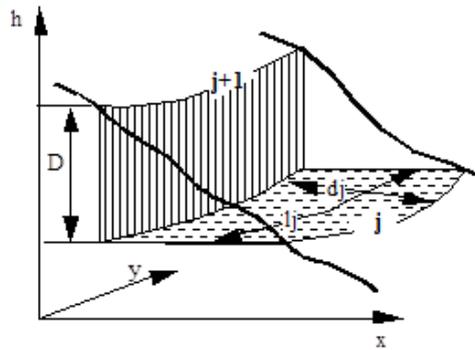


Figure III.06 : Schéma de pente.

La pente moyenne n_j sur cette bande est :

$$n_j = \frac{D}{d_j} \quad (\text{III.10})$$

La surface de la bande j est : $d_j \cdot l_j = a_j$

La pente moyenne I pondérée par les surfaces est donc :

$$I_{moy} = \frac{\sum n_j \cdot a_j}{\sum a_j} = \frac{\sum \frac{D \cdot d_j \cdot l_j}{d_j}}{\sum d_j \cdot l_j} = \frac{D \cdot \sum l_j}{s} \quad (\text{III.11})$$

Si L_c est la longueur totale des courbes de niveau équidistance de D et L_i est la longueur de chaque courbe de niveau, la pente moyenne I a pour expression :

$$I_{moy} = \frac{D \cdot L_c}{s} = \frac{\sum D \cdot L_i}{s} \quad (\text{III.12})$$

L'estimation de cette expression simple est cependant laborieuse puisqu'il faut curvimètre toutes les courbes de niveau. Ceci explique que cet indice est peu utilisé dans la pratique.

Tableau III.3 : Calcul de la pente moyenne du bassin versant.

N°	COURBE Hi (m)	D (Km)	LI (Km)	D*Li
1	840	0.03	2.27	0.0681
2	870	0.03	4.97	0.1491
3	900	0.03	9.05	0.2715
4	930	0.03	12.95	0.3885
5	960	0.03	13.56	0.4068
6	990	0.03	13.59	0.4077
7	1020	0.03	13.8	0.414
8	1050	0.03	8.05	0.2415
9	1080	0.03	1.76	0.0528
10	1110	0	0.57	0
			Somme	2.4

AN : **Imoy = 24.34%**

❖ **Indice de pente de Roche Ip [2]**

Ip est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau Hi est Hi-1. Il est donné par la formule suivante :

$$A_i = \frac{X_i}{L_i} \quad (\text{III.13})$$

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \quad (\text{III.14})$$

Ou :

L : longueur du rectangle équivalent du bassin versant [m] ;

Ai : Surface partielle (%) comprise entre 2 courbe de niveau consécutives Hi et Hi+1

Les résultats sont enregistrés dans le tableau suivant :

Tableau III.4: Détermination des indices de ROCHE

ALTITUDE (m)	Di (Km)	Si (Km ²)	AI=Si/S (%)	RACINE (Ai*Di)
812-860	48	0.06	0.61	5.40
860-890	30	0.22	2.23	8.18
890-920	30	0.93	9.43	16.82
920-950	30	1.81	18.36	23.47
950-980	30	1.52	15.42	21.51
980-1010	30	1.63	16.53	22.27
1010-1040	30	1.44	14.60	20.93
1040-1070	30	1.07	10.85	18.04
1070-1100	30	0.74	7.51	15.01
1100-1136	36	0.42	4.26	12.38
Total		9.86	100.00	164.01

AN: $I_p = 60.23 \frac{m}{km} = 0.60\%$

❖ 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.

L'indice de pente global sera :

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (\text{III.15})$$

L : longueur du rectangle équivalent

$$H_{5\%} = 1075\text{m}$$

$$H_{95\%} = 876\text{m}$$

$$L = 7.416\text{km}$$

AN: $I_g = 2.684 \%$

❖ Indice de pente moyenne I_{pm}

L'indice de pente moyenne est le rapport entre dénivelée et

La longueur du rectangle équivalent. Il est donné par la relation suivante :

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \quad (III.16)$$

AN: $I_{pm} = 4.369\%$

❖ Dénivelée spécifique D_s

La dénivelée spécifique c'est un paramètre qui nous permet de bien comprendre la nature de relief dans le bassin versant. Elle est donnée par la relation suivante :

$$D_s = I_g \sqrt{S} \quad (III.17)$$

AN: $D_s = 84.28m$

Tableau III.5 : Classification de Relief

R1	RELIEF TRES FAIBLE	$D_s < 10M$
R2	Relief faible	$10m < D_s < 25m$
R3	Relief assez faible	$25m < D_s < 50m$
R4	Relief modéré	$50m < D_s < 100m$
R5	Relief assez fort	$100m < D_s < 250m$
R6	Relief fort	$250 m < D_s < 500m$
R7	Relief très fort	$500m < D_s$

Selon la classification OSTORM on a un Relief modéré.

III.1.1.6 Caractéristiques Hydrographiques Du Bassin Versant

❖ Le Réseau Hydrographique

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin, Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes. La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin est due à quatre facteurs principaux :

- ❖ La géologie ;
- ❖ Le climat ;
- ❖ La pente du terrain ;
- ❖ La présence humaine ;
- ❖ La topographie ;

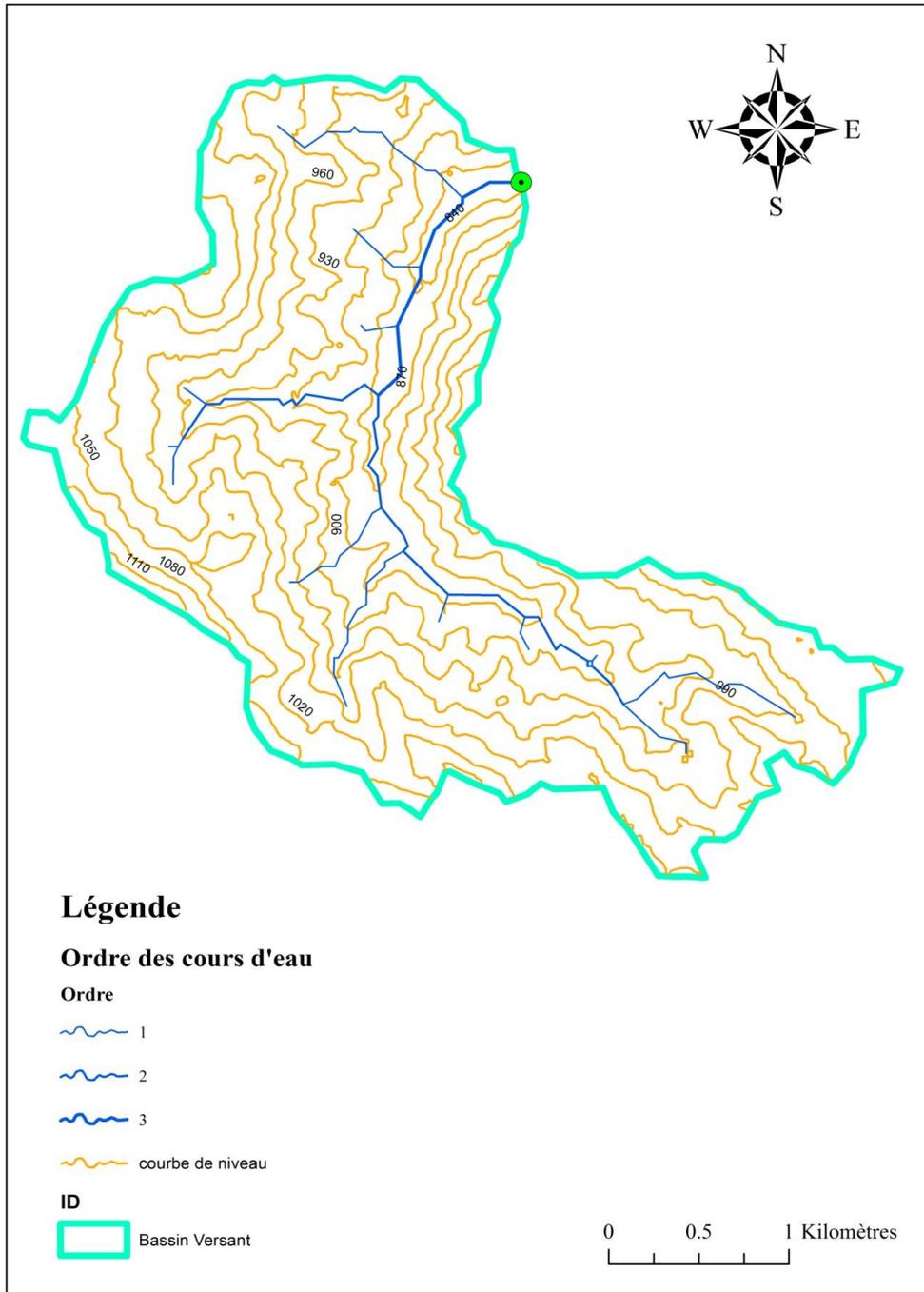


Figure III.07 : Carte de classification des SCHUM du réseau hydrographique et les courbes de niveau d’oued Belleda.

❖ **Densité De Drainage**

Elle est définie pour un bassin versant donnée de surface « S », comme la longueur totale des cours d'eaux de tous les ordres sur la surface drainée, et est exprimée en Km/Km².

$$Dd = \frac{\sum_{i=1}^n Li}{S} \quad (\text{III.18})$$

$\sum_{i=1}^n Li$: somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km) = 11.965 Km. **S** : surface du bassin versant (Km²).

Tableau III.6 : Calcul de la densité de drainage.

ORDRE DU COURS D'EAU	NOMBRE DE COURS D'EAU	LONGUEUR [Km]
1	16	3,986
2	9	6,330
3	4	1,649
Total		11,965

AN: **Dd = 1.213 km/km²**

❖ **Densité Du Talweg Elémentaire**

$$Fi = \frac{N1}{S} \quad (\text{III.19})$$

N1 : Nombre de talweg d'ordre 1

S : Superficie du bassin versant, (km^{^2})

AN: **F1 = 1.62 $\frac{\text{Talweg}}{\text{km}^2}$**

❖ **Le Coefficient De Torrentialité Ct**

Le coefficient de torrentialité est calculé par l'expression suivante :

$$Ct = Dd * F1 \quad (\text{III.20})$$

Avec :

Dd : la densité de drainage.

N : Nombre des talwegs d'ordre 1. N=16.

S : Surface du bassin versant.

$$\text{AN:} \quad Ct = 1.97 \frac{\text{Talweg}}{\text{km}^3}$$

❖ La longueur moyenne des versants

$$Lv = \frac{L}{2 * Dd} \quad (\text{III.21})$$

Dd : densité de drainage en km/km² ;

L : longueur de rectangle équivalent en km ;

$$\text{AN:} \quad Lv = 3.057 \text{ km}$$

❖ Temps De Concentration

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de point hydrauliquement le plus éloigné du bassin pour arriver à l'exutoire.

Pour sa détermination, on utilise les formules suivantes :

- La Formule De Giandotti (sud Italie 1937)

$$Tc = \frac{4\sqrt{S} + 1.5Lp}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (\text{III.22})$$

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km)=1.28km

S : La superficie du bassin versant (Km²)=9.86km²

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (NGA)=967,64m

$$Tc = 1.451 \text{ Heures}$$

- La Formule De KIRPICH

$$Tc = 0.6615 * (Lp)^{0.77} * Ig^{0.385} \quad (\text{III.23})$$

$$\text{AN:} \quad Tc = 0.138 \text{ Heures}$$

Coefficient de majoration pour tenir compte qui dépend de la couvert végétale, entre « 1.4 ; 2.2 », on prend dans notre cas 1.4

$$\text{AN:} \quad Tc = 0.193 \text{ Heures}$$

- Formule FDE Bransby

$$Tc = \frac{0.243 * L}{i^{0.2} * S^{0.1}} \quad (III.24)$$

AN : $Tc = 0.328$ Heures

- Formule de Johnstone et Cross

$$Tc = \frac{5.66 * L^{0.5}}{(1000 * i)^{(1/2)}} \quad (III.25)$$

AN : $Tc = 0.473$ Heures

- Formule de Passini-Turraza

$$Tc = \frac{0.10 * (S * L)^{1/3}}{i^{1/2}} \quad (III.26)$$

AN : $Tc = 0.41$ Heures

- Formule de Ventura

$$Tc = 0.1272 * \left(\frac{S}{i}\right)^{1/2} \quad (III.27)$$

AN : $Tc = 0.810$ Heures

Tableau III.7 : Récapitulatif des Temps de concentration

FORMULE	Tc (HEURE)
GIANDOTTI	1.451
KIRPICH	0.193
FDE Bransby	0.328
Johnstone et Cross	0.473
Passini-Turraza	0.410
Ventura	0.810

Commentaire :

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur **Tc= 0.193 Heures**, KIRPICH qui est d'emploi fréquent en Algérie parce que la formule de KIRPICH tient compte plusieurs paramètres géométriques du bassin.

❖ **Vitesse De Ruissellement**

La vitesse de propagation moyenne dans le bassin versant est :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \quad (III.28)$$

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km)= 1.28 km

T_c : Temps de concentration (h).= 0.193heures

AN: $V_r = 6.63 \text{ Km/h}$ ET $V_r = 1.84 \text{ m/s}$

Tableau III.8: Récapitulation des résultats obtenus.

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	9.86
Périmètre		P	km	17.48
Longueur du thalweg principal		L	km	1.697
Pente du thalweg principal		I _c	%	34.178
Indice de compacité		K _C	-	1.559
Coefficient d'allongement		Ca	-	0.292
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	7.416
	largeur	l _r	Km	1.33
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1136
	moyenne	H _{moy}	m	967.64
	médiane	H _{med}	m	950
	minimale	H _{min}	m	812
Pente moyenne de B.V		I _m	%	24.34
Indice de pente globale		I _g	%	2.864
Indice de pente moyenne		I _m	%	4.369
Indice de pente de M Roche		I _p	%	60.23
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	1.213
Coefficient de torrentialité		C _t	-	1.97
Temps de concentration		T _c	h	0.193
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/H	6.63

III.2 CARACTERISTIQUES CLIMATIQUES

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir des données concernant le climat, données nécessaires pour la conception du barrage et des ces ouvrages annexes.

Compte tenu manque de stations climatologiques dans la zone du projet, on a eu recours aux observations faites à la station de khmisti qui se trouve à l'ouest de la zone d'étude.

III.2.1 Température De L'air

En Algérie, la présence du sirocco, un vent chaud et sec qui vient de Sahara, est caractérisé. Les températures maximales ont pour origine ce phénomène particulier, qui est accompagné par une humidité qui s'en trouve réduite.

Tableau III.9: les températures moyennes annuelles à Tissemsilt. (Station de KHMISTI 1970/2011).

Mois	Jan	Fev	Mar	Avri	Mai	Juin	Juill	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	Moyenne
T°C	5.75	6.45	8.7	11.15	15.6	20.45	25.3	25.3	21	15.05	9.90	6.0	14.25

(Source : ONM)

Tableau III.10 : Température maximales et minimales à Tissemsilt

Mois	Jan	Fev	Mar	Avri	Mai	Juin	Juill	Aou	Sept	Oct	Nov	Dec	Moyenne
T°C	5.75	6.45	8.7	11.15	15.6	20.45	25.3	25.3	21	15.05	9.90	6.0	14.25

(Source : ONM)

La température maximale absolue peut atteindre l'ordre de 40°C (2 a 3 jours par mois) pendant les mois de juillet et aout. Les températures minimales peuvent descendre sous 0°C.

D'après le tableau (III.7), on remarque que le mois le plus chaud est le mois de juillet et le plus froid est et le mois de janvier pour une moyenne annuelle de 14.70°C.

En générale, dans la zone méditerranéenne ou se localise notre zone d'étude, les températures sont moins importantes que le facteur pluviométrique. Car cette zone n'est pas soumise de manière importante à la gélification.

III.2.2 Vent

Les vents de la région de Tissemsilt sont en général modérés, la moyenne de la vitesse des vents est de 3,5m/s. la répartition annuelle de la vitesse du vent est représentée dans le tableau suivant.

Tableau III.11 : Vitesse moyenne du vent en m/s

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
V(m/s)	2.6	3.6	3.7	3.7	3.8	3.7	3.7	3.4	3.2	3.2	3.5	3.6	3.5

(Source : ONM)

III.2.3 Humidité De L'air

Il s'agit de l'humidité de l'air, mesurée par l'hygromètre placé dans un abri.

Le tableau suivant nous donne l'humidité relative a Tissemsilt.

Tableau III.12 : Humidités moyennes mensuelle

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
Moy %	78	74	68	61	56	48	40	41	52	62	72	81	61

(Source : ONM)

L'humidité moyenne inter annuelle à Tissemsilt est de 61%.

III.2.4 Ensoleillement

Le tableau ci-dessous nous donne la durée d'ensoleillement durant les mois de l'année avec la valeur annuelle qui est de l'ordre de 2723 heures.

Tableau III.13 Durée d'ensoleillement moyenne mensuelle

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
Durée d'ensoleillement %	370	210	76	60	44	65	120	158	299	376	512	446	2723

(Source : ONM)

III.2.5 Grêles

La grêle étant un phénomène généralement très localisé, une chute déterminée peut être enregistrée que dans un nombre restreint de stations.

La grêle tombe presque durant tous les mois de l'année. On en constat très peu dans le mois de juillet jusqu'au septembre qui peuvent être considérés comme mois de transition entre les deux semestres chaud et froid.

Tableau III.14 : Nombre moyen de jours de grêle.

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
Nombre de jours	0.5	0.4	0.7	0.1	0.3	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.1	0.2	3.0

(Source : ONM)

La grêle est une pluie congelée qui tombe par grains. Elle cause des grands dommages à l'agriculture, et a d'autres branches des activités économiques, c'est pour cela, qu'il est intéressant d'en connaître les fréquences.

III.2.6 La Gelée Blanche

La gelée blanche est phénomène bien défini (dépôt de cristaux de glace sur une surface refroidie par rayonnement nocturne), il est observé avec plus ou moins de soin, et certaines observations négligent entièrement de le noter.

L'étude statistique du nombre de jours de gelée blanche appelle des remarques analogues à celle que nous avons formulées au sujet du sirocco.

Pour voir apparaître les premières gelées blanches, il faut un plus fort abaissement de la température. On remarque que le maximum de fréquence de gelée blanche se produit un peu avant le minimum annuel de température.

Tableau III.15 : Nombre moyen de jours de gelée blanche.

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
Nombre de jours	1.7	2.3	1.8	1.1	0.4	0.1	0.0	0.0	0.0	0.6	3.6	2.7	14.3

(Source : ONM)

La gelée blanche est nuisible pour les cultures, on enregistre des fréquences de gelée blanche entre octobre et juin avec un nombre moyen de jours de gelée blanche égale à 14,3 jours par an.

III.3 PLUVIOMETRIE

La pluviométrie moyenne interannuelle est déterminée à partir de la station pluviométrique la plus proche 01-10-06 (code ANRH) la valeur moyenne est de 381,48mm.

Cette station dispose d'une série d'observation allant de 1917 au 2001 avec quelques lacunes de mesure.

III.3.1 Station Et Données Disponibles

L'étude des précipitations constitue un élément essentiel pour l'analyse des ressources en eaux. Etant donné qu'aucune station n'est localisée à l'intérieur du bassin versant, cette étude sera basée sur les données des stations pluviométriques disponibles et se localisant aux alentours du bassin versant de site concerné.

Ces données pluviométriques collectées au niveau de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (A.N.R.H) se présentent sous forme de tableaux mensuels et annuels ainsi que des pluies journalières maximales.

Le tableau III.15 ci-dessous montre les caractéristiques des stations pluviométriques prises en considération dans l'étude.

Tableau III.16 : Les caractéristiques de la station pluviométrique prise en considération dans l'étude.

Nom	Code	Coordonnées			Période de fonctionnement	Nombre d'années
		X (km)	Y (km)	Z (km)		
TISSEMSILT	011006	420,20	257,00	858,00	1917-2001	85
KHEMISTI	011004	433.50	263.45	935	1970-2011	41

(Source : ANRH)

La station de référence choisie est celle de TISSEMSILT car c'est la plus proche du site, avec une période d'observation de 85 ans est largement suffisante pour représenter localement le régime des pluies.

Pour cette étude on travaille avec une série de 40 ans qui est largement suffisante dans notre cas.

III.3.2 Répartition De La Pluie Moyenne Dans Le Bassin

Tableau III.17 : Pluies moyennes mensuelles et leurs pourcentages.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juill	Aou	Total
P _{moy} (mm)	31.6	35.4	40.2	48.1	46.5	43.5	32.2	38.5	29.7	20.2	5.5	10.3	381.6
Pluie (%)	8.28	9.28	10.5	12.61	12.18	11.387	8.45	10.07	7.77	5.29	1.43	2.69	100

(Source : ANRH)

III.3.3 Homogénéité Des Séries Pluviométriques

Nous avons testé l’homogénéité des échantillons par l’utilisation du test non paramétrique de Wilcoxon pour l’identification des anomalies et les valeurs erronées.

Le test d’homogénéisation appliqué sur les données pluviométriques sert à détecter les valeurs erronées dans les séries étudiées. Le test de Wilcoxon est le plus puissant test non paramétrique, souvent sollicité dans les études hydrologique (études des pluies et des apports).

Les séries de données d’origine devra être divisée en deux sous séries X et Y telles que N1 et N2 représentant respectivement le nombre (taille) de ces deux série, avec N1 < N2.

On constitue la série XUY après avoir classé la série d’origine par ordre croissant puis on attribue a chaque valeur son rang en précisant a quelle sous série elle appartient. La vérification de l’homogénéité des séries se fait à un degré de probabilité de 95%.

$$W_{min} < W_x < W_{max}$$

Avec :

$W_x = \sum |rang W_x|$: La somme des rangs de l’échantillon X

$$W_{min} = \frac{(N1+N2+1)*N1-1}{2} - 1.92 * \left[\frac{N1*N2*(N1+N2+1)}{12} \right]^{0.5} \tag{III.29}$$

(III.24)

$$W_{max} = (N1 + N2 + 1) * N1 - W_{min} \tag{III.30}$$

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

Tableau III.18 : Résultats de test de Wilcoxon.

STATION	N ₁	N ₂	W _{min}	W _x	W _{max}	OBSERVATION
011006	19	21	318,11	359	460,89	Condition vérifié

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

III.3.4 Pluie Annuelles Fréquentielles

Les pluies annuelles fréquentielles sont déterminées à partir de la série des pluies maximales journalières sur le bassin versant d'Oued Belleda en utilisant les lois de distribution statistiques (log normal, Gumbel).

III.3.4.1 Ajustement A La Loi Log-Normale (GALTON)

Paramètres d'ajustement à la loi Log-normale :

La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{-\infty} e^{\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{III.31})$$

D'où :

$$u = \frac{xj - \bar{x}}{\delta x} \quad (\text{III.32})$$

u : variable réduit de Gauss

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\log_x(p\%) = \log x + \sigma \log_u(p\%) \quad (\text{III.33})$$

$$\overline{\log(Pmoy)} = \frac{\sum(\log \sum(\log Pmoy - \overline{\log Pmoy})^2)}{N} \quad (\text{III.34})$$

$$\log(Pmoy) = \overline{\log(Pmoy)} + \sigma \log_u(p\%) \quad (\text{III.35})$$

Avec :

$U_p\%$: variable de GAUSS pour différentes fréquences.

Quantiles :

$Q=f(x)$ (probabilité au non dépassement)

$T=1/(1-q)$ (période de retour)

Tableau III.19 : Résultats de l'ajustement à la loi de Galton.

T	Q	XT (mm)	ECART-TYPE	INTERVALLE DE CONFIANCE
10000	0.9999	163.14	33.481	97.506 - 228.78
2000	0.9995	134.18	24.78	85.602 - 182.76
1000	0.999	122.46	21.456	80.403 - 164.53
500	0.998	111.17	18.372	75.158 - 147.19
200	0.995	96.851	14.662	68.109 - 125.59
100	0.99	86.433	12.117	62.679 - 110.19
50	0.98	76.324	9.7938	57.125 - 95.524
20	0.95	63.332	7.0603	49.491 - 77.173
10	0.9	53.654	5.2539	43.354 - 63.954
5	0.8	43.89	3.6966	36.643 - 51.137
3	0.6667	36.382	2.7464	30.998 - 41.766
2	0.5	29.897	2.1568	25.669 - 34.125

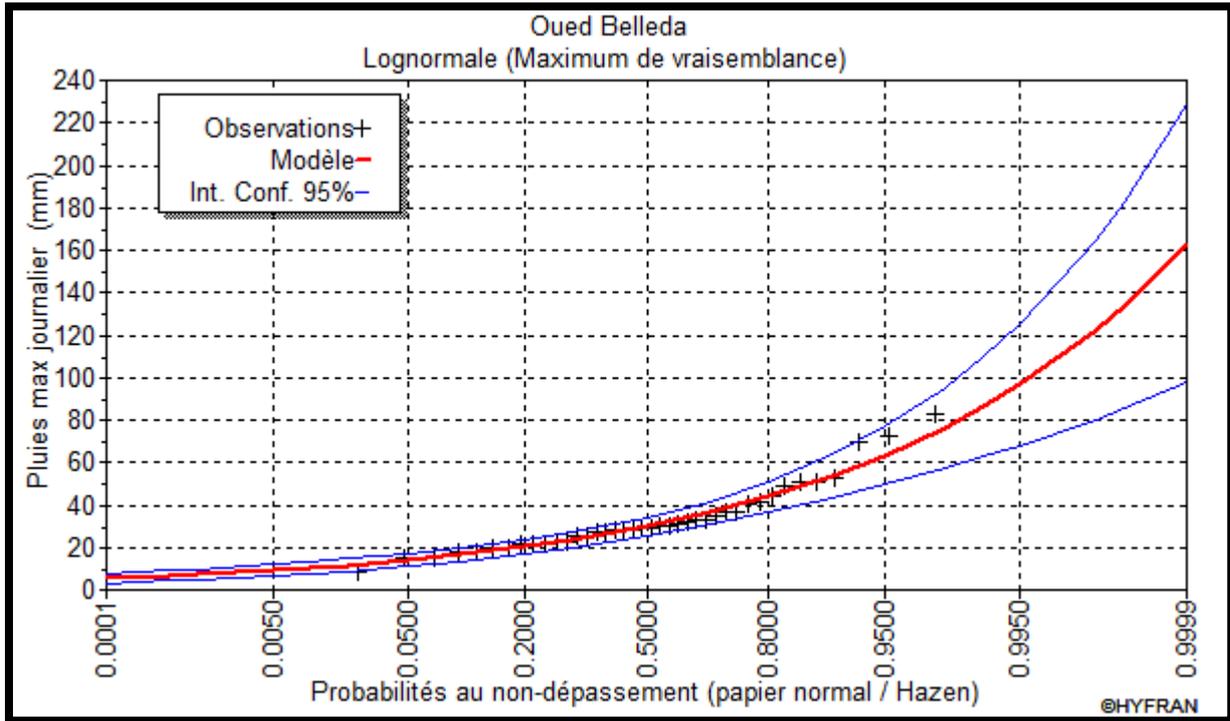


Figure III.08: Ajustement à la loi Log-Normal (Galton).

III.3.4.2 Ajustement A La Loi De Gumbel (Maximum De Vraisemblance)

Tableau III.20 : Résultats de l’ajustement à la loi de Gumbel (maximum de vraisemblance).

T	Q	XT (mm)	ECART-TYPE	INTERVALLE DE CONFIANCE
10000	0.9999	131.37	13.919	104.09 - 158.66
2000	0.9995	112.99	11.63	90.194 - 135.79
1000	0.999	105.08	10.648	84.203 - 125.95
500	0.998	97.156	9.667	78.204 - 116.11
200	0.995	86.676	8.3754	70.256 - 103.09
100	0.99	78.732	7.4027	64.220 - 93.244
50	0.98	70.759	6.4346	58.145 - 83.374
20	0.95	60.12	5.1636	49.997 - 70.243
10	0.9	51.9	4.2104	43.646 - 60.154
5	0.8	43.331	3.2694	36.922 - 49.741
3	0.6667	36.512	2.5977	31.419 - 41.604
2	0.5	30.389	2.1128	26.247 - 34.531

Figure III.8: Ajustement à la loi de Gumbel (maximum de vraisemblance)

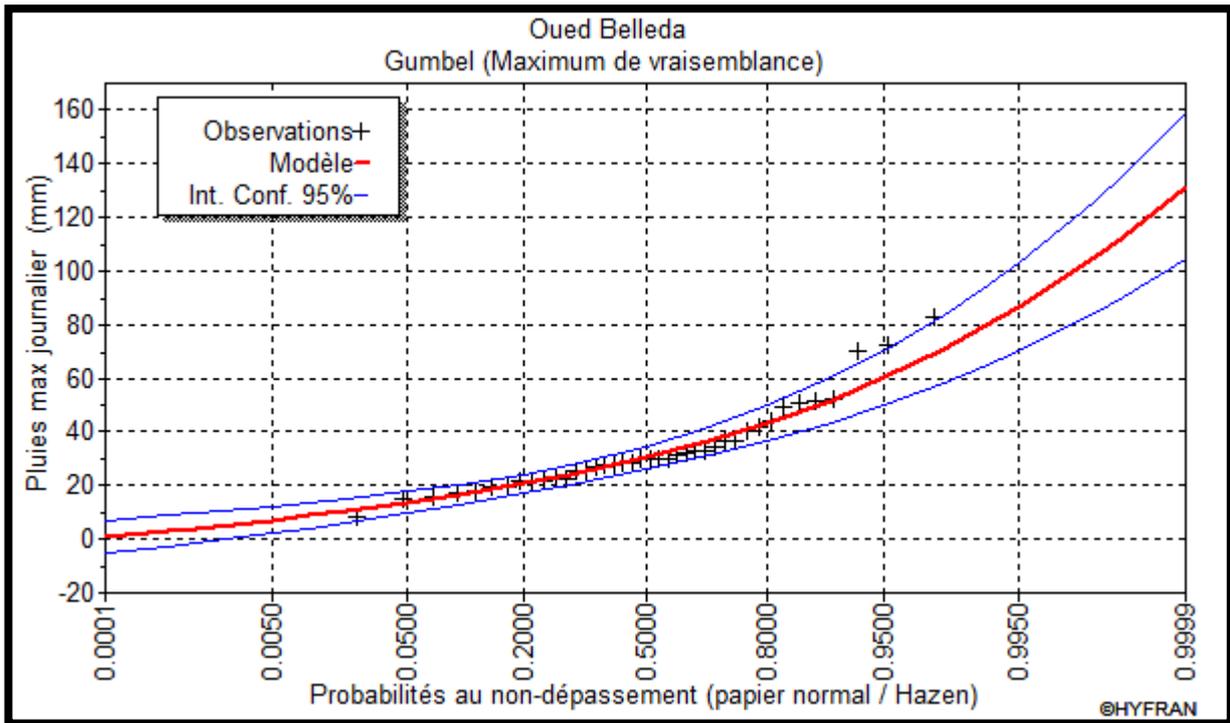


Tableau III.21 : Comparaison entre les deux lois d’ajustement de l’échantillon.

CARACTIRISTIQUES DE LA LOI		
	Log-normale (Maximum de vraisemblance)	Gumbel (Maximum de vraisemblance)
Minimum	8.4	8.4
Maximum	82.5	82.5
Moyenne	33.09	33.09
Ecart-type	15.92	15.91
Médiane	29.6	29.6
Coefficient de variation (Cv)	0.48	0.48
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.39	1.39
Coefficient d'aplatissement (Ck)	4.44	4.44

Tableau III.22: Test d'adéquation de la loi de Gumbel.

TEST D'ADEQUATION	
Gumbel (Maximum de vraisemblance)	
Hypothèses	
H0 : L'échantillon provient d'une loi Gumbel	
H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel	
Résultats	
Résultat de la statistique :	$\chi^2 = 8.40$
p-value	p = 0.1355
Degrés de liberté : γ	5
Nombre de classes :	8

Conclusion : Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %.

Tableau III.23: Test d'adéquation de la loi de Galton (Log-Normal).

TEST D'ADEQUATION	
Log-normale (Maximum de vraisemblance)	
Hypothèses	
H0 : L'échantillon provient d'une loi Lognormale	
H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Lognormale	
Résultats	
Résultat de la statistique :	$\chi^2 = 4.00$
p-value	p = 0.5494
Degrés de liberté : γ	5
Nombre de classes :	8

Conclusion : Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %.

III.3.4.3 Test De Validité De L'ajustement (Test De Khi Carrée) [3]

On détermine le $\chi^2_{calculé}$ et le nombre de degré de liberté γ après on va extraire la valeur de $\chi^2_{théorique}$ a partir d'un abaque de $\chi^2_{théorique}$ (voire l'annexe).

La loi adéquate pour une erreur $\alpha = 5\%$ si et seulement si la valeur de $\chi^2_{calculé} < \chi^2_{théorique}$.

Tableau III.24: Résultat de test χ^2 .

DISTRIBUTION STATISTIQUE	NOMBRE DE CLASSE	DEGRE DE LIBERTE	KHI CARREE CALCULE	KHI CARREE THEORIQUE ($\alpha = 5\%$)	H0
Gumbel	8	5	8.40	9.2364	Vérifié
Galton	8	5	4.00	4.8159	Vérifié

CONCLUSION :

D'après les deux figures précédentes, nous pouvons dire que la pluie maximale journalière suit la loi de Log-Normal (Galton). Car toutes les points sont dans l'intervalle de confiance et proche à la droite de Galton.

D'après le test de l'adéquation χ^2 établi par le logiciel Hyfran On conclure que les deux lois sont significatives.

$$\chi^2 \text{ calculé (Log - Normal)} < \chi^2 \text{ calculé (Gumbel) Avec } 4.00 < 8.40.$$

Comme la valeur de χ^2 représente l'erreur correspondante a la loi d'ajustement, alors on opte pour l'ajustement qui suit la loi de Log-Normal (Galton) parce que cette méthode est plus fiable à celle de Gumbel.

On suit le reste de travail à la base de la loi Log-Normal.

III.4 PLUIES A COURTE DUREE

$$P_{\max, p\%} = P_{\max, p(\%)} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{III.36})$$

t : le temps considéré en heure

b : Exposant climatique (pour notre région b = 0.37)

Tableau III.25: Pluies maximales journalières fréquentielles.

PERIODE DE RETOUR	5	10	20	50	100	1000
FREQUANCE (%)	0.8	0.9	0.95	0.98	0.99	0.999
$P_{MAX J}$ (mm)	46.21	53	58.73	65.10	69.154	80.70

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau suivant:

III.5 ETUDES DES APPORTS

III.5.1 Estimation De L'apport Moyen Annuel (A_0)

Pour l'évolution des apports, nous signalons que nous ne disposons d'aucune station de mesure au niveau du site à étudier.

D'autre part, vu la faible étendue du bassin, le recours à l'analogie ne peut être envisagé, nous avons donc utilisé les formules empiriques les plus employées en Algérie et qui donnent d'assez bons résultats dans le cas des petits bassins versants semblables au notre :

III.5.1.1 Formule de l'A.N.R.H

Il est calculé à partir de la relation suivante :

$$A_{moy} = 0,915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.842} \quad (III.37)$$

P : Pluie moyenne annuelle (mm).

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

AN: $A_0 = 0.47 Hm^3$

$$Le = \frac{A_0}{S} \quad (III.38)$$

Soit : $Le = 48.02 \text{ mm}$

III.5.1.2 Formule de TURC

$$Le = P_{moy} - D \quad (III.39)$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm).

D : Déficit de l'écoulement (mm) .

$$D = \left[\frac{P_{moy}}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{P_{moy}}{L}\right)^2}} \right] \text{ (mm)} \quad \text{(III.40)}$$

L : Variable théorique

Tmoy : Température moyenne annuelle

AN :

$$L = 300 + 25 \text{ Tmoy} + 0.05 (\text{Tmoy})^3$$

$$L = 800.93 \quad \text{et} \quad D = 15.018 \text{ mm}$$

$$Le = 13.42 \text{ mm} \quad A_0 = 0.13 \text{ Hm}^3$$

III.5.1.3 Formule de SAMIE

$$Le = P_0^2 (293 - 2.2 \sqrt{S}) \quad \text{(III.41)}$$

$$Le = 41.66 \text{ mm}$$

$$A_0 = Le \cdot S \quad \text{(III.42)}$$

Soit : $A_0 = 0.41 \text{ Hm}^3$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.26: Récapitulatif des résultats.

METHODES	LAME D'EAU ECOULE LE (mm)	APPORT MOYEN ANNUEL (hm ³)
A.N.R.H	48.02	0.47
TURC	13.42	0.13
SAMIE	41.66	0.41

CONCLUSION :

On remarque que les valeurs sont rapprochées à part celle de Turc, ce qui confirme que les caractéristiques physiques du bassin versant approuvent les conditions d'applications de ces formules.

D'après ces résultats on opte l'apport moyen annuel donné par la formule de l'A.N.R.H (Lame d'eau écoulé L_e de **48,02mm** ; Apport moyen annuel de **0,47 Mm³** qui nous parait la plus réaliste.

III. 5.2 Caractéristiques De L'écoulement**A. Module De L'écoulement**

Il est donné par :
$$M_e = A_0 / T \quad (\text{III.43})$$

A_0 : Apport moyen annuel (Hm^3).

T : Temps d'une année en secondes $T = 3.1536.10^7 \text{ s}$

AN: $M_e = 14,90 \text{ l/s}$

B. Module De L'écoulement Relatif

On a:
$$M_{er} = \frac{M_e}{S_{bv}} \quad (\text{III.44})$$

M_e : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km^2).

AN: $M_{er} = 1.51 \text{ l/s/Km}^2$

C. Lame D'eau Ecoulée

$$L_e = \frac{A_0}{S_{BV}} \quad (\text{III.45})$$

AN: $L_e = 47.66 \text{ mm}$

D. Coefficient D'écoulement

Il est donné par :
$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \quad (\text{III.46})$$

AN: $C_e = 0.12$

Dans notre région d'étude nous prenons un coefficient d'écoulement de 0.55

III.5.2.1 Coefficient De Variation

Pour le calcul du coefficient de variation C_v , et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques.

1) Formule de SOKOLOVSKY

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log q - 0.063 \log (S + 1) \quad (\text{III.47})$$

q : Module de l'écoulement relatif

AN: $C_v = 0.66$

2) Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ

$$C_v = \frac{0.7}{q^{0.125}} \quad (\text{III.48})$$

AN: $C_v = 0.66$

3) Formule de L'ANTONOV

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000).0.097} \quad (\text{III.49})$$

AN: $C_v = 0.71$

4) Formule de KRISTEKLY MENKEL

$$C_v = \frac{0.83}{5.5^{0.06} \cdot q^{0.27}} \quad (\text{III.50})$$

q : module de l'écoulement relatif

AN: $C_v = 0.65$

CONCLUSION :

On opte pour un coefficient de variation celle de SOKOLOVSKY qui nous donne une valeur de $C_v = 0.66$. On a choisi cette méthode parce qu'elle prise en considération plusieurs paramètres comme la surface du bassin versant et le module de l'écoulement.

III.5.3 Estimation Des Apports Fréquentielles

Les apports fréquentiels ou de période de retour donnée sont nécessaires pour le dimensionnement de la cuvette et de la digue de l'ouvrage et la régularisation et gestion rationnelles de la capacité en eau (AEP, Irrigation).

Les apports annuels s’ajustent bien à la loi de distribution PEARSON III dont l’équation est :

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(C_v + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} = \frac{0.47 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(0,66 + 1)}}}{\sqrt{0,66^2 + 1}} = 0.392 \cdot e^{0,469 \cdot U} \tag{III.51}$$

A% : Apport de fréquence donnée.

u : Variable réduite de Gauss.

A₀ : Apport moyen annuel [Mm³].

C_v : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant.

Tableau III.27 : Les apports fréquentiels.

PERIODE DE RETOUR (Ans)	4 / 5	10	50	100	1000
Fréquence (%)	80	10	2	1	0.1
Le variable réduit "u"	-0,841	1,282	2,054	2,327	3,091
Apport (Mm ³)	0,264	0,715	1,027	1,168	1,671

III.5.3.1 Répartition Mensuelle De L'apport Moyen Annuel

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a donc :

L’apport moyen mensuelle est calculé à l’aide la formule suivante :

$$A_{P\%} = \bar{A}(F_{P\%} * C_v + 1) \tag{III.52}$$

A_{P%} : Apport de fréquence donnée ;

\bar{A} : Apport moyen annuel (Hm³) ;

F_{P%} : Fonction RYBKINE-FAUSTER qui tabulée en fonction de C_v, C_s et P% ;

C_v : Coefficient de variation ;

C_s : Coefficient d’asymétrie ;

Tableau III.28: Répartition mensuelle des apports moyens.

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
pluies mens (mm)	31.6	35.4	40.2	48.1	46.5	43.5	32.2	38.5	29.7	20.2	5.5	10.3
Pluies mens (%)	8.28	9.27	10.53	12.60	12.18	11.40	8.44	10.09	7.78	5.29	1.44	2.70
Apport mens (hm ³)	0.04	0.04	0.05	0.06	0.06	0.05	0.04	0.05	0.04	0.02	0.01	0.01
Apport mens (%)	8.28	9.27	10.53	12.60	12.18	11.40	8.44	10.09	7.78	5.29	1.44	2.70

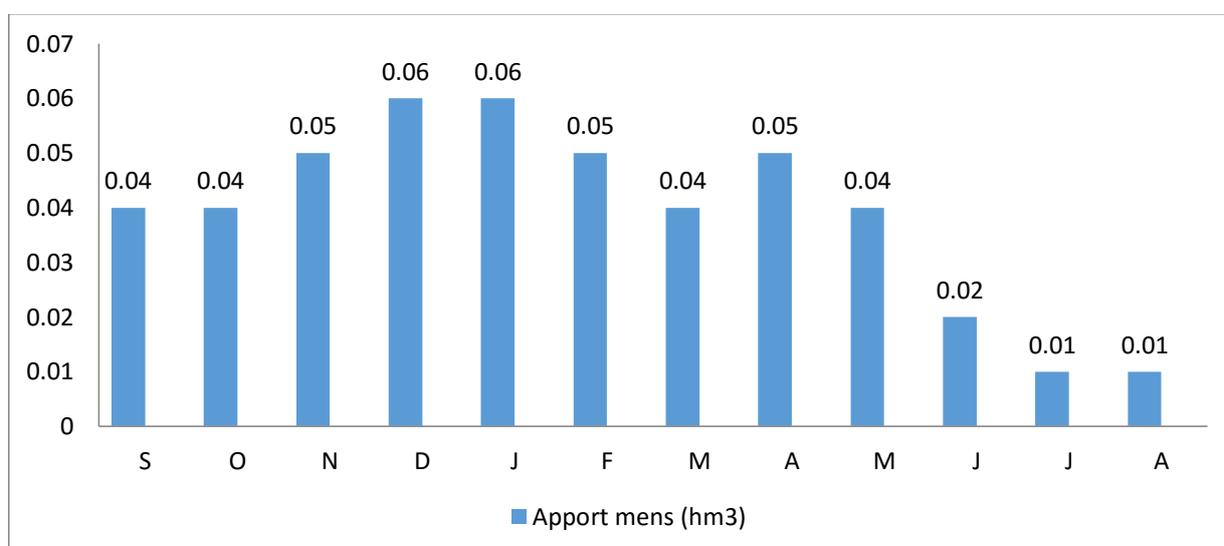


Figure III.10: Répartition mensuelle de l'apport moyen.

III.5.4 Apport Fréquentielle 80%

Pour calculer l'apport fréquentiel à 80%, on appliquera la relation suivante (loi Log-Normal):

$$A_{80\%} = \frac{A}{\sqrt{(C_V^2+1)}} e^{\mu \sqrt{\ln(C_V^2+1)}} \tag{III.53}$$

Avec :

$A_{80\%}$: Apport fréquentiel en m³

Cv : coefficient de variation des apports

μ : La variable réduite de Gauss (-0.841)

A : Apport moyen annuel en m³

AN: $A_{80\%} = 0.11 Mm^3$

III.5.4.1 Détermination De L'année De Calcul

D'après l'ajustement de notre série on a constaté que la loi Log-Normal est plus adéquate, alors on la retenir pour le calcul des pluies moyennes annuelles fréquentielle pour une fréquence qui se trouve entre 75% à 90%, dans notre cas on opte pour une fréquence de 80%.

L'année de calcul est obtenue en On appliquant la relation suivante :

$$P_{\text{moy(mensuelle)80\%}} = P_{\text{moy(mensuelle)}} \frac{P_{\text{théorique (80\%)annuelle}}}{P_{\text{théorique (50\%)annuelle}}} \quad (\text{III.54})$$

Tableau III.29 : Apport 80% mensuel.

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
P_{mens} (mm)	31.6	35.4	40.2	48.1	46.5	43.5	32.2	38.5	29.7	20.2	5.5	10.3
P_{80%} (mm)	25.91	29.03	32.96	39.44	38.13	35.67	26.40	31.57	24.35	16.56	4.51	8.45
A (80%) %	8.28	9.27	10.53	12.6	12.18	11.4	8.44	10.09	7.78	5.29	1.44	2.7
A (80%) (Mm3)	0.009	0.010	0.012	0.014	0.013	0.013	0.009	0.011	0.009	0.006	0.002	0.003

III.6 ETUDE DES CRUES

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter.

Les paramètres définissant une crue est :

- 1- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- 2- Le volume de la crue.
- 3- Le temps de base.

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul.

III.6.1 Formules Empiriques Pour La Détermination De La Crue

III.6.1.1 Formule De MALLET-GAUTHIER

On a:

$$Q_{\max p\%} = 2K \log (1 + 20. P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \quad (\text{III.55})$$

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

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (381.6 mm).

S : Superficie du bassin versant (9.86 Km^2).

L : Longueur du talweg principal (1,649Km).

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : K (1-3)

Dans notre cas la valeur est $K = 2$

T : Période de retour (an).

Le tableau suivant nous donne tous les résultats de calcul.

Tableau III.30 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour.

T (ans)	5	10	50	100	1000
$Q_{\max p\%} (\text{m}^3/\text{s})$	199.61	238.68	311.04	337.42	413.20

III.6.1.2 Formule de SOKOLOVSKY

On a :
$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28 * P_{ct} * F * \bar{S}}{T_c} \tag{III.56}$$

P_{ct} : Pluie a courte durée ;

F : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue ($F=1.2$) ;

S : Surface du bassin versant ;

T_c : Temps de concentration.

Les résultats de calcul sont inscrits dans le tableau suivant.

Tableau III.31 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour.

T (ans)	5	10	50	100	1000
P_{ct} (mm)	7.76	8.90	10.93	11.61	13.55
Q_{max p%} (m³/s)	37.00	42.44	52.12	55.36	64.61

III.6.1.3 Formule de POSSENTI

On a:

$$Q_{p\%} = \frac{\mu * P_{\max j\%} * S}{L_p} \tag{III.57}$$

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

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

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

S : la surface du bassin versant (km²).

On obtient les résultats ci-après - Tableau suivant:

Tableau III.32 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour.

période de retour	5	10	50	100	1000
P_{max j%} (mm)	46.21	53	65.10	69.154	80.70
Q_{max p%}(m³/s)	193.42	221.84	272.48	289.45	337.78

III.6.1.4 La méthode RATIONNELLE

$$Q_{\max} (\%) = \frac{C_r * P_{tc} * S}{3.6 * T_c} \quad (\text{III.58})$$

C_r : Coefficient de ruissellement fréquentiel;

P_{tc} : Pluies de courte durée ;

S : la surface du bassin versant ;

T_c : Temps de concentration.

Tableau III.33 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour.

période de retour	5	10	50	100	1000
C_v	0.50	0.55	0.67	0.70	0.80
$P_{tc} \text{ j}(\%)(\text{mm})$	7.76	8.90	10.93	11.61	13.55
$Q_{\max p\%}(\text{m}^3/\text{s})$	55.06	69.47	103.92	115.33	153.83

CONCLUSION :

Sur la lumière de ces formules on opte les résultats de la formule Rationnelle pour les simples raisons suivantes :

La formule de« Rationnelle » est d'usage très répandue chez les hydrologues du Nord d'Afrique, celle-ci tient compte de tous les paramètres caractéristiques du bassin versant, le temps de concentration de la crue, ainsi que de la pluie de courte durée fréquentielle, le coefficient de ruissellement et la surface du bassin versant.

Les résultats des débits probables calculés sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.34 : Débits fréquentielles calculés.

Période de retour T (ans)	5	10	50	100	1000
$Q_{\max p\%} (\text{m}^3/\text{s})$	55.06	69.47	103.92	115.33	153.83

III.6.2 Hydrogramme De Crue

III.6.2.1 Construction Des Hydrogrammes Des Crues (SOKOLOVSKY)

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crues tel que:

- ❖ Le volume de la crue.
- ❖ La durée de la crue.
- ❖ Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

Pour tracer l'hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui divise l'hydrogramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue.

a) Pour Le Temps De Montée

$$Q_{montée} = Q_{max} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \quad (III.59)$$

$T_m = T_c$: Temps de montée.

b) Pour La Décrue

$$Q_{déc} = Q_{max} \left(\frac{T_b - T}{T_d} \right)^3 \quad (III.60)$$

D'après (Sokolovski) $T_d = \delta * T_m$ (III.61)

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2 -- 4) , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin ,on prend $\delta=2$.

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (1000;100; 50; 10 ; 5) ans, sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.35 : Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue.

Temps (h)	Q _{max} (5 ans)	Q _{max} (10 ans)	Q _{max} (50 ans)	Q _{max} (100 ans)	Q _{max} (1000 ans)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.03	1.33	1.68	2.51	2.79	3.72
0.06	5.32	6.71	10.04	11.15	14.87
0.09	11.97	15.11	22.60	25.08	33.45
0.12	21.29	26.86	40.17	44.59	59.47
0.15	33.26	41.96	62.77	69.66	92.92
0.193	55.06	69.47	103.92	115.33	153.83
0.233	39.66	50.03	74.85	83.06	110.79
0.273	28.56	36.04	53.91	59.82	79.79
0.313	20.57	25.95	38.82	43.09	57.47
0.353	14.82	18.69	27.96	31.03	41.39
0.393	10.67	13.46	20.14	22.35	29.81
0.433	7.68	9.70	14.50	16.10	21.47
0.473	5.53	6.98	10.45	11.59	15.46
0.513	3.99	5.03	7.52	8.35	11.14
0.553	2.87	3.62	5.42	6.01	8.02
0.579	2.07	2.61	3.90	4.33	5.78

A partir de ces résultats on trace les hydrogrammes de crues fréquentielle en fonction du temps (heurs).

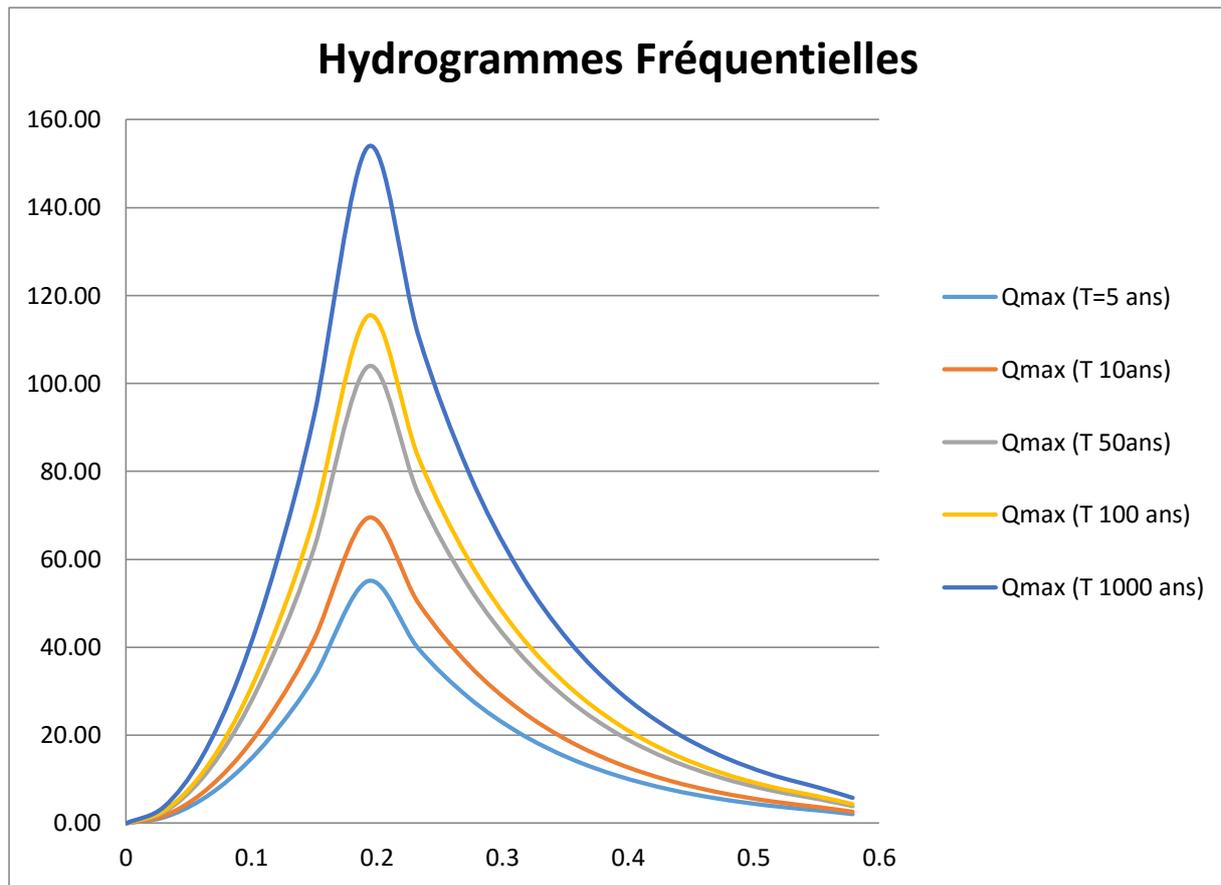


Figure III.11 : Les hydrogrammes de crues fréquentielles à base de la méthode de SOKOLOVSKY.

III.6.2.2 Calcul De Volume De La Crue

Le volume de la crue est calculé à partir de la relation suivante :

$$V_{\text{Max}} = \frac{Q_{\text{max}} * T_c}{1.20} \quad (\text{III.62})$$

Avec : V_{Max} : Volume de la crue (m^3)

Q_{max} : Débit max de la crue (m^3/s)

T_c : Temps de concentration (s)

Tableau III.36 : le volume des crues fréquentielles.

Q_{max}%	55.06	69.47	103.92	115.33	153.83
T (ans)	5 ans	10 ans	50 ans	100 ans	1000 ans
V_{max} (hm³)	0.032	0.040	0.060	0.067	0.089

III.6.2.3 Estimation De La Crue De Projet

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux (PHE).le passage de cette crue doit se faire sans causer à l'ouvrage de dommage qui pourrait avoir des conséquences graves pour l'aval. En outre le laminage de la crue par la retenue ne doit pas provoquer de submersion dommageable à l'amont. Pour son estimation nous nous reportons aux recommandations de plusieurs comités, on site :

- le comité national australien des grands barrages (CNAGB).
- le CEMAGREF (ex : C.T.G.R.E.F).

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination la crue de projet tel que :

1-/méthode du gradient des valeurs extrêmes.

2-/méthode PMP-PMF (pluie maximum probable – débits maximum probable).

Le comité australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau III.37 : Crue de projet recommandée.

CATEGORIES DES DOMMAGES	CRUE DE PROJET RECOMMANDEE (PROBABILITE AU DEPASSEMENT)
Elevés : - perte de vie - dommages considérables	1/10 000 *** 1/100 000
Importants: - Pas de perte de vie - Dommages importants	1/1000 *** 1/10 000
Faibles : - Pas de perte de vie - Dommages faibles	1/100 *** 1/1000

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficie, perméabilité...)

On doit calculer l'indice global "I_g" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \cdot I_d \cdot I_r \quad (\text{III.63})$$

I_a : Représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).

I_d : Représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques.

I_r : Représente les risques.

SI :

1/ Le risque est faible ($I_g = 1$), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2/ Le risqué est moyen ($I_g = 2$), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

3/ Le risqué est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement très faible), donc on accepte un risque moyen ($I_g = 2$), et on opte pour la crue centennale.

D'où $Q_{\text{crue de projet}} = 115.33 \text{ m}^3/\text{s}$

III. 6.3 Transport Solide

Le transport solide permet d'évaluer le volume mort qui tient compte du charriage du fond et les matériaux en suspension, ces derniers représentent une grande part du débit solide.

Pour l'évaluation de ce paramètre et en l'absence des données nous avons procédé, par comparaison avec des études effectuées au niveau des sites avoisinantes, et par applications de formules empiriques disponibles.

III. 6.3.1 Formule de TIXERONT

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit.

$$T_s = \alpha * L_e^{0.15} \quad (\text{III.64})$$

Avec :

T_s : le transport solide en (t/Km²/an).

L_e : la lame écoulée en (mm).

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, α=350(faible a moyenne).

AN : **T_s = 625.58 (t/Km²/an).**

III. 6.3.2 Formule de Fournier

$$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \quad (\text{III.65})$$

Avec :

T_a : Taux d'abrasion en (t/Km²/an)

P_m : Pluie mensuelle moyenne annuelle du moins le plus pluvieux (48.10mm);

P_A: Pluie moyenne annuelle (381.60 mm);

h= 45%(H_{max} - H_{min}) (145,8m);

AN : **T_a= 112.53 t/Km²/an**

III. 6.3.3 Formule de SAIDI

Saidi il a étudié l'envasement de 18 barrages algériens en exploitations et il a proposé une équation pour l'estimation du débit solide q_s en m³/km²/an.

$$q_s = 19 * M_0^{1.246} * C_e^{-0.885} \quad (\text{III.66})$$

Avec :

M₀ : le débit spécifique du bassin versant (l/s/km) ;

C_e : le coefficient d'écoulement.

$$\text{AN: } q_s = 207.34 \text{ t/Km}^2/\text{an}$$

III. 6.3.4 Formule de FRIGUI (2001)

$$E_S = 49.80 \frac{L_e^{0.89}}{S^{0.26}} \quad (\text{III.67})$$

Avec :

L_e : La lame d'eau moyenne annuelle (mm).

S : la surface du bassin versant.

$$\text{AN: } E_S = 861.56 \text{ t/Km}^2/\text{an}$$

Les résultants sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.38 : Le transport solide selon des différentes méthodes.

METHODES	TRANSPORT SOLIDE (t/km ² /an)
TIXERONT	625.58
FOURNIER	112.53
SAIDI	207.34
FRIGUI (2001)	861.56

CONCLUSION :

On remarque que le résultat de la formule de TIXERONT et FRIGUI (2001) sont très grande par rapport aux résultats données les autres formules ces valeurs ne reflètent pas le vrai degré de dégradation du notre bassin versant.

On opte pour la formule de SAIDI ($T_s = 207.34 \text{ t/Km}^2/\text{an}$) pour le reste de calcule, la méthode de SAIDI a prouvé sa efficacité on appliquant sur 18 barrages algériens et elle a bien reflétée la réalité.

On remarque que le taux d'abrasion est un peu important, d'où il est nécessaire d'effectuer quelques travaux de protection contre l'envasement de notre barrage, ces travaux portent sur :

- La bande forestière.

La bande forestière est à réaliser sur deux côtés de la cuvette sur une largeur de 20m environ.

III.7 CORPS DE LA DIGUE

III.7.1 Calcul Du Volume Mort

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits (B.Touaibia, 2001).

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

III.7.1.1 Méthode Liée A L'érosion Spécifique

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{T_a * T * S * C}{\gamma_s} \quad (\text{III.68})$$

Avec :

V_m : le volume mort (m^3) ;

T_a : Le temps d'abrasion ($207.34 \text{ t/km}^2/\text{ans}$) ;

T : Durée de vie de la retenue (20 ans);

γ_s : Poids spécifique des sédiments ($1,6 \text{ t/m}^3$);

S : Surface du bassin versant (9.86 Km^2) ;

C : coefficient de réduction (0,7).

AN: $V_m = 17\ 888.26 \text{ m}^3$

La cote du niveau du volume mort est de **818.4 m** NGA elle est déterminée a partir de la courbe capacité-Hauteur du bassin versant.

III.7.1.2 Formule de TIXERONT

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 - 1.10) \frac{Q_s T}{\delta_s} \quad (\text{III.69})$$

Avec :

Q_s : Le débit solide (2044.37 t/an) ;

δ_s : Poids spécifique de la vase humide (1.6 t/m³) ;

S : Superficie du bassin versant ;

T : Délai de service (20 ans).

Avec
$$Q_s = T_s * S \quad (III.70)$$

AN:
$$Q_s = 28110.12 \text{ m}^3$$

Les résultats obtenues sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.39 : Le volume mort de la retenue.

METHODES	VOLUME MORT (m ³)
EROSION SPECIFIQUE	17 888.26
TIXERONT	28 110.12

CONCLUSION :

D'après les résultats trouvés on opte une valeur du volume mort calculé par la Méthode liée à l'érosion spécifique parce que cette relation prend en considération plusieurs paramètres qui interviennent sur la valeur du volume mort.

La valeur du volume mort est de **17 888.26 m³** Pour 20 ans d'exploitation et qui correspond à la cote NVM= **814.80 m NGA**.

III.8 REGULARISATION [4]

Le but de régularisation est de déterminer la capacité optimum de la retenue de barrage qui permet de rendre réguliers les débits de l'oued Belleda afin de satisfaire les besoins en eau d'irrigation avec le moindre risque de défaillance possible.

Il y a deux types de régularisation sont utilisés:

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Pour cette étude, on a effectué une régularisation saisonnière puisque les apports sont supérieurs à la demande.

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 ($A_{80\%}$ Hm^3).
- La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

III.8.1 Répartition Des Besoins

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation ($S = 30Ha$) obtenue auprès de l'ANRH est donnée au tableau.

Tableau III.40 : Répartition mensuelle des besoins

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
$U_{(80\%)} (\%)$	19.02	0	0	0	0	0	0	20.83	18.52	16.03	12.18	13.44
$U_{(80\%)} (hm^3)$	0.01	0	0	0	0	0	0	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01

III.8.2 Répartition Mensuelle De L'apport $A_{80\%}$ (Hm^3)

L'apport $A_{80\%}$ est déjà calculé et nous avons la répartition mensuelle des précipitations (Tableau III.17).

La répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ est donnée dans le (Tableau III.30).

III.8.3 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface »

La cote minimale relevée est de 808m et la cote maximale de 823m, soit hauteur près de 15 mètres.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \quad (\text{III.71})$$

S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m^2

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

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

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

Le tableau suivant récapitule les calculs des courbes topographiques et volumétriques de la cuvette.

Tableau III.41 : Courbes topographiques et volumétriques.

LA COTE (m)	LA SURFACE PARTIELLE ENTRE (H_i ; H_{i+1}) (m^2)	SURFACE CUMULEE (m^2)	SURFACE MOYENNE (m^2)	DELTA H (m)	VOLUME (m^3)	VOLUME CUMULE (m^3)
808	154.85	154.85	371.46	1.00	371.46	371.46
809	588.06	742.91	1157.33	1.00	1157.33	1528.78
810	1726.59	2469.50	2389.09	1.00	2389.09	3917.87
811	3051.59	5521.09	2591.65	1.00	2591.65	6509.52
812	2131.71	7652.80	2242.96	1.00	2242.96	8752.48
813	2354.21	10007.01	2552.40	1.00	2552.40	11304.88
814	2750.58	12757.59	2914.68	1.00	2914.68	14219.55
815	3078.77	15836.36	4138.40	1.00	4138.40	18357.95
816	5198.03	21034.39	4770.71	1.00	4770.71	23128.66
817	4343.39	25377.78	4663.26	1.00	4663.26	27791.92
818	4983.12	30360.90	5211.44	1.00	5211.44	33003.36
819	5439.76	35800.66	6127.78	1.00	6127.78	39131.14
820	6815.80	42616.46	7362.62	1.00	7362.62	46493.75
821	7909.43	50525.89	7437.39	1.00	7437.39	53931.14
822	6965.34	57491.23	7072.41	1.00	7072.41	61003.55
823	7179.48	64670.71	7473.84	1.00	7473.84	68477.39
824	7768.20	72438.91	7496.23	1.00	7496.23	75973.62
825	7224.26	79663.17	7528.34	1.00	7528.34	83501.95

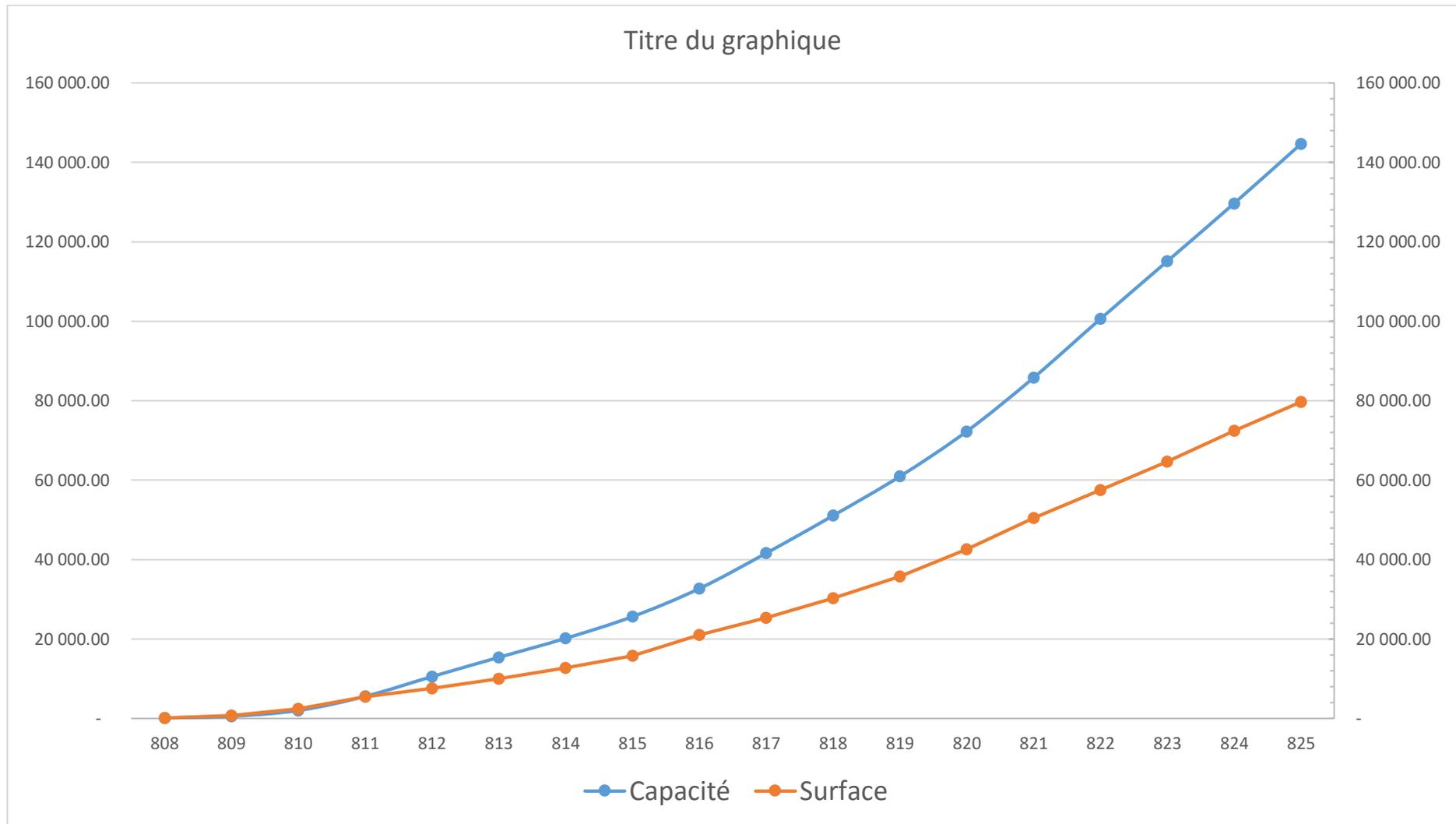


Figure III.12 : La Courbe Surface-Capacité-Hauteur de la cuvette.

III.8.4 Calcul Du Volume Utile

Pour calculer le volume utile de la retenue on a besoin de :

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

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

a) Procédé De Calcul

- Détermination de la période à bonne hydraulicité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires " V_s " et " V_d ".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

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

Les calculs se font à l'aide de la relation suivante :

$$V_{rf} = V_{ri} + (W - U) \quad (\text{III.72})$$

Avec :

V_{rf} : Volume d'eau final dans la retenue ;

V_{ri} : Volume d'eau initial dans la retenue ;

W : L'apport d'eau (m^3) ;

U : la consommation (m^3).

III.8.4.1 Régularisation Saisonnière Sans Tenir Compte Des Pertes

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

Du (tableau III.43) on a :

$$V_s = 70\,862 \text{ m}^3$$

$$V_d = 35\,862.18 \text{ m}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ D'où : $V_u = V_d$ Alors : **$V_u = 35\,862.18\text{ m}^3$**

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m \quad (\text{III.73})$$

D'où : **$V_{NNR} = 53\,750.44\text{ m}^3$**

D'après la courbe Surface-Hauteur on tire la cote de niveau normale de la retenue qui est de valeur **NNR= 821m NGA.**

Tableau III.42 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Hm³).

MOIS	A80% (m ³)	U80% (m ³)	A –U (m ³)	1er consigne d'exploitation			2éme consigne d'exploitation		
				Vrf (m ³)	Vri (m ³)	S (m ³)	Vrf (m ³)	Vri (m ³)	S (m ³)
O	10 197	0	10 197		17888.26	0		17 888.26	
				28 085.26	28 085.26		17 888.26	17 888.26	10 197
N	11 583	0	11 583	39 668.26	39 668.26	0	17 888.26	17 888.26	11 583
				53 528.26	53 528.26	0	17 888.26	17 888.26	13 219.82
D	13 860	0	13 860	66 926.26	53 750.44	13 175.82	18 528.44	18 528.44	0
				66 290.44	53 750.44	12 540	31 926.44	31 926.44	0
J	13 398	0	13 398	63 034.44	53 750.44	9 284	44 466.44	44 466.44	0
				49 229.41	49 229.41	0	53 750.44	53 750.44	0
F	12 540	0	12 540	43 899.88	43 899.88	0	49 229.41	49 229.41	0
				37 698.85	37 698.85	0	43 899.88	43 899.88	0
M	9 284	0	9 284	30 150.32	30 150.32	0	37 698.85	37 698.85	0
				23 042.79	23 042.79	0	30 150.32	30 150.32	0
A	11 099	15 620.03	-4 521.03	17 888.26	17 888.26		23 042.79	17 888.26	
						34999.82		34999.82	
M	8 558	13 887.53	-5 329.53						
J	5 819	12 020.03	-6 201.03						
J	1 584	9 132.53	-7 548.53						
A	2 970	10 077.53	-7 107.53						
s	9 108	14 262.53	-5 154.53						
Total	110 000	75 000				34999.82			34999.82

III.8.4.2 Régularisation Saisonnière (En Tenant Compte Des Pertes)

Les pertes dans la retenue sont deux sortes :

- Pertes par évaporation
- Pertes par infiltration.

L'étude géologique de la cuvette a montré que cette dernière est de faible perméabilité.

Alors, Pour les pertes totales dans la retenue on opte

$$P = 1\% * VU \quad (III.74)$$

Avec :

Vu : Volume utile de la régularisation sans pertes, $V_u = 35862.18 \text{ m}^3$;

AN : Les pertes totales seront égales : **$P = 358.62 \text{ m}^3$**

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

Du (Tableau III.44) on a :

$$V_s = 70\,682.69 \text{ m}^3.$$

$$V_d = 36\,041.49 \text{ m}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'où :} \quad V_u = V_d \quad \text{Alors :} \quad \mathbf{V_u = 36\,041.49 \text{ m}^3}$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m \quad (III.75)$$

$$\text{D'où :} \quad \mathbf{V_{NNR} = 53\,929.75 \text{ m}^3} \quad \text{Et} \quad \mathbf{NNR = 821 \text{ m NGA}}$$

Tableau III.43 : Régularisation saisonnière en tenant compte les pertes totales en (Hm3).

Mois	A _{80%} (m ³)	U _{80%} (m ³)	Π (m ³)	[A – U – Π] (m ³)	1er consigne d'exploitation			2eme consigne d'exploitation		
					v _{rf} (m ³)	v _{ri} (m ³)	S (m ³)	v _{rf} (m ³)	v _{ri} (m ³)	S (m ³)
O	10 197	0	29.88515	10 167.11		17 888.26			17 888.26	
N	11 583	0	29.88515	11 553.11	28 055.37	28 055.37		17 888.26	17 888.26	10 167.11
D	13 860	0	29.88515	13 830.11	39 608.49	39 608.49		17 888.26	17 888.26	11 553.11
J	13 398	0	29.88515	13 368.11	53 438.60	53 438.60		17 888.26	17 888.26	12 921.26
F	12 540	0	29.88515	12 510.11	66 806.72	53 929.75	12 876.97	18 797.41	18 797.41	
M	9 284	0	29.88515	9 254.11	66 439.86	53 929.75	12 510.11	32 165.52	32 165.52	
A	11 099	15 620.03	29.88515	-4 550.92	63 183.86	53 929.75	9 254.11	44 675.64	44 675.64	
M	8 558	13 887.53	29.88515	-5 359.42	49 378.83	49 378.83		53 929.75	53 929.75	
J	5 819	12 020.03	29.88515	-6 230.92	44 019.42	44 019.42		49 378.84	49 378.84	
J	1 584	9 132.53	29.88515	-7 578.42	37 788.50	37 788.50		44 019.42	44 019.42	
A	2 970	10 077.53	29.88515	-7 137.42	30 210.09	30 210.09		37 788.51	37 788.51	
s	9 108	14 262.53	29.88515	-5 184.42	23 072.67	23 072.67		30 210.09	30 210.09	
					17 888.26	17 888.26		23 072.68	17 888.26	
Total	110 000	75 000	358.6218				34 641.20			34 641.20

III.8.4.3 Estimation De L'erreur

D'après le tableau de la régularisation saisonnière sans tient les pertes

$$V_u = 35862,44 \text{ m}^3$$

D'après le tableau de la régularisation saisonnière on tient les pertes

$$V'_u = 36041,75 \text{ m}^3$$

$$\text{On a} \quad \zeta = \frac{V'_u - V_u}{V'_u} * 100 \quad (\text{III.76})$$

$$\text{AN:} \quad \zeta = 0.50\% < 1 \text{ a } 2 \%$$

La condition est vérifiée.

Tableau récapitulatif des résultats obtenus.

Tableau III.44 : Récapitulation des résultats.

Désignation	Unité	Quantité
Volume Mort	M ³	17 888,26
Volume Utile	M ³	36 041,49
Volume NNR	M ³	53 929 ,75
Quantité d'eau pour l'irrigation	M ³	75 000
Cote V _M	M	814.80
Cote V _{NNR}	M	821.00
Norme d'irrigation	M ³ /Ha	2 500
Surface d'irrigation	Ha	30

III.9 LAMINAGE DES CRUES

III.9.1 La Méthode De KOTCHERIN

L'amortissement d'une crue qui dépasse le niveau normal de la retenue (N.N.R) dans la retenue nécessite un étalement dans le temps de l'hydrogramme de crue ; par laminage, qui est une réduction du débit de pointe.

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

Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue.

Il existe plusieurs procédés de laminage (SORENSEN, BLACKMORE, KOTCHERIN, POTABOV et autres méthodes graphiques).

Nous retenons la méthode de KOTCHERIN car l'information qu'elle utilise est facilement accessible, C'est un calcul grapho-analytique qui est basé sur les données suivantes :

1. L'hydrogramme de crue est assimilée à un triangle ou un trapèze ;
2. les débits transitant par l'évacuateur se déversent selon une fonction linéaire ;
3. le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR ;
4. les pertes par infiltration et l'évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

Ces hypothèses simplifient énormément nos calculs de laminage sans réduire la précision.

Le débit d'évacuation est calculé d'après la formule :

$$Q = mb\sqrt{2g}H^{3/2} \quad (\text{III.77})$$

m : Coefficient de débit dépend de la forme de déversoir m=0.49 (déversoir frontal);

b : largeur du déversoir en m ;

H : charge d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau ;

H₀ : Charge global (charge dynamique)

$$H_0 = H + \frac{\alpha.V_0^2}{2g} \tag{III.78}$$

V_0 : vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule :

$$V_0 = \frac{Q}{S} \tag{III.79}$$

Avec : $S = b.H$
 (III.80)

Le tableau suivant résume tous les calculs des volumes déversant qu'on a faits en changeant la largeur de déversoir de 15m a 95m.

Tableau III.45 : Les Résultats de calcul.

Données		Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit (m³/s)	Surface (m²)	Vitesse (m/s)	Wd (m³)
g	9,81	15	0.50	11.51	7.5	1.53	3 676.47
α	1	20	0.65	22.75	13	1.75	4 779.41
2*g	19,62	25	0.80	38.83	20	1.94	5 882.35
√2 * g	4,42945	30	0.95	60.29	28.5	2.12	6 985.29
Q1%	115.33	35	1.10	87.64	38.5	2.28	8 088.24
W1%	67 000	40	1.25	121.33	50	2.43	9 191.18
m	0,49	45	1.40	161.79	63	2.57	10294.12
		50	1.55	209.42	77.5	2.70	11 397.06
		55	1.70	264.60	93.5	2.83	12 500.00
		60	1.85	327.68	111	2.95	13 602.94
		65	2.00	399.03	130	3.07	14 705.88
		70	2.15	478.96	150.5	3.18	15 808.82
		75	2.30	567.80	172.5	3.29	16 911.76
		80	2.45	665.86	196	3.40	18 014.71
		85	2.60	773.44	221	3.50	19 117.65
		90	2.75	890.81	247.5	3.60	20 220.59
		95	2.90	1018.28	275.5	3.70	21 323.53

On fait le calcul des nouveaux débits en variant la largeur b de 15 m à 95m selon la formule (III.77).

Les calculs et les résultats sont faits selon les (Tableau III.48) ;(Tableau III.49).

Tableau III.47 : Détermination des débits lamine.

H _{dév}	vitesse	Hd (m.c.e)	Débit (m ³ /s)																
			15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95
m	m/s	m																	
0.50	1.53	0.62	11.51	15.35	19.18	23.02	26.86	30.69	34.53	38.37	42.20	46.04	49.88	53.72	57.55	61.39	65.23	69.06	72.90
0.65	1.75	0.81	17.06	22.75	28.44	34.12	39.81	45.50	51.18	56.87	62.56	68.24	73.93	79.62	85.31	90.99	96.68	102.37	108.05
0.80	1.94	0.99	23.30	31.06	38.83	46.59	54.36	62.12	69.89	77.65	85.42	93.18	100.95	108.71	116.48	124.24	132.01	139.77	147.54
0.95	2.12	1.18	30.15	40.19	50.24	60.29	70.34	80.39	90.44	100.48	110.53	120.58	130.63	140.68	150.73	160.78	170.82	180.87	190.92
1.10	2.28	1.36	37.56	50.08	62.60	75.12	87.64	100.16	112.68	125.20	137.72	150.24	162.76	175.28	187.80	200.32	212.84	225.36	237.88
1.25	2.43	1.55	45.50	60.67	75.83	91.00	106.16	121.33	136.50	151.66	166.83	182.00	197.16	212.33	227.50	242.66	257.83	272.99	288.16
1.40	2.57	1.74	53.93	71.91	89.88	107.86	125.84	143.81	161.79	179.77	197.74	215.72	233.70	251.67	269.65	287.63	305.60	323.58	341.56
1.55	2.70	1.92	62.83	83.77	104.71	125.65	146.59	167.53	188.48	209.42	230.36	251.30	272.24	293.18	314.13	335.07	356.01	376.95	397.89
1.70	2.83	2.11	72.16	96.22	120.27	144.32	168.38	192.43	216.49	240.54	264.60	288.65	312.70	336.76	360.81	384.87	408.92	432.97	457.03
1.85	2.95	2.29	81.92	109.23	136.53	163.84	191.15	218.46	245.76	273.07	300.38	327.68	354.99	382.30	409.60	436.91	464.22	491.53	518.83
2.00	3.07	2.48	92.08	122.78	153.47	184.17	214.86	245.56	276.25	306.95	337.64	368.33	399.03	429.72	460.42	491.11	521.81	552.50	583.20
2.15	3.18	2.67	102.63	136.85	171.06	205.27	239.48	273.69	307.90	342.12	376.33	410.54	444.75	478.96	513.17	547.39	581.60	615.81	650.02
2.30	3.29	2.85	113.56	151.41	189.27	227.12	264.98	302.83	340.68	378.54	416.39	454.24	492.10	529.95	567.80	605.66	643.51	681.37	719.22
2.45	3.40	3.04	124.85	166.47	208.08	249.70	291.31	332.93	374.55	416.16	457.78	499.40	541.01	582.63	624.25	665.86	707.48	749.10	790.71
2.60	3.50	3.22	136.49	181.99	227.48	272.98	318.47	363.97	409.47	454.96	500.46	545.96	591.45	636.95	682.44	727.94	773.44	818.93	864.43
2.75	3.60	3.41	148.47	197.96	247.45	296.94	346.43	395.92	445.41	494.90	544.39	593.88	643.37	692.86	742.35	791.83	841.32	890.81	940.30
2.90	3.70	3.60	160.78	214.37	267.97	321.56	375.15	428.75	482.34	535.94	589.53	643.12	696.72	750.31	803.90	857.50	911.09	964.68	1018.28

Tableau III.48 : Détermination de la largeur des déversoirs.

Hauteur	V _{ch}	q _{lamine}	Débit (m ³ /s)																
			15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95
0.50	3676.47	11.51	11.51	15.35	19.18	23.02	26.86	30.69	34.53	38.37	42.20	46.04	49.88	53.72	57.55	61.39	65.23	69.06	72.90
0.65	4779.41	22.75	17.06	22.75	28.44	34.12	39.81	45.50	51.18	56.87	62.56	68.24	73.93	79.62	85.31	90.99	96.68	102.37	108.05
0.80	5882.35	38.83	23.30	31.06	38.83	46.59	54.36	62.12	69.89	77.65	85.42	93.18	100.95	108.71	116.48	124.24	132.01	139.77	147.54
0.95	6985.29	60.29	30.15	40.19	50.24	60.29	70.34	80.39	90.44	100.48	110.53	120.58	130.63	140.68	150.73	160.78	170.82	180.87	190.92
1.10	8088.24	87.64	37.56	50.08	62.60	75.12	87.64	100.16	112.68	125.20	137.72	150.24	162.76	175.28	187.80	200.32	212.84	225.36	237.88
1.25	9191.18	121.33	45.50	60.67	75.83	91.00	106.16	121.33	136.50	151.66	166.83	182.00	197.16	212.33	227.50	242.66	257.83	272.99	288.16
1.40	10294.12	161.79	53.93	71.91	89.88	107.86	125.84	143.81	161.79	179.77	197.74	215.72	233.70	251.67	269.65	287.63	305.60	323.58	341.56
1.55	11397.06	209.42	62.83	83.77	104.71	125.65	146.59	167.53	188.48	209.42	230.36	251.30	272.24	293.18	314.13	335.07	356.01	376.95	397.89
1.70	12500.00	264.60	72.16	96.22	120.27	144.32	168.38	192.43	216.49	240.54	264.60	288.65	312.70	336.76	360.81	384.87	408.92	432.97	457.03
1.85	13602.94	327.68	81.92	109.23	136.53	163.84	191.15	218.46	245.76	273.07	300.38	327.68	354.99	382.30	409.60	436.91	464.22	491.53	518.83
2.00	14705.88	399.03	92.08	122.78	153.47	184.17	214.86	245.56	276.25	306.95	337.64	368.33	399.03	429.72	460.42	491.11	521.81	552.50	583.20
2.15	15808.82	478.96	102.63	136.85	171.06	205.27	239.48	273.69	307.90	342.12	376.33	410.54	444.75	478.96	513.17	547.39	581.60	615.81	650.02
2.30	16911.76	567.80	113.56	151.41	189.27	227.12	264.98	302.83	340.68	378.54	416.39	454.24	492.10	529.95	567.80	605.66	643.51	681.37	719.22
2.45	18014.71	665.86	124.85	166.47	208.08	249.70	291.31	332.93	374.55	416.16	457.78	499.40	541.01	582.63	624.25	665.86	707.48	749.10	790.71
2.60	19117.65	773.44	136.49	181.99	227.48	272.98	318.47	363.97	409.47	454.96	500.46	545.96	591.45	636.95	682.44	727.94	773.44	818.93	864.43
2.75	20220.59	890.81	148.47	197.96	247.45	296.94	346.43	395.92	445.41	494.90	544.39	593.88	643.37	692.86	742.35	791.83	841.32	890.81	940.30
2.90	21323.53	1018.28	160.78	214.37	267.97	321.56	375.15	428.75	482.34	535.94	589.53	643.12	696.72	750.31	803.90	857.50	911.09	964.68	1018.28

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $Q_{lam}=f(h)$ déterminé par la formule :

$$Q_{laminé} = Q_{1\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{Cr}} \right) \quad (III.81)$$

$Q_{1\%}$: Débit maximum de crue fréquentielle en m^3/s ;

V_{ch} : Volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur ;

V_{cr} : Volume de la crue correspondant au $Q_{1\%}$ en m^3 .

A travers le tableau (III.49) on réalise des courbes croissantes représentées dans la figure (III.16). La courbe $H=f(q, Q_{1\%})$ nous permet de définir la largeur du déversoir optimale ainsi que le débit correspondant.

A travers le tableau (III.49), on réalise les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir puisque la courbe $V=f(Q, q)$ qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique (voir la figure (III.15)).

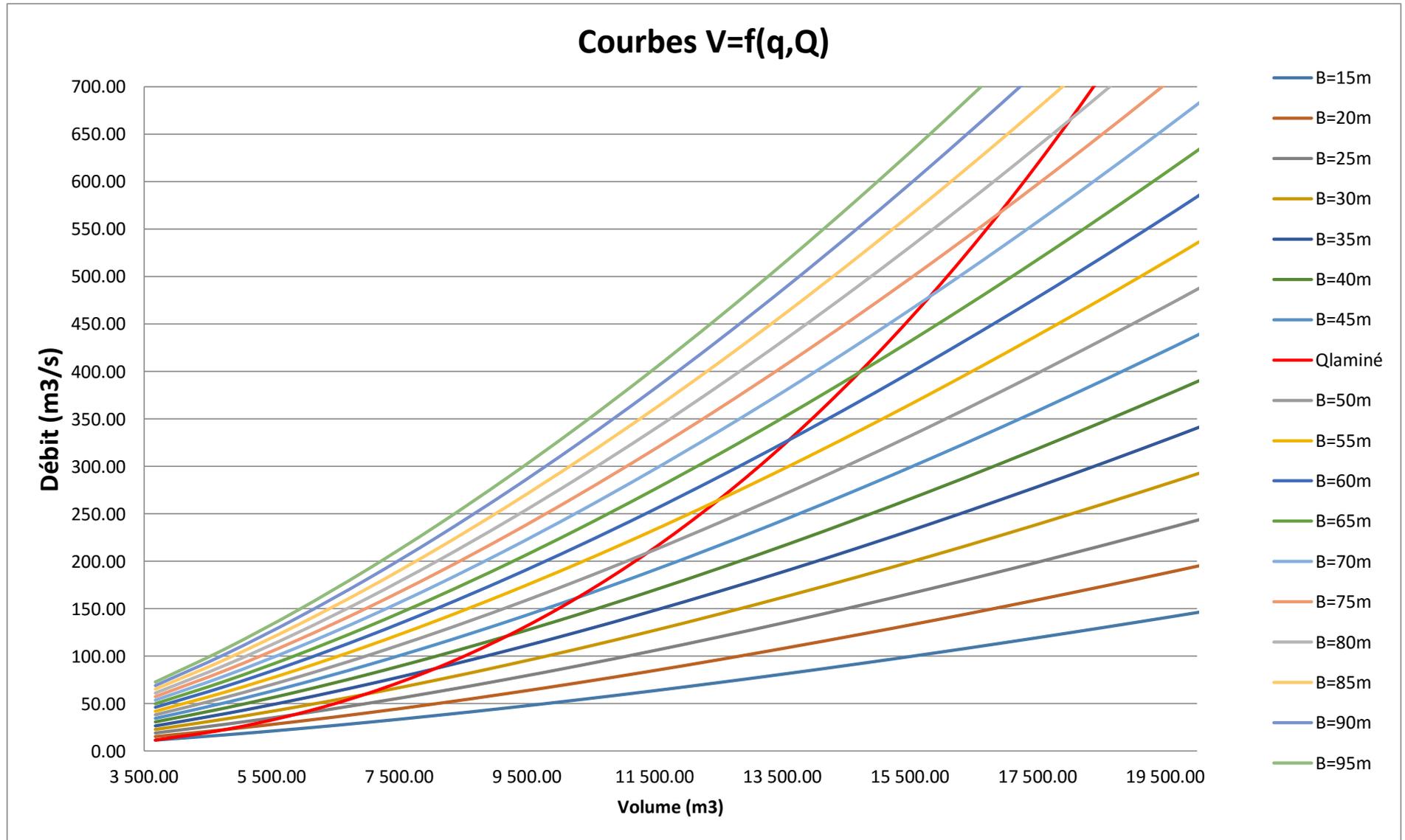


Figure III.13 : Les Courbes $V=f(q,Q_i)$.

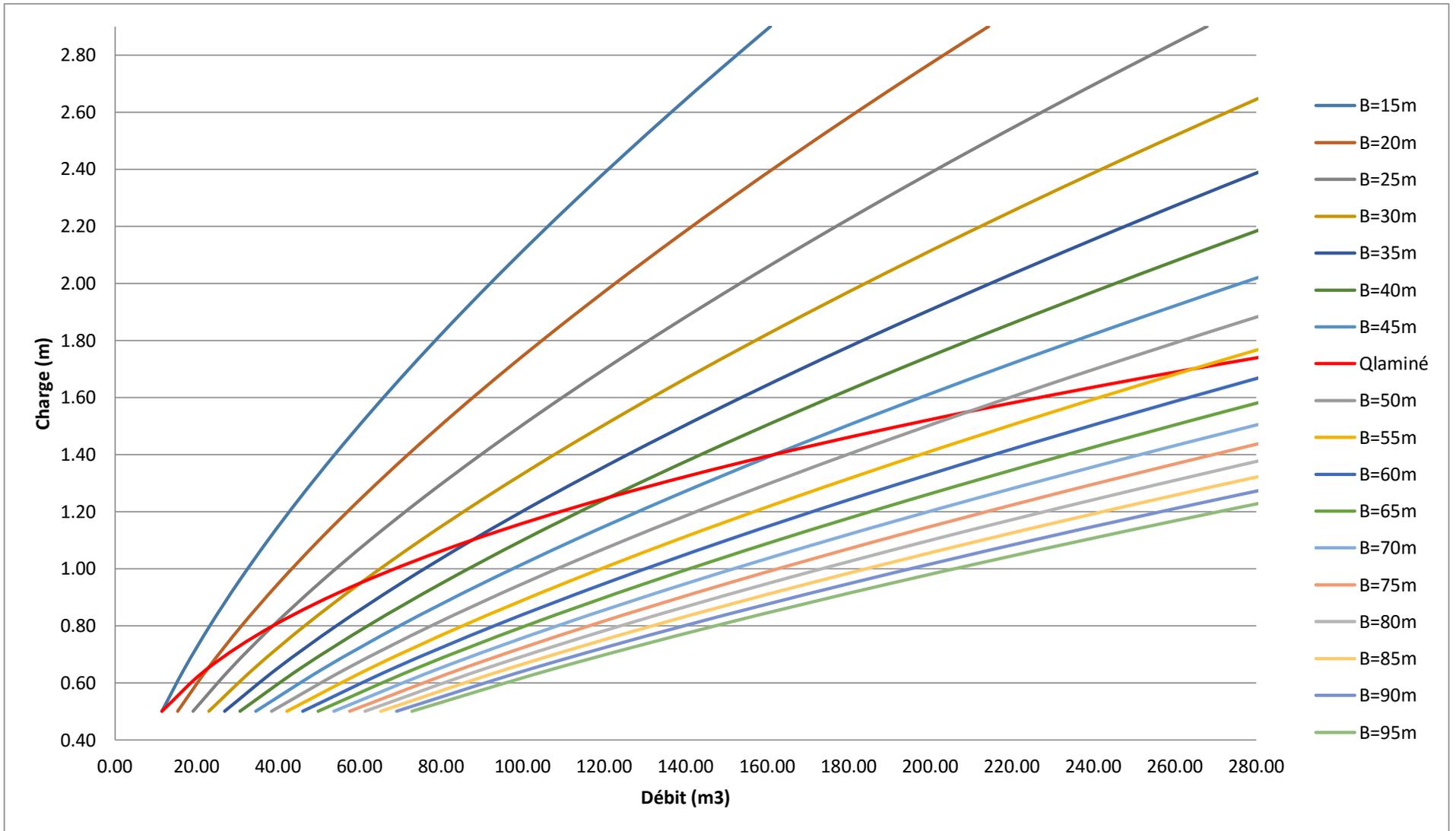


Figure III.14 : Courbes $H=f(Q_{1\%}, q)$.

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir propose comme le débit évacué, le volume chargé et la lame déversée est représentée dans le tableau

Tableau III.59 : Caractéristiques des largeurs de déversoir.

LARGEUR (m)	HAUTEUR (m)	DEBIT LAMINE (m³/s)	COTE PHE (m)
15	0.50	11.51	821.50
20	0.65	22.75	821.65
25	0.80	38.83	821.80
30	0.95	60.29	821.95
35	1.10	87.64	822.10
40	1.25	121.33	822.25
45	1.40	161.79	822.40
50	1.55	209.42	822.55
55	1.70	264.60	822.70
60	1.85	327.68	822.85
65	2.00	399.03	823.00
70	2.15	478.96	823.15
75	2.30	567.80	823.30
80	2.45	665.86	823.45
85	2.60	773.44	823.60
90	2.75	890.81	823.75
95	2.90	1018.28	823.90

III.10 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.10.1 Calcul Du Coût Approximatif De La Digue

On calcul en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \quad (\text{III.82})$$

$$\text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \quad (\text{III.83})$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i

$$\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right] \quad (\text{III.84})$$

B_i : Largeur de base

$$\left[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b \right] \quad (\text{III.85})$$

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i

$$\left[H_i = \text{NNR} - \text{Cf} + R + h_{\text{dév}} + t \right] \quad (\text{III.86})$$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III.10.1.1 Calcul De La Revanche

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD [5]

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad (\text{III.87})$$

Avec $H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F}$ Si $F < 18 \text{ km}$ (III.88)

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch [$F = 0,995 \text{ km}$].

A.N :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{0,995} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{0,995} = 0.83 \text{ m}$$

D'où : $V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,83 = 3,16 \text{ m/s}$

Donc : $R = 0.75 \cdot 0,83 + \frac{3,16^2}{2 \cdot 9,81} = 1,13 \text{ m}$

b) Formule de MALLET et PAQUANT [6]

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \quad (\text{III.89})$$

Avec

$$H = 0,5 + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{F} \quad (\text{III.90})$$

A.N : $H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{0,995} = 0,829 \text{ m}$

$$V = 1,5 + 0.67 \cdot H = 1,5 + 0.67 \cdot 0,829 = 2.06 \text{ m/s}$$

Donc : $R = 0,829 + \frac{2.06^2}{2 \cdot 9,81} = 1,05 \text{ m}$

c) Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \quad (\text{III.91})$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,995} = 1.30 \text{ m}$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.50 : Résultats de la revanche.

FORMULE	REVANCHE (m)
STEVENSON GAILLARD	1.13
MALLET et PAQUANT	1.05
FORMULE SIMPLIFIEE	1.30

CONCLUSION

On opte pour une revanche de 1.50m pour assurer tout éventuel risque.

III.10.1.2 Largeur En Crête

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

1) Formule de KNAPEN

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \quad (\text{III.92})$$

2) Formule de F-PREECE

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \quad (\text{III.93})$$

3) Formule Anonyme (simplifiée)

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \quad (\text{III.94})$$

4) Formule pratique

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \quad (\text{III.95})$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

On opte pour une charge déversante moyenne de 1,5 mètre .

On admet une valeur de $t = 0,5$ mètre pour le tassement du barrage.

AN : $H_b = 821 - 808 + 1,50 + 1,50 + 0,50 = 16.50$ m

D’après les calculs on trouve la hauteur du Barrage égale à **16.50m**.

Qui correspond à une cote de **824.50 NGA**.

Tableau III.51 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	6.80
F-PREECE	5.54
PRATIQUE	6.87
SIMPLIFIEE	6.26

On opte pour une largeur de crête: $b_{cr} = 7$ m

III.10.1.3 Calcul Du Coût De La Digue

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage représenté par levé topographique, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversant, en utilisant les formules citées précédemment.

Tableau III.52 : Récapitulatif des résultats.

B (m)	H (m)	NPHE (m)	Q (m ³ /s)	V _{FORSE} (m ³)	R+S (m)	COTE DE LA CRETE (mNGA)	HB (m)
15	0.50	821.50	11.51	57 142.86	2	823.50	15.50
20	0.65	821.65	22.75	58 270.68	2	823.65	15.65
25	0.80	821.80	38.83	59 398.50	2	823.80	15.80
30	1.25	822.25	91.00	62 781.95	2	824.25	16.25
35	1.10	822.10	87.64	61 654.14	2	824.10	16.10
40	1.25	822.25	121.33	62 781.95	2	824.25	16.25
45	1.40	822.4	161.79	63 909.77	2	824.40	16.40
50	1.55	822.55	209.42	65 037.59	2	824.55	16.55
55	1.70	822.70	264.60	66 165.41	2	824.70	16.70
60	1.85	822.85	327.68	67 293.23	2	824.85	16.85
65	2.00	823.00	399.03	68 421.05	2	825.00	17.00
70	2.15	823.15	478.96	69 548.87	2	825.15	17.15
75	2.30	823.30	567.80	70 676.69	2	825.30	17.30
80	2.45	823.45	665.86	71 804.51	2	825.45	17.45
85	2.60	823.60	773.44	72 932.33	2	825.60	17.60
90	2.75	823.75	890.81	74 060.15	2	825.75	17.75

Ensuite on calcule le cout de la digue pour chaque largeur déversante.

Les données utilisées dans le calcul des volumes partiels des remblais de la digue.

Tableau III.53 : Données de calcul du volume du remblai de la digue.

L_I	H_I	H_{I+1}	B_{CR}	m_1	m_2
9.28	0	10.55	7	3	2.5
14.22	10.55	19.67	7	3	2.5
14.22	19.67	28.8	7	3	2.5
14.22	28.8	34.69	7	3	2.5
14.22	34.69	36.29	7	3	2.5
14.22	36.29	28.69	7	3	2.5
14.22	28.69	24.3	7	3	2.5
14.22	24.3	17.17	7	3	2.5
14.22	17.17	6.34	7	3	2.5
10.19	6.34	0	7	3	2.5

Dans le tableau suivant on calcule le volume du remblai total de la digue sans compte le déversoir.

Tableau III.54 : Volume du remblai de la digue.

hd=1.50m	hd=0.50m	hd=0.65m	hd=0.80m	hd=0.95m	hd=1.10m	hd=1.25m	hd=1.40m	hd=1.55m
554.88	407.75	428.38	449.52	471.16	493.32	515.98	539.15	562.83
2 048.88	1 686.12	1 738.33	1 791.31	1 845.08	1 899.62	1 954.94	2 011.05	2 067.93
4 900.10	4 328.54	4 412.07	4 496.37	4 581.46	4 667.32	4 753.96	4 841.38	4 929.58
7 835.00	7 108.65	7 215.40	7 322.92	7 431.23	7 540.31	7 650.17	7 760.81	7 872.23
9 320.59	8 528.47	8 645.08	8 762.47	8 880.64	8 999.59	9 119.31	9 239.82	9 361.10
9 749.00	8 944.77	9 063.20	9 182.41	9 302.39	9 423.16	9 544.70	9 667.02	9 790.12
8 284.72	7 544.44	7 653.27	7 762.89	7 873.28	7 984.45	8 096.41	8 209.14	8 322.64
5 928.70	5 302.03	5 393.82	5 486.40	5 579.75	5 673.88	5 768.79	5 864.48	5 960.94
2 534.36	2 115.62	2 176.22	2 237.61	2 299.77	2 362.71	2 426.43	2 490.93	2 556.21
517.06	341.87	366.57	391.82	417.64	444.01	470.94	498.42	526.47
50 448.29	44 645.77	45 422.85	46 217.72	47 030.40	47 860.87	48 709.14	49 575.20	50 459.06
hd=1.70m	hd=1.85m	hd=2m	hd=2.15m	hd=2.30m	hd=2.45m	hd=2.60m	hd=2.75m	hd=2.9m
587.01	611.71	636.91	662.62	688.84	715.56	742.80	770.54	798.79
2 125.58	2 184.02	2 243.24	2 303.23	2 364.01	2 425.56	2 487.89	2 551.00	2 614.89
5 018.56	5 108.32	5 198.85	5 290.17	5 382.26	5 475.13	5 568.78	5 663.21	5 758.42
7 984.43	8 097.41	8 211.16	8 325.70	8 441.01	8 557.10	8 673.97	8 791.62	8 910.05
9 483.16	9 606.00	9 729.62	9 854.02	9 979.20	10 105.16	10 231.89	10 359.40	10 487.70
9 914.00	10 038.66	10 164.10	10 290.31	10 417.31	10 545.08	10 673.63	10 802.96	10 933.07
8 436.93	8 552.00	8 667.84	8 784.47	8 901.87	9 020.05	9 139.01	9 258.75	9 379.27
6 058.19	6 156.21	6 255.02	6 354.60	6 454.96	6 556.10	6 658.02	6 760.72	6 864.19
2 622.26	2 689.10	2 756.71	2 825.11	2 894.28	2 964.23	3 034.96	3 106.46	3 178.75
555.07	584.24	613.96	644.23	675.07	706.46	738.42	770.93	803.99
51 360.71	52 280.17	53 217.41	54 172.46	55 145.30	56 135.94	57 144.37	58 170.60	59 214.63

Tableau III.55 : Coût de la digue.

B (m)	H_{dév} (m)	VOLUME DIGUE (m³)	COÛT (DA)
15	0.50	59 214.63	47 371 701
20	0.65	58 170.60	46 536 480
25	0.80	57 144.37	45 715 496
30	0.95	56 135.94	44 908 749
35	1.10	55 145.30	44 116 239
40	1.25	54 172.46	43 337 966
45	1.40	53 217.41	42 573 931
50	1.55	52 280.17	41 824 132
55	1.70	51 360.71	41 088 570
60	1.85	50 459.06	40 367 246
65	2.00	49 575.20	39 660 158
70	2.15	48 709.14	38 967 308
75	2.30	47 860.87	38 288 695
80	2.45	47 030.40	37 624 318
85	2.60	46 217.72	36 974 179
90	2.75	45 422.85	36 338 277
95	2.90	44 645.77	35 716 612

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètre, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 800 DA.

III.10.2 Calcul Du Coût De L'évacuateur De Crues

III.10.2.1 Coût Du Déversoir

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversant épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...), pouvant engendrer des dégâts importantes et provoquant à la suite l'instabilité de l'ouvrage. Le coefficient de débit est $m = 0.49$ « déversoir frontal ».

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversant à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K} \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^n \quad (\text{III.96})$$

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

H : Charge sur le seuil (m) ;

Y : Ordonnée du profil (m) ;

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc : $V_{\text{dév}} = S \cdot B \quad (\text{III.97})$

S : Section transversale (m²) ;

B : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à 45000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

Tableau III.56 : Coût de déversoir.

B (m)	H (m)	VOLUME DE BETON (m3)	COÛT (DA)
15	0.5	313.32	14 099 400
20	0.65	471.28	21 207 600
25	0.8	648.06	29 162 700
30	0.95	841.56	37 870 200
35	1.1	1050.23	47 260 350
40	1.25	1272.86	57 278 700
45	1.4	1508.50	67 882 500
50	1.55	1756.35	79 035 750
55	1.7	2015.74	90 708 300
60	1.85	2286.10	102 874 500
65	2	2566.92	115 511 400
70	2.15	2857.77	128 599 650
75	2.3	3158.25	142 121 250
80	2.45	3484.77	156 814 650
85	2.6	3786.75	170 403 750
90	2.75	4114.16	185 137 200
95	2.9	4449.99	200 249 550

III.10.2.2 Calcul Du Coût Du Coursier

On opte pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement.

La longueur approximative du coursier est 60 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \quad (\text{III.98})$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale respectivement à 0,5 et 0,4 mètre et le coût des terrassements égale à 800 DA.

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e,\text{max}})^{0,4} \quad (\text{III.99})$$

Avec: $Q_{e,\text{max}}$: le débits laminé max.

Le tableau suivant récapitule les résultats du calcul.

Tableau III.57 : Coût de coursier.

LARGEUR B (m)	Q (m ³ /s)	B (m)	H (m)	VOLUME BETON (m ³)	VOLUME TERRE (m ³)	COÛT DU BETON (DA)
15	11.51	2.66	0.5	103.72	79.72	4 667 323
20	22.75	3.49	0.65	135.89	136.10	6 223 864
25	38.83	4.32	0.8	168.05	207.44	7 728 160
30	60.29	5.15	0.95	200.20	293.75	9 244 202
35	87.64	5.99	1.1	232.36	395.03	10 772 085
40	121.33	6.82	1.25	264.51	511.27	12 311 858
45	161.79	7.65	1.4	296.66	642.48	13 863 549
50	209.42	8.48	1.55	328.81	788.66	15 427 173
55	264.60	9.31	1.7	360.95	949.80	17 002 743
60	327.68	10.14	1.85	393.10	1125.91	18 590 264
65	399.03	10.97	2	425.25	1316.99	20 189 742
70	478.96	11.81	2.15	457.39	1523.04	21 801 180
75	567.80	12.64	2.3	489.54	1744.05	23 424 581
80	665.86	13.47	2.45	521.69	1980.03	25 059 948
85	773.44	14.30	2.6	553.83	2230.97	26 707 280
90	890.81	15.13	2.75	585.98	2496.89	28 366 580
95	1018.28	15.96	2.9	618.13	2777.77	30 037 849

III.10.3 Coût Total Du Barrage

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul des coûts total (Digue + Evacuateur de crues).

Tableau III.58 : Coût Totale du barrage.

Largeurs Déversantes (m)	Coût de la digue (millions DA)	Coût de l'évacuateur de crue (millions DA)		Coût total (millions DA)	Déversoir+Coursier (millions DA)
		Déversoir	Coursier		
15	47 371 701	14 099 400	4 667 323.21	66 138 425	18 766 723.21
20	46 536 480	21 207 600	6 223 864.34	73 967 945	27 431 464.34
25	45 715 496	29 162 700	7 728 160.03	82 606 356	36 890 860.03
30	44 908 749	37 870 200	9 244 201.70	92 023 151	47 114 401.70
35	44 116 239	47 260 350	10 772 084.85	102 148 674	58 032 434.85
40	43 337 966	57 278 700	12 311 858.08	112 928 525	69 590 558.08
45	42 573 931	67 882 500	13 863 548.76	124 319 979	81 746 048.76
50	41 824 132	79 035 750	15 427 173.47	136 287 055	94 462 923.47
55	41 088 570	90 708 300	17 002 742.85	148 799 613	107 711 042.85
60	40 367 246	102 874 500	18 590 264.03	161 832 010	121 464 764.03
65	39 660 158	115 511 400	20 189 741.97	175 361 300	135 701 141.97
70	38 967 308	128 599 650	21 801 180.24	189 368 138	150 400 830.24
75	38 288 695	142 121 250	23 424 581.46	203 834 526	165 545 831.46
80	37 624 318	156 814 650	25 059 947.60	219 498 916	181 874 597.60
85	36 974 179	170 403 750	26 707 280.16	234 085 209	197 111 030.16
90	36 338 277	185 137 200	28 366 580.34	249 842 058	213 503 780.34
95	35 716 612	200 249 550	30 037 849.06	266 004 011	230 287 399.06

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure (III.16).

On prend une largeur déversant de 30 mètre avec une hauteur déversante de $H_{dév}=1.25m$.

Donc la hauteur du barrage est : $H_b = 16.25$ mètre.

Et le niveau de crête est : ∇ Crête = 824.25m NGA.

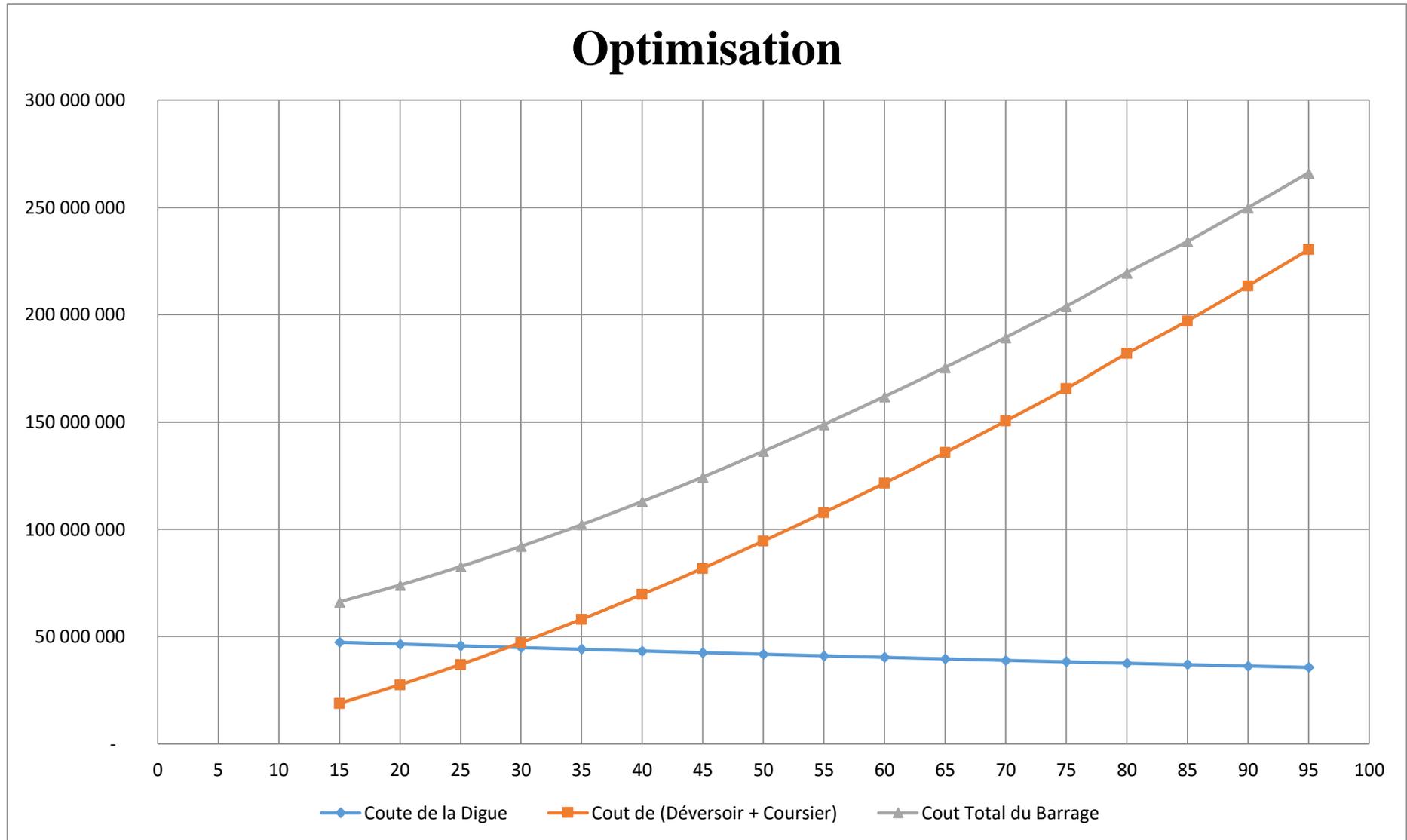


Figure III.15 : Courbe d’Optimisation.

Tableau III.59 : Les caractéristiques du barrage.

DENOMINATION	UNITE	QUANTITE
Volume mort	m ³	17 888,26
Volume utile	m ³	36 041,49
Volume au niveau normal de la retenue	m ³	53 929,75
Cote de fond (▼fond)	m	808
Cote au niveau mort (▼NVM)	m	814.80
Cote au niveau normal de retenue (▼NNR)	m	821.00
Cote de plus hautes eaux (▼NPHE)	m	822.25
Cote de la crête (▼crete)	m	824.25
Largeur de déversoir	m	30
La Hauteur Déversante	m	1.25
Le Débit laminé	m ³ /s	91.00

D'après l'étude d'optimisation, nous optons pour une la largeur optimale du déversoir est de 30 mètre, pour un débit laminé de 24,64 m³/s, et pour un volume en charge (Forcé) de 6 985.29 m³ et une charge déversante de 1.25 mètre.

III.11 METHODE DE MUSKINGUM (FREAD, D.L.1993)

Dans de dimensionnement de l'évacuateur on a travaillé sur un débit de crue qui égal à 115.33 m³/s qui correspond à une période de retour de 100 ans.

L'écoulement pendant la crue obéit aux équations de Saint-Venant ces équations traduisent la conversion de la masse et de quantité de mouvement à travers une section d'écoulement.

La méthode de Muskingum se base sur l'équation de Saint-Venant qui est utilisable même pour un écoulement non permanent.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \frac{\partial y}{\partial x} = g \cdot A (S_0 - S_f) + q \frac{Q}{A} \quad (\text{III.100})$$

L'équation de continuité :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (\text{III.101})$$

Ou
$$I - O = \frac{\partial S}{\partial t} \quad (\text{III.102})$$

Avec:

A : La section d'écoulement ;

I : Le débit entrant ;

Q : le débit latéral ;

O : Le débit sortant ;

S : L'emmagasinement ou le stockage.

Si on cherche à calculer le volume stocké entre deux temps t_1 et t_2 on applique la relation suivante :

$$\Delta S = S_1 - S_2 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) dt \quad (\text{III.103})$$

En simplifiant cette équation on trouve :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_2 \quad (\text{III.104})$$

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

$$\frac{dS}{\Delta t} + O = f(O) \quad (\text{III.105})$$

Les données de calcul sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.60 : Les paramètres utilisés dans la méthode de Muskingum.

$Q_{crue}(m^3/s)$	115.33
NNR (m)	13
Cote NNR (m)	821
m	0.49
dt (h)	0.03
dt (s)	108
Temps de base (h)	0.579
Racine (2*g)	4.429

On applique la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir de $B=30m$.

Le débit évacué par le déversoir suit la loi suivante :

$$Q = m \cdot B \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H^{\frac{3}{2}} \quad (\text{III.106})$$

On prend $m=0.49$

La courbe Surface-Hauteur suit une équation linéaire avec un coefficient de corrélation $r^2=0,9997$ entre le niveau 820m NGA à 825mNGA.

$$S = -3,82874999997 \cdot H^2 + 13\,674,0677499 \cdot H - 8\,595\,501,85748 \quad (\text{III.107})$$

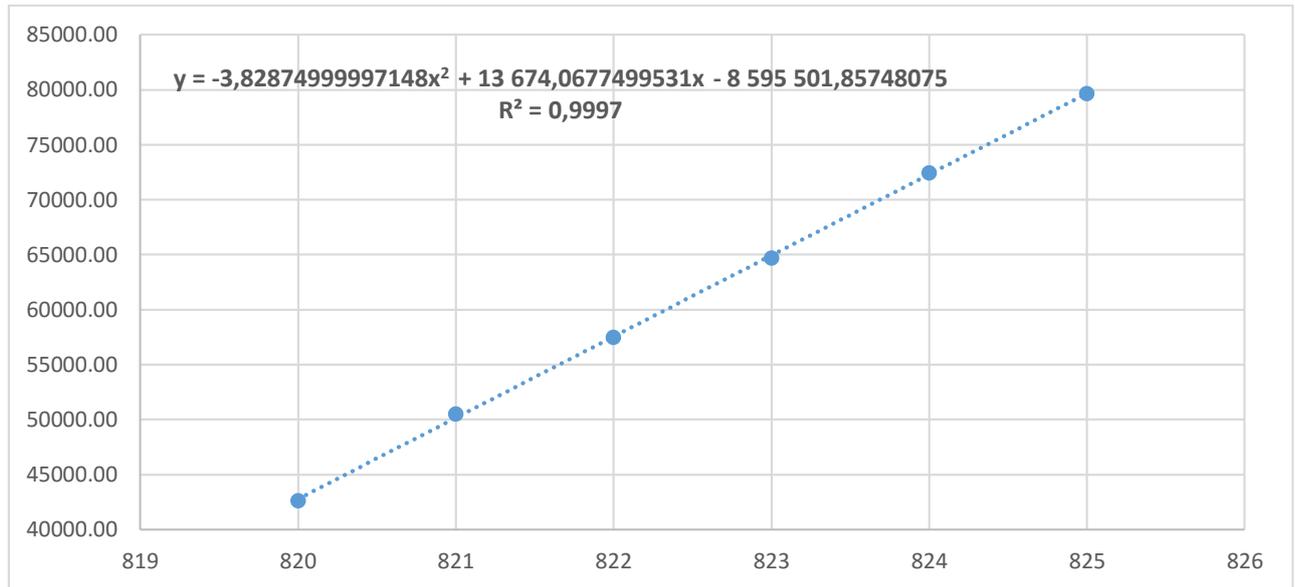


Figure III.16 : Modélisation de la courbe Surface-Hauteur.

Initialement le débit de sortie $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$, la Hauteur $H = 0.16\text{m}$ et le volume stocké $V_s = 0 \text{ m}^3$.

La valeur max qui corresponde au débit max $H_{\text{max}} = 1.46 \text{ m}$.

Les résultats obtenus pour un pas de 0.03h et le H choisi sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.61 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage.

COTE mNGA	H(m)	SURFACE (Km2)	S (Mm3)	O _{sortie} (m3/s)	(2S/dt+O _{entre})
0,16	821,16	51 385,73	8 434,45	4,33	238,62
0,20	821,20	51 650,59	10 330,12	5,82	292,77
0,30	821,30	52 389,12	15 716,74	10,70	447,28
0,50	821,50	53 865,96	26 932,98	23,02	771,16
0,70	821,70	55 342,49	38 739,74	38,13	1 114,24
0,90	821,90	56 818,72	51 136,85	55,59	1 476,06
1,00	822,00	57 556,72	57 556,72	65,11	1 663,91
1,10	822,10	58 294,64	64 124,10	75,12	1 856,35
1,25	822,25	59 401,38	74 251,72	91,00	2 153,55
1,30	822,30	59 770,25	77 701,33	96,51	2 254,88
1,46	822,46	60 979,43	89 268,93	115,33	2 595,02

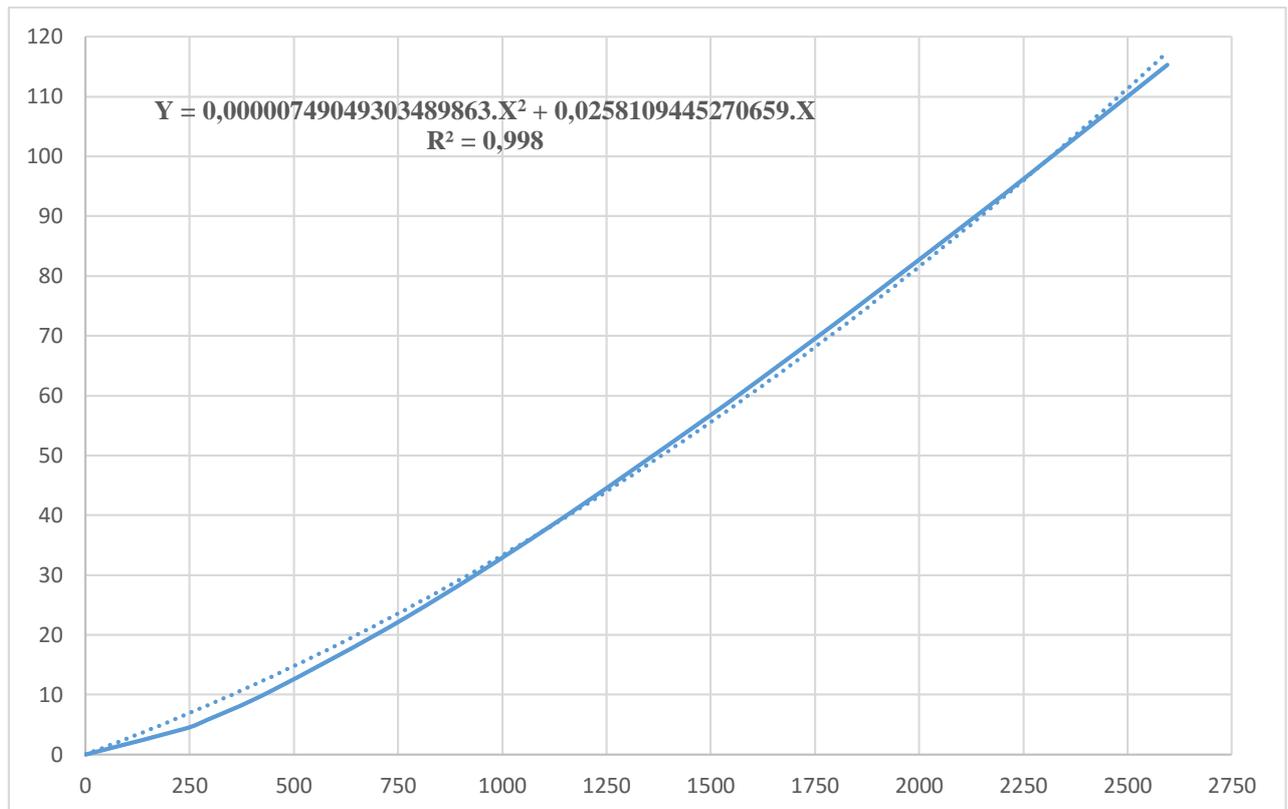


Figure III.17 : Courbe caractéristique de la cuvette.

En utilisons la courbe ci-dessus et l'équation suivante pour déterminé l'hydrogramme laminé à partir du tableau suivant :

$$2 * \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 * \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2 * O_2 \quad (\text{III.108})$$

Tableau III.62 : Calcul de l'hydrogramme laminé pour B = 30m.

Temps(h)	I(m ³ /s)	I ₁ +I ₂ (m ³ /s)	(2S/delta T+O _{ENTRÉ}) (m ³ /s)	(2S/delta T+O)-2*O _{sortie} (m ³ /s)	Débit De Sortie O (m ³ /s)
0	0	0	0	0	0
0,03	2,79	2,787	2,787	2,641	0,073
0,06	11,15	13,933	16,574	15,704	0,435
0,09	25,08	36,225	51,929	49,176	1,376
0,12	44,59	69,664	118,841	112,424	3,208
0,15	69,66	114,249	226,673	214,074	6,300
0,193	115,33	184,994	399,068	375,875	11,597
0,233	83,06	198,393	574,268	539,412	17,428
0,273	59,82	142,887	682,300	639,802	21,249
0,313	43,09	102,910	742,713	695,792	23,460
0,353	31,03	74,118	769,911	720,964	24,473
0,393	22,35	53,382	774,346	725,067	24,640
0,433	16,10	38,447	763,514	715,046	24,234
0,473	11,59	27,690	742,736	695,814	23,461
0,513	8,35	19,943	715,757	670,823	22,467
0,553	6,01	14,363	685,187	642,480	21,353
0,579	4,33	10,345	652,825	612,447	20,189
0,609	0	4,331	616,778	578,956	18,911
0,709	0	0,000	578,956	543,776	17,590
0,809	0	0,000	543,776	511,015	16,381
0,909	0	0,000	511,015	480,474	15,271
1,009	0	0,000	480,474	451,974	14,250
1,109	0	0,000	451,974	425,354	13,310
1,209	0	0,000	425,354	400,469	12,443
1,309	0	0,000	400,469	377,186	11,641
1,409	0	0,000	377,186	355,386	10,900
1,509	0	0,000	355,386	334,959	10,213
1,609	0	0,000	334,959	315,808	9,576
1,709	0	0,000	315,808	297,841	8,984
1,809	0	0,000	297,841	280,974	8,433
1,909	0	0,000	280,974	265,132	7,921
2,009	0	0,000	265,132	250,246	7,443
2,109	0	0,000	250,246	236,250	6,998
2,209	0	0,000	236,250	223,085	6,582
2,309	0	0,000	223,085	210,697	6,194
2,409	0	0,000	210,697	199,036	5,831
2,509	0	0,000	199,036	188,054	5,491
2,609	0	0,000	188,054	177,708	5,173
2,709	0	0,000	177,708	167,959	4,875

2,809	0	0,000	167,959	158,768	4,595
2,909	0	0,000	158,768	150,102	4,333
3,009	0	0,000	150,102	141,928	4,087
3,109	0	0,000	141,928	134,216	3,856
3,209	0	0,000	134,216	126,939	3,639
3,309	0	0,000	126,939	120,070	3,435
3,409	0	0,000	120,070	113,584	3,243

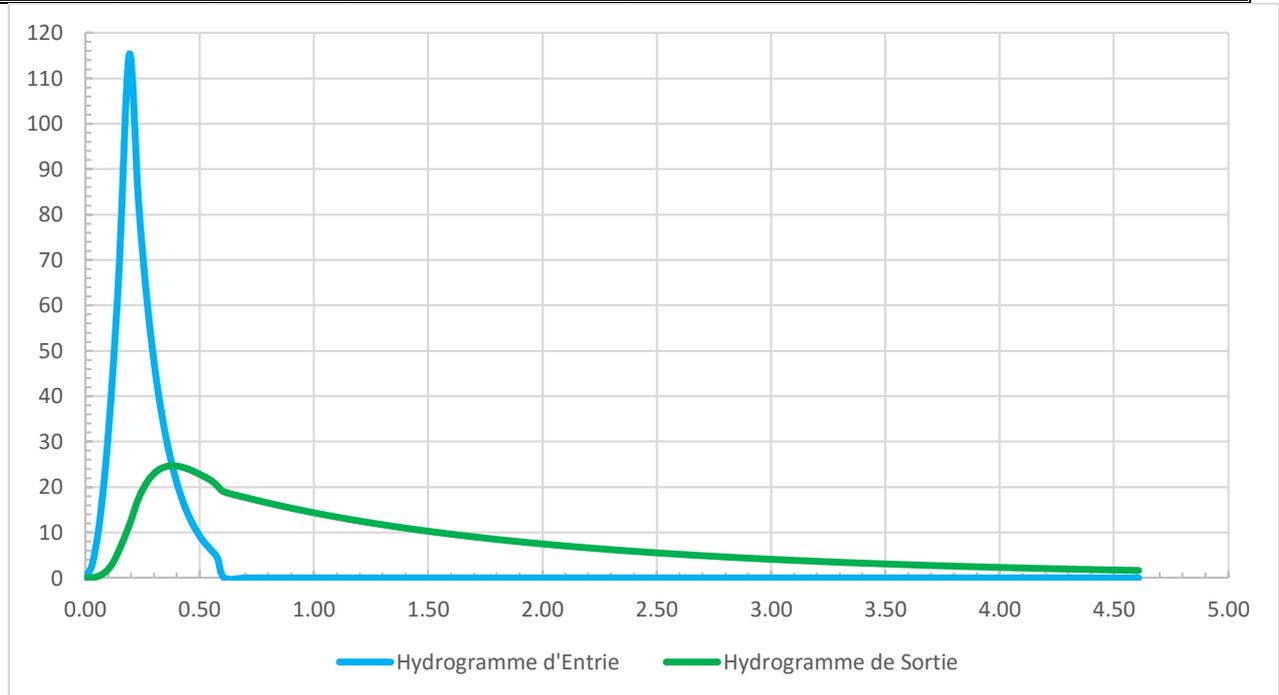


Figure III.18 : Représentation graphique de l’hydrogramme de crue.

D’après la figure ci-dessus la largeur de déversoir de crue étend bien la crue fréquentielle centennale.

CONCLUSION

Cette étude hydrologique nous a permis de calculer des différents paramètres utiles pour bien comprendre le processus et le comportement hydrologique du bassin versant étudié, sachant que notre bassin est un bassin non gaugé ce qui nous a obligé de passer par les formules empiriques qui sont applicables au nord de l’Algérie.

Après avoir déterminé les différents paramètres on a constaté que notre bassin versant est caractérisé par un relief assez accidenté ce qui engendre une vitesse de ruissèlement importante et un temps de concentration très court ce qui le rend dangereux et vulnérable à l’érosion, pour minimiser et faire contrôler cette érosion on doit augmenter le taux de couvert végétal par reboisement.

CHAPITRE IV :
ETUDE DES VARIANTES DE
LA DIGUE

IV. INTRODUCTION

Les barrages en terres peuvent être constitués par des matériaux de construction de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme terre couvre toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même on utilise des roches tendres... etc. Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature de sol, de la fondation et de la forme de la vallée, des problèmes de transport d'approvisionnement, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

IV.1. CHOIX DU SITE ET DU TYPE DE BARRAGE

Les types de barrages peuvent être classés en différentes catégories selon le matériau de construction et selon le mode de résistance à la poussée de l'eau :

- barrages en terre homogènes;
- Barrage zoné ;
- Barrage en enrochement à masque amont.

Les barrages en remblai sont des ouvrages souples et faciles à construire avec le moins de coût par rapport à des barrages poids en béton.

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du site et du type de barrages sont les suivants :

1. la morphologie de la vallée ;
2. la topographie et les apports du bassin versant ;
3. les conditions géologiques et géotechniques ;
4. le contexte météorologique et le régime des crues.

IV.1.1 Morphologie De La Vallée

Tout barrage est nécessairement lié à son environnement. La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site du barrage et du type d'ouvrage le mieux adapté. Bien

entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit, précédé à l'amont par un élargissement de la vallée, à condition que les appuis du barrage soient sains (resserrement indépendant d'une zone d'éboulement ou d'un glissement). Ce type de site est peu fréquent, soit parce qu'il n'existe pas toujours de resserrement de vallée dans la nature, soit parce que le choix du site n'obéit pas toujours aux seules considérations techniques. En première approximation, une vallée large conviendra mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai. Un site étroit conviendra aussi à un barrage poids.

IV.1.2 Géologie Et Conditions De Fondation

La nature, la résistance, l'épaisseur, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées au droit du site constituent un ensemble de facteurs souvent déterminants dans la sélection du type de barrage.

IV.1.3 Matériaux Disponibles

La disponibilité sur le site, ou à proximité, de matériaux utilisables pour la construction d'un barrage a une incidence considérable, souvent même prépondérante sur le choix du type de barrage :

- Sols utilisables en remblai ;
- Enrochements pour remblai ou protection de talus (rip-rap);
- Agrégats à béton;
- Liants (ciment, cendres volantes ...).

La possibilité d'extraire ces matériaux de l'emprise du barrage permet d'accroître la capacité de stockage. En outre, cela minimise généralement les coûts de transport et de remise en état des zones d'emprunts.

IV.1.4 Crues Et Ouvrages Hydrauliques

Le coût des ouvrages d'évacuation des crues dépend des caractéristiques hydrologiques du bassin versant. Dans le cas de bassin versant étendu et de crues prévisibles sévères, il peut être intéressant de combiner évacuateur de crues et barrage dans un ouvrage en béton déversant. Au contraire, un déversoir de petites dimensions favorise plutôt le choix d'un barrage en remblai, toutes

choses égales d'ailleurs. Lorsque la construction d'un évacuateur requiert des excavations significatives, la possibilité d'utiliser les produits de déblais favorise aussi un barrage en remblai. Lorsqu'une galerie est requise pour assurer la dérivation provisoire du cours d'eau durant les travaux, cette galerie peut être avantageusement intégrée aux ouvrages d'évacuation des crues.

IV.1.5 Conclusion Sur Le Choix Du Type De Barrage

Le choix du type de barrage s'impose tout naturellement dans bien des cas, sans qu'il soit nécessaire de faire des investigations poussées. Ainsi, lorsque le substratum rocheux est à une profondeur supérieure à environ 5mètres, seul un barrage en remblai est raisonnablement envisageable, du moins pour les ouvrages de hauteur inférieure à 25mètres. Dans certaines régions, le contexte géologique est tel que le type de barrage est presque toujours le même. Dans d'autres cas, le choix du type de barrage sera un compromis entre les différents aspects suivants :

- Nature de la fondation ;
- Disponibilité de matériaux à proximité ;
- Hydrologie.

Pour aboutir au meilleur choix économique. Mais il y aura toujours intérêt à choisir le plus rapidement possible, en règle générale à l'issue des études de faisabilité.

IV.2 ETUDE DES VARIANTES POSSIBLES

En prévision de l'étude de variantes d'une retenue homogène ou hétérogène, avec usage des matériaux naturels locaux, il a été procédé à une distance proche du site, à une localisation sommaire de ces matériaux, en vue de leur exploitation pour les besoins de réalisation. L'analyse litho stratigraphique des affleurements régionaux et locaux le confirme. Les zones d'emprunt potentielles seraient certainement à proximité du site du barrage .Ce qui est un avantage majeur pour retenir la variante d'une digue en remblai compacté.

Nous avons envisagé d'après les études hydrauliques qui précèdent (étude topographique, étude géologique et géotechnique et l'étude hydrologique) d'étudier trois variantes :

- A. Barrage en terre homogène (argile) ;
- B. Barrage en terre zoné ;
- C. Barrage en enrochement a masque en béton.

IV.3 DEFINITION DE PROFIL GENERAL DU BARRAGE

IV.3.1 Hauteur De Barrage

IV.3.1.1 Calcul De La Revanche

Plusieurs formulas sont utilisées pour le calcul de la revanche :

D'après le chapitre précédent les résultats de calcul de la revanche, On opte pour une revanche de 1.5m pour assurer tout éventuel risque.

D'où $H_b = 16.25m$

On admet une valeur de $t = 0,5$ mètre pour le tassement du barrage, cas des barrages en enrochement.

IV.3.2 Largeur En Crête

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête, On opte finalement pour une largeur de crête majorée égale à $b_{cr} = 7m$.

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à : $L = 133.23m$

IV.3.3 Pente Des Talus

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

Tableau IV.01 : Valeurs indicatives des pentes de talus, valeurs qui devront être confirmés par une étude de stabilité.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H < 5	-Homogène	2,5	2,0
	- A zones	2,0	2,0
5 < H < 10	-Homogène granulométrie étendue	2,0	2,0
	-Homogène a font % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2,0	2,5
10 < H < 20	-Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	-Homogène a font % d'argile	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0
H ≥ 20	-Homogène granulométrie étendue	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0

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

A. parement amont $m_1 = 3m$;

B. parement aval $m_2 = 2.5m$.

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

IV.3.4 Bermes

Pour des hauteurs dépassant les 15 mètres de la digue on prévoit des bermes, qui auront un rôle dans l'optimisation des fruits de talus d'autres objectifs tels que l'accès pour la réparation des talus. Les bermes sont de (2-4) mètres de largeur et de pente (2 à 3) %. Dans notre cas $H = 16.25m$,

dans notre cas on opte pour une berme à une hauteur de 9m du barrage avec 3m de largeur dans le côté aval à une pente de 2%, cote 817mNGA.

IV.3.5 Revêtement De La Crête Et Des Talus De La Digue

IV.3.5.1 Protection De La Crête

La crête de la digue sera revêtue d'une couche de produit asphaltée de 40cm 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.

IV.3.5.2 Le Talus Aval

Sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé au fur à mesure des travaux de terrassement. On fait un enrochement de pierre d'épaisseur (0.2m).

IV.3.5.3 Le Talus Amont

Il sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leurs vitesses de propagations V par la méthode de «T.V.A».

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, en général, a montré que le rip-rap est le moyen de protection de talus le plus efficace.

IV.3.6 Calcul De L'épaisseur De Rip-Rap

IV.3.6.1 Méthode T.V.A (Tennessee-Valley-Authority)

Cette méthode déterminée par la formule suivante:

$$e = C \cdot V^2 \quad (IV.1)$$

Avec :

e: Epaisseur de l'enrochement en m ;

V : Vitesse de propagation des vagues déterminée par la formule de Gaillard en m/s ; sachant que **V=3.16m/s**.

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et de du poids spécifique du matériau d'enrochement.

Les valeurs de C sont données par le tableau suivant :

Tableau IV.2: Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et u poids spécifique du matériau d'encrochement γ_s .

Fruits des talus	Valeur de C en fonction du poids spécifique		
	$\gamma_s = 2.5$	$\gamma_s = 2.65$	$\gamma_s = 2.80$
12 :1	0.027	0.022	0.020
4 :1	0.027	0.024	0.022
3 :1	0.028	0.025	0.023
2 :1	0.031	0.028	0.026

D'après le tableau $C = 0.028$, donc nous obtenons une épaisseur d'encrochement

$$e = 0,28m$$

D'autres auteurs disent que les valeurs du coefficient c peuvent être utilisées de la manière suivante:

- Pour des digues homogènes : $c = 0.024$
- Pour des digues zonées : $c = 0.025$

V.3.6.2 Méthode de (U.S.ARMY)

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

Tableau IV.3 : Epaisseur de l'encrochement et d_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.

Hauteur des Vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche (m)	D_{50} (cm)
0.0 - 0.3	0.30	0.2
0.3 - 0.6	0.40	0.2
0.6 - 1.2	0.45	0.3
1.2 - 1.8	0.55	0.3
1.8 - 2.4	0.70	0.4
2.4 - 3.0	0.80	0.4

Pour notre cas, $0.6\text{m} < H=0,83\text{m} < 1.2\text{m}$, $e = 0.45\text{ m}$, $D = 0.30\text{m}$.

CONCLUSION

En analysant les résultats obtenus, on peut conclure que l'épaisseur à retenir pour le dimensionnement de la digue est **$e=0,45\text{m}$** avec un diamètre moyen de **$d_m=30\text{cm}$** pour le talus en amont.

Et de **$e=0.20\text{m}$** sur le côté aval et avec un diamètre moyen de **$d_m=0.20\text{cm}$** .

IV.4 ETANCHEITE DU BARRAGE

IV.4.1 Le Noyau

Le noyau en matériaux argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite.

Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité.

IV.4.1.1 Dimensionnement Du Noyau

C. La Hauteur Du Noyau

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

H_b : hauteur du barrage

H_n : hauteur du noyau

A.N : $H_n = 15.25\text{m}$

D. La Largeur En Crête Du Noyau

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

$$L_{c,n} = (1/6) \cdot H_b \quad (\text{IV.3})$$

A.N: $L_{c,n} = 2.71\text{m}$

IV.4.2 Classification De L'ouvrage

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation, en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. En pour connaître la classe de notre barrage nous avons le tableau suivant :

Tableau IV.4: Classe du barrage en terre en fonction du type de fondation. [7]

Type de sols de fondation	Classe du Barrage			
	I	II	III	IV
	Hauteur du Barrage (m)			
Sols rocheux	>100	70 - 100	25 - 70	< 25
Sablonneux, pierreux, argileux non plastique	75	35 - 75	25 - 35	< 15
Terrain argileux plastique	>50	25 – 50	15 – 25	< 15

D'après le tableau notre barrage appartient à la classe III.

IV.4.2.1 Les Fruits Des Talus

Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition suivante.

$$\frac{\Delta H}{b_{\text{noy}}} \leq i_{\text{adm}} \quad (\text{IV.4})$$

Avec:

ΔH : Différence de charge entre l'amont et l'aval ;

$$\Delta H = H_1 - H_2 \quad (\text{IV.5})$$

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval, $H_2 = 0\text{m}$;

H_1 : Hauteur d'eau a l'amont, $H_1 = 7.45\text{m}$;

b_{moy} : largeur a la base du noyau en m ;

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

Tableau IV.5: Valeurs d' I_{adm} en fonction du type d'ouvrage. [5]

Type du sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile	1.5	1.50	1.80	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable	0.70	0.80	0.90	1.00
Limon	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la IIIème classe alors, on prend $I_{\text{adm}}=1.80$

IV.4.2.2 Largeur Moyenne En Base Du Noyau

$$b_{\text{moy}} \geq \frac{\Delta H}{I_{\text{adm}}} = \frac{H_1}{I_{\text{adm}}} \quad (\text{IV.6})$$

A.N: $b_{\text{moy}} = 4.14\text{m}$

$$L_b = 2 * b_{\text{moy}} - L_{c,n} \quad (\text{IV.7})$$

A.N: $L_b = 5.58\text{m}$

IV.4.2.3 Détermination Des Fruits Des Talus

$$L_b = 2 * m * H_n + L_{c,n} \quad (\text{IV.8})$$

Avec,
$$m = \frac{L_b - L_{c,n}}{2H_n} \quad (\text{IV.9})$$

On aura : $m = 0.094$

IV.4.2.4 La Cote En Crête Du Noyau

$$NC_n = C_{fond} + H_n \quad (IV.10)$$

A.N: $NC_n = 808 + 15.25 = 823.25 \text{ m NGA}$

IV.4.3 Les Drains

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie avale 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 de les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

IV.4.3.1 Dimension De Drain

$$H_d = H_{NNR} + 0.2 = 13 + 0.2 = 13.20 \text{ m}$$

Epaisseur du gravier = 1 m;

Epaisseur du sable = 0.2 m.

IV.4.3.2 Dimensionnement Du Prisme De Drainage (Drain Prisme)

➤ Hauteur

$$H_p = (0.15 - 0.2) H_b \quad (IV.11)$$

Avec :

H_b : Hauteur de la retenue ($H_b = 16.25 \text{ m}$).

On prend $H_p = 0.15 \cdot H_b$,

Donc on aura : **$H_p = 2.44 \text{ m}$**

➤ Fruit des talus

$m_1 = (1 - 2)$; $m_2 = (1.5 - 2.5)$

Donc, on prend : **$m_1 = 1.5$; $m_2 = 1.5$**

➤ **Largeur Au Sommet**

La largeur (bp) est calculée comme suit :

$$bp = \left(\frac{1}{3} ; \frac{1}{4}\right)Hp \quad (\text{IV.12})$$

On prend $b_p = \frac{1}{3} H_p$; ce qui donne : **$b_p = 0.81 \text{ m}$**

IV.4.3.3 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 $\frac{1}{4}$ à $\frac{1}{3}$ de l'emprise du barrage, on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de 1 m.

➤ **La Longueur Du Drain-Tapis**

$$L_d = \frac{L_b}{3} \quad (\text{IV.13})$$

L_b : Longueur transversale du barrage ($L_b=99.38$)

A.N : **$L_d = 33.13\text{m}$**

IV.4.3.4 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'enrochement ou de graviers partagées 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.

L'épaisseur d'un tel drainage doit être supérieure à 1m et sa position idéale est à l'aval de l'axe du barrage.

Admettant une hauteur de drain de $H=13.20\text{m}$

IV.4.4 Les Filtres

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 conceptions des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établies par BERTRAM (Université de Harvard), basé sur les conditions de TERZAGHI, perfectionnés en suite par les travaux du corps d'ingénieurs de l'armée et le bureau de réclamation des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

IV.4.4.1 Critères De Conception

Condition d'entraînement des particules fines pour le phénomène de renard.

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{85}(\text{sol})} \leq 4 \div 5 \quad (\text{IV.14})$$

Condition de perméabilité.

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{15}(\text{sol})} \leq 4 \div 5 \quad (\text{IV.15})$$

Condition de parallélisme des courbes granulométriques.

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{d_{50}(\text{sol})} < 25 \quad (\text{IV.16})$$

Condition d'uniformité du filtre.

$$\frac{D_{60}(\text{filtre})}{d_{10}(\text{sol})} \leq 20 \quad (\text{IV.17})$$

Pour une granulométrie étendue, plusieurs critères sont proposés, suivant pays et les organismes de normalisations. Les critères en vigueur à l'USBR dépendent de la catégorie du sol à protéger :

Tableau VI.6: D_{15} en fonction de la catégorie du sol à protégé. [4]

Catégorie	Sol à protéger % plus fin que 80 μm	Critère de rétention
1	Silts fins et argiles - plus de 85 % plus fins	$D_{15} \leq 9 d_{85}$ (minimum 0,2 mm)
2	Sables, silts, argiles et sables silteux 40 à 80 % plus fins	$D_{15} \leq 0,7 \text{ mm}$
3	Sables et graviers silteux et argileux 15 à 39 % plus fins	Interpolation entre catégories 2 et 4
4	Sables et graviers, moins de 15 % plus fins	$D_{15} \leq 4 d_{85}$

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

$$K = 0,35 (D_{15})^2 \quad (\text{IV.18})$$

Avec:

$D_{15} = 0,6 \text{ mm}$ (d'après de la courbe granulométrique pour le projet d'exécution on se trouve dans la 2ème catégorie) ;

AN : $K = 1,26 \cdot 10^{-3} \text{ cm/s}$.

Notre sol est caractérisé par une perméabilité du sol modérément faible.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- Couches horizontales de sable : 0,15 m ;
- Couche horizontales de graviers : 0,30m ;
- Couches verticales ou inclinées : 0,50m.

IV.4.5 Clé D'ancrage

Une clé d'encrage est prévue dans la continuité de la digue afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméables.

La clé d'encrage est constituée du matériau identique à celui du noyau. Sa profondeur à partir du terrain naturel est de 2,5m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à

atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.3m. La pente des talus de la clé d'encrage est : $m=1$.

IV.4.6 Digue En Enrochement A Masque Amont [5]

Le corps en remblai, composé de matériaux perméable, assure seulement cette dernière fonction, sans trop de problèmes d'ailleurs car perméabilité signifié granulométrie grossière et donc bonne qualité mécanique. L'étanchéité est obtenue grâce à la pose sur le talus amont d'une membrane mince (géomembrane ou voile bitumineux...).

Dans notre cas on opte pour une couche de protection en béton armé de 0.35m pour assurer une étanchéité meilleur du parement amont.

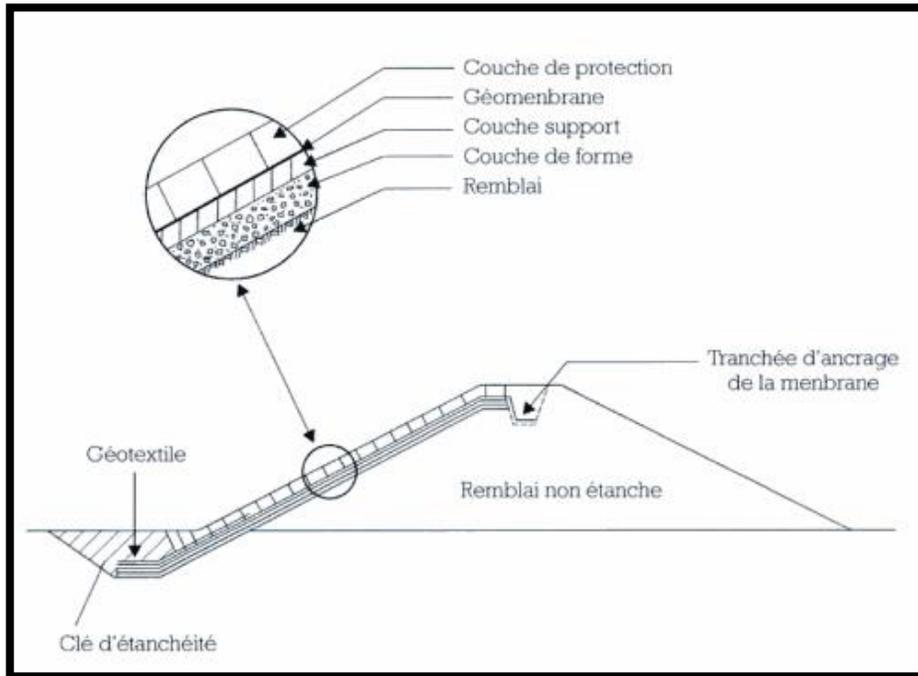


Figure IV.01: Exemple d'un barrage en remblai non-étanche a masque amont
(source : C.I.G.B).

IV.5 ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE

Le cout du barrage est déterminé de la manière suivante :

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

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \quad (IV.19)$$

N_{cr} : Cote de la crête du barrage ;

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

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

$$S = \frac{B_{pi} + b_{cr}}{2} * H_i \quad (IV.20)$$

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

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) * H_{bi} \quad (IV.21)$$

Ou :

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.

$$V_i = \frac{W_i + W_{i+1}}{2} * L_i \quad (IV.22)$$

Avec:

$$V_b = \sum V_i ; \quad (IV.23)$$

L : Distance horizontale séparant deux section successives S_i et S_{i+1} .

En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

Sur la base du volume de différents matériaux utilisés pour la construction du barrage pour les différentes variantes, et le prix unitaires pratiqués pour l'agence nationale des barrages et de transfert (ANBT), nous déterminions les couts des différentes variantes.

IV.5.1 Barrage En Terre Homogène (Argile)

Données et dimensionnement :

Pente Des Talus

- Amont $m_1=3$;
- Aval $m_2=2.5$.
- Hauteur de barrage au droit du lit : $H_b=16.25m$.

IV.5.1.1 Recharge (Argile)

Tableau IV.7: Volume de recharge (Argile).

COUPE	BI	BI	HI	SI	SMOY	LI	V
1	7	7	0	7.88	18.77	9.28	174.22
2	7	19.375	2.25	29.67	112.48	14.22	1 599.53
3	7	46.875	7.25	195.30	319.48	14.22	4 543.07
4	7	71.875	11.25	443.67	519.55	14.22	7 387.96
5	7	82.875	13.25	595.42	729.86	14.22	10 378.60
6	7	99.375	16.25	864.30	816.73	14.22	11 613.96
7	7	93.875	15.25	769.17	682.30	14.22	9 702.26
8	7	82.875	13.25	595.42	436.38	14.22	6 205.31
9	7	55.675	8.85	277.34	277.34	14.22	3 943.73
10	7	30.375	4.25	79.42	79.42	10.19	809.31
Total (m³)							56 357.95

IV.5.1.2 Drains

Les tableaux suivants récapitulent les volumes des graviers utilisés pour les filtres et les drains.

Tableau IV.8 : Volume de gravier pour le drain vertical.

COUPE	BI	BI	HI	SI	SMOY	LI	V _{VERTICAL}
1	1	1	0	0.00	0.13	9.28	1.16
2	1	1	0.25	0.25	2.23	14.22	31.64
3	1	1	4.2	4.20	6.20	14.22	88.16
4	1	1	8.2	8.20	9.20	14.22	130.82
5	1	1	10.2	10.20	11.70	14.22	166.37
6	1	1	13.2	13.20	12.70	14.22	180.59
7	1	1	12.2	12.20	11.20	14.22	159.26
8	1	1	10.2	10.20	8.00	14.22	113.76
9	1	1	5.8	5.80	3.50	14.22	49.77
10	1	1	1.2	1.20	1.20	10.19	12.23
Total (m3)							933.78

Tableau IV.9 : Volume de gravier pour le drain-tapis

COUPE	SI	SMOY	LI	V
1	0.00	16.57	1.35	22.36
2	33.13	33.13	9.61	318.38
3	33.13	33.13	8.25	273.32
4	33.13	33.13	12.76	422.74
5	33.13	33.13	3.58	118.61
Total (m³)				1 155.41

Tableau IV.10 : Volume de gravier et du sable pour le prisme d'encrage

COUPE	SI	SMOY	LI	VSABLE	VGVIERR
1	0	1.09	5.62	6.13	30.66
2	2.18	2.18	14.22	77.80	155.14
3	2.18	2.18	14.22	56.02	155.14
4	2.18	2.18	14.22	76.76	155.14
5	2.18	2.18	8.21	11.28	89.57
Total				227.99	585.65

Le tableau suivant récapitule les volumes de graviers pour les différents organes de la première variante (barrage en terre homogène).

Tableau IV.11: Volume de gravier total pour la première variante

Gravier	Volume (m ³)
drain vertical	933.78
drains-tapis	1 155.41
Prisme d'encrage	585.65
Total (m³)	2 674.84

IV.5.2 Barrage Zoné A Noyau D'argile

Dans cette variante la digue est caractérisée par un noyau imperméable en argile est un drain-tapis pour évacuer les eaux infiltré dans le corps de la digue.

Données de dimensionnements :

- Pente des talus
- Amont m1=3 ;

- Aval $m_2=2.5$.

Hauteur du barrage au droit de lit : $H_b=16.25m$;

Hauteur du noyau : $H_n=15.25m$;

Largeur en crête du noyau : $L_{cn}=2.71m$;

Largeur a la base du noyau : $L_{base}=5.58m$.

Les pentes des talus du noyau

- Talus amont est 0.094 ;
- Talus aval est 0.094.

IV.5.2.1 Le Noyau

Tableau IV.12: Volume du noyau.

COUPE	Clé d'ancrage	BI	BI	HI	SI	SMOY	LI	V
1	0	2.71	5.58	0	0.00	8.15	9.28	75.64
2	0	2.71	5.58	2.25	16.30	26.66	14.22	379.16
3	0	2.71	5.58	7.25	37.03	45.68	14.22	649.55
4	0.58	2.71	5.58	11.25	54.33	58.48	14.22	831.53
5	0.58	2.71	5.58	13.25	62.62	68.84	14.22	978.89
6	0.58	2.71	5.58	16.25	75.06	72.98	14.22	1 037.83
7	0.58	2.71	5.58	15.25	70.91	66.77	14.22	949.42
8	0.58	2.71	5.58	13.25	62.62	53.14	14.22	755.65
9	0	2.71	5.58	8.85	43.66	60.21	14.22	856.19
10	0	2.71	5.58	4.25	24.59	61.21	10.19	623.73
Total (m³)								7 137.58

IV.5.2.2 Recharge

Tableau IV.13: Volume des recharges.

COUPE	BI	BI	HI	SI	SMOY	LI	V
1	7	7.00	0	0.00	6.69	9.28	62.04
2	7	19.38	2.25	13.37	85.82	14.22	1 220.37
3	7	46.88	7.25	158.27	273.81	14.22	3 893.52
4	7	71.88	11.25	389.34	461.07	14.22	6 556.42
5	7	82.88	13.25	532.80	661.02	14.22	9 399.71
6	7	99.38	16.25	789.24	743.75	14.22	10 576.13
7	7	93.88	15.25	698.26	615.53	14.22	8 752.85
8	7	82.88	13.25	532.80	383.24	14.22	5 449.67
9	7	55.68	8.85	233.68	144.25	14.22	2 051.30
10	7	30.38	4.25	54.83	54.83	10.19	558.72
Total (m³)							48 520.73

Tableau IV.14: Volume de gravier pour le filtre.

COUPE	BI	BI	HI	SI	SMOY	LI	V
1	1	1	0	0.00	1.13	9.28	10.44
2	1	1	2.25	2.25	4.75	14.22	67.55
3	1	1	7.25	7.25	9.25	14.22	131.54
4	1	1	11.25	11.25	12.25	14.22	174.20
5	1	1	13.25	13.25	14.75	14.22	209.75
6	1	1	16.25	16.25	15.75	14.22	223.97
7	1	1	15.25	15.25	14.25	14.22	202.64
8	1	1	13.25	13.25	11.05	14.22	157.13
9	1	1	8.85	8.85	6.55	14.22	93.14
10	1	1	4.25	4.25	4.25	10.19	43.31
Total (m³)							1 313.64

Tableau IV.15: Volume du sable total pour le drain vertical.

COUPE	BI	BI	HI	SI	SMOY	LI	V
1	0.2	0.20	0	0.00	0.03	9.28	0.23
2	0.2	0.20	0.25	0.05	0.45	14.22	6.33
3	0.2	0.20	4.2	0.84	1.24	14.22	17.63
4	0.2	0.20	8.2	1.64	1.84	14.22	26.16
5	0.2	0.20	10.2	2.04	2.34	14.22	33.27
6	0.2	0.20	13.2	2.64	2.54	14.22	36.12
7	0.2	0.20	12.2	2.44	2.24	14.22	31.85
8	0.2	0.20	10.2	2.04	1.60	14.22	22.75
9	0.2	0.20	5.8	1.16	0.70	14.22	9.95
10	0.2	0.20	1.2	0.24	0.24	10.19	2.45
Total (m³)							186,76

Tableau IV.16: Volume de sable pour le filtre.

COUPE	BI	BI	HI	SI	SMOY	LI	V
1	0.2	0.20	0	0.00	0.23	9.28	2.09
2	0.2	0.20	2.25	0.45	0.95	14.22	13.51
3	0.2	0.20	7.25	1.45	1.85	14.22	26.31
4	0.2	0.20	11.25	2.25	2.44	14.22	34.75
5	0.2	0.20	13.19	2.64	2.63	14.22	37.46
8	0.2	0.20	13.15	2.63	2.20	14.22	31.28
9	0.2	0.20	8.85	1.77	1.31	14.22	18.63
9	0.2	0.20	4.25	0.85	0.85	10.19	8.66
Total (m³)							172.69

Tableau IV.17: Volume de sable pour le drain tapis.

COUPE	SI	SMOY	LI	V
1	0.00	3.31	1.35	4.47
2	6.63	6.63	9.61	63.68
3	6.63	6.63	8.25	54.66
4	6.63	6.63	12.76	84.55
5	6.63	3.31	3.58	11.85
Total (m³)				219.21

Tableau IV.18: Volume de sable pour le prisme d'ancrage.

COUPE	SI	SMOY	LI	V
1	0	1.26	1.43	1.79
2	2.51	2.51	14.2	35.64
3	2.51	2.51	14.22	35.69
4	2.51	2.51	14.22	35.69
5	2.51	1.26	3.04	3.83
Total				112.65

Le tableau suivant récapitule les volumes totaux de sable les différents organes de la deuxième variante (barrage zoné a noyau d'argile).

Tableau IV.19: Volume total de sable pour les filtres et les drains.

SABLE	VOLUME (m ³)
drain vertical	186.76
Filtre	172.69
Drain Tapis	219.21
Prisme d'Ancrage	112.65
Total (m³)	673.31

IV.5.1.3 Le Rip-Rap

Tableau IV.20: Volume de rip-rap.

COUPE	YI	E	HI	SI	SMOY	LI	V
1	0.00	0.45	0	0.00	1.60	9.28	14.86
2	7.12	0.45	2.25	3.20	6.76	14.22	96.12
3	22.93	0.45	7.25	10.32	13.16	14.22	187.18
4	35.58	0.45	11.25	16.01	17.43	14.22	247.88
5	41.90	0.45	13.25	18.86	20.99	14.22	298.47
6	51.39	0.45	16.25	23.12	22.41	14.22	318.71
7	48.22	0.45	15.25	21.70	20.28	14.22	288.35
8	41.90	0.45	13.25	18.86	15.72	14.22	223.60
9	27.99	0.45	8.85	12.59	12.59	14.22	179.08
10	13.44	1.45	4.25	19.49	19.49	10.19	198.58
Total (m³)							2 052.83

Avec :

Yi : longueur de talus amont en mètre.

IV.5.2.3 Volume De Sable Et Gravier

Tableau IV.21: Volume de sable et de gravier

COUPE	V "PRISME D'ENCRAGE"	V "DRAIN- TAPIS"	V "NOYAU"	VGRAVIER	V SABLE
1	28.91	22.36	10.44	61.71	8.36
2	310.28	318.38	67.55	696.20	112.83
3	310.28	273.32	131.54	715.14	116.66
4	310.28	422.74	174.20	907.21	155.08
5	33.17	59.32	209.75	302.23	57.63
6	-	-	223.97	223.97	44.79
7	-	-	202.64	202.64	40.53
8	-	-	157.13	157.13	31.43
9	-	-	93.14	93.14	18.63
10	-	-	43.31	43.31	8.66
Total (m³)				3 402.68	594.59

IV.5.3 Barrage En Enrochement Avec Masque En Béton

C'est un ouvrage intéressant car la Résistance à la poussée est assurée par le poids propre du massif, il supporte assez bien les tassements et ne soumet à sa fondation qu'à des pressions modérées, cependant c'est un ouvrage dans la réalisation est généralement coûteuse suite aux différentes opérations de désagrégation mécanique des roches préexistantes ainsi que leur mise en place pour le remblai.

L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivante :

$$e = 0.3 + 0.001 * H_b \quad (IV.24)$$

Avec : $H_b = 16.25\text{m}$

H : la hauteur du barrage

A.N : $e = 0,32\text{m}$;

On opte pour une épaisseur d'une en béton de $e=0.35\text{m}$.

IV.5.3.1 Recharges (Enrochement)

Tableau IV.22: Volume des recharges

COUPE	BI	BI	HI	SI	SMOY	LI	V
1	7	7.00	0	32.48	31.08	9.28	288.38
2	7	19.38	2.25	29.67	112.48	14.22	1 599.53
3	7	46.88	7.25	195.30	319.48	14.22	4 543.07
4	7	71.88	11.25	443.67	519.55	14.22	7 387.96
5	7	82.88	13.25	595.42	729.86	14.22	10 378.60
6	7	99.38	16.25	864.30	816.73	14.22	11 613.96
7	7	93.88	15.25	769.17	682.30	14.22	9 702.26
8	7	82.88	13.25	595.42	436.38	14.22	6 205.31
9	7	55.68	8.85	277.34	277.34	14.22	3 943.73
10	7	30.38	4.25	79.42	79.42	10.19	809.31
Total (m³)							56 472.12

IV.5.3.2 Le Masque En Béton

Tableau IV.23: Volume de béton.

COUPE	YI	E	HI	SI	SMOY	LI	V
1	0.00	0.35	0	0.00	1.25	9.28	11.55
2	7.12	0.35	2.25	2.49	5.26	14.22	74.76
3	22.93	0.35	7.25	8.02	10.24	14.22	145.58
4	35.58	0.35	11.25	12.45	13.56	14.22	192.80
5	41.90	0.35	13.25	14.67	16.33	14.22	232.15
6	51.39	0.35	16.25	17.99	14.83	14.22	210.90
7	48.22	0.35	15.25	16.88	11.51	14.22	163.68
8	41.90	0.35	13.25	14.67	9.72	14.22	138.24
9	27.99	0.35	8.85	9.80	7.25	14.22	103.09
10	13.44	0.35	4.25	4.70	4.70	10.19	47.93
Total (m³)							1 320.68

IV.5.4 Estimation Du Cout Des Variantes

Le tableau suivant donne les couts des différentes variantes étudiées.

Tableau IV.24: Les couts des différentes variantes.

variante du barrage	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix (Da)	Cout (da)	Total (da)
Homogène (Argile)	V.Recharge (Argile)	56 357.95	700	39 450 563.85	47 061 609.55
	V.Gravier total	3 054.70	1200	3 665 636.46	
	V.Sable total	721.80	1200	866 158.88	
	V.Rip-rap	2 052.83	1500	3 079 250.36	
Avec Noyau d'Argile	V.Noyau	7 137.58	1200	8 565 090.95	50 782 650.73
	V.Recharges	48 520.73	1000	48 520 734.23	
	V.Gravier total	3 402.68	1200	4 083 219.06	
	V.Rip-rap	2 052.83	1500	3 079 250.36	
	V.Sable total	594.59	1200	713 507.78	
Enrochement a Masque Amont	V.Recharge	56 472.12	1000	56 472 115.56	80 244 355.56
	V.Béton	1 320.68	18 000	23 772 240,00	

Coupe type de la variante N°01 : Barrage Homogène

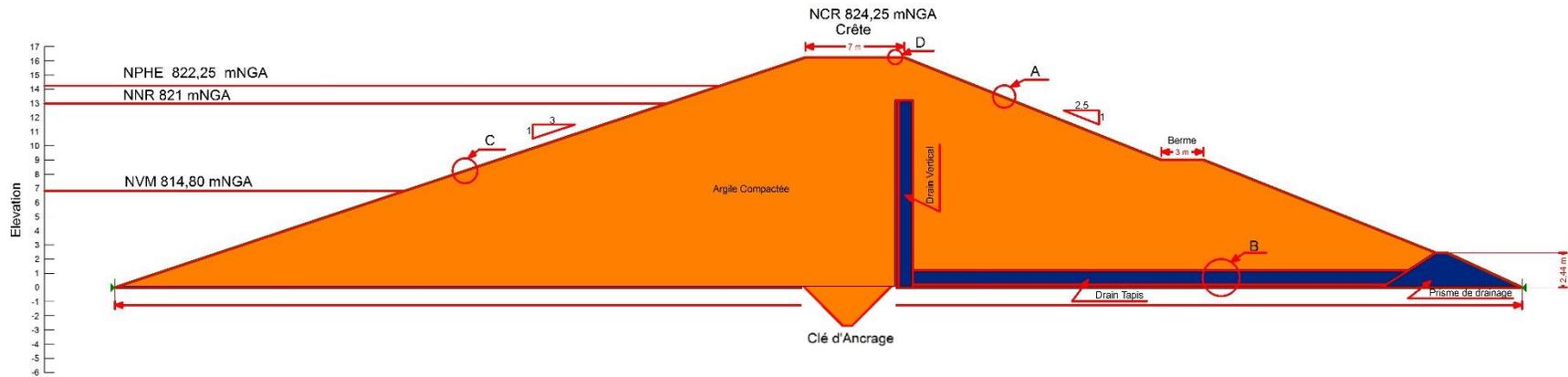


Figure IV.02 : Le profil type de la variante choisi avec ces différents organes « Digue Homogène a massif imperméable ».

Coupe type de la variante N°2 : Barrage Zoné a Noyau d'Argile

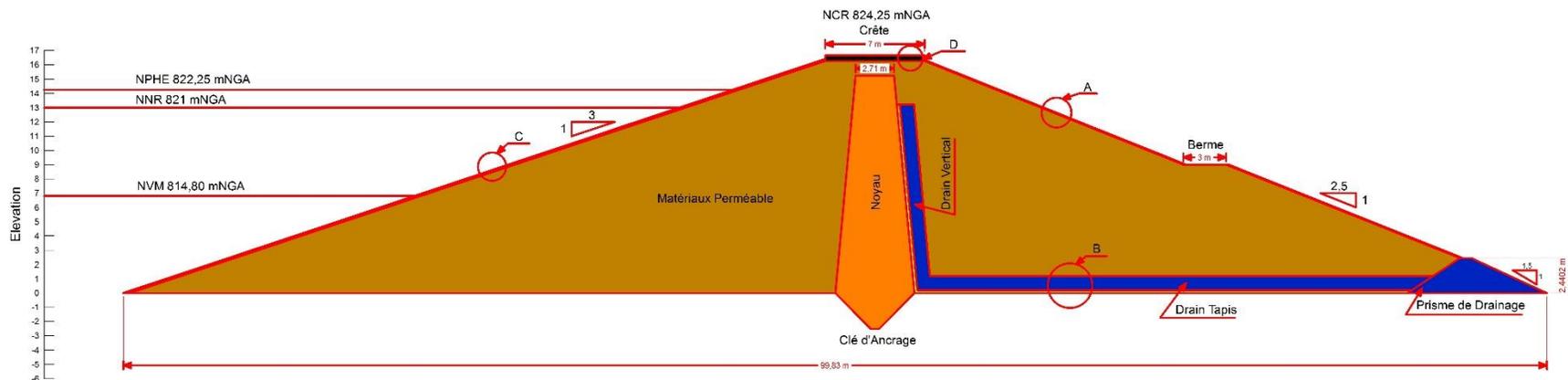


Figure IV.03 : Coupe type de la variante N°2 (barrage zoné a noyau d'argile).

Coupe type de la variante N°3 : Barrage En Enrochement A Masque Amont

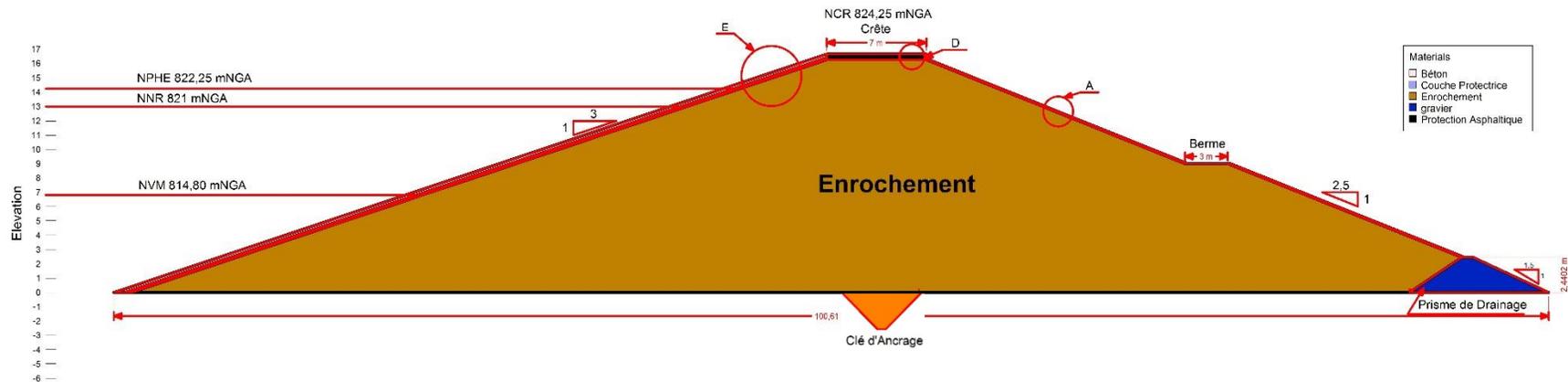


Figure IV.04 : Coupe type de la variante N°3 « Barrage en enrochement a masque amont ».

CONCLUSION

D'après l'estimation du cout des différentes variantes, il est clairement que nous ne pouvons-nous orienter vers la première variante comparativement avec les autre variantes (digue zonée a noyau d'argile, digue en enrochement a masque amont) c'est la plus économique avec un cout de **47 061 609.55 DA**, cette variante es facile à mettre en place techniquement avec la disponibilité des matériaux de constructions fins de 140 000m³ avec une possibilité de doubler cette quantité, sur les zones d'empruntes qui ont situons à proximité de la cuvette.

CHAPITRE V :
ETUDE DE STABILITE

V. INTRODUCTION

Les barrages en terre prouvent être constitué de matériaux de construction de caractéristiques diverses, aux différentes des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constructifs restent contenu dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme terre couvre toute les gammes de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas on utilise même des roches altérées facile à compactées, tel que les schistes, les grès tendres...etc.

Le choix du type du barrage se fait en fonction des caractéristiques locales en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de la vallée, les problèmes de transport et de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que les conditions économiques.

V.1 GENERALITES SUR L'ETUDE DE STABILITE DES PENTES (BARRAGE)

La stabilité des barrages en terre est étudiée au moyen des méthodes utilisées plus généralement pour l'étude des pentes en mécanique des sols les plus courantes sont celles de Fellenius, Bishop, Spencer, Janbu, la méthode dite des coins, ou encore celle dite des perturbations en faveur en France. Toutes sont des méthodes d'équilibre de forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies. Un facteur qui influe très fortement sur la stabilité est la pression interstitielle qui peut s'installer de façon durable dans le remblai :

- En raison des écoulements permanents à travers le remblai ;
- En conséquence des variations de contraintes, résultant de la construction, d'une vidange rapide, ou bien de séismes.

Plusieurs configurations doivent être analysées :

V.1.1 ETAT NORMAL EN SERVICE

Retenue pleine : le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités.

V.1.2 FIN DE CONSTRUCTION

Pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées ; cas souvent dimensionnant pour le talus aval.

V.1.3 FIN DE VIDANGE RAPIDE

Après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont.

V.2 NOTION DU FACTEUR DE SECURITE

Si les données géotechniques nécessaires sont définies, le calcul de la stabilité des pentes peut être effectué à l'aide d'une des méthodes de calcul connues.

Le principe de calcul consiste à déterminer le facteur de sécurité F_s par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre.

On distingue deux manières différentes d'utiliser les méthodes de calcul:

1- Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de F_s inférieure ou égale à 1, dans ce cas la surface exacte est connue et on cherche à déterminer, pour $F_s=1$, les caractéristiques correspondantes.

2- La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus.

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le (tableau 2.1):

Tableau V.01: Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973][8]

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F = \tau_{max} / \tau$
Rapport de forces	$F = E_{resist} / E_{moteur}$
Rapport de moments	$F = M_{resist} / M_{moteur}$
Rapport de grandeurs	Par ex : H / H_{max}

Théoriquement, le talus est dit stable si $F_s > 1$, l'état d'équilibre limite (rupture) est obtenu lorsque $F_s = 1$, mais dans la pratique, le coefficient F_s est compris entre 1,15 et 1,30 en tenant compte des facteurs suivants :

- Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bord.
 - Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches, comme par exemple la valeur moyenne du poids volumique des roches composant le massif.
 - Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissure.
 - L'influence des charges dynamiques provoquées par le tir, par le mouvement des moyens de transport et par les séismes.
- Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure.

Tableau V.02: Les valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage.

Facteur de sécurité	ETAT DE L'OUVRAGE
<1	Danger.
1,0 – 1.25	Sécurité contestable.
1,25 – 1.40	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants. Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique.
>1.40	Satisfaisante pour les Barrages.

V.2.1 METHODES A L'EQUILIBRE LIMITE

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches. Cette méthode donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque.

V.2.2 Les Méthodes De Calculs D'équilibre LIMITE [9]

A. Méthode De Fellenius Ou Méthode Ordinaire Des Tranches (1927)

Méthode des tranches basée sur une rupture circulaire. Cette méthode ne satisfait que l'équilibre des moments. Par ailleurs les forces inter-tranches sont supposées égales ou opposées.

B. Méthode de Bishop (Bishop, 1955)

Méthode des tranches basée comme la précédente sur une rupture circulaire. Dans sa version simplifiée Elle ne satisfait que l'équilibre des moments, la composante verticale des forces inter-tranche est négligée. La version modifiée ne tient compte que des forces inter-tranches horizontales.

C. Méthode de Janbu (1965)

Méthode des tranches permettant de traiter une ligne de rupture de forme quelconque.

Elle ne satisfait cependant que l'équilibre des forces.

D. Méthode de Spencer

Spencer (1967) a développé deux équations de facteur de sécurité; un avec respect de l'équilibre des moments et d'un autre en ce qui concerne l'équilibre des forces horizontales. Il a adopté une relation constante entre les forces de cisaillement et les forces normales, et par une procédure itérative altéré le cisaillement interstructif au rapport normal jusqu'à ce que les deux facteurs de sécurité soient les mêmes. Trouver le rapport de cisaillement normal qui rend les deux facteurs de sécurité égaux signifie que l'équilibre des moments et des forces est satisfait.

E. Méthode de Morgenstern et Price (Morgenstern – Price 1965)

Aussi satisfaisant à la fois les forces et les moments et suppose une fonction des forces inter-tranches. (A.KOUDERY, 2005).

Morgenstern et Price (1965) ont mis au point une méthode similaire à la méthode de Spencer, mais ils autorisaient diverses fonctions de force d'intersection spécifiées par l'utilisateur. Les fonctions inter-slice disponibles dans SLOPE / W pour une utilisation avec la méthode de Morgenstern-Price sont:

- Constant ;
- Demi-sinus ;
- Sinusoïdal ;
- Trapézoïdal ;
- Point de donnée spécifiée.

On utilise la fonction inter-slice Demi-sinus.

COMMENTAIRE

Dans notre étude en se base sur une étude comparative entre les deux méthodes de Spencer et Morgenstern-Price, les deux méthodes vérifiées les équations d'équilibre des moments et l'équilibre des forces, on prend le coefficient de sécurité le plus bas nous comparons entre les résultats des deux méthodes pour plus de sécurité et éviter tout éventuel risque.

V.2.3 COEFFICIENTS DE STABILITES ADMISSIBLES

Les coefficients de stabilités admissibles couramment admis en fonction de classe de barrage dans le tableau suivant:

Tableau V.03: Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison Des Charges Et Des Actions	Coefficient De Stabilité Admissible Des Talus Des Barrages En Telles De Classe			
	I	II	III	V
Fondamentales	1.30 - 1.20	1.20 - 1.15	1.15 - 1.10	1.10 - 1.05
Singulières	1.10 - 1.05	1.10 - 1.05	1.05	1.05

Notre ouvrage est de classe III.

- **1,15** pour les conditions normales de service ;
- **1,10** pour la fin de construction et la vidange rapide ;
- **1,05** pour le séisme maximal probable.

V.3 GLISSEMENT DES TALUS

Il existe plusieurs types de glissements, dans notre cas on se base sur la méthode Suédoise (méthode des tranches).

V.3.1 GLISSEMENT CIRCULAIRE SUR UN TALUS

Le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres.

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} ».

V.3.1 ORDRE DE CALCUL (METHODE DES TRANCHES)

La méthode de Fellenius nommée la méthode des tranches c'est une méthode Grapho-Analytique consiste à déterminer le coefficient de sécurité du talus, cette méthode découpe la cercle de glissement a plusieurs tranche et étudier chaque tranche seul.

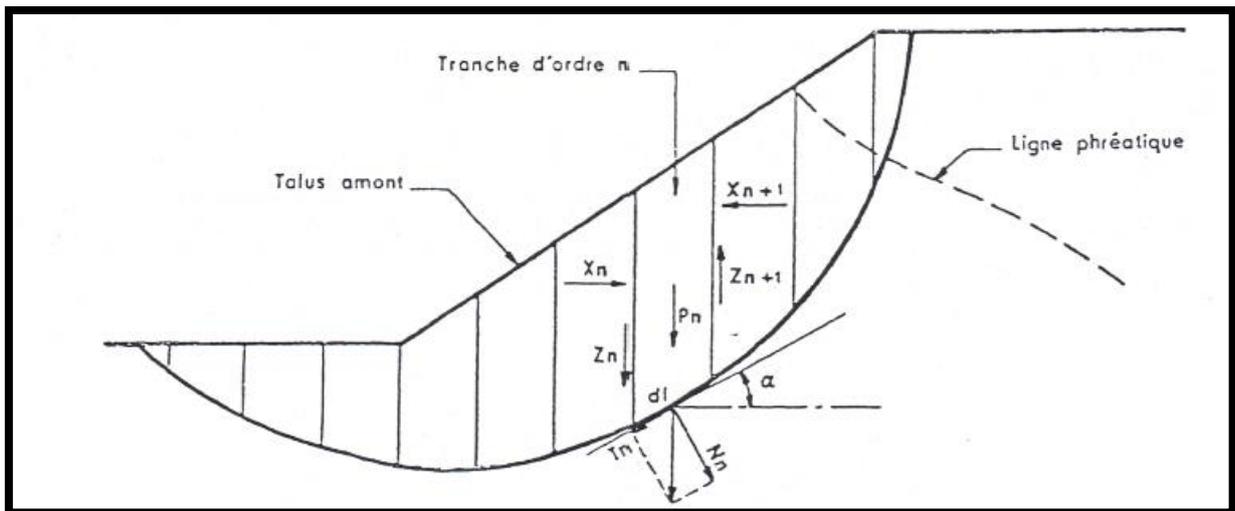


Figure V.01: Méthode des tranches “la méthode de Fellenius“ (Technique des barrages en aménagement rural).

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 * H_b \tag{V.01}$$

$$R_2 = K_2 * H_b \tag{V.02}$$

H_b : Hauteur totale du barrage.

(K_1 ; K_2) : Sont déterminés d'après le tableau (V.02) en fonction de pentes de talus.

Tableau V.04: Valeurs de K1, K2 en fonction de pente de talus.

PENTE DE TALUS	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/Hb$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/Hb$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Le centre des rayons étant le point « B ».

Dans notre cas :

Tableau V.05: Les valeurs de K₁, K₂ et R₁, R₂ qui corresponde à notre ouvrage.

TALUS	PENTE DU TALUS	K ₁	K ₂	R ₁ (M)	R ₂ (M)
Aval	2.5	0,938	2,188	15.24	35.56
Amont	3	1	2,30	16.25	37.38

L'intersection des rayons R₁ ; R₂ avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite un courbe rayon « R » et on indique le centre de glissement « o ».

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur de :

$$b = (10\%).R \quad (V.03)$$

Les épaisseurs min et max des tranches dans le coté Amant.

$$AN: \quad b_{min} = 1.52m \quad \text{et} \quad b_{max} = 3.56m$$

On opte pour une épaisseur de 1.63m dans le coté amant.

Les épaisseurs min et max des tranches dans le coté Aval.

$$AN: \quad b_{min} = 1.63m \quad \text{et} \quad b_{max} = 3.74m$$

On opte pour une épaisseur de 1.45m dans le coté aval.

On marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement.

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G » ;
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F » ;
3. Forces de pressions interstitielles ;
4. Forces de Cohésion ;
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

A. Composante normale (forces stabilisatrices) :

$$N = G_n * \cos \alpha \tag{V.04}$$

B. Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :

$$T = G_n * \sin \alpha \tag{V.05}$$

C. α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

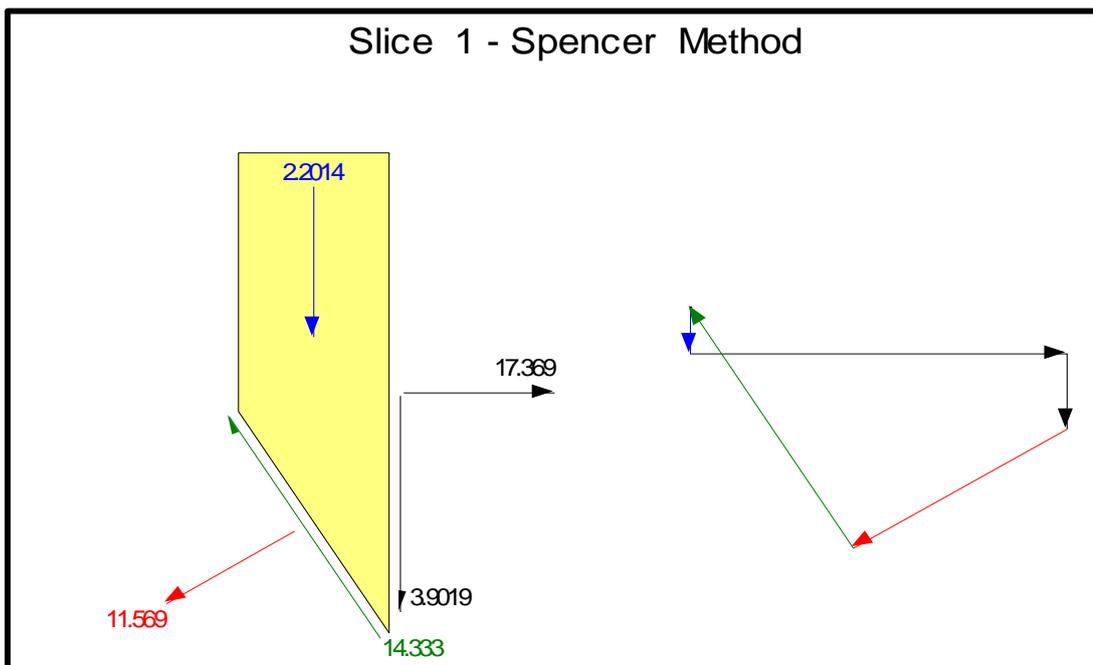


Figure V.02: Les forces agissantes sur une tranche représentée par la méthode de spencer.

V.4 LES CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DES SOLS

Elles sont représentées dans le tableau (VI.03) suivant :

Tableau V.06: Caractéristique géotechnique des sols utilisé dans le barrage.

PARAMETRES		UNITE	CORPS DU BARRAGE
Recharge	φ	Degré (C°)	12,25°
	C	kpa	58.25
	γ_d	KN/m ³	17.00
	γ_{sat}	KN/m ³	20.51
	γ_s	KN/m ³	27.00
	γ_h	KN/m ³	19.80
	w	%	19.72
	e	%	61.68
Perméabilité	V	m/s	10 ⁻⁹
Pression de Consolidation (2.50 m)	P _c	bars	2.65

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle au cercle de glissement, elle tend à faire glisser la tranche du talus vers le bas.

Le moment de ces forces par rapports au centre du cercle de glissement est donné par :

$$M = R \cdot \sum_{i=1}^n T_n \quad (V.6)$$

Dans le cas d'un séisme il y a une force particulière décomposé horizontale et vertical qui tend à faire vibrer la tranche du talus.

Remarque: Les moments de toutes ces forces sont calculés par rapport au centre du cercle de glissement.

Le coefficient K_s calculé doit être supérieur à coefficient de stabilité admissible des talus $K_{s \text{ adm}}$ tiré à partir du **Tableau V.03**.

V.5 UTILISATION DU LOGICIEL GEOSTUDIO DANS LE CALCUL DE STABILITE ET DE L'INFILTRATION DANS CORPS DE LA DIGUE

La méthode d'équilibre limite est calculée à l'aide d'un logiciel nommé GéoStudio on utilise le sous-programme SLOPE/W des pentes basée sur la théorie d'équilibre limite qui consiste à respecter les deux règles de la stabilité statique, c'est-à-dire il faut satisfaire les conditions d'équilibres des moments et d'équilibre des forces, ce programme utilise une interface graphique sous le system d'exploitation Windows qui permet aux utilisateurs de générer rapidement un modèle de géométrie ainsi que les conditions du terrain.

Cette analyse consiste à calculer un facteur de sécurité en visualisant les résultats graphiques du volume instable correspondant.

Ces calculs sont toujours très longs, pour cela on utilise de logiciel SLOPE/W pour le calcul de stabilité et SEEP/W pour l'étude d'infiltration dans le corps de la digue en utilisant la méthode des éléments finis dans le calcul.

V.5.1 ETUDE D'INFILTRATION

Avant de commencer cette étude d'infiltration on doit passais par les déférentes étapes suivantes.

On dessine le profil de la digue avec présence de tous les organes « prisme d'ancrage, drain tapis, drain vertical et le rip-rap», ensuite on va définir les caractéristiques mécaniques et hydrauliques des déférents matériaux constituant les organes « l'argile le sable et le gravier », on introduire la fonction de la teneur en eau volumétrique en fonction de la pression d'eau et la conductivité hydraulique de chaque matériau, il faut définir les conditions aux limites « le drainage, le 0 de pression et la charge d'eau en amont » finalement le maillage de la digue pour nous permettrons de calculer avec précision à base de la méthode des éléments finis pour chaque maille.

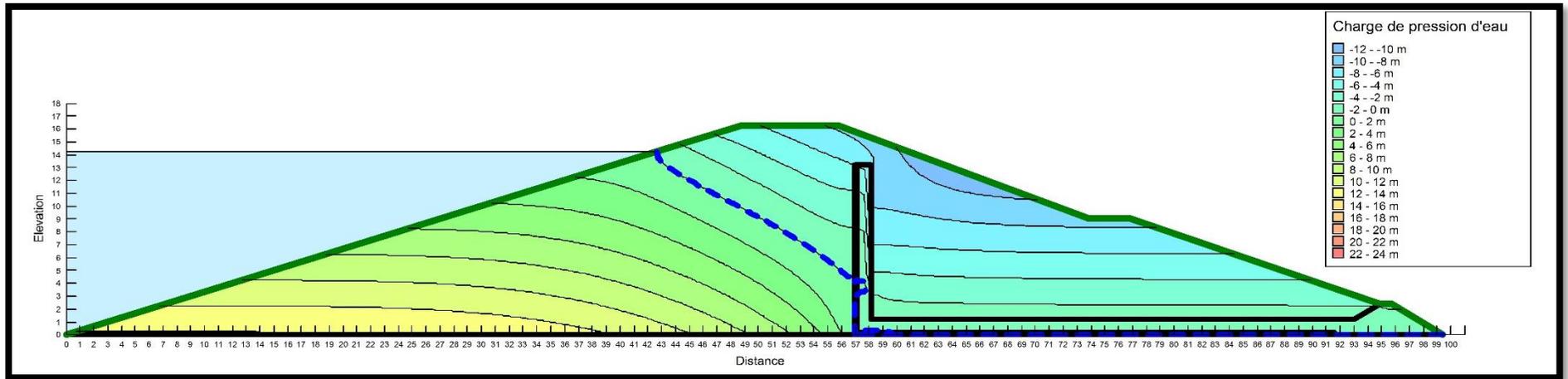


Figure V.03: Répartition de la pression d’eau dans le corps de la digue calculer par la méthode des éléments finis.

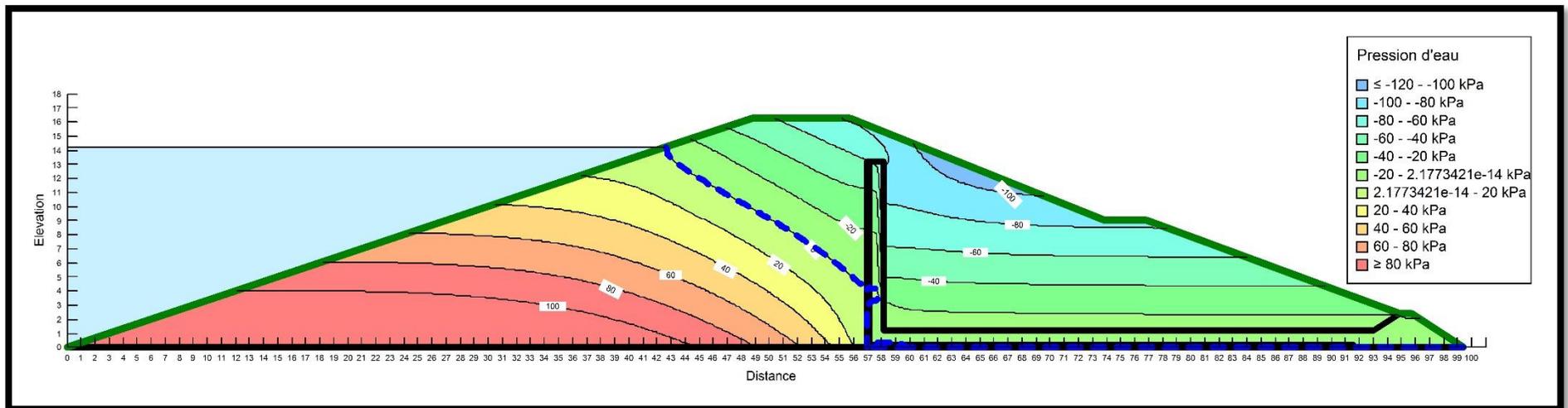


Figure V.04: La ligne de saturation à travers la digue et les pressions due à l’eau.

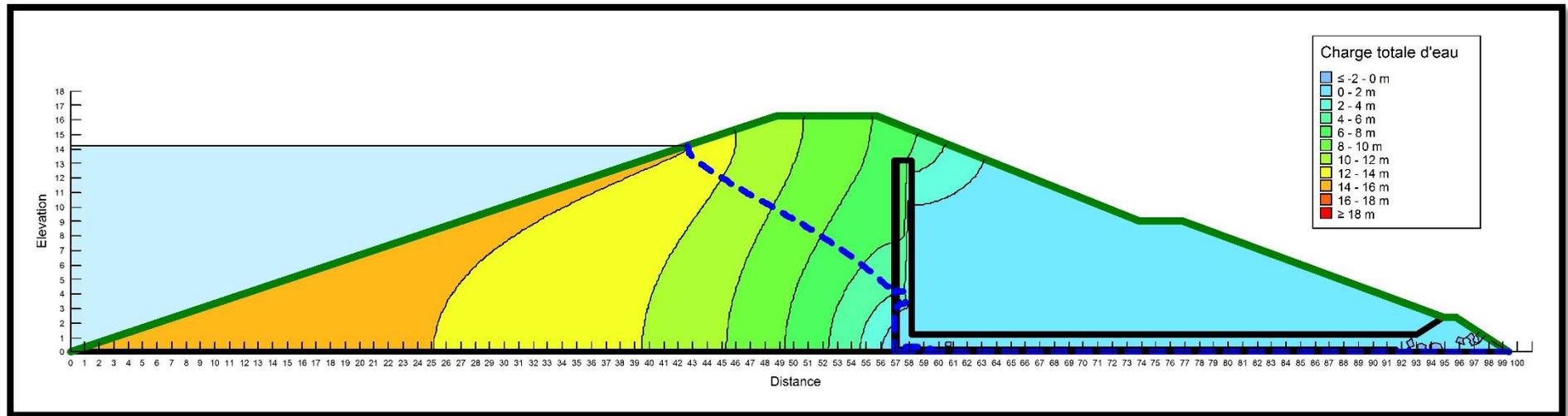


Figure V.05: La répartition de la charge totale d'eau dans le corps de la digue.

V.5.2 ETUDE DE STABILITE DES TALUS COMPARATIVE ENTRE LA METHODE DE SPENCER ET MORGENSTERN-PRICE [8]

Le calcul de stabilité des pentes et déterminer à partir du calcul de la rupture selon l'approche du critère de Mohr-Coulomb qui suppose que le sol est rigide-plastique. Cette approche de base est définie ici par la prise en compte des paramètres tels la succion et le coefficient sismique.

Les paramètres pris en calculs sont :

- Angle de frottement interne ;
- La cohésion du matériau ;
- La densité sèche du matériau ;

- La teneur en eau du matériau.

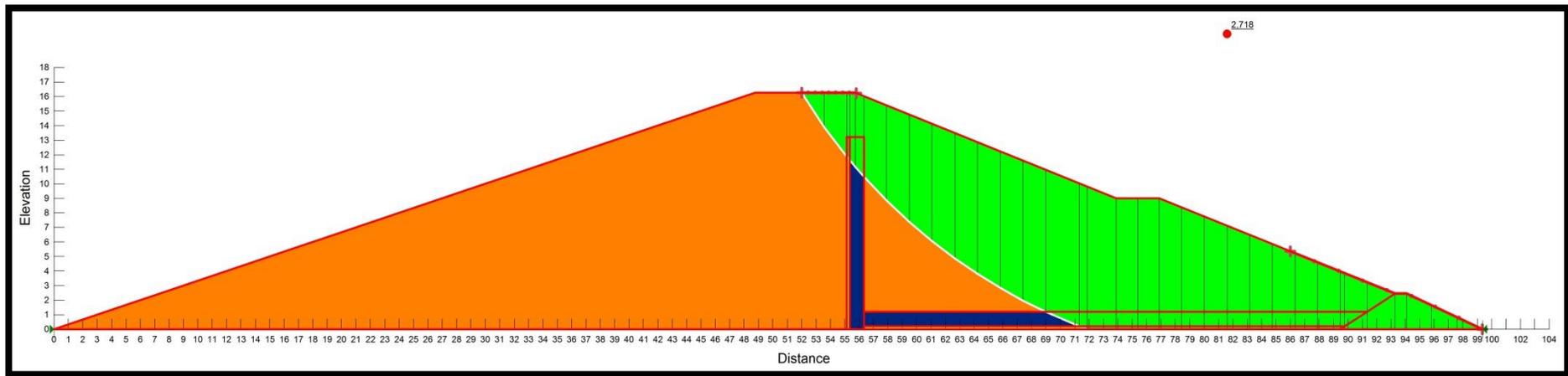


Figure V.06: Cercle de glissement critique calculé par la méthode de Morgenstern-Price « Fin de construction ».

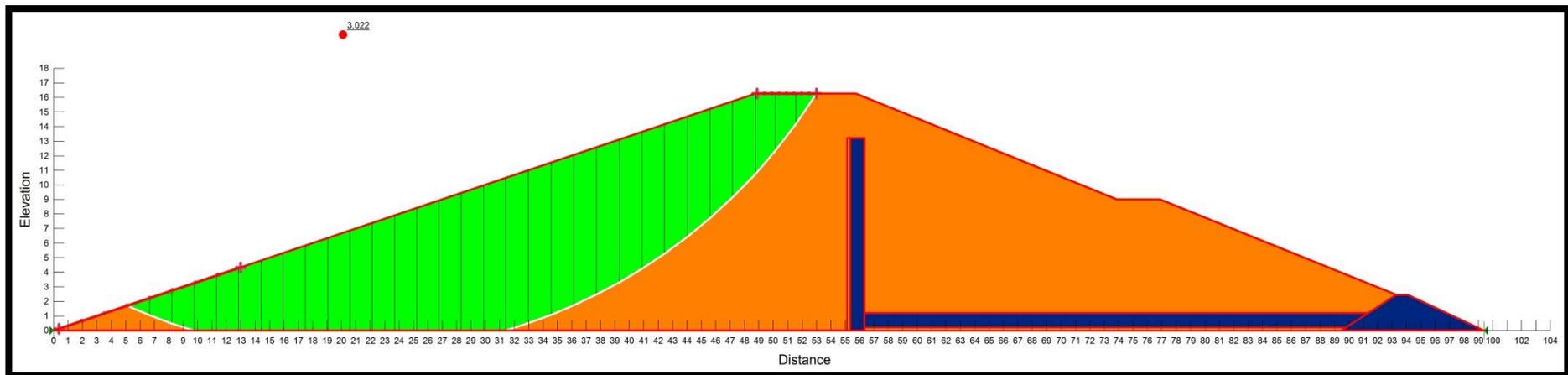


Figure V.07: Cercle de glissement critique calculé par la méthode de Spencer « Vidange rapide ».

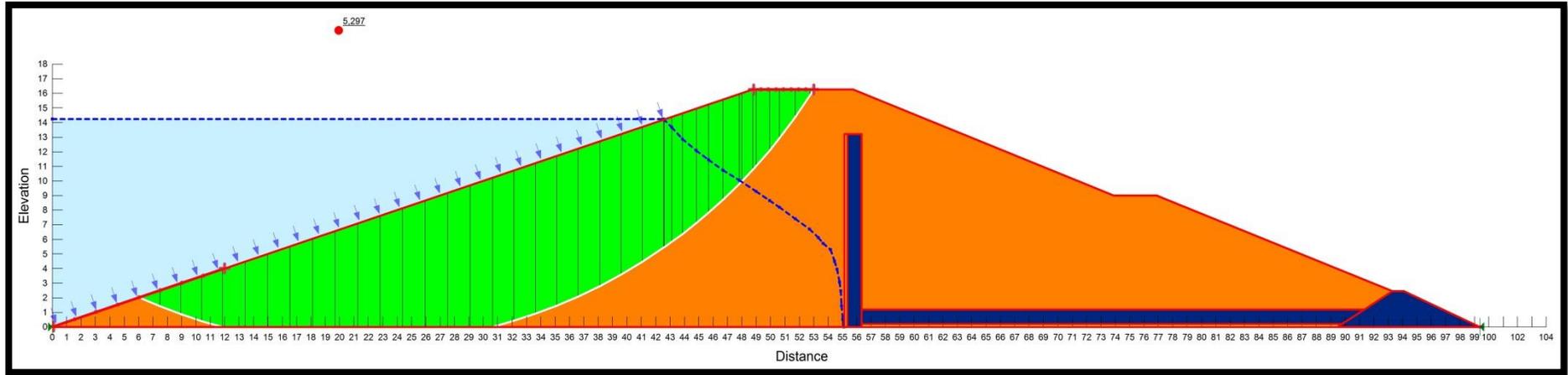


Figure V.08: Cercle de glissement critique calculé par la méthode de Spencer en tenant l'eau dans le côté amont « Etat de service ».

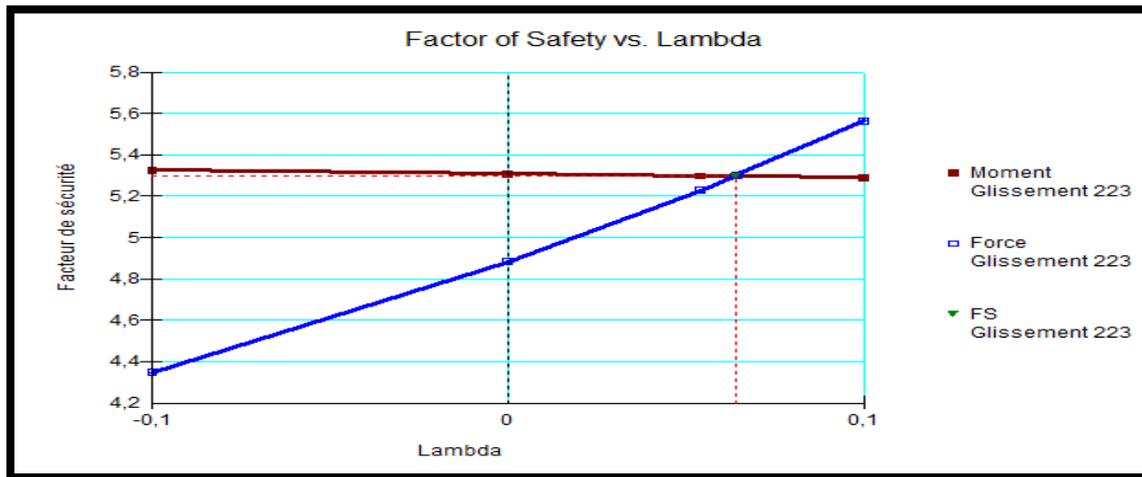


Figure V.09: Coefficient de sécurité du cercle critique par la méthode de Spencer « Etat de service ».

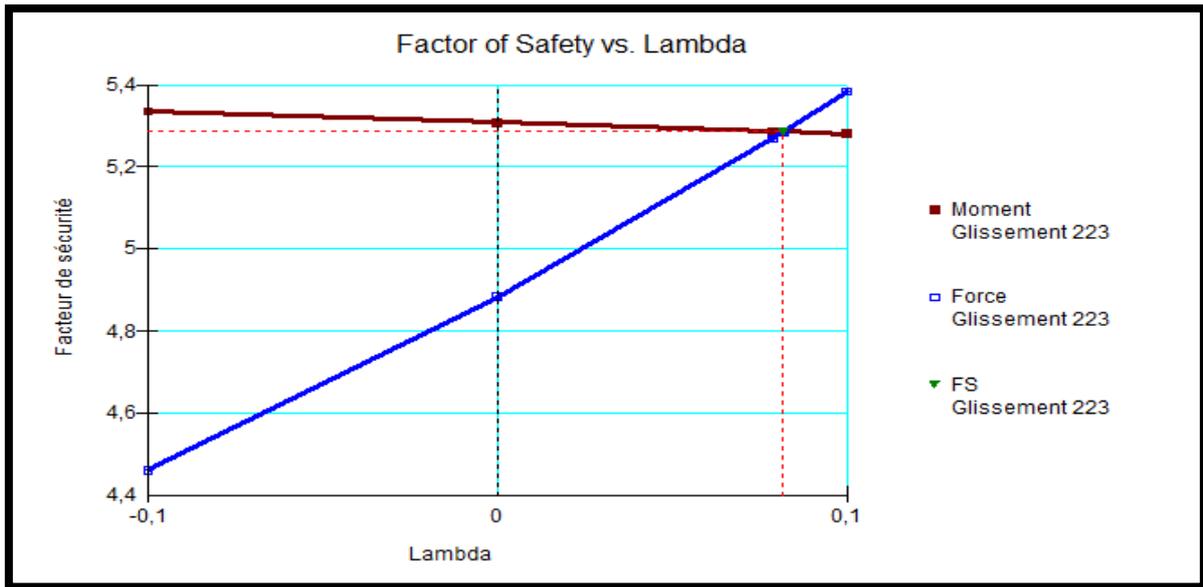


Figure V.10: Coefficient de sécurité du cercle critique par la méthode de Morgenstern-Price en tenant l’effet de l’eau en amont « Etat de service ».

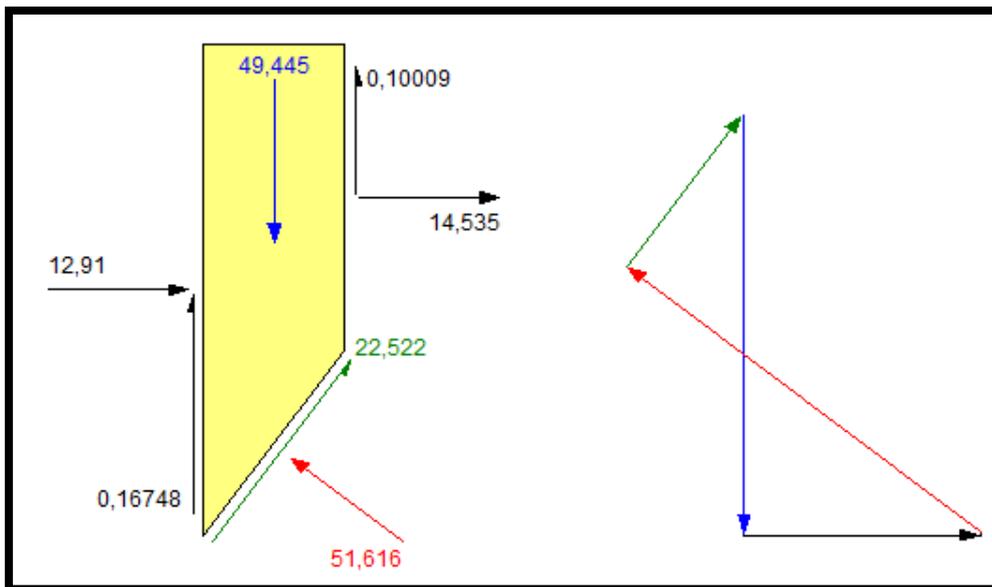


Figure V.11: Les forces appliquer sur une tranche du cercle critique par la méthode de Morgenstern-Price.

Tableau V.07: Quelques informations sur une tranche du cercle de glissement critique par la méthode de Morgenstern-Price.

N° DE TRANCHE 37 - MORGENSTERN-PRICE METHODE	
Facteur de sécurité	5.286
Angle Phi	12,25 °
C (Résistance)	58,25 kPa
Pression d'eau interstitielle	-57,365 kPa
Force de l'eau interstitielle	-106,21 kN
Pression d'air interstitiel	0 kPa
Force d'air interstitiel	0 kN
Angle Phi B	0 °
Largeur de la tranche	1,121 m
Mi-hauteur	2,5946 m
Longueur de la base	1,8514 m
Angle de la base	52,736 °
Mod. de résistance anisotrope	1
Lambda appliqué	0.081793
Poids (incl. sismique vert.)	49,445 kN
Force normale à la base	51,616 kN
Contrainte normale de base	27,88 kPa
Force de rés. de cisaillement de base	119,05 kN
Contrainte de cisaillement rés. de base	64,303 kPa
Force de cisaillement mobilisée de base	22,522 kN
Contrainte de cisaillement mobilisé de base	12,165 kPa
Force normale côté gauche	12,91 kN
Force de cisaillement côté gauche	0,16748 kN
Force normale côté droit	-14,535 kN
Force de cisaillement côté droit	-0,10009 kN

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.08: Récapitulation des résultats de calculs par différentes méthodes.

ETATS	Etat Critique	Coefficient de sécurité Méthode de Spencer	Coefficient de sécurité Méthode de Morgenstren-Price
FIN DE CONSTRUCTION	R(m)	39,517	39,519
	R(x ; y)	(85.597 ; 37.054)	(85.597 ; 37.054)
	Facteur de sécurité	2.700	2.718
ETAT DE SERVICE	R(m)	37.627	37.627
	R(x ; y)	(21.243 ; 36.432)	(21.243 ; 36.432)
	Facteur de sécurité	5.297	5.286
VIDANGE RAPIDE	R(m)	38,397	38,397
	R(x ; y)	(20.590 ; 36.839)	(20.590 ; 36.839)
	Facteur de sécurité	3.022	3.022

COMMENTAIRE

D'après les calculs on remarque que les résultats sont très rapprochés et respectant les conditions de stabilité des talus avec des coefficients des sécurités acceptables et dans les normes selon le tableau V.01. On opte pour les résultats de la méthode de Spencer pour le reste de calcul.

V.5.2.1 Classification De La Zone Sismique [10].

Dans cette partie nous prenons l'effet de séisme en considération dans le calcul. Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité ci-dessous qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone O : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone II : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

La figure ci-dessous représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas. La classification sismique partage par endroit la wilaya entre deux zones sismiques différentes.

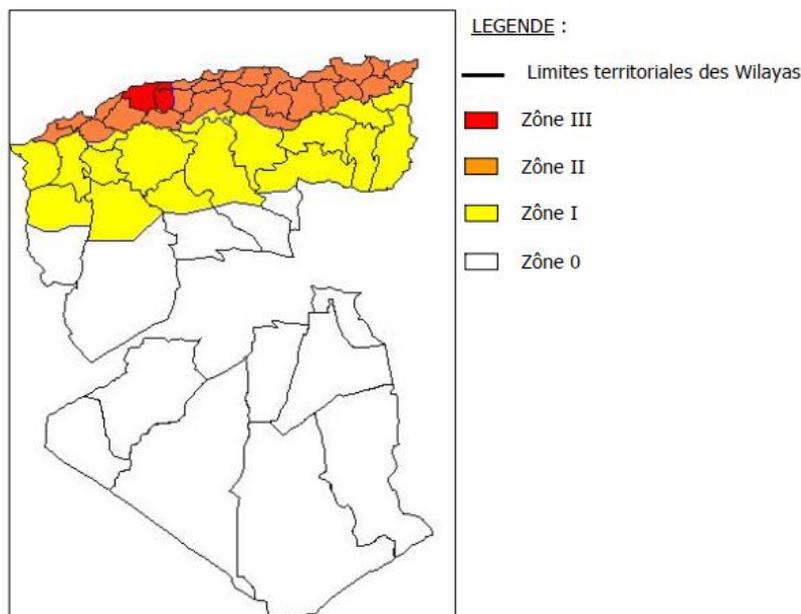


Figure V.12 : Carte des zones sismiques de l’Algérie.

Notre zone d’étude situ dans la Zone IIa est caractérisée par une sismicité moyenne. Les barrages sont des ouvrages de grande importance et vitale en cas de présence des habitations en aval, dans notre étude nous considérons que notre ouvrage est un ouvrage d’importance vital donc de groupe 1B.

Tableau V.09: Coefficients d’accélération. [11]

GRUPE	ZONE I	ZONE IIa	ZONE IIb	ZONE III	Classification Des Ouvrages Selon Leur Importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d’importance vitale : Sécurité-Hôpitaux
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance : Scolaire et Culte
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants : Habitations-Bureaux
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance : Hangars

- **Représentation De L'action Sismique**

- **Coefficient Sismique Horizontal**

$$K_h = 0,20$$

- **Coefficient Sismique Vertical**

$$K_v = 0,5. K_h \quad (V.07)$$

AN :

$$K_v = 0,10$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.10: Différentes coefficients de sécurité en fonction des cas de Sollicitations.

CAS DE SOLLICITATION		COEFFICIENT DE SECURITE	
		Avec séisme	Sans séisme
Etat de Service	R= 39,517 m	1.426	2,700
	R= 38,756 m	1.460	2,764
	R= 37,980 m	1.446	2,714
	R= 36,446 m	1.511	2,749
Fin de Construction	R= 40,088 m.	1.426	2.336
	R= 38,857 m.	1.441	2.363
	R= 37,627 m.	1.446	2.384
	R= 35,167 m	1.511	2.493
Vidange Rapide	R= 39,700 m.	1.805	3,034
	R= 38,397 m.	1.817	3,022
	R= 36,806 m	1.800	3,042
	R= 35,503 m	1.813	3,069

CONCLUSION

D'après les résultats obtenus, la stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tous les modes de services à base de la méthode de Spencer, d'où les fruits des talus amont et aval sont bien choisis et assurent la stabilité et le bon fonctionnement de la digue en cas de séisme et sans séisme.

Nous remarquons que l'effet de séisme est moyennement faible parce que la zone d'étude est située dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

La stabilité des talus de la digue est assurée et vérifiée pour tous les cas de sollicitations, d'où les fruits des talus amont et aval sont acceptés.

Les coefficients de stabilité supérieurs aux coefficients de sécurité admissibles.

CHAPITRE VI :
ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

VI. INTRODUCTION [12]

Les barrages sont des ouvrages en terre ou en béton établis au travers d'un lit de cours d'eau entre l'amont et l'aval. Ils servent à l'alimentation en eau potable, à la production d'énergie électrique et à l'irrigation des cultures... etc.

Les crues sont des phénomènes exceptionnels. Elles peuvent être décennales, centennales ou millénaires. Elles surviennent lorsque les affluents d'un cours d'eau grossissent en même temps à cause de fortes pluies. Ainsi le cours d'eau déborde de son lit pour inonder ce qu'on appelle le lit majeur.

Ces crues peuvent provoquer des dégâts sur la digue et sur les régions avoisinantes d'où la nécessité d'installation d'un évacuateur des crues.

Outre les déversoirs, des ouvrages d'évacuation sont nécessaires pour extraire l'eau du réservoir en continu. Les barrages sont généralement érigés avec des ouvrages annexes tels que : les ouvrages de prises et les ouvrages de vidange.

VI.1 ÉVACUATEUR DES CRUES

Dans ce type de déversoir le déversement est effectué d'une façon coaxiale à l'axe de l'évacuateur. Ce dernier est composé des parties suivantes :

- Canal d'approche ;
- Déversoir ;
- Chenal d'écoulement ;
- Convergent ;
- Coursier ;
- Élément de dissipation ;
- Un canal de restitution.

VI.1.2 Dimensionnement Hydraulique

VI.1.2.1 Canal D'approche

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

- a. Le canal de rapprochement doit conduire l'eau jusqu'au déversoir dans des conditions tranquilles sans turbulence.
- b. Les dimensions du canal (largeur et longueur) seront subordonnées à la longueur, au type, à l'emplacement du déversoir et aux caractéristiques du terrain.
- c. 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 suivante :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}} \quad (VI.01)$$

Q : Débit à évacuer [115,33m³/s] ;

S_{can} : Section du canal en [m²] ;

$$S_{can} = H \times b \quad (VI.02)$$

H : Charge d'eau [m] ;

$$H = h + P \quad (VI.03)$$

P : Hauteur de pelle en [6,20m] ;

h : Lame déversant en [1,25m].

A.N :

$$V_{ap} = \frac{115.33}{30 \cdot (2.253 + 1.25)} = 1,10 \text{ m/s}$$

$V_{ap} \leq V_{adm}$ tel que V_{adm} compris entre 1,8 et 2,20 m/s donc on n'a pas de risque d'érosion.

- Les Dimensions Du Canal D'approche

- La largeur b, b=30m ;
- La charge hydraulique de l'eau H, H= h + p = 1.25 + 2.253 = 3.50m

VI.1.2.2 Déversoir

Le déversoir est à seuil profilé (Creager), il est le mieux adapté pour l'écoulement de sorte que la lame d'eau déversante épouse le profil du déversoir.

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation suivante:

$$Y = \frac{X^{1,85}}{2.H^{0,85}} \quad (\text{VI.04})$$

H : Charge sur le déversoir en [m].

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau ci dessous et le profil du déversoir est représenté ci dessous.

Tableau VI.01 : Le profil de déversoir type Greager.

H [m]	X [m]	Y [m]
1.25	0.1	0.006
	0.2	0.021
	0.3	0.045
	0.4	0.076
	0.5	0.115
	0.6	0.161
	0.7	0.214
	0.8	0.274
	0.9	0.340
	1	0.414
	1.1	0.493
	1.2	0.580
	1.3	0.672
	1.4	0.771
	1.5	0.876
	1.6	0.987
	1.7	1.104
	1.8	1.227
	1.9	1.356
	2	1.491
	2.1	1.632
	2.2	1.779
	2.3	1.931
	2.4	2.089
	2.50	2.253

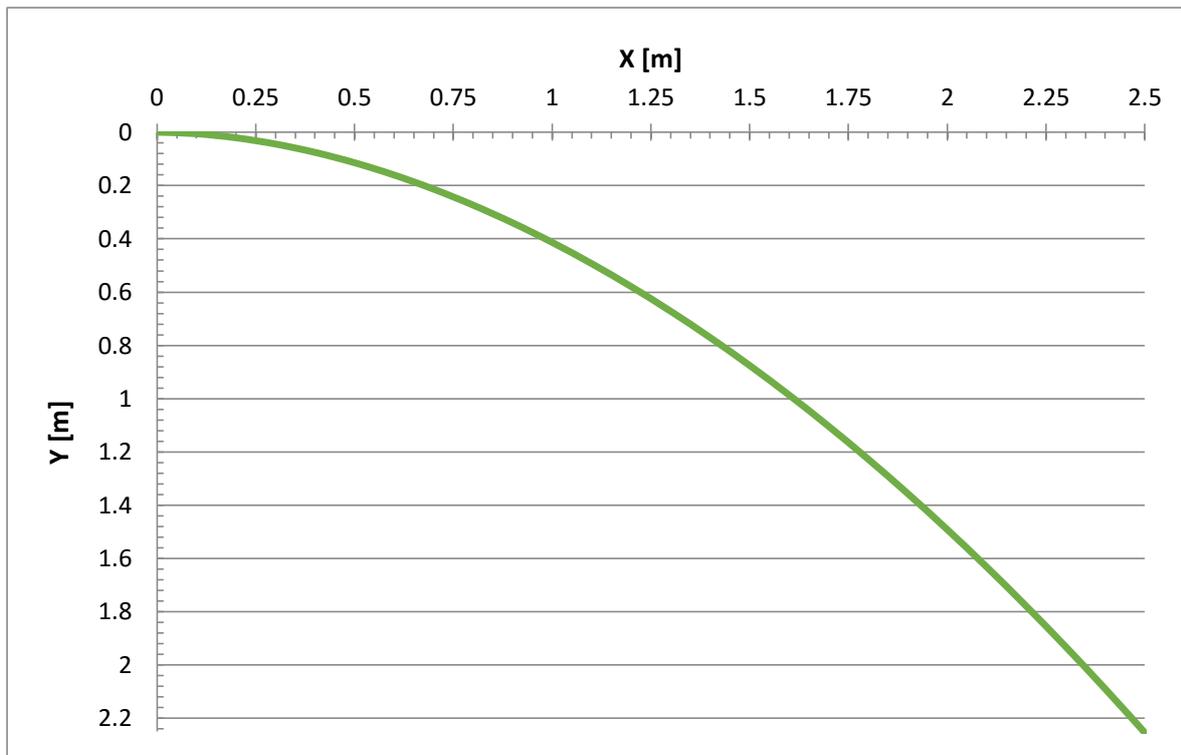


Figure VI.01: Profil de déversoir type Creager.

VI.1.2.3 Chenal D'écoulement

La trace du chenal doit être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieure à la pente critique) pour que le régime d'écoulement soit fluvial.

Pré-Dimensionnement :

- La longueur du chenal est égale à 20 m.
- La pente du chenal est égale à 0,10%.

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique " Y_c " et la pente critique.

1- Profondeur Critique

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \quad (\text{VI.05})$$

Ou :

Q : débit de projet lamine, Q [115,33 m³/s] ;

b : la largeur de déversoir, b [30m].

A.N:

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81} \left(\frac{115,13}{30}\right)^2} = 1,146m$$

2- Pente Critique

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (\text{VI.06})$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en [m];

I : pente Critique en [m/m];

S : section mouillée;

K : coefficient de Manning –Strickler canaux revêtus en béton en bon état de parois (K_s = 72.18 avec un n=0.014).

Pour une section rectangulaire

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + 2 \cdot Y_{cr})^{2/3}}{K_s \cdot (b \cdot Y_{cr})^{5/3}} \right]^2 \quad (\text{VI.07})$$

A.N:

$$I_{cr} = 0.209\%$$

I_{cr} = 0.209% > 0.10%, donc la condition est vérifiée

COMMENTAIRE

Le chenal d'écoulement est caractérisé par une longueur de **20m** et une pente de **0,10%**.

VI.1.2.4 Calcul Du Convergent

1. Largeur Initiale (Bc) Et Finale (bc)

- La largeur initiale doit toujours correspondre à la longueur totale du déversement ($b_{dév} = B_c$).
- La largeur finale (b_c) devra lier l'optimisation du coursier avec des recommandations de Shevchenko.

2. Longueur Du Chenal (Lc)

La longueur devra lier la disponibilité de l'espace topographique.

3. La Pente Du Fond (i_0)

Dans les transitions subcritiques, il est recommandé $i_0 = 0$, et suivre les Recommandations de Shevchenko.

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 \cdot (B_c - b_c) \quad (\text{VI.08})$$

Ou :

l_1 : est la largeur au plafond du bief amont.

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle.

A.N:

$$L = 2,5 (30 - 12,50) = 43,75 \text{ m}$$

Recommandations de Shevchenko pour le dimensionnement du convergent

Condition à respecter. $0,39 \leq \frac{b_r}{B_r} \leq 0,87 \quad (\text{VI.09})$

A.N: $0,39 \leq 0,42 \leq 0,87$

$$8,5^\circ \leq \theta \leq 23^\circ \quad (\text{VI.10})$$

Où:
$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{B_{\text{con}} - b_{\text{con}}}{2.L_{\text{con}}} \right) \quad (\text{VI.11})$$

AN:
$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{30 - 12,50}{2.30} \right)$$

$$8,5^\circ \leq 16,26^\circ \leq 23^\circ$$

VI.1.2.5 Le Coursier

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement.

1. Largeur Du Coursier

Elle est donnée par :

$$B = Q^{0.4} \quad (\text{VI.12})$$

A.N:

$$B = 115,33^{0.4} = 6.68 \text{ m}$$

Pour assurer les bonne conditions d'écoulement et la continuité entre le convergent et le coursier toute nous vérifions les recommandations de Shevchenko optons pour une largeur du coursier de 12,5m.

2. Longueur Du Coursier

La longueur du coursier est obtenue d'après le levé topographique du site, la longueur est égale à 45mètres.

3. La Profondeur Critique

Cette profondeur est calculée par la relation suivante :

$$\frac{Q^2.B}{g.S^3} = 1 \quad (\text{VI.13})$$

Pour un canal géométriquement rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} \quad (\text{VI.14})$$

B : La largeur du coursier.

A.N:

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{115,33^2}{9,81 \cdot 12,50^2}} = 2,05\text{m}$$

4. Pente Critique

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2 \quad (\text{VI.15})$$

S_{cr} : Section critique mouillée [m²] ;

R_{cr} : Rayon hydraulique critique [m] ;

P_{cr} : Périmètre mouillé ;

C_{cr} : Coefficient de CHEZY.

$$S_{cr} = B \cdot h_{cr} \quad (\text{VI.16})$$

$$P_{cr} = B + 2 \cdot h_{cr} \quad (\text{VI.17})$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} \quad (\text{VI.18})$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6} \quad (\text{VI.19})$$

A.N:

$$S_{cr} = 25,625 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = 16,60 \text{ m}$$

$$R_{cr} = 1,544 \text{ m}$$

$$C_{cr} = 76,79$$

Avec : $n = 0.014$ (Canaux revêtus de béton, état de paroi bonne)

D'où:

$$I_{cr} = 0,222 \%$$

Remarque : La pente du coursier doit être supérieure à la pente critique pour assurer un écoulement subcritique et éviter toute possibilité d'érosion des parois du coursier.

$$I_{\text{coursier}} > I_{cr}$$

On accepte une pente du coursier égale à $I_{\text{coursier}} = 0,23\%$.

5. La Hauteur Normale D'écoulement

L'écoulement étant fluvial, ou subcritique, on appliquera une condition à la limite aval: la hauteur normale. Cette hauteur est définie par approximations successive de la manière suivante :

$$\frac{[12,50.h_n]^{5/3}}{[12,50+2.h_n]^{2/3}} - 3,131654 = 0 \quad (\text{VI.20})$$

$$h_n = 0.448 \text{ m}$$

6. Calcul De La Ligne D'eau Dans Le Coursier

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par la méthode d'intégration indirecte nous utilisons l'outil informatique Microsoft Office Excel.

Tableau VI.02 : Données de calcul de la ligne d'eau.

PARAMETRE	VALEUR
Q [M ³ /S]	115,33
b[m]	12,50
L[m]	45
h _n [m]	0,448
h _c [m]	2,050
n	0.014
i ₀	0.0023

Tableau VI.03 : Calcul de la ligne d'eau par la méthode d'intégration indirecte.

Y_i	Y_{moy}	S_{moy}	P_{moy}	R_{moy}	S_F	S_0-S_F	FR^2	$1- FR^2$	$(S_0-S_F)/(1- FR^2)$	ΔX	L	ΔX	Y
2.050											0.000	0.000	2.050
2.003	2.027	25.331	16.553	1.530	0.002	0.228	1.043	-0.043	-5.334	-0.009	-0.009	0.009	2.003
1.956	1.980	24.744	16.459	1.503	0.002	0.228	1.119	-0.119	-1.916	-0.025	-0.033	0.033	1.956
1.909	1.933	24.156	16.365	1.476	0.003	0.227	1.202	-0.202	-1.123	-0.042	-0.075	0.075	1.909
1.862	1.886	23.569	16.271	1.449	0.003	0.227	1.295	-0.295	-0.771	-0.061	-0.136	0.136	1.862
1.815	1.839	22.981	16.177	1.421	0.003	0.227	1.396	-0.396	-0.572	-0.082	-0.218	0.218	1.815
1.768	1.792	22.394	16.083	1.392	0.003	0.227	1.509	-0.509	-0.445	-0.106	-0.324	0.324	1.768
1.721	1.745	21.806	15.989	1.364	0.004	0.226	1.634	-0.634	-0.357	-0.132	-0.456	0.456	1.721
1.674	1.698	21.219	15.895	1.335	0.004	0.226	1.774	-0.774	-0.292	-0.161	-0.616	0.616	1.674
1.627	1.651	20.631	15.801	1.306	0.004	0.226	1.930	-0.930	-0.243	-0.194	-0.810	0.810	1.627
1.580	1.604	20.044	15.707	1.276	0.005	0.225	2.105	-1.105	-0.204	-0.230	-1.041	1.041	1.580
1.533	1.557	19.456	15.613	1.246	0.005	0.225	2.301	-1.301	-0.173	-0.272	-1.313	1.313	1.533
1.486	1.510	18.869	15.519	1.216	0.006	0.224	2.523	-1.523	-0.147	-0.319	-1.632	1.632	1.486
1.439	1.463	18.281	15.425	1.185	0.006	0.224	2.774	-1.774	-0.126	-0.373	-2.004	2.004	1.439
1.392	1.416	17.694	15.331	1.154	0.007	0.223	3.060	-2.060	-0.108	-0.434	-2.438	2.438	1.392
1.345	1.369	17.106	15.237	1.123	0.008	0.222	3.386	-2.386	-0.093	-0.504	-2.942	2.942	1.345
1.298	1.322	16.519	15.143	1.091	0.009	0.221	3.760	-2.760	-0.080	-0.586	-3.528	3.528	1.298
1.251	1.275	15.931	15.049	1.059	0.010	0.220	4.192	-3.192	-0.069	-0.680	-4.208	4.208	1.251
1.204	1.228	15.344	14.955	1.026	0.011	0.219	4.692	-3.692	-0.059	-0.791	-5.000	5.000	1.204
1.157	1.181	14.756	14.861	0.993	0.012	0.218	5.275	-4.275	-0.051	-0.922	-5.921	5.921	1.157
1.110	1.134	14.169	14.767	0.959	0.014	0.216	5.958	-4.958	-0.044	-1.078	-6.999	6.999	1.110
1.063	1.087	13.581	14.673	0.926	0.016	0.214	6.766	-5.766	-0.037	-1.264	-8.263	8.263	1.063
1.016	1.040	12.994	14.579	0.891	0.018	0.212	7.725	-6.725	-0.032	-1.491	-9.754	9.754	1.016
0.969	0.993	12.406	14.485	0.856	0.021	0.209	8.876	-7.876	-0.027	-1.770	-11.524	11.524	0.969
0.922	0.946	11.819	14.391	0.821	0.024	0.206	10.266	-9.266	-0.022	-2.117	-13.641	13.641	0.922
0.875	0.899	11.231	14.297	0.786	0.029	0.201	11.963	-10.963	-0.018	-2.557	-16.198	16.198	0.875
0.828	0.852	10.644	14.203	0.749	0.034	0.196	14.055	-13.055	-0.015	-3.128	-19.326	19.326	0.828
0.781	0.805	10.056	14.109	0.713	0.040	0.190	16.665	-15.665	-0.012	-3.885	-23.211	23.211	0.781
0.734	0.758	9.469	14.015	0.676	0.049	0.181	19.964	-18.964	-0.010	-4.926	-28.137	28.137	0.734
0.687	0.711	8.881	13.921	0.638	0.060	0.170	24.194	-23.194	-0.007	-6.419	-34.556	34.556	0.687
0.640	0.664	8.294	13.827	0.600	0.075	0.155	29.708	-28.708	-0.005	-8.701	-43.256	43.256	0.640
0.632	0.636	7.950	13.772	0.577	0.086	0.144	33.731	-32.731	-0.004	-1.816	-45.072	45.072	0.632

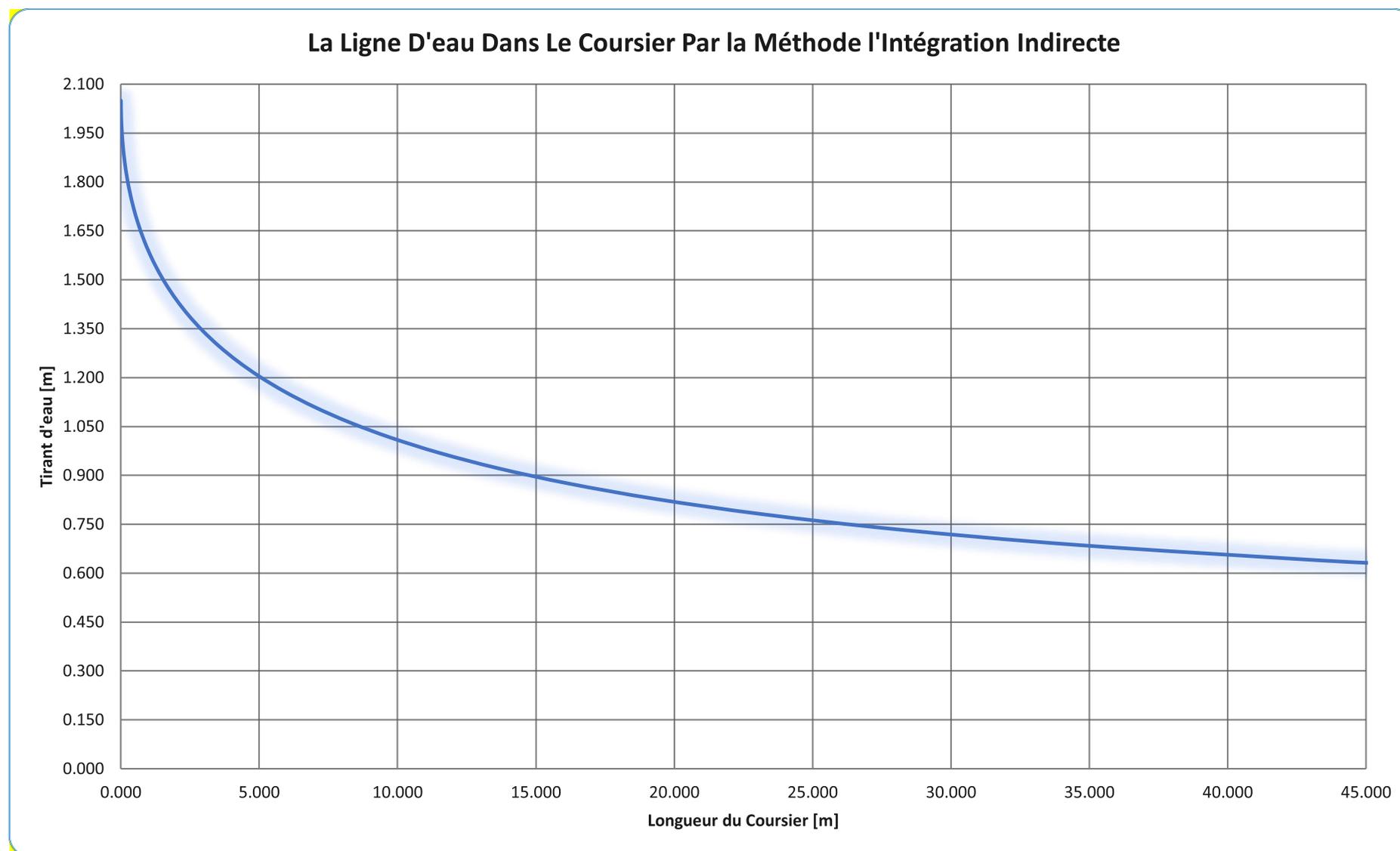


Figure VI.02: La ligne d'eau du coursier par la méthode d'intégration indirecte.

On a :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h_{cr}}} \quad (VI.21)$$

Avec :

Fr : nombre de Froude;

V : Vitesse de sortie du coursier tel que.

$$V = \frac{Q}{S} \quad (VI.22)$$

AN:

$$V = \frac{115,33}{12,50 * 0,448} = 20,59 \text{ m/s}$$

D'où :

$$Fr = \frac{20,59}{\sqrt{9,81 * 0,448}} = 9,822$$

VI.1.2.6 Dissipateur D'énergie

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie 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. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamations » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.

$1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparaissions en surface.

$2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.

$4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Froude est supérieur à 9, cela veut dire que le ressaut est fort. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée dépasse 15 m/s, alors ai appelé à utiliser le bassin de type III.

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes (voir Annexe "C").

1. Dimensionnement Du Bassin De Dissipation

De l'abaque de l'Annexe "C" On a :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1 + 8Fr_1} - 1) \quad (\text{VI.23})$$

D'où :

$$\frac{y_2}{y_1} = 3,96 \quad (\text{VI.24})$$

Et on a aussi $y_1 = 0,448m$

Donc :

$$y_2 = 3,96 \cdot 0,448 = 1,77m$$

2. Longueur Du Bassin

D'après l'Abaque on a :

$$\frac{L}{y_2} = 4,35 \quad (\text{VI.25})$$

Alor $L = 6,70m$

On accepte une longueur égale à **L=6,70m**.

3. Dimensionnement Des Blocs Chicanes

- La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = 0,448m$
- La largeur des blocs de chutes : $l_1 = 0,448m$
- Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = 0,448m$

- Hauteur du seuil denté : $h_2 = 0,2 \cdot Y_2 = 0,354\text{m}$
- La largeur d'une dent : $l_2 = 0,15 \cdot Y_2 = 0,266\text{m}$
- Espacement entre deux dents : $e_2 = 0,15 \cdot Y_2 = 0,266\text{m}$

4. L'Energie Dissipée

$$\Delta E = \frac{(Y_2 - Y_1)^3}{4 \cdot Y_2 \cdot Y_1} \quad (\text{VI.26})$$

A.N : $\Delta E = 0,728 \text{ m}$

5. La Puissance Dissipée

$$P = \rho \cdot g \cdot Q \cdot \Delta E \quad (\text{VI.27})$$

A.N: $P = 839,60 \text{ w}$

VI.1.2.7 Canal De Fuite

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 3/2 et une pente $I_{cf} = 0,15 \%$ a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

1. La Hauteur Critique

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,015 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K \quad (\text{VI.28})$$

Avec:
$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad (\text{VI.29})$$

Et :
$$\sigma = \frac{K \cdot m}{b} \quad (\text{VI.30})$$

Avec $m = 1,5$.

Donc :
$$K = \sqrt[3]{\frac{115,33^2}{9,81 \cdot 12,5^2}} = 2,05 \quad \text{et} \quad \sigma = \frac{2,05 \cdot 1,5}{12,50} = 0,247$$

D'où :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0,247}{3} + 0,015 \cdot 0,247^2 \right) \cdot 2,05 = 1,88 \text{ m}$$

2. Pente Critique

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \quad (\text{VI.31})$$

La section mouillée $S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$ (VI.32)

$$S_{cr} = 28,80 \text{ m}^2$$

Le périmètre mouillé critique $P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1+m^2}$ (VI.33)

$$P_{cr} = 15,89 \text{ m}$$

Rayon Hydraulique critique $R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}}$ (VI.34)

$$R_{cr} = 1,81 \text{ m}$$

Coefficient de Chézy critique $C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6}$ (VI.35)

$$C_{cr} = 78,87$$

$$I_{cr} = \frac{115,33^2}{28,80^2 \cdot 78,87^2 \cdot 1,81} \cdot 100\% = 0,142\%$$

3. La Profondeur Normale

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par itérations successive et on a :

D'après l'équation de Strickler-Manning :

$$Q = K \cdot S \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \quad (\text{VI.36})$$

On tire la relation suivante pour une section trapézoïdale :

$$\frac{Q}{K \cdot I^{\frac{1}{2}}} = \frac{[(b+m h_n) h_n]^{\frac{5}{3}}}{[b+2 h_n \sqrt{1+m^2}]^{\frac{2}{3}}} \quad (\text{VI.37})$$

D'où :

$$h_n = 1,933 \text{ m}$$

4. La Vitesse De L'écoulement

$$V = \frac{Q}{S} = C\sqrt{R.I} \quad (\text{VI.38})$$

Avec:

$$- S_n = (b + mh_n)h_n = 29,757\text{m}^2$$

$$- P_n = b + 2h_n\sqrt{1 + m^2} = 19,469\text{m}$$

$$- R_n = \frac{S_n}{P_n} = \frac{22,246}{16,35} = 1,528 \text{ m}$$

A.N:

$$V = 78,87 \cdot \sqrt{1,528 * 0,0015} = 3,776 \text{ m/s}$$

$V < V_{adm}$ (1,8 à 2,2) m/s ; la condition de vitesse n'est pas vérifiée, nous optons a un revêtement de 20 m en aval du bassin de dissipation en enrochement.

VI.1.3. Conception De L'évacuateur De Crues

Après le dimensionnement hydraulique des éléments de l'évacuateur de crues, et le calcul de la ligne d'eau ; on doit vérifier l'apparitions des phénomènes hydrauliques pour prévoir la hauteur finale des bajoyers.

VI.1.3.1 Hauteur Des Murs Bajoyers

a. Hauteur Des Murs A L'entrée Du Déversoir

On a:

$$h_m = h_e + r \quad (\text{VI.39})$$

h_m : Hauteur des murs bajoyers en [m].

h_e : Lamme d'eau sur le déversoir [m].

r : Revanche de sécurité (m) donnée par

$$r = 0,61 + 0,14 V^{1/3} \quad (\text{VI.40})$$

A.N:

$$V = \frac{115,33}{30 * 1,25} = 3,08 \text{ m/s} \quad \text{Donc :} \quad r = 0.81\text{m}$$

$$h_m = 1,25 + 0.81 = 2,06 \text{ m}$$

b. Hauteur Des Murs Du Chenal

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête du retenue.

c. Hauteur Des Murs Au Début Du Convergent

Nous calculons la vitesse d'écoulement à l'entrée du convergent pour nous permettrons à calculer les dimensions ces murs bajoyers.

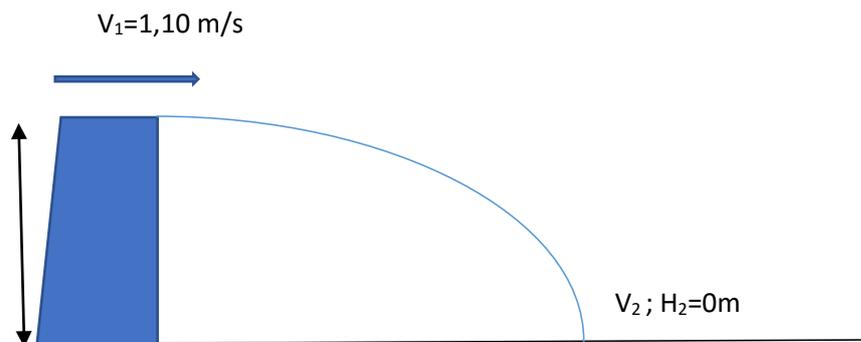


Figure VI.03 : Applications de la formule de Bernoulli entre les points A et B.

On applique l'équation de Bernoulli entre les deux points A et B :

$$H_1 + \frac{v_1^2}{2.g} = H_2 + \frac{v_2^2}{2.g} \quad (\text{VI.41})$$

La pression atmosphérique ne participe pas dans le calcul.

$$\text{D'où :} \quad V_2 = \sqrt{2g \cdot (H_1 + \frac{v_1^2}{2.g})} \quad (\text{VI.42})$$

$$\text{A.N : } V_2 = 6,735 \text{ m/s}$$

Alors :

- $r = 0.874\text{m}$

$$H_1 = \frac{Q}{V_2 \cdot l_1} \quad (\text{VI.43})$$

- $H_1 = 0,571\text{m}$

$$h_m = 0,571 + 0,874 = 1,445 \text{ m}$$

d. Hauteur Des Murs A La Fin Du Convergent

- $r = 0.84\text{m}$
- $V = \frac{115,33}{12,50 \cdot 2,05} = 4,50 \text{ m/s}$

$$h_m = 2,05 + 0,84 = 2,98 \text{ m}$$

e. Hauteur Des Murs Au Début Du Coursier

- $r = 0.84\text{m}$
- $V = \frac{115,33}{12,50 \cdot 2,05} = 4,50 \text{ m/s}$

$$h_m = 2,05 + 0,84 = 2,98 \text{ m}$$

f. Hauteur Des Murs A La Fin Du Coursier

- $V = 20,59 \text{ m/s}$
- $r = 0.994\text{m}$

$$h_m = 0,448 + 0,994 = 1,442 \text{ m}$$

g. Hauteur Des Murs Dans Le Bassin De Dissipation

- $V = 20,59 \text{ m/s}$
- $r = 0.994\text{m}$

$$h_m = 1,770 + 0,994 = 2,764 \text{ m}$$

REMARQUE :

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0.2m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues et une épaisseur de 0.5m pour le radier du coursier. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

VI.1.4 Vérification De L'apparition Des Phénomènes Hydrauliques Dans Le Coursier

a. Vérification De L'apparition Des Vagues Roulantes

Les vagues roulantes apparaissent si les deux conditions sont vérifiées :

$$\bullet \quad \frac{b}{h} \geq (10 \div 12) \quad (\text{VI.44})$$

$$\bullet \quad Fr^2 \geq 40 \quad (\text{VI.45})$$

Avec :

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier.

Donc:

$$\bullet \quad \frac{b}{h} = 27,90 > (10 \div 12)$$

$$\bullet \quad Fr^2 = 96,47 > 40$$

La condition géométrique n'est pas vérifiée, donc les vagues roulantes n'apparaissent pas sur tout le long du coursier.

VI.2. DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE DE VIDANGE

VI.2.1 Calcul Du Débit De Vidange

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \quad (\text{VI.46})$$

V_u : volume utile en $[m^3]$;

T : temps de vidange (3 jours) ;

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

A.N:

$$Q_{vf} = \frac{36\,041,49}{3 * 86400} + 0,0149 = 0,154 \text{ m}^3/\text{s}$$

VI.2.2 Calcul De La Section De La Conduite De Vidange De Fond Et Son

Diamètre

On a :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \quad (\text{VI.47})$$

D'où :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}} \quad (\text{VI.48})$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m³/s).

H : Charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

A.N :

$$S = \frac{0,154}{0,8 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 13}} = 0,0121 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \quad (\text{VI.49})$$

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0121}{3,14}} = 124 \text{ mm}$$

On opte pour un diamètre normalisé de D= 125 mm en PEHD.

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{Q_{vf}}{S_{con}} \quad (\text{VI.50})$$

AN :

$$V_s = \frac{0,154}{0,0123} = 12,52 \text{ m/s}$$

VI.2.2.1 Correction Du Coefficient De Débit μ

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \quad (\text{VI.51})$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

VI.2.2.2 Coefficients Des Pertes De Charge Linéaires

$$\xi_{\text{lin}} = \frac{\lambda \cdot L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (\text{VI.52})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log \left(\frac{\varepsilon}{3,71 \cdot D} \right) \quad (\text{VI.53})$$

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge linéaire.

ε : Coefficient de rugosité [$\varepsilon = 0,0001 \text{ mm}$] ;

D : Diamètre de la conduite [$D = 125 \text{ mm}$] ;

L : longueur de la conduite de vidange en [$l = 54,38 \text{ m}$].

A.N : $\lambda = 0,00562$

$$\sum \xi_I = 19,533 \text{ m}$$

VI.2.2.3 Coefficient Des Pertes De Charge Singulières

On a :

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,5 \quad \xi_{\text{sortie}} = 1 \quad \xi_{\text{vannes}} = (0,1 + 0,1) = 0,2$$

Donc :

$$\sum \xi_s = 1,7 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (19,533 + 1,7)}} = 0,22$$

$$\text{Et :} \quad S = \frac{0,154}{0,22 \cdot \sqrt{2,9,81 \cdot 13}} = 0,0438 \text{ m}^2$$

D'où :

$$D_{\text{vf}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0438}{3,14}} = 236,15 \text{ mm}$$

On prend un diamètre normalisé $D_{\text{vf}} = 250 \text{ mm}$ en PEHD.

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{Q_{\text{vf}}}{S_{\text{con}}}$$

$$\text{AN :} \quad V_s = \frac{0,154}{0,0491} = 3,14 \text{ m/s}$$

VI.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRISE D'EAU

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le Tableau III.41, le volume maximum demandé égale à $0,02 \text{ Mm}^3$.

Donc :

$$Q_{\text{max}} = \frac{V_{\text{max}}}{T} \quad (\text{VI.54})$$

$$\text{A.N :} \quad Q_{\text{max}} = \frac{0,02 \cdot 10^6}{30 \cdot 86400} = 7,72 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

T : Temps de prise (T = 30 jours).

$$Q_{\text{max}} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

μ : coefficient de débit (Supposé): $\mu = 0,30$

H : Charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval.

$$S = \frac{7,72 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot \sqrt{2,9,81 \cdot 6,20}} = 0,0023 \text{ m}^2$$

On prend un diamètre normalisé égale à $D = 63 \text{ mm}$ en PEHD.

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0023}{\pi}} = 54,50 \text{ mm}$$

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{7,72 \cdot 10^{-3}}{0,0031} = 2,48 \text{ m/s}$$

VI.3.1 Correction Du Coefficient De Débit μ

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_l}}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log\left(\frac{\varepsilon}{3,71 \cdot D}\right)$$

$$\sum \xi = \frac{\lambda \cdot l}{D} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

AN:

$$\sum \xi = \frac{0,006205 \cdot 40,975}{0,06} \cdot \frac{2,48^2}{2,9,81} = 1,328m$$

Avec l : longueur en travers de la conduite de prise d'eau [40,975m].

Donc:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,527}} = 0,629$$

$$S = \frac{0,0077}{0,629 \cdot \sqrt{2,9,81 \cdot 6,20}} = 0,0011 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0011}{\pi}} = 37,42 \text{ mm}$$

D'où : $D = 37,42 \text{ mm}$

On opte pour un diamètre normalisé de **D=63 mm** en PEHD et une vitesse de **2,48 m/s**.

Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau :

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{S} = \frac{0,0077}{0,0031} = 2,48 \text{ m/s}$$

Tableau VI.04 : Récapitulation des résultats de calcul de l'évacuateur de crue.

ORGANE	H _{initiale} [m]	H _{finale} [m]	Epaisseu r [m]	Largeur Initial [m]	Largeur Finale [m]	Epaisseu r du Radier [m]	Longueu r [m]
Canal D'approche	1.25	1.25	0.2	30	30	0.5	5
Déversoir	2.25	0	0.2	30	30	0.5	2.5
Chenal D'écoulemen t	5.5	1.445	0.2	30	30	0.5	20
Convergent	1.445	2.98	0.2	30	12.5	0.5	43.75
Coursier	2.98	1.442	0.2	12.5	12.5	0.5	45
Bassin De Dissipation	2.764	2.764	0.2	12.5	12.5	1	6.7
Canal De Fuite	-	-	0.2	12.5	12.5	0.5	20

Tableau VI.05 : Récapitulation des résultats de calcul de vidange de fond et la conduite de prise.

ELEMENT	LONGUEUR [m]	DIAMETRE [mm]	VITESSE [m/s]
Vidange De Fond	54,38	250	3.14
Conduite De Prise	40,975	63	2,48

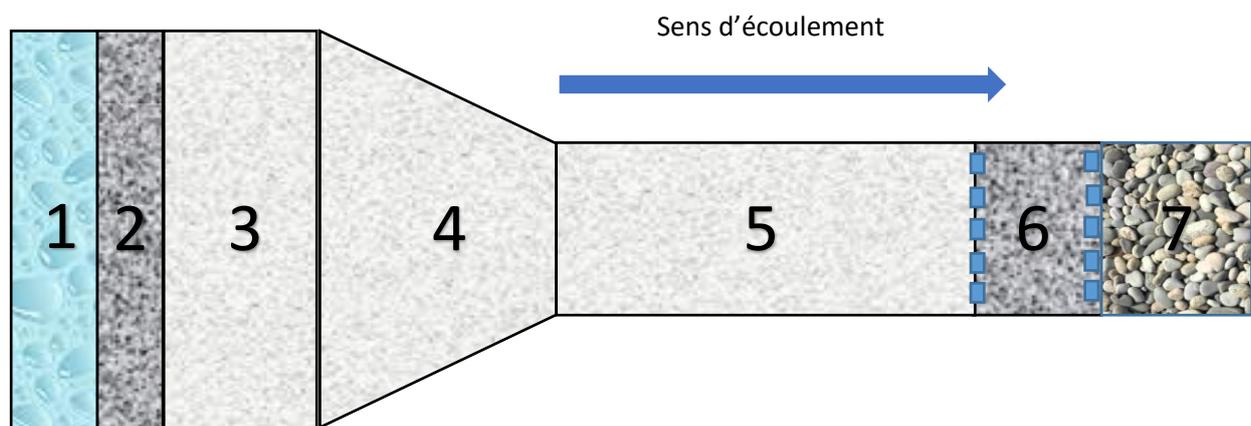


Figure VI.04 : Le Profil type de l'évacuateur de crue.

- 1- Canal d'approche ;
- 2- Déversoir ;
- 3- Chenal d'écoulement ;
- 4- Convergent ;
- 5- Coursier ;
- 6- Bassin de dissipation ;
- 7- Canal de fuite.

VI.04 CALCUL DES COUTS DES OUVRAGES ANNEXES

Pour le calcul des couts des ouvrages on doit d'abord calculer les volumes des terres excavé (remblai) et le volume de béton pour chaque élément. Les prix unitaire sont des données de l'Agence Nationale des Barrages et Transferts.

Tableau VI.06: Récapitulation des résultats de calcul du cout de l'évacuateur de crue.

ORGANE	H_{initiale} [m]	H_{finale} [m]	Epaisseur [m]	Largeur Initial [m]	Largeur Finale [m]	Epaisseur du Radier [m]	Longueur [m]	Volume [m³]	Prix Unitaire [Da]	Cout [Da]
Canal D'approche	1.25	1.25	0.2	30	30	0.5	5	2.50	45 000.00	112 500.00
Déversoir	2.25	0	0.2	30	30	0.5	2.5	954.65	45 000.00	42 959 250.00
Chenal D'écoulement	5.5	1.445	0.2	30	30	0.5	20	290.28	45 000.00	13 062 600.00
Convergent	1.445	2.98	0.2	30	12.5	0.5	43.75	490.63	45 000.00	22 078 534.95
Coursier	2.98	1.442	0.2	12.5	12.5	0.5	45	321.05	45 000.00	14 447 160.00
Bassin De Dissipation	2.764	2.764	0.2	12.5	12.5	1	6.7	99.53	45 000.00	4 478 963.40
Canal De Fuite	-	-	0.2	12.5	12.5	0.5	20	125.00	1 000.00	125 000.00
									Cout Total [DA]	97 264 008.35

Tableau VI.07: Cout total des ouvrages annexes.

Elément	Longueur	Cote	Diamètre	Vitesse	Volume Du Remblai	Prix Unitaire Du Remblai	Prix Unitaire De La Conduite	Cout De La Remblai	Cout De La Conduite	Cout Du Remblai + Evacuateur Total	Cout Des Conduites Total
	[m]	[m NGA]	[mm]	[m/s]	[m ³]	[DA]	[DA]	[DA]	[DA]	[DA]	[DA]
Vidange De Fond	54.38	814.8	250	3.14	0.346	800	2231.50	276.76	121 348.97	15 360 386.30	126 982,62
Conduite De Prise	40.975	816.8	63	2.48	0.261	800	137.49	208.54	5 633.65	97 264 008.35	
Evacuateur de Crue	142.95	-	-	-	19 199.88	800	-	15 359 904.00	-	112 624 397.65	
								Cout Total Des Ouvrages Annexes [DA]	112 751 380,27		

Tableau VI.08 : Cout Total de la retenue.

Elément	Cout [DA]
Digue	47 061 609,55
Ouvrages Annexes	112 751 380,27
Cout Total du Barrage [DA]	159 812 989,80

CONCLUSION

Dans notre étude l'évacuateur de crue est caractérisé premièrement par un déversoir de type Creager ensuite un chenal d'écoulement et un convergent qui verse l'eau dans le coursier cette eau arrivera au seuil du coursier avec une grande vitesse qui nous a orienté à opter pour un bassin de dissipation de type USBR III pour abaisser cette charge et énergie, en fin un canal de fuite qui verse l'eau vers le lit d'Oued Belleda.

La conduite de prise d'eau a un diamètre de 63 mm en PEHD avec une vitesse à la sortie de la vanne de 2,48m/s. Cette conduite a une cote de 816.80 m NGA.

Le prélèvement des eaux se fait à un seul niveau de prise avec une cote élevée par rapport à celle du volume mort de 2 mètre. Les organes de commande seront regroupés avec ceux de la vidange de fond au pied aval de la digue.

La conduite de vidange de fond a un diamètre de 250 mm en PEHD et une vitesse d'écoulement de $V=3,14\text{m/s}$, cette conduite est positionnée à une cote de 814.80 m NGA.

D'après le calcul des couts des différentes éléments de l'évacuateur de crue et la conduite de prise avec la vidange de fond, le cout total des ouvrages annexes est égale à une somme de 112 751 380,27 DA.

Le cout total du barrage englobe le cout de la digue et les ouvrages annexes est égal à une somme de 159 812 989,80 DA.

CHAPITRE VII :
ORGANISATION DE CHANTIER

VII. INTRODUCTION

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle 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 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.

On peut distinguer les installations suivantes :

VII.1.1 Installations Destinées Au Personnel

En général, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII.1.2 Installations Destinées Au Stockage Des Matériaux

Pour les ciment 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.1.3 Installations Destinées A 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.1.4 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.1.5 les moyens de 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 :

- a) les compacteurs à pneus ;
- b) les rouleaux à pieds dameurs pour le compactage des sols fins ;
- c) les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux.

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- a) la décapeuse automotrice (motor scraper) ;
- b) la pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou à un relief très marqué.

VII.2 PLANIFICATION

VII.2.1 Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- installation des postes de travail ;

- observations instantanées ;
- analyse des tâches ;
- le chronométrage ;
- définition des objectifs et des attributions ;
- simplification des méthodes ;
- stabilisation des postes de travail.

VII.2.2 Techniques De La Planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

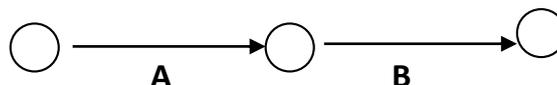
VII.2.2.1 Méthodes Basées Sur Le Réseau

VII.2.2.1.1 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 A Flèches**

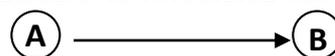
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

- **Réseau A 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.

VII.2.2.1.2 Construction Du Réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes

:

◆ 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.

◆ 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.

VII.2.2.1.3 Méthode C.P.M (Méthode Du Chemin Critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

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.

VII.2.2.2 Les Etapes 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.

• 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.

VII.2.3 Les Paramètres De La Méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

Tableau VII.1 : Les paramètres indispensables dans l'exécution de la méthode C.P.M

Paramètre	Symbole
temps de réalisation	TR
date de commencement au plus tôt	DCP
date de commencement au plus tard	DCPP
date de finition au plus tôt	DFP
date de finition au plus tard	DFPP
marge totale	MT

Et :

$$\left\{ \begin{array}{l} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \end{array} \right\} \quad (VII.01)$$

VII.2.3.1 Chemin Critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} MT = 0 \\ \sum TR_{c.c} = DTP \end{array} \right\} \quad (VII.02)$$

VII.2.3.2 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:

$$T = \frac{Q.N}{n} \quad (VII.03)$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipe} \end{array} \right\}$

VII.2.4 Les Plannings

Il existe trois types de plan de travail :

VII.2.4.1 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.

VII.2.4.2 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).

VII.2.4.3 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.3 DELAI DE CONSTRUCTION ET PROGRAMME DES TRAVAUX

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes taches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne façon la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- le respect des délais de réalisation pour chaque opération ;
- faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VII.4 SYMBOLES DES DIFFERENTES OPERATIONS

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.02 : Symboles des opérations.

Nom des opérations	OP	TR (mois)
Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, (développement du réseau routier assurant l'accès au chantier) ;	A	1
Phase 02 : Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'encrage ;	B	2
Phase 03 : Réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ;	C	1
Phase 04 : Excavations de l'évacuateur de crues ;	D	1
Phase 05 : Préparation des zones d'emprunt ;	E	2
Phase 06 : Réalisation (coffrage + coulage) de l'évacuateur de crues ;	F	2
Phase 07 : Déboisement de la cuvette ;	G	3
Phase 08 : Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations ;	H	1
Phase 09 : Approvisionnement du filtre;	I	2
Phase 10 : Mise en place d'un système de drainage;	J	1
Phase 11 : Remblai compacté;	K	4
Phase 12 : Revêtements hydraulique;	L	3
Phase 13 : Equipements hydraulique;	M	1
Phase 14 : Travaux de finitions;	N	2

VII.5 DETERMINATION DES CHEMINS CRITIQUES

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

VII.6 TECHNOLOGIE DES PRINCIPAUX TRAVAUX

VII.6.1 Exécution Des Voies D'accès

Pour l'accès à tous les ouvrages pendant la période de construction et d'exploitation, on prévoit une piste d'accès.

VII.6.2 Exécution Des Travaux De Terrassement

Les travaux de terrassement sont exécutés avec le même matériel utilisé

Pour les voies d'accès.

1. Creusage et déplacement des terres à l'aide de bulldozer.
2. Humectage des matériaux, à l'aide d'un camion-citerne ou par un asperseur, Elle est effectuée dans le cas où les matériaux sont trop secs.
3. Compactage des matériaux, dans notre cas on utilise un rouleau à pied, car Notre sol est argileux.
4. Nivellement des talus, pour le canal de restitution le nivellement de talus se Fait à l'aide d'une pelle niveleuse.

VII.6.3 Exécution des travaux de bétonnage

VII.6.3.1 Choix de la centrale du béton

Pour le choix de la centrale à béton, il faut d'abord déterminer l'intensité

Des travaux de bétonnages, qui sont calculé par la formule suivante :

$$R = \frac{V_t \cdot K}{T} \quad (\text{VII.04})$$

Avec :

K : Coefficient de disportionnalité de la mise en place du béton ;

V_t : Volume total du béton en [m³];

T : Durée de la construction des ouvrages en béton ;

$$T = n \cdot t \cdot n_p \cdot t' \quad (\text{VII.05})$$

D'Où :

n : Durée des travaux de bétonnage est égale à 1.4 mois c'est-à-dire

(n=0.167ans) ;

t : Nombre d'heures de travail par poste (10h);

n_p : Nombre de poste par jour (3poste) ;

t' : Nombre de jours de travail par année (313j) ;

A.N : $R = 10 \text{ m}^3/\text{h}$

Le central à béton est choisi de manière à assurer un rendement technique moyen de l'ordre de 10 (m³/h), ce rendement est beaucoup plus grand par rapport à l'intensité des travaux, ce qui nous permet d'assurer des réserves permettant de continuer les travaux de bétonnage en cas d'arrêt des installations d'exécution des déblais.

VII.6.3.2 Choix Du Mode De Transport Du Mélange De Béton

Le choix de type de transport dépend de :

- La distance de déplacement du béton ;
- L'intensité des travaux du béton ;
- Des caractéristiques des mélanges du béton.

L'opération de transport doit s'effectuer de telle manière que la qualité du béton ne soit pas altérée.

On utilise un camion équipé d'une benne dans laquelle le béton sera déversé par la bétonnière.

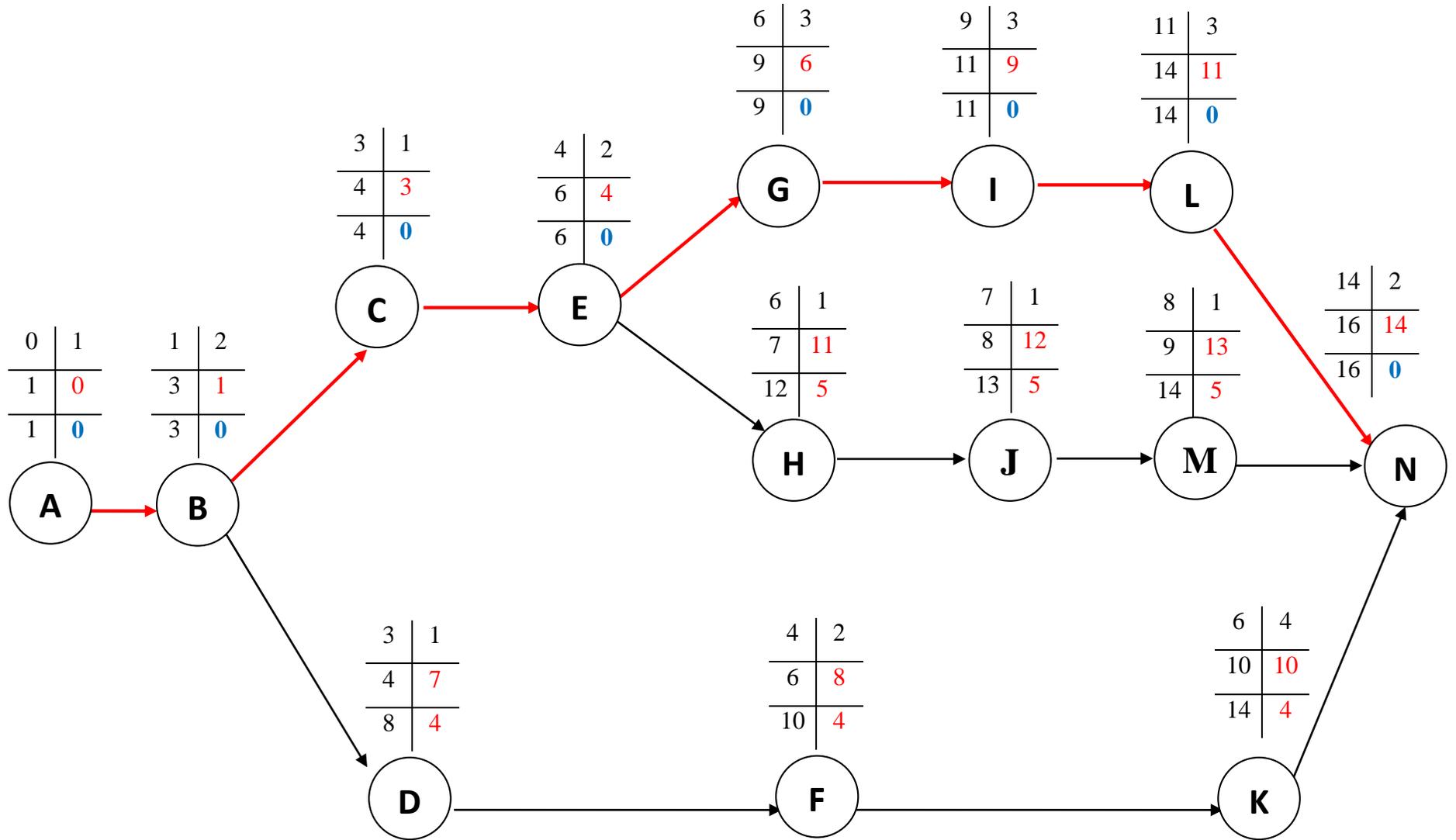


Figure VII.01 : Réseau a nœuds des tâches du projet.

VII.7 DETERMINATION DES CHEMINS CRITIQUES

C'est le chemin qui donne la durée total du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge total nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.03 : Détermination des chemins critiques.

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	1	0	1	0	1	0
B	2	1	3	1	3	0
C	1	3	4	3	4	0
D	1	3	4	7	8	4
E	2	4	6	4	6	0
F	2	4	6	8	10	4
G	3	6	9	6	9	0
H	1	6	7	11	12	5
I	2	9	11	9	11	0
J	1	7	8	12	13	5
K	4	6	10	10	14	4
L	3	11	14	11	14	0
M	1	8	9	13	14	5
N	2	14	16	14	16	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation total de la retenue collinaire sur l'Oued de BELLEDA est égal à 16 mois.

Tableau VII.04 : Programme des travaux pour la réalisation de la retenue collinaire d’Oued BELLEDA.

Nom des opérations	Mois 01	Mois 02	Mois 03	Mois 04	Mois 05	Mois 06	Mois 07	Mois 08	Mois 09	Mois 10	Mois 11	Mois 12	Mois 13	Mois 14	Mois 15	Mois 16
Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, (développement du réseau routier assurant l'accès au chantier) ;	1															
Phase 02 : Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'encrage ;		2														
Phase 03 : Réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ;				1												
Phase 04 : Excavations de l'évacuateur de crues ;				1												
Phase 05 : Préparation des zones d'emprunt ;					2											
Phase 06 : Réalisation (coffrage + coulage) de l'évacuateur de crues ;					2											
Phase 07 : Déboisement de la cuvette ;							3									
Phase 08 : Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations ;							1									
Phase 09 : Approvisionnement du filtre;										2						
Phase 10 : Mise en place d'un système de drainage;								1								
Phase 11 : Remblai compacté;						4										
Phase 12 : Revêtements hydraulique;												3				
Phase 13 : Equipements hydraulique;									1							
Phase 14 : Travaux de finitions;															3	

CONCLUSION

Une bonne organisation est attributive de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Nous pouvons dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation et surtout les taches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude d'organisation d'un chantier.

D'après les calculs, le temps de réalisation de la retenue collinaire sur l'Oued BELLEDA est estimé à 16 mois.

CHAPITRE VIII :
PROTECTION ET SECURITE
DE TRAVAIL

VIII. INTRODUCTION

Les accidents de travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et surtout, sur le plan humain.

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise. Il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes, de règlements dits « de sécurité ». Leur utilité est incontestable.

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

VIII.1 CAUSES DES ACCIDENTS DE TRAVAIL

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

VIII.1.1 Causes Humaines

Ces causes peuvent être :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de faciliter.

VIII.1.2 Causes Techniques

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.

VIII.2 CONDITIONS DANGEREUSES DANS LE CHANTIER

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VIII.3 ACTIONS DANGEREUSES

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII.4 MESURES PREVENTIVES

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.

- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tous dangers.
- Les abris doivent être airés et chauffés.

VIII.5 CALCUL DU DEBIT D'AIR NECESSAIRE A LA VENTILATION DU TUNNEL

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

- 1- Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation ;
- 2- Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum ;
- 3- Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum, cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30 m³ d'air frais par personne et par heure. Elle permet le renouvellement de l'air pollué dégagé par les travailleurs, les infrastructures industrielles et les machines.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit :

On a :

$$Q = A_m \cdot N \quad \text{(VIII.01)}$$

Q : Débit d'air frais en (m³/h).

A_m : L'alimentation Minimum (A_m = 30m³ / h /personne)

N: Nombre de personne dans le lieu à aérer.

VIII.5.1 Les Méthodes De Calculs Des Diamètres De La Canalisation D'air Nécessaire A La Ventilation

VIII.5.1.1 Etude De Dimensionnement Du Réseau De Ventilation

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations, cette étude nécessite les points suivants :

- Etude détaillée des plans des ouvrage à aéré et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracés de canalisations simples comportant des coudes à grands rayons et des changements de sections des canalisations ;
- Disposer les sorties des canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace à aérer ;
- Déterminer le nombre et les dimensions de sortie sur la base du volume d'air ainsi que la vitesse admissible en ne perdant pas de vue les distances des conduites ;

Il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placer en fins des conduites présentes des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien ;

- Calculer les dimensions des canalisations par plusieurs méthodes.

1. La Méthode Dynamique

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau suivant.

Tableau VIII.01: Vitesse de l'air dans les différentes canalisations.

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
2	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2 – 5) m/s	(3 – 6) m/s
4	Colonnes montantes	(1.5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
5	Pièces spécialisées (coudes ...)	(0.5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s

2) Méthode D'équi-Friction

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s).

Pour notre cas on utilise la méthode dynamique.

VIII.5.2 Calcul Du Diamètre Des Canalisations

On à la formule donnant la section des canalisations en fonction du débit et de la vitesse :

$$S = \frac{Q}{V} \quad (\text{VIII.02})$$

Q: Débit d'air (m³/s).

V : Vitesse de circulation d'air dans la conduite.

On a encore :

$$Q = \frac{\pi \cdot V \cdot D^2}{4} \quad (\text{VIII.03})$$

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}} \quad (\text{VIII.04})$$

CONCLUSION

L'étude de la santé et la sécurité des travailleurs est une discipline très large qui recouvre de nombreux domaines spécialisés. Dans son sens le plus général.

Pour garantir la sécurité et la santé des travailleurs, il faut que les employeurs comme les salariés collaborent et participent à des programmes de santé et de sécurité, touchant à la médecine du travail, à l'hygiène industrielle, à la toxicologie, à la formation, à la sécurité des machines, à l'ergonomie, à la psychologie, etc.

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de la préparation du mémoire de fin d'étude, nous avons fait une étude d'optimisation et conception de la retenue collinaire d'Oued BELLEDA commune d'Ouled BESSEM dans la wilaya de TISSEMSILT qui est destiné à l'irrigation des périmètres agricoles d'une superficie de 30Ha.

Nous avons fait une étude géologique et géotechnique dans la zone d'étude pour bien comprendre la structure et la texture du sol et fondation à cet effet nous avons fait plusieurs tranchées pour estimer les volumes approximatifs des terres destinées à la construction de la retenue, après ces investigations nous avons conclu que le volume des terres satisfait notre demande ensuite nous avons fait une étude hydrologique du bassin versant on se basant sur des données pluviométrique et climatologiques de plusieurs années d'observation.

Le choix de la variante a été fait suite à une étude d'optimisation technico-économique détaillée sur trois variantes proposées, et nous avons opté pour une digue homogène vue plusieurs critères comme la disponibilité des matériaux et la simplicité de réalisation.

D'après l'utilisation des outils informatiques avancé dans le domaine de simulation géotechnique nous avons conclu que notre système de drainage il fait son rôle parfaitement du fait du fait qu'il a abaissé parfaitement la ligne de saturation, le calcul a été fait à la base la méthode des éléments finis. Et pour assurer la stabilité de l'ouvrage et les pentes contre le glissement sans et avec l'effet de séisme nous avons fait une étude de stabilité des pentes pour les différents modes de fonctionnement de la retenue après cette étude nous avons confirmé le choix des fruits de talus qui assurent la stabilité de l'ouvrage.

L'évacuateur de crue est englobe plusieurs organe, ces organes sont dimensionnées à l'aide des recommandations des grande écoles d'hydraulique et plusieurs chercheurs à travers le mondes dans ce domaine.

La conduite de la prise d'eau sera en PEHD avec un diamètre de 63mm PN6 passionné à une cote de 816.80m NGA, la vidange de fond sera en PEHD avec un diamètre de 250 mm PN6, cette conduite est passionnée a une cote de 814,80m NGA.

Tous projet doit suivre un plan de travail, ce travail partagé en plusieurs taches et opérations, nous avons partagé le projet a des opérations et on a calculé le temps d'exécution de chaque opération, après la planification du réseau a nœud des taches du projet nous avons

CONCLUSION GENERALE

déduire le chemin et les opérations critiques, le temps de réalisation total de la retenue collinaire sur l'Oued de BELLEDA est égal à 16 mois.

Pour garantir la sécurité et la santé des travailleurs, il faut que les employeurs comme les salariés collaborent et participent à des programmes de santé et de sécurité, touchant à la médecine du travail, à l'hygiène industrielle, à la toxicologie, à la formation, à la sécurité des machines, à l'ergonomie, à la psychologie, etc.

La capacité totale de la cuvette de notre retenue est de $53\,929,75\text{m}^3$ dont $17\,888,26\text{m}^3$ de volume mort et $36\,041,49\text{m}^3$ de volume utile.

D'après nos calculs nous avons constaté qu'on a un rapport d'efficacité égale à 0,867, ce paramètre est très appréciable. Les recommandations mondiales exigeants un rapport supérieur à 3 au minimum dans le cas des petits barrages (retenues collinaires) et un rapport supérieur à 12 dans le cas des grands barrages. A base de ces recommandations on peut dire que la rentabilité de l'ouvrage est très faible sur le plan d'eau.

Nous acceptons la réalisation de cette retenue malgré que le projet économiquement n'est pas rentable, car la pauvreté hydrique couvre la région de BELLEDA qu'elle situ dans une zone semi-aride est caractérisé par des apports faibles, notre décision vise à développer le secteur agricole et créer de l'emploi dans la région et répond aux besoins du secteur socioéconomique de la wilaya de TISSEMSILT.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] André Musy-Christophe Higy, HYDROLOGY A Science of Nature, Edition 2011, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) et Service intercommunal de gestion (SIGE).
- [2] ELEMENTS D'HYDROLOGIE DE SURFACE-Par J.P.LABORDE-Université de Nice-Sophia Antipolis, Edition 2000.
- [3] Paul Meylan-Anne Cathrine Favre-André Musy, Hydrologie fréquentielle-Une science prédictive. Edition 2005, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL).
- [4] Patrick Le Delliou, Les barrage : construction et maintenance, Edition 2003, Université de Lyon.
- [5] Jean-Maurice DURAND-Paul ROYET-Patrice MERIAUX, TECHNIQUE DES PETITES BARRAGES EN AFRIQUE SAHARIENNE ET EQUATORIAL, Edition 1999.
- [6] Founémé A.MILLOGO, OUVRAGES HYDRAULIQUES, Edition 2009.
- [7] Bernardo A.R,L Santos, Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petites barrages, Edition 2004.
- [8] BERTHOUMIEUX Junior Jean, Etude pluridisciplinaire de la stabilité des pentes Application au glissement de Kenscoff-Mahotiére (Haïti), Edition Décembre 2012, Thèse présenté en vue de l'obtention du grade de docteur en science de l'ingénieur, Ecole polytechnique de Louvain.
- [9] Anonyme, Stability Modeling with SLOP/W an engineering Methodology, Edition November 2012, GEO-SLOP International Ltd.
- [10] Anonyme, Règlement Parasismique Algérien, Edition 2003.
- [11] Anonyme, Règlement Parasismique Algérien, Edition 1999.
- [12] Amal Hentati-Brahim Ouerghi-Donia Khelifa-Hassin Soufi, Rapport de mémoire « Ouvrage hydraulique », Ecole Nationale d'Ingénieur de Tunis.

ANNEXES

ANNEXE 01 : Série pluviométrique de la station d'OULED BESSEM 011006.

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
1961	7.0	46.1	51.7	33.0	18.8	48.7	62.3	54.3	38.2	48.3	0.0	0.0	408.4
1973	3.4	12.0	12.2	83.4	2.2	98.6	59.9	70.5	2.4	74.7	0.0	0.0	419.3
1976	22.7	98.9	31.3	50.1	53.2	9.1	8.4	38.1	36.3	21.5	1.7	0.0	371.3
1977	0.0	20.1	28.5	44.1	105.5	32.4	57.3	45.6	42.1	0.0	0.0	0.0	375.6
1979	162.1	106.8	42.6	41.5	38.7	35.5	57.7	69.6	53.4	0.4	0.0	3.0	611.3
1980	11.5	21.6	23.6	90.9	4.7	44.0	15.7	52.9	14.7	2.4	0.0	14.0	296.0
1981	11.6	11.9	0.0	75.8	40.8	51.7	15.0	54.8	44.0	115.7	0.0	3.0	424.3
1982	10.5	43.2	43.9	52.3	0.0	16.0	2.3	8.6	2.1	1.3	1.8	0.0	182.0
1983	0.0	5.1	81.0	35.8	35.1	18.1	32.1	16.2	55.2	10.9	0.0	1.5	291.0
1984	14.5	7.3	2.7	33.2	27.7	21.2	54.6	3.3	49.6	0.0	0.0	0.0	214.1
1985	35.5	17.1	48.9	25.7	125.5	59.1	46.1	10.8	15.8	11.5	0.0	1.4	397.4
1986	37.0	35.1	38.6	23.7	68.3	58.2	6.8	1.2	13.4	4.4	35.1	0.0	321.8
1987	5.5	20.0	53.4	49.6	30.1	30.1	16.7	43.0	47.2	0.0	0.0	0.0	295.6
1988	18.8	20.0	10.6	12.4	14.2	24.5	55.9	34.8	13.8	46.1	12.3	12.6	276.0
1989	23.4	6.3	32.9	14.1	51.1	1.4	23.9	61.1	36.7	23.9	13.8	2.6	291.2
1990	40.2	25.3	26.1	50.1	36.0	44.0	20.0	47.4	26.4	7.1	10.2	36.0	368.8
1991	15.5	57.5	28.8	30.3	34.2	39.5	45.5	57.8	43.0	24.7	17.2	4.2	398.2
1992	12.5	14.6	22.7	19.9	1.2	22.6	39.2	46.6	50.0	0.0	0.0	31.0	260.3
1993	45.2	20.1	52.4	42.9	28.8	51.8	3.2	22.9	3.2	7.2	12.8	29.3	319.8
1995	23.4	86.3	27.9	61.9	91.0	151.1	89.3	57.8	41.0	59.1	34.3	32.2	755.3
1997	67.2	34.3	142.0	38.5	21.4	48.1	9.1	52.7	88.1	2.3	0.0	2.6	506.3
1998	3.6	9.5	14.5	35.9	53.8	39.4	43.0	0.2	0.0	0.0	0.0	10.8	210.7
1999	44.3	46.4	28.7	55.4	0.0	0.0	24.0	11.5	17.2	47.5	0.0	2.8	277.8
2000	57.3	48.6	73.0	63.4	89.5	60.5	5.9	36.8	11.0	0.0	0.2	8.5	454.7
2001	50.1	13.9	38.5	50.0	6.0	0.2	18.0	54.7	40.4	8.9	0.0	17.8	298.5

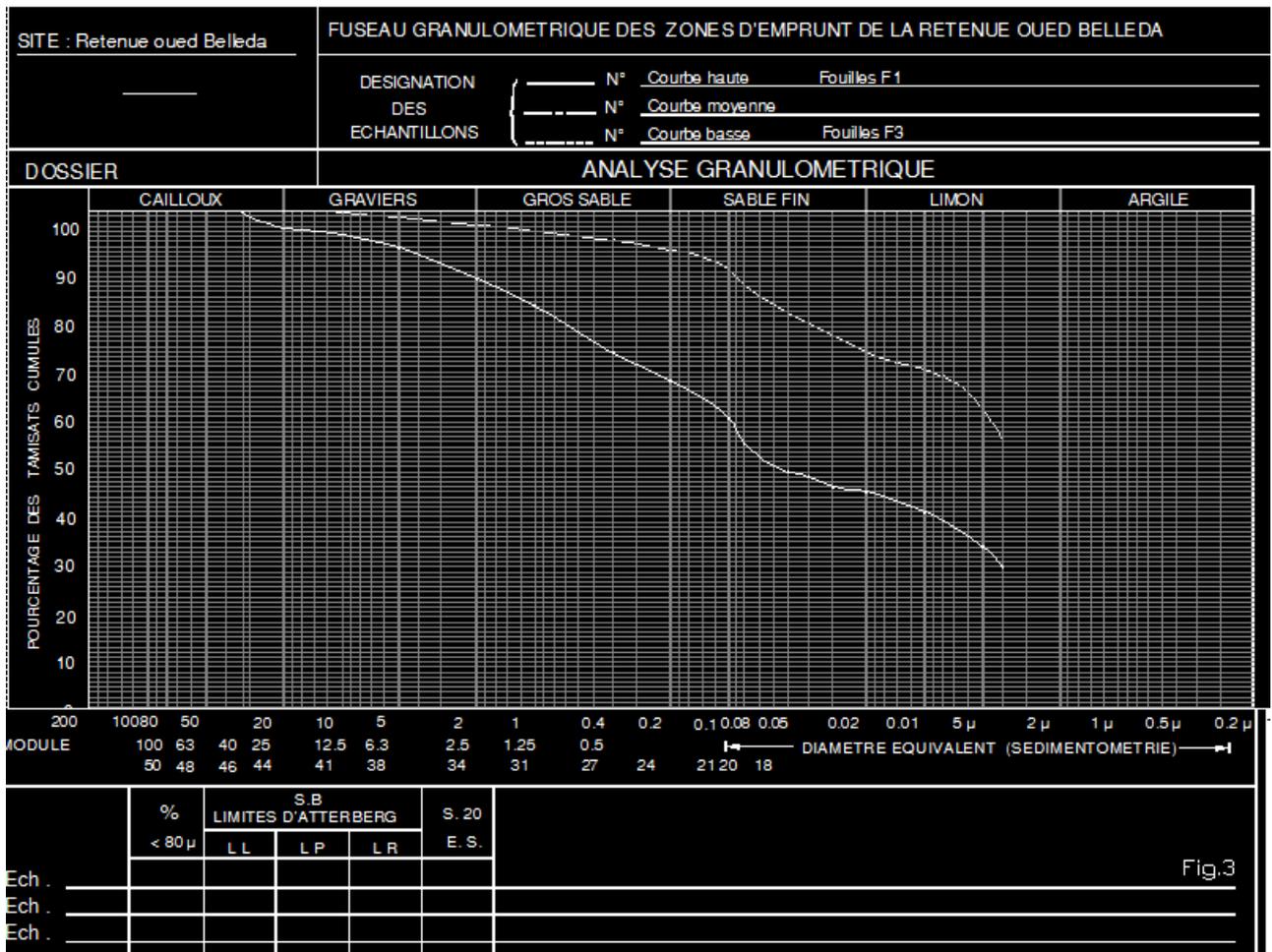
ANNEXE 02 : Table de Table du Khi-Deux.

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
ddl														
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	0,0908	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	15,0863	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	4,1682	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	33,6874	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	17,1865	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	85,5270	90,5312	96,3875	100,4252	104,2149	112,3169
80	46,5199	51,1719	53,5401	56,2128	60,3915	64,2778	69,2069	90,4053	96,5782	101,8795	108,0693	112,3288	116,3211	124,8392
90	54,1552	59,1963	61,7541	64,6347	69,1260	73,2911	78,5584	101,0537	107,5650	113,1453	119,6485	124,1163	128,2989	137,2084
100	61,9179	67,3276	70,0649	73,1422	77,9295	82,3581	87,9453	111,6667	118,4980	124,3421	131,1417	135,8067	140,1695	149,4493
120	77,7551	83,8516	86,9233	90,3667	95,7046	100,6236	106,8056	132,8063	140,2326	146,5674	153,9182	158,9502	163,6482	173,6174
140	93,9256	100,6548	104,0344	107,8149	113,6593	119,0293	125,7581	153,8537	161,8270	168,6130	176,4709	181,8403	186,8468	197,4508
160	110,3603	117,6793	121,3456	125,4400	131,7561	137,5457	144,7834	174,8283	183,3106	190,5165	198,8464	204,5301	209,8239	221,0190
180	127,0111	134,8844	138,8204	143,2096	149,9688	156,1526	163,8682	195,7434	204,7037	212,3039	221,0772	227,0561	232,6198	244,3705
200	143,8428	152,2410	156,4320	161,1003	168,2786	174,8353	183,0028	216,6088	226,0210	233,9943	243,1869	249,4451	255,2642	267,5405
250	186,5541	196,1606	200,9386	206,2490	214,3916	221,8059	231,0128	268,5986	279,0504	287,8815	298,0388	304,9396	311,3462	324,8324
300	229,9634	240,6634	245,9725	251,8637	260,8781	269,0679	279,2143	320,3971	331,7885	341,3951	352,4246	359,9064	366,8444	381,4252
400	318,2596	330,9028	337,1553	344,0781	354,6410	364,2074	376,0218	423,5895	436,6490	447,6325	460,2108	468,7245	476,6064	493,1318
500	407,9470	422,3034	429,3875	437,2194	449,1468	459,9261	473,2099	526,4014	540,9303	553,1268	567,0698	576,4928	585,2066	603,4460
600	498,6229	514,5289	522,3651	531,0191	544,1801	556,0560	570,6680	628,9433	644,8004	658,0936	673,2703	683,5156	692,9816	712,7712
700	590,0480	607,3795	615,9075	625,3175	639,6130	652,4973	668,3308	731,2805	748,3591	762,6607	778,9721	789,9735	800,1314	821,3468
800	682,0665	700,7250	709,8969	720,0107	735,3623	749,1852	766,1555	833,4557	851,6712	866,9114	884,2789	895,9843	906,7862	929,3289
900	774,5698	794,4750	804,2517	815,0267	831,3702	846,0746	864,1125	935,4987	954,7819	970,9036	989,2631	1001,6296	1013,0364	1036,8260

ANNEXE 3 : Courbe granulométrique pour le projet d'exécution.



ANNEXE 4 : Pluies journalières maximales enregistrées à la station (01- 10 - 06)

Année	Pjmax
1961	40.7
1964	8.4
1965	19.8
1966	34.5
1967	70.0
1968	17.5
1969	18.0
1973	27.7
1974	25.4
1975	32.6
1976	36.5
1977	31.2
1978	30.2
1979	72.1
1980	29.6
1981	82.5
1982	32.0
1983	52.4
1984	15.4
1985	50.7
1986	21.5
1987	28.6
1988	21.5
1989	22.3
1990	30.2
1991	22.0
1992	25.1
1993	22.7
1994	49.3
1995	41.8
1996	51.2
1997	36.4
1998	19.6
1999	44.0
2000	29.6
2001	28.1

ANNEXE 5 : Tableau récapitulatif des résultats des essais physiques tranchés au niveau de l'axe de la digue.

Tranchée	Profondeur	Granulométrie (%)						Limites d'Atterberg							Proctor Normal			Classification
		Cailloux	Graviers	Gros sable	Sable Fin	Limons + argiles	-	gh	gd	W	WL	Wp	Ip	Ic	Wopt	gdmax	Sr	
-	-	200 ~ 20	20 ~ 2	2 ~ 0,2	0,2~ 0,02	0,02~0,2μ	<80 μ	(t/m ³)	(t/m ³)	(%)	(%)	(%)	(%)	-	(%)	(t/m ³)	(%)	-
T1	1,50 - 2,00	0.00	1.00	2.00	20.00	77.00	94.00	1.93	1.67	15.26	55.00	25.37	29.63	1.34	20.60	1.62	66.95	CH
T2	2,50 - 3,00	9.00	20.00	15.00	20.00	36.00	44.00	1.85	1.65	12.33	43.00	19.37	23.63	1.30	12.70	1.91	51.91	CL
T3	1,50 - 2,00	7.00	17.00	11.00	16.00	49.00	58.00	1.41	1.20	17.54	50.00	25.59	24.41	1.33	15.70	1.76	37.82	CL
Moyenne		5.33	12.67	9.33	18.67	54.00	65.33	1.73	1.51	15.04	49.33	23.44	25.89	1.32	16.33	1.76	52.23	-
Ecartype		4.73	10.21	6.66	2.31	20.95	25.79	0.28	0.27	2.61	6.03	3.53	3.26	0.02	3.99	0.15	14.57	-

ANNEXE 06 : Tableau récapitulatif des résultats des essais physiques des zones d'empruntes.

Tran	Profondeur	Granulométrie (%)						Limites d'Atterberg								Proctor Normal	Classification	
N°	(m)	Cailloux	Graviers	Gros sable	Sable Fin	Limons + argiles	-	gh	gd	W	WL	Wp	Ip	Ic	Wopt	gdmax	Sr	-
-	-	200 ~ 20	20 ~ 2	2 ~ 0,2	0,2~0,02	0,02~0,2μ	<80 μ	(t/m ³)	(t/m ³)	(%)	(%)	(%)	(%)	-	(%)	(t/m ³)	(%)	-
F1	1,40 - 1,80	0.00	3.00	5.00	20.00	72.00	86.00	1.98	1.65	19.72	55.60	24.38	31.22	1.15	17.80	1.64	83.95	CH
F2	1,50 - 2,00	0.00	10.00	7.00	33.00	50.00	74.00	1.88	1.70	10.81	43.80	22.42	21.38	1.54	15.50	1.70	49.15	CL
F3	1,50 - 2,00	3.00	11.00	19.00	23.00	44.00	54.00	1.72	1.54	11.74	37.00	16.07	20.93	1.21	16.40	1.79	42.08	CL
F4	1,80 - 2,20	7.00	6.00	5.00	27.00	55.00	73.00	1.92	1.69	13.66	50.20	25.51	24.69	1.48	18.10	1.69	61.68	CL
Moyenne		2.50	7.50	9.00	25.75	55.25	71.75	1.88	1.65	13.98	46.65	22.10	24.56	1.34	16.95	1.71	59.22	-
Ecartype		3.32	3.70	6.73	5.62	12.04	13.23	0.11	0.07	4.00	8.04	4.21	4.75	0.20	1.22	0.06	18.37	-

ANNEXE 09 : Abaque pour calculer les organes du bassin dissipation de type USBR III.

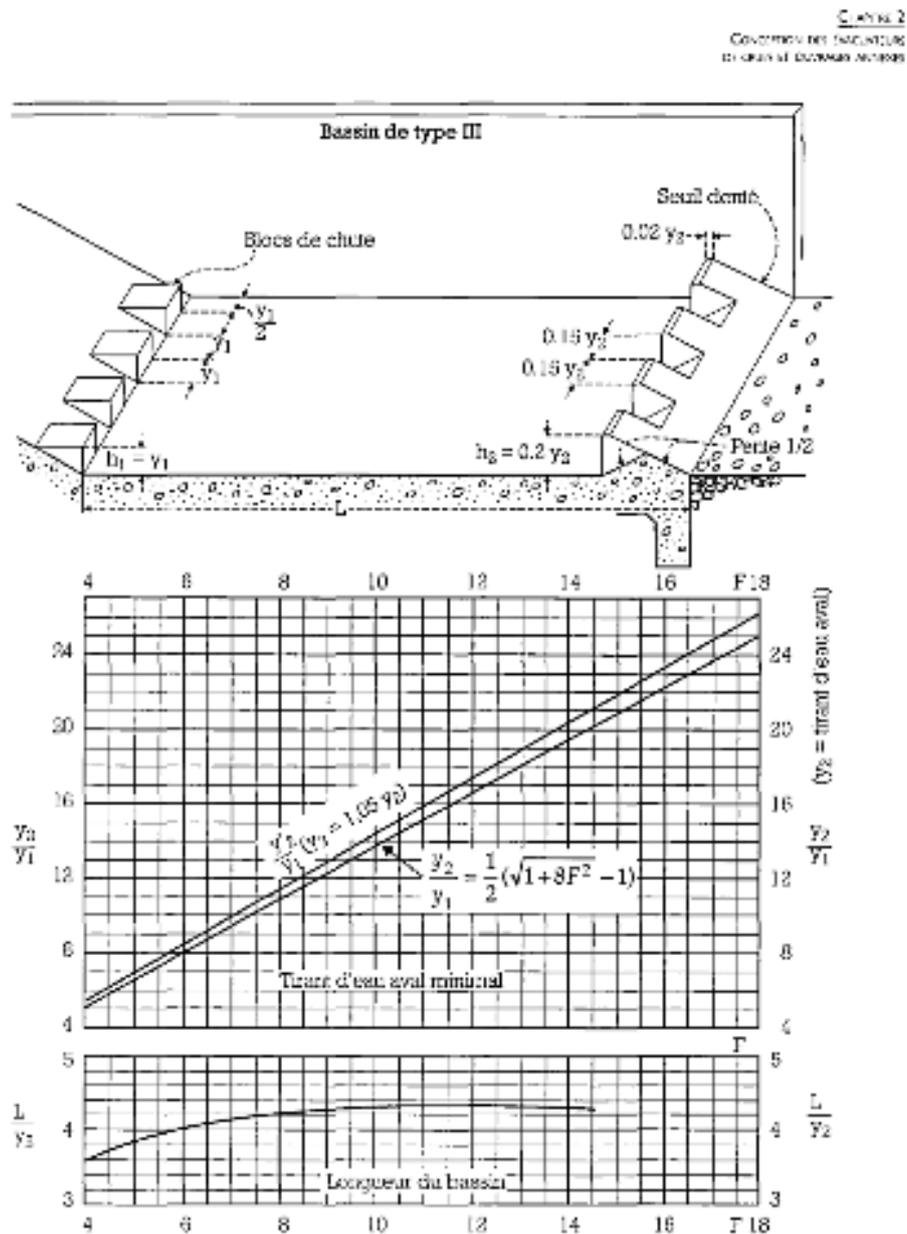


Figure 2.34 : détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de Froude supérieur à 4.5 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin supérieure à 20 m/s (modifié de [5]).