الجمهورية الجزائرية الديموقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The Mujahid Abdellah ARBAOUT"



المدرسة الوطنية للري
المجاهد عبد الله عرباوي

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

Etude des Ouvrages Annexes du Barrage de Ramadhan Djamel (Wilaya de Skikda).

Présenté par :

Mr .Salama AOUNALLAH

Devant les membres du jury

Nom et Prénom	Grade	Qualité
ZEROUAL Ayoub	M.C.A	Président
TOUMI Samir	M.C.B	Membre
BOURI Djamel Eddine	M.C.B	Membre
LAOUCHE Nassim	M.C.B	Membre
HEBBOUCHE Abdelhamid	M.C.A	Promoteur

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous exprimons notre gratitude envers le Dieu qui a éclairé notre chemin, nous a accordé force et sagesse, ainsi que la volonté nécessaire pour mener à bien ce modeste projet.

Il est difficile de traduire pleinement ma reconnaissance envers mon superviseur, M. HEBBOUCHE Abdelhamid, pour l'aide précieuse qu'il m'a apportée tout au long de la réalisation de ce travail. Mes remerciements vont également à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés durant notre formation en ingénierie, ainsi qu'aux membres du jury qui auront l'honneur d'évaluer ce travail.

Je souhaite exprimer ma gratitude envers tout le personnel de l'ANBT pour leurs conseils avisés et leurs orientations.

Enfin, je tiens à remercier chaleureusement tous mes amis de la promotion, dont la sollicitude et la chaleur humaine ont été d'un grand réconfort pour nous.

DEDICACES

Je consacre humblement ce travail en témoignage de respect et de gratitude :

- *À mes parents bien-aimés, sans leur soutien, ce travail n'aurait jamais vu le jour.*
- *À ma mère, l'étoile de ma vie. Merci pour tout.*
- *À mon père, source de ma fierté et de ma persévérance.*

Que Dieu ait son âme.

- *A ma sœurs et mon frères, ma richesse sur cette terre.*
- *À mes amis, Wissem avec e, petit frère Sadek , bahaa (lgat) , Abdallaiou et sans s'oublier Bicha, qui ont été là à chaque étape de ce parcours. Votre amitié, vos encouragements et votre joie ont allégé les défis. Je vous consacre ce travail en témoignage de notre amitié solide.*
- *A tous mes amis Aymen et Islem mess, Islem zed, alilou benz, Achraf hggs,Raouf zgd .*
- *A tous mes collègues de L'ENSH*

ملخص:

قمنا في هذا المشروع بإجراء دراسة تقنية شاملة لمنطقة واد الصفصاف في ولاية سكيكدة، بهدف إنشاء سد لري الأراضي الزراعية المجاورة وتوفير مياه صالحة للشرب. بعد إجراء دراسات جيولوجية وهيدرولوجية معمقة، تم تصميم السد بارتفاع يبلغ حوالي 30مترًا وسعة تقدر بنحو 20 مليون متر مكعب. تأكدنا من استقرار السد وقدمنا شرحًا وتنظيمًا لجميع مراحل التنفيذ المتعلقة بالبنى التحتية.

Résumé :

Dans ce mémoire, nous avons réalisé une analyse technique exhaustive de l'oued SAFSAF (Wilaya de SKIKDA) en vue de l'implantation d'un barrage destiné à l'irrigation et à l'alimentation en eau potable. Après avoir mené une étude géologique approfondie, suivie d'une étude hydrologique approfondie, nous avons calculé les dimensions de l'ouvrage, fixant sa hauteur à 30 mètres et sa capacité à 20 millions de mètres cube. Nous avons également effectué une analyse détaillée des structures annexes.

Abstract:

In this current report, we conducted a comprehensive technical analysis of SAFSAF wadi (SKIKDA State) to plan a minor dam construction, aimed at irrigation and providing potable water supply. Following an initial geological survey and an in-depth hydrological study, we determined the dimensions of the structure with a height of 30 meters and a capacity of 20 million cubic meters. Subsequently, we conducted a thorough examination of the supplementary infrastructure.

SOMMAIRE :

Introduction général : 14
Chapitre I:Mémoire de synthése
Introduction : 16
I.1. Situation géographique et topographique : 16
I.2. Sismicité de la zone d'étude : 17
I.3. La géologie de la zone d'étude : 18
I.3.1.Lithologie: 18
I.3.2.Le flysch maurétanien : 18
I.3.3.Les dépôts continentales, mio-pliocènes : 19
I.3.4.Structures tectoniques: 19
I.3.5.Couverture quaternaire et phénomènes superficiels: 19
I.3.6.Alluvions et terrasses: 20
I.3.7.Colluvions et dépôts de pentes: 20
I.4. Etanchéité de la cuvette : 21
I.5. Travaux de reconnaissance : 21
I.6. Fondation de la digue et ses ouvrages annexes : 25
I.6.1. Digue: 25
I.6.1.1 Caractéristiques: 25
I.6.1.2. Réalisation de la fondation 26
I.6.1.3. Consolidation et étanchieté 26
I.6.2. Galerie de dérivation et de vidange de fond 27
I.6.3. Evacuateur de crues: 27
I.7. Matériaux de construction : 28
I.8. Géotechnique : 31
Conclusion 31
Chapitre II:Etude hydrologique
Introduction 33
II.1 Caractéristiques du bassin versant: 33
II.1.1- Caractéristiques morphologique : 34
1.1.1- Paramètres géométriques : 34
II.1.1.2- Paramètres de forme: 34

II.1.2. Caractéristiques hydrographiques: 41
II.1.3. Caractéristiques climatique du bassin versant: 46
II.2.1Pluviométrie: 49
II.2.1 Répartition mensuelle de la pluie moyenne: 51
II.2.2.Pluie moyenne annuelle : 51
II.2.3.Les pluies maximales journalières: 51
II.2.4 Ajustement des pluies maximales journalières: 53
Conclusion: 55
II.2.5 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences: 56
II.3 Evaluation des apports liquides: 59
II.3.1 Apports moyens interannuels : 59
II.3.2Caractéristiques de l'écoulement : 60
II.3.3. Les apports fréquentiels: 63
II.4. Etude des crues: 64
II.4.2 Hydrogramme de crue: 69
II.5. Les apports solides et estimation de volume mort: 72
II.5.1 Régularisation des débits 74
II.5.2 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»: 74
II.5.3 Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes: 77
II.5.4 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes 78
II.5.5 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes 80
II.6 Laminage des crues 85
II.7 Etude d'optimisation : 100
Conclusion 109
Chapitre III:Etude de variante de l'évacuateur de crue
III.1. Généralités : 111
III.2- Choix de la rive favorable : 113
III.3 Choix de la variante : 114
III.4 Evacuateur de crue latéral entonnement frontale 116
III.4.1 Dimensionnement de l'évacuateur de crue: 116
III.4.1.1 Canal d'approche: 116
III.4.1.2 Le déversoir : 118
III.4.1.3. .Chenal d'écoulement : 123

III.4.1.4. .Calcul du convergent : 125
III.4.1.5 Coursier : 128
III.4.1.6 Bassin de dissipation : 132
III.4.1.7 : Canal de restitution : 135
III.4.2. Calcul de la hauteur des murs bajoyers : 137
III.4.2.1. Chenal d'écoulement : 137
III.4.2.2. Le coursier : 137
III.4.2.3.Le bassin de dissipation : 138
III.4.3. Vérification de l'apparition des phénomènes hydraulique dans le coursier 138
III.4.3.1. Vérification de l'apparition des vagues roulantes : 138
III.5. Evacuateur latéral à entonnement latéral : 139
III.5.1. Dimensionnement et calcul hydraulique : 139
III.5.1.1 Le déversoir : 139
III.5.1.2. L'auge de réception 142
III.5.1.3. Le coursier 145
III.5.1.4. Dissipateur d'énergie : 149
III.5.1.5 : Canal de restitution : 151
III.5.2. Vérification de l'apparition des phénomènes hydraulique dans le coursier 152
III.5.2.1. Vérification de l'apparition des vagues roulantes : 152
III.6. Choix de la variante la plus favorable : 153
Introduction : 156
Chapitre IV:Etude de génie civil
IV.1. Etude de stabilité 156
IV.1.1 Stabilité de déversoir 156
IV.1.1.1Calcul des forces 157
IV.1.1.2 Stabilité au renversement 160
IV1.1.3 Stabilité au glissement 161
IV.1.1.4 Stabilité au poinçonnement 161
IV.1.2 Stabilité des murs bajoyers 162
IV.1.2.1 Calcul des forces 162
IV.1.2.2 Stabilité au renversement 162
IV.1.2.3 Stabilité au glissement 163
IV.1.2.4 Stabilité au poinçonnement 163

IV.2 Calcul de ferraillage 163
IV.2.1 Ferraillage de rideau de coursier 163
IV.2.2 Ferraillage de la semelle de coursier 166
IV.2.3 Ferraillage de radié de déversoir 169
Conclusion 172
Chapitre V: Tour de prise et vidange de fond
Introduction 174
V.1. L'ouvrage de vidange 174
V.1.1 Type d'ouvrages de vidange 175
V.1.2. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange 176
V.2. La prise d'eau : 178
V.2.1. Type de prise : 178
V.2.2. Type d'ouvrage de prise 179
V.2.3. Emplacement de la tour 179
V.2.4. Dimensionnement de la prise d'eau : 179
Chapitre VI:Organisation du chantier
Introduction 183
VI.1.Organisation technique et préparation des informations 183
VI.2. Intervenants dans le chantier 183
VI.3 Installation de chantier 185
VI.4. Choix du matériel : 189
VI.4.1. Critère de choix: 189
VI.4.2. Caractéristique de la grue: 189
IV.4.3. Vibration de béton: 190
VI.4.4. Echafaudages: 191
VI.5. Plannings prévisionnels des travaux : 191
VI.5.1. L'objectif commun visé par toute espèce de planning est double : 191
VI.5.2. Décomposition du projet : 191
VI.5.3. Pièces contractuelles du marché : 192
VI.6. La sécurité sur le chantier : équipement de protection individuelle (EPI) 192
VI.6.1 Les principes généraux de prévention 193
VI.6.2. Les dangers possibles 193
VI.6.3. Catégorisation des équipements de protection individuels (EPI) 194

VI.6.4 Typologie des équipements de protection individuelle 194
VI.6.5. Choix d'équipement de protection individuelle 195
VI.7. Planification 196
VI.7.1. Etapes de la planification 196
VI.7.2. Plannings des travaux 197
VI.7.3. Technique de la planification 197
VI.7.3.1. Méthodes basées sur le réseau 198
VI.7.4. Méthode du chemin critique (Critical Path Method/CPM) 199
VI.7.5. Symboles des différentes opérations 200
VI.7.6. Détermination du chemin critique par la méthode CPM 201
VI.8. Diagramme de Gantt 201
Conclusion : 202
Conclusion général : 204

LISTES DES FIGURES

Figure I. 1 : carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en2003 17
Figure II.1: Situation géographique du bassin versant de l'Oued SafSaf (ANBT). 33
Figure II. 2 : Limite du bassin versant au barrage de Zardezas 34
Figure II-2 : courbe hypsométrique 37
Figure II-3: Localisation des stations pluviométriques disponibles (fond : carte du réseau hydro-climatique et de la surveillance de la qualité des eaux ANRH 2005 – Coordonnées des stations données par l'ANRH) 50
Figure II.4 Ajustement a la loi de GUMBEL 54
Figure II.5. Ajustement a la loi log normale 55
Figure II. 6 : courbes IDF 58
Figure II. 7: Répartition mensuelle de l'apport annuel de fréquence 80%. 64
Figure II. 8 : Ajustement graphique des pluies et la droite d'extrapolation des débits pour notre cas 68
Figure II.9. Hydrogrammes des crues pour différentes périodes de retour 72
Figure II.10 .courbes capacité hauteur 77
Figure II.11 : courbe caractéristique de la retenue collinaire 89
Figure II.12 : courbe caractéristique de la retenue collinaire 91
Figure II.13 : courbe caractéristique de la retenue collinaire 93

Figure II.14 : courbe caractéristique de la retenue collinaire 95
Figure II.15 : courbe caractéristique de la retenue collinaire 97
Figure II.16 : Hydro-gramme de débit entrant et des débits sortant 99
Figure II.17 : Courbe d'optimisation 108
Figure III.01 Profil en long de l'évacuateur de crues. 116
Figure III.2 tracé du profil du déversoir par WES 120
Figure III.03 Profil déversoir par la méthode WES 121
Figure. III.04 : Schéma d'un convergent de l'évacuateur 125
Figure. III.05 : Schéma de calcul de la ligne d'eau dans le coursier 128
Figure III.06 : Ligne d'eau du coursier 132
Figure III.7 : abaque détermination des paramètres et dimensions du dissipateur type III (Durand et al., 1999a) 133
Figure III.8 : : Schéma du bassin de dissipation type III (Durand et al., 1999b) 134
Figure III.9 tracé du profil du déversoir par WES 141
Figure III.10 Profil déversoir par la méthode WES 142
Figure III.11 : Schéma de calcul d'un évacuateur de crues. 143
Figure III.11 : Ligne d'eau du coursier 149
Figure IV.01 Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir .. 156
Figure IV.02 Pré dimensionnement du déversoir. 158
Figure IV.03 Calcul ferraillage de coursier. 164
Figure IV.04 : Différentes contraintes de la semelle. 166
Figure IV.05 : Diagramme résultantes des contraintes du radié. 167
Figure IV. 1 : Courbe de tendance de la courbe surface-hauteur 177
Figure VI.1 : Schéma représentatif d'une grue (Bouchek, 2020) 190
Figure VI.2 : Réseau à nœuds. 201
Figure VI.3 : Diagramme de Gantt 202

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II. 1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique 36
Tableau II. 2 : les altitudes 38
Tableau II. 3 : détermination de la pente Roche Ip 39
Tableau II. 4: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief) 40
Tableau II.6 Densité de drainage **:** 42

Tableau II. 8 : des caractéristiques hydromorphométriques du bassin 45
Tableau II. 9 : Stations hydrométriques dans la zone de projet 46
Tableau II. 10 : Postes pluviométriques dans la zone de projet 46
Tableau II. 11 : Postes pluviographiques dans la zone de projet 47
Tableau II. 12 : Températures moyenne à Skikda 47
Tableau II. 13 Humidités à Skikda 47
Tableau II. 14 : Humidité moyenne mensuelle à Ramdane Djamel 48
Tableau II. 15 Vitesse moyenne du vent en m/s – Station de Skikda 48
Tableau II. 17 : les stations pluviométriques 50
Tableau II. 18 Répartition mensuelle des pluies moyennes. 51
Tableau II. 19 : Les caractéristiques pluviographiques de la région. 51
Tableau II. 20 : Les pluies maximales journalières 52
Tableau II. 21 Ajustement à la loi de GUMBEL 53
Tableau II. 22 Ajustement a la loi log normale. 55
Tableau II. 23 : Pluies de courtes durées et leur intensité 56
Tableau II. 24: Résultat des apports moyens interannuel (Hm^3) 60
Tableau II. 24: Apports moyens interannuels 60
Tableau II-25 Résultats du calcul des caractéristiques d'écoulement. 62
Tableau II-26 : Apport fréquentiel 63
Tableau II-27 : Répartition mensuelle de l'apport annuel de fréquence 80% 64
Tableau II. 28 le débit max pour chaque période de retour (m^3 /s) 66
Tableau. II. 29: Ajustement des pluies maximales journalières 67
Tableau. II. 30 : Résultats de calcul méthodes GRADEX 69
Tableau. II. 31 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ. (Touaibia, 2004) 70
Tableau II. 32 les donnes de l'hydrogramme de crues pour différentes fréquences 71
Tableau II. 33 : Volume mort par chaque méthode 74
Tableau II. 34 : Courbes topographiques et volumétriques. 76
Tableau II. 35 : Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation Et l'AEP. 77
Tableau II. 36 Détermination de la période de bonne hydraulicité 78
Tableau II. 36: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes 79
Tableau II. 37: les résultats du calcul des pertes 81
Tableau II. 38: Les résultats de la régularisation en tenant compte des pertes 82

Tableau. II. 39 : Les calculs des pertes pour la deuxième approximation..... 84
Tableau. II. 40 : Récapitulatif des résultats de calcul..... 85
Tableau. II. 41 : Calcul de la courbe caractéristique (O)..... 89
Tableau. II. 42 : Calcul de l'hydro-gramme laminé..... 90
Tableau. II. 44 : Calcul de l'hydro-gramme laminé..... 92
Tableau. II. 45 : Calcul de la courbe caractéristique (O)..... 93
Tableau. II. 46 : Calcul de l'hydro-gramme laminé..... 94
Tableau. II. 47 : Calcul de la courbe caractéristique (O)..... 95
Tableau. II. 48: Calcul de l'hydro-gramme laminé..... 96
Tableau. II. 49 : Calcul de la courbe caractéristique (O)..... 97
Tableau. II. 50 : Calcul de l'hydro-gramme laminé..... 98
Tableau. II. 51 : Récapitulatif des résultats obtenus par la méthode de Muskingum..... 99
Tableau. II. 52 : Résultat de calcul de la revanche..... 101
Tableau. II. 53 : Résultat de calcul de la hauteur de la retenue..... 102
Tableau. II. 54 : Calcul de largeur en crête..... 103
Tableau. II. 55 : Calcul du volume de la digue pour b=50m..... 104
Tableau. II. 56 : Coût de la digue pour différentes largeurs dèversantes..... 105
Tableau. II.57 : Résultats de calcul du coût du déversoir pour différentes largeurs déversantes..... 106
Tableau. II.58 : Coût du canal d'approche..... 107
Tableau. II. 59 : Coût du coursier..... 107
Tableau. II.60 : Coût total de la retenue collinaire..... 108
Tableau. II.61 : Résultats de l'étude d'optimation..... 108
Tableau. II. 62 : Récapitulatif des résultats obtenus..... 109
Tableau III.01 : Valeurs des paramètres K et n..... 118
Tableau III.03 Coordonnées du du profil déversoir obtenus par la méthode WES :..... 121
Tableau III.4: Calcul itératif de la hauteur normale pour le chenal d'écoulement..... 124
Tableau III.05 : Calcul de ligne d'eau dans le coursier..... 130
Tableau III.06 : Résultats de calcul du canal de fuite..... 136
Tableau III.07 : Valeurs des paramètres K et n..... 139
Tableau III.08 Coordonnées du du profil déversoir obtenus par la méthode WES :..... 142
Tableau III.09 : Calcul de ligne d'eau dans le coursier..... 147

Tableau III.10 : Présentation des résultats de calcul hydraulique. 154
Tableau IV.01 Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh. 159
Tableau IV.02 : chois des aciers des mures bajoyers, (H=5m). 169
Tableau IV.03 : chois des aciers du radié de déversoir. 172
Tableau V.1 : L'ensembles des dispositifs minimaux préconisés 176
Tableau V.2 : Temps de vidange pour différents diamètres 178
Tableau V. 3 : Calcul des débits et des vitesses..... 178
Tableau V.4: Distribution mensuelle des besoins 180
Tableau VI.1 Symboles des travaux et leurs durées 200

Introduction général :

L'Algérie, le plus vaste pays d'Afrique, se distingue par une variabilité climatique du nord au sud, et elle subit les effets d'un changement climatique qui a conduit à la disparition des trois principaux climats (méditerranéen, continental et désertique) sur son territoire.

L'Agence Nationale des Barrages et des Transferts (ANBT) a initié plusieurs projets de construction de barrages et de retenues. L'un de ces projets est le barrage des Portes de Fer à Skikda.

L'édification des barrages implique systématiquement la construction d'ouvrages annexes. Ces structures sont cruciales tant pendant la phase de construction que pendant l'exploitation du barrage.

L'objectif de cette étude consiste à examiner diverses options d'évacuateurs de crues pour le délestage et la vidange du fond, essentiels pour garantir l'évacuation adéquate des crues et maintenir la stabilité du barrage.

Le travail se devise en 6 chapitres :

- Le premier chapitre, "Présentation de la zone d'étude", traite de la localisation géographique et de l'emplacement du barrage.

- Le deuxième chapitre, "Étude hydrologique", aborde le bassin versant et ses caractéristiques établies à l'aide d'ArcGIS, ainsi que l'ajustement des précipitations par Hyfran et une étude d'optimisation pour obtenir les paramètres nécessaires au dimensionnement.

- Le troisième chapitre, "Évacuateur de crue", se concentre sur l'étude approfondie et le dimensionnement de deux variantes d'évacuateurs envisageables sur le terrain.

- Le quatrième chapitre, "Tour de prise et vidange de fond", concerne le dimensionnement et le calcul de ces ouvrages annexes.

- Le cinquième chapitre, "Organisation de chantier", met en lumière le rôle et l'installation de l'organisation sur le chantier.

CHAPITRE I : MEMOIRE DE SYNTHESE

Introduction :

L'objectif principal de cette étude était à l'origine d'analyser la faisabilité de construire un barrage sur l'oued haddarat. L'idée était de mobiliser les ressources naturelles et d'établir une capacité pour le transfert des ressources de l'oued safsaf qui ne pouvaient pas être régularisées par le barrage zardezas en raison de sa capacité limitée. Cependant, après avoir constaté que les apports de l'oued haddarat n'étaient pas significatifs et que les zones à inonder étaient utilisées à des fins agricoles, l'étude a orienté vers la construction d'un barrage sur l'oued safsaf en amont du barrage zardezas. À la suite de cette étude préliminaire, le site situé sur l'oued safsaf a été identifié comme le plus propice. La construction d'un barrage en amont de l'aménagement de zardezas vise à améliorer le processus de fort envasement de celui-ci et à optimiser les possibilités de stockage et d'exploitation. Comparée aux autres options, cette variante rend superflu le transfert vers zardezas.

De plus, l'infrastructure existante associée au barrage de zardezas continuera d'être exploitée sans aucun changement.

I.1. Situation géographique et topographique :

La zone du projet se trouve entre Constantine et Skikda, dans la partie amont du bassin de l'oued Saf Saf. Pour y accéder, il faut emprunter la RN3 depuis Constantine en direction d'El Arrouche, puis la RN85 et enfin la CW6. L'oued Saf Saf, qui se jette dans la mer près de Skikda, suit une orientation sud-nord, à l'exception de ses affluents, l'oued Brahim-Bou Adjeb (à gauche) et l'oued Khemakhem (à droite), qui s'écoulent respectivement d'ouest en est et d'est en ouest.

Le site prévu pour la construction du barrage se situe à quelques kilomètres au sud-ouest de la ville de Ramdane Djamel. Les coordonnées de l'axe de la retenue sont indiquées sur la carte d'état majeur comme suit :

- Coordonnées en X : 314.75540 km

- Coordonnées en Y : 4047.28799 km

- Altitude en Z : 201.52 mètres, selon la NGA.

I.2. Sismicité de la zone d'étude :

L'Algérie a toujours été exposée à une activité sismique intense, entraînant d'importantes pertes humaines et matérielles qui ont des répercussions néfastes tant sur les individus que sur les communautés locales. Afin de résister à ce phénomène, il est impératif de construire des ouvrages conformes aux règles parasismiques algériennes, offrant ainsi un niveau de protection acceptable.

L'activité sismique est principalement attribuable à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière de la plaque africaine et eurasienne, où un mouvement compressif permanent est en cours (tectonique des plaques).

Notre barrage est situé dans la zone "IIA", caractérisée par une intensité sismique moyenne à forte selon les Règles de la Construction Parasismique (R.P.A), correspondant à une intensité de VII sur l'échelle de Mercalli. Dans notre cas, l'ouvrage revêt une grande importance, ce qui le classe dans le groupe IIA selon le règlement R.P.A, comme illustré dans la figure I.1.

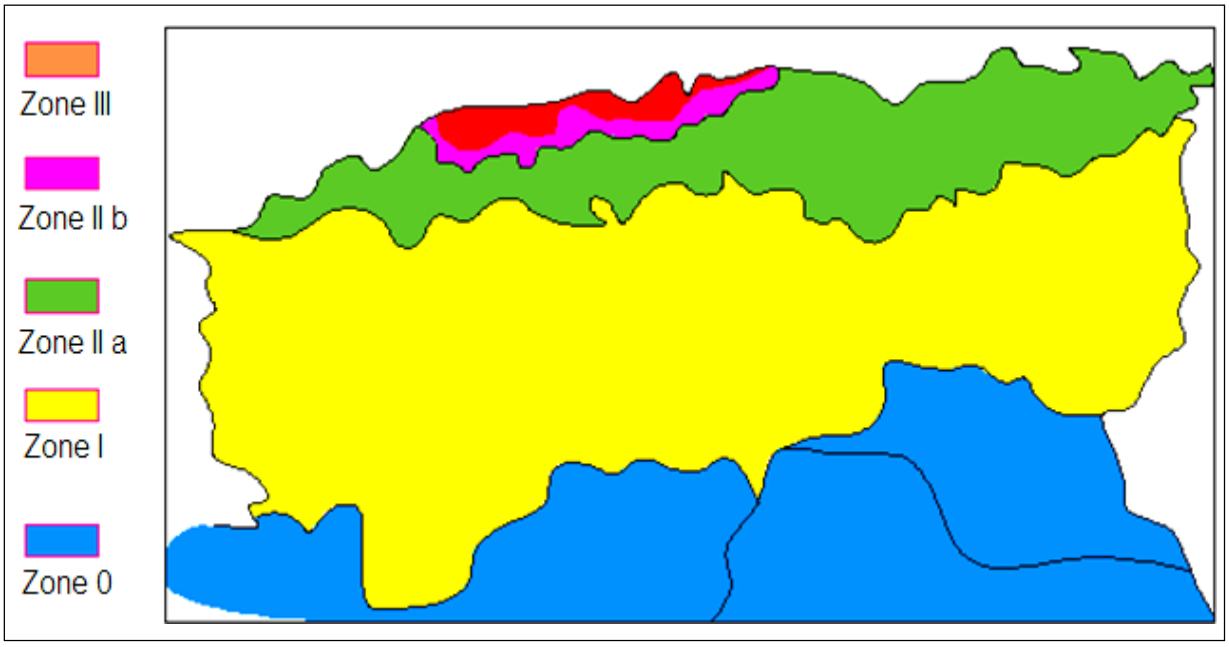


Figure I. 1 : carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en2003

Le tableau ci-dessous présente les coefficients d'accélération sismique à utiliser dans les calculs pour divers types d'ouvrages, en fonction de la zone spécifique.

Tableau I. 1 Coefficients d'accélération du séisme.

Groupe	**Zone I**	**Zone II-a**	**Zone II-b**	**Zone III**	**Classification des ouvrages selonleur importance.**
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

I.3. La géologie de la zone d'étude :

Le futur barrage occupe une superficie d'environ 5 km le long de l'Oued Bou Adjeb et environ 3 km le long de l'Oued Khemakem dans la cuvette. En aval de la confluence de ces deux affluents, le barrage s'étire sur environ 800 mètres le long de l'Oued Saf-Saf.

I.3.1. Lithologie:

Le barrage de Ramdane Djamel est principalement implanté dans les terrains mio-pliocènes du bassin continental de Constantine, étant en grande partie discordant par rapport aux formations géologiques antérieures. En aval, la cuvette s'étend sur quelques centaines de mètres dans le domaine du flysch maurétanien, où le site du barrage est spécifiquement localisé.

I.3.2. Le flysch maurétanien :

La formation géologique associée au flysch maurétanien se compose d'une succession de marnes, de marno-calcaires, de calcaires et de grès, où les marnes sont prédominantes. Cette structure géologique présente une tectonique complexe, avec des strates fortement inclinées et localement redressées vers la verticale, résultant des mouvements tectoniques lors de la formation de la nappe et des mouvements subséquents.L'étranglement de la vallée de l'Oued Saf-Saf à cet emplacement est attribuable à la présence de cette structure transversale le long du cours de l'oued, possiblement de type anticlinal et probablement affectée par des failles dans la vallée.

I.3.3. Les dépôts continentales, mio-pliocènes :

Les dépôts du Mio-Pliocène continental dans la zone de la cuvette se composent d'une couche supérieure, principalement constituée d'argiles de teinte bleue, grise ou noire, riches en gypse, entrecoupées de quelques strates de calcaires sableux et de grès.

Dans la partie inférieure, le terme basal est constitué de conglomérats, souvent recouverts par les formations du terme sommital, qui affleurent en altitude sur les versants et dans les zones fortement érodées par les affluents. Ces conglomérats se caractérisent par leur couleur rouge vif, renfermant de gros blocs peu roulés à la patine rouge et enveloppés dans une matrice argilo-sableuse. Les galets sont principalement composés de grès numidiens ou de calcaires provenant des formations les plus proches.

I.3.4. Structures tectoniques:

Le substratum de la cuvette présente une discordance par rapport aux formations géologiques antérieures en raison de son origine post-nappes. En général, les couches de conglomérats, d'argiles et de grès sont disposées presque horizontalement, avec des inclinaisons variant de 5º à 15º.

Cependant, localement, les dépôts mio-pliocènes, en particulier les conglomérats, ont subi un redressement le long des fractures qui sont en contact avec la grande faille Kef Hahouner-Djebel Débar, une structure majeure qui a connu des mouvements de distension tout au long du Miocène, ce qui en fait une caractéristique néotectonique.L'activité tectonique post-nappes a donc créé un réseau de failles, parallèles ou obliques par rapport aux principales structures géologiques, affectant même les dépôts géologiques plus récents.

I.3.5. Couverture quaternaire et phénomènes superficiels:

Divers types de sols meubles recouvrent les formations du substratum antéquaternaire de la cuvette, comprenant :

- Les alluvions actuelles et récentes, présentes dans les fonds des vallées, ainsi que les alluvions anciennes disposées en différentes terrasses ;

- Les colluvions, éboulis et dépôts de pentes.

I.3.6. Alluvions et terrasses:

Les alluvions se retrouvent principalement dans la terrasse inférieure, étendue le long de l'oued, juste en dessous des pentes colluviales. Leur composition est assez hétérogène en raison du mélange important de colluvions entraînées par les écoulements ou par de petits affluents temporaires, ajoutées au contenu alluvionnaire proprement dit. Cette situation est plus notable sur la rive droite de l'oued Bou Adjeb, où la terrasse jouxte les cônes de déjection, le plus important étant à l'embouchure de l'Oued Khorfan.

Dans certains endroits, la terrasse inférieure est utilisée pour l'agriculture, soulignant que sa partie supérieure est de nature sablo-limoneuse. Une zone étendue de ce type se situe sur la rive gauche du cours inférieur de l'Oued Khemakhem. L'épaisseur des alluvions de cette terrasse inférieure peut atteindre 5 à 8 mètres.

D'autres niveaux de terrasses anciennes peuvent être observés en haut des versants, sous forme de fragments de petite taille. On en trouve un exemple sur la rive droite de l'Oued Saf-Saf, juste en aval de la confluence, à environ 40 mètres au-dessus du radier. Cette terrasse est constituée d'alluvions avec des galets peu roulés et une matrice argileuse, atteignant une épaisseur de 2 à 3 mètres.

Les alluvions proprement dites de l'oued, observées en surface, présentent une multitude de galets d'une taille moyenne variant de 10 cm à 30 cm, issus d'une série de formations sédimentaires et sporadiquement éruptives. Parfois, des gros blocs dépassant 50 cm de diamètre sont observés. En dessous de cette couche superficielle plutôt grossière, la granulométrie diminue, laissant place à des lits de galets ou de graviers, principalement composés de calcaire et de grès, enrobés dans une matrice sablo-limoneuse.

I.3.7. Colluvions et dépôts de pentes:

Les caractéristiques des colluvions sont étroitement liées au type de roche dont elles sont issues. Elles renferment des proportions variables de matériaux rocheux de divers calibres, provenant des formations rocheuses d'origine. Ces matériaux rocheux comprennent rarement des galets provenant soit des terrasses voisines, soit du conglomérat. Ils sont incorporés dans une masse argileuse-sableuse résultant de la décomposition du substratum argilo-marneux ou gréseux.

Outre les colluvions, plusieurs types de dépôts de pentes se trouvent sur les versants de la cuvette. Ces dépôts se présentent sous forme d'éboulis ou de coulées de matériaux argilo-sableux à blocs. Deux types de coulées peuvent être observés dans la région du Tell :

- Les coulées associées à d'importants glissements ;

- Les coulées sans glissement de tête, prenant naissance aux dépens de glacis plus anciens.

I.4. Etanchéité de la cuvette :

L'ensemble de la cuvette est situé dans des formations géologiques du Mio-Pliocène continental, principalement composées de conglomérats, d'argiles et avec des intercalations sporadiques de grès calcareux, de calcaires sableux ou de calcaires fins. Généralement, ces roches présentent une imperméabilité significative et une très faible perméabilité, y compris les conglomérats, où les éléments sont inclus dans une matrice argilo-sableuse.

En ce qui concerne les intercalations de grès et de calcaires, susceptibles d'être affectées par des phénomènes de dissolution, il est important de souligner leur disposition irrégulière et leur continuité au sein de la masse d'argiles qui les entourent. Elles forment de véritables barrières contre les fuites d'eau.

Il semble peu probable que l'eau circule le long des failles tectoniques, car leur continuité dans la couverture miocène est moins probable. De plus, l'absence d'une vallée proche dont l'altitude topographique est inférieure à celle de la cuvette limite considérablement la création d'un gradient hydraulique significatif.

I.5. Travaux de reconnaissance :

Lors de l'étude des sites et des axes potentiels pour le barrage de Ramdane Djamel, trois axes de barrage ont été identifiés et considérés comme morphologiquement adaptés, désignés de l'aval vers l'amont comme Axe I (A-B), Axe II (C-D) et Axe III (E-F), comme illustré dans l'annexe A. Conformément au programme de reconnaissances, l'étude du site a été réalisée en deux phases :

a) **Phase 1 :**

- Levé géologique de surface.

- Investigations géophysiques (sismiques et électriques) sur les trois axes du barrage.

- Trois sondages carottés de référence (un sur chaque axe) dans le fond de la vallée.

- Douze puits, répartis en 4 sur les versants de chaque axe

À la fin de cette phase, un seul axe a été choisi pour faire l'objet d'une étude approfondie dans la deuxième phase de la campagne de reconnaissance (axe E-F).

Sondages carottés :

Les résultats des sondages carottés sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau I. 2 : Epaisseur de chaque couche (alluvio-colluvionnaire)

Axe du barrage	Epaisseur de la couverture alluvio-colluvionnaire		
	Vallée (alluvions)	Rive G (colluvions)	Rive D (colluvions)
Axe I (A-B) (aval)	8m (RD.S1)	21m (RD.S8)	
Axe II (C-D)	5m (RD.S2)	7m (RD.S4)	18,50m (RD.S10) ; 17m (RD.S11)
Axe III (E-F) (amont)	6m (RD.S3)	2,5m (RD.S5)	(RD.S12) 8m(RD.S13) 12m

Prospections géophysiques :

Selon le programme de reconnaissance, il était prévu d'effectuer un profil sismique réfraction au marteau et six sondages électriques sur chaque axe envisagé. L'objectif était de déterminer l'épaisseur des alluvions et des colluvions, ainsi que les profondeurs marquant la limite de la zone détendue du substratum rocheux.

- Choix de l'axe :

Après avoir analysé les données disponibles, il a été observé que les axes C-D et E-F, situés en amont de la zone étudiée, présentent des avantages compétitifs par rapport à l'axe A-B situé en aval. De plus, le volume d'un barrage en terre construit sur les axes C-D ou E-F serait nettement plus économique que sur l'axe A-B. En ce qui concerne le choix de l'axe à étudier lors de la deuxième phase de la campagne de reconnaissance, il est apparu que l'axe E-F est plus favorable que l'axe C-D.

Après avoir établi ce classement, nous avons optimisé la trajectoire de cet axe afin d'éviter la majeure partie de la zone de glissement développée sur la rive gauche en amont de l'emprise. Par conséquent, l'axe a été déplacé vers l'aval, du côté gauche du cours d'eau.

b) **Phase 2 :**

Les travaux de reconnaissance à effectuer sur l'axe jugé le plus favorable comprennent :

- Investigations géophysiques (sismiques et électriques) sur les axes du batardeau amont, de l'évacuateur et de la dérivation.

- Cinq sondages carottés avec des essais spécifiques (Lefranc et Lugeon) sur l'axe du barrage.

- Quatre tranchées (deux sur chaque appui, suivant la direction de l'axe du barrage).

- Collecte d'échantillons remaniés et intacts.

- Essais géotechniques de laboratoire.

* Sondages carottés :

Les sondages de reconnaissance de la deuxième phase ont été implantés sur l'axe amont,optimisé (E' - F'), ils sont comme suit :

Tableau I. 3 les caractéristiques sondages de la deuxième phase

Sondage	Localisation	Longueur (m)	Inclinaison
RD.S4 '	Rive G cote 230m	60	Vertical
RD.S5 '	Rive G cote 210m	60	Vertical
RD.S6	Rive D cote 215m	60	Vertical
RD.S7	Rive D cote 245m	60	Vertical
RD.S8'	VALLEE cote 200,70m	70	Incliné de 20^{o} vers aval

L'utilisation de l'apostrophe (') dans la numérotation des sondages a été maintenue conformément à la notation du programme de reconnaissance, afin d'éviter toute confusion.

- Prospections géophysiques :

Les profils sismiques de réfraction et les sondages électriques planifiés dans la phase 2 concernent les axes du batardeau amont, de l'évacuateur de crues et de la galerie de dérivation, en incluant le vidage de fond.

- Puits dans les zones d'emprunt :

Dans les zones désignées comme emprunts, situées dans la cuvette de la retenue, un total de 16 puits ont été excavés à l'aide d'une pelle mécanique. Ces puits ont atteint des profondeurs comprises entre 1,5 mètre et 4 mètres, totalisant environ 45 mètres de creusement. Chaque puits réalisé dans les zones d'emprunt argileux, A1 le long de l'Oued Khemakhem et A2 le long de l'Oued Bou Adjeb, a permis de prélever 2 échantillons remaniés pour des essais en laboratoire.

Pour les puits creusés dans les zones d'emprunt alluvionnaires, un échantillon a été prélevé dans chacun d'eux.

Tableau I. 4 : les puits de la zone d'emprunt

Zone d'emprunt	Puits	Prof. (m)
Zone A1 (argile)	P13	3,1
	P14	4,0
	P15	3,5
Zone A2 (argile)	P16	3,1
	P17	2,9
	P18	3,0
Zone B1 (alluvions)	P19	3,5
	P20	3,0
	P21	3,0
	P22	3,5
Zone B2 (alluvions)	P23	2,2
	P24	2,0
	P25	1,5
	P26	2,4
Zone B3 (alluvions)	P28	2,5
	P29	1,7

- Substratum :

Selon la carte géologique de la région, la zone du site est localisée sur des formations sédimentaires du Sénonien, principalement constituées de marnes et de calcaires. Les études géologiques contemporaines, suivant la théorie des nappes de charriage, ont classé ces formations dans la série du flysch maurétanien.

Dans la zone du futur barrage, le substratum est entièrement recouvert par des dépôts alluvio-colluviaux. Seuls quelques affleurements de petite taille sont présents en haut du versant droit

I.6. Fondation de la digue et ses ouvrages annexes :

I.6.1. Digue:

I.6.1.1 Caractéristiques:

La zone où la digue sera implantée possède des caractéristiques distinctes :

- Le fond de la vallée est recouvert par une épaisse couche alluviale de 5 à 8 mètres. Ces alluvions sont majoritairement composées de gros éléments caillouteux, représentant plus de 50%, avec une proportion de sables comprise entre 20% et 40%. Dans certaines parties supérieures, on trouve principalement des sables fins et limoneux d'une épaisseur de 0,5 à 1 mètre.

- Sur la rive gauche, il y a une couche colluviale de 3 à 10 mètres d'épaisseur, et sur la rive droite, elle atteint 7 à 18 mètres. Ces colluvions contiennent des débris et des blocs provenant du substrat, ainsi que des galets et graviers par endroits. Ils semblent avoir été déposés dans une masse argileuse-sableuse, probablement sur une terrasse supérieure.

- Des nappes aquifères phréatiques se trouvent dans les alluvions en relation avec le régime de l'Oued, ainsi que des nappes de versants avec des niveaux très variables, résultant de la présence d'alternances imperméables et perméables dans le substrat.

- Un glissement de terrain est localisé sur le versant de la rive gauche en amont de l'emplacement du barrage. On estime sa profondeur maximale à 15 mètres, affectant la masse colluviale et partiellement le substrat.

- Le substrat, datant de l'antéquaternaire et appartenant à la série de flysch maurétanien, est composé d'alternances de marnes, marno-calcaires, calcaires et grès. Ces différentes roches présentent des contrastes de dureté, avec des bancs fortement inclinés révélant une structure tectonisée, faillée voire écaillée. Il est supposé qu'il s'agit d'une structure anticlinale orientée à travers la vallée et faillée le long de l'Oued Saf saf. Ces particularités de la fondation auront un impact crucial sur le choix du type de barrage.

I.6.1.2. Réalisation de la fondation

• Pour enlever les alluvions situées sous la zone d'implantation de la digue ou sous la zone de l'élément d'étanchéité (le noyau), il est nécessaire de réaliser une coupe étanche en amont et en aval, suivie de l'assèchement des excavations.

• Concernant les fouilles dans le substratum, elles devront dépasser la zone altérée. En cas de découverte de zones faibles à la cote de fondation, elles doivent être nettoyées et remplacées par un matériau homogène plastique ou du béton étanche. Cette opération nécessite le drainage des zones à traiter.

• Les travaux de terrassement sur les rives consistent à évacuer les dépôts colluviaux sur toute l'emprise de la digue, quelle que soit la variante du barrage. L'extraction de la zone altérée du substratum sera effectuée sous la zone d'emprise de la digue ou sous la zone du noyau (dans le cas d'un barrage en terre zoné).

I.6.1.3. Consolidation et étanchieté

Les essais et les analyses hydrogéologiques ont révélé que, de manière générale, les formations constituant le substratum ont une perméabilité relativement faible, sauf dans la zone altérée.

La structure géologique du site présente une bonne étanchéité, avec des couches perméables contenues entre des strates de marnes. En effet, les mesures envisagées sont les suivantes :

- Renforcement de la fondation par injections dans les bancs rocheux (marno-calcaires, calcaires et grès) sur une profondeur d'au moins 6 mètres.

- Mise en place d'une étanchéité profonde visant principalement à contrôler l'étanchéité à l'aide d'un rideau unifilaire atteignant une profondeur de 30 à 50 mètres. Dans les zones à perméabilité élevée, un traitement localisé sera effectué au moyen d'un rideau bifilaire.

I.6.2. Galerie de dérivation et de vidange de fond

Le tracé de la galerie de dérivation et de vidange de fond, dans la variante à ciel ouvert, suit la base du versant situé du côté gauche de la vallée, entre les altitudes naturelles de 202m et 200m.

L'épaisseur de la couche des alluvions varie de 5m à 6m au milieu de la vallée. On suppose que cette épaisseur peut être considérée comme maximale le long de l'axe de la galerie.

Le niveau moyen de la nappe phréatique se situe à environ 1,5m de profondeur.

La fondation de la galerie sera établie dans le substratum rocheux, près de la limite inférieure de la zone altérée, d'une épaisseur de 3m à 5m.

Du point de vue structural, la fondation de la chambre des vannes repose sur des alternances de marnes, de marno-calcaires et de grès qui constituent le flanc de l'anticlinal.

Selon l'interprétation structurelle actuelle, le batardeau amont est situé dans la zone correspondant à l'axe de l'anticlinal, supposée être composée de marnes.

À partir de l'axe du batardeau amont, le tracé de la galerie et le bassin de dissipation suivent le pli anticlinal formé par les mêmes alternances rocheuses. Les bancs rocheux plus épais dominent la zone de l'axe du barrage et à la sortie de la galerie.

I.6.3. Evacuateur de crues:

Du point de vue de la forme du relief, le versant côté gauche apparaît plus propice à l'emplacement de l'évacuateur de crues.

La principale difficulté géologique liée à la construction de l'évacuateur de crues sur la rive gauche réside dans la présence d'un glissement de terrain juste en amont du déversoir. Le déplacement de l'axe du barrage vers l'aval a été effectué pour éviter cette zone de glissement.

Ce phénomène, dont l'épaisseur estimée nécessite confirmation par des sondages, concerne toute la zone sur une largeur d'environ 150 mètres en amont de RD.S5, depuis l'altitude 240m jusqu'au pied du versant où se sont accumulés les matériaux du glissement.

Le long de l'axe de l'évacuateur de crues, l'épaisseur de la couverture colluviale varie généralement de 4m à 7m, avec parfois des zones plus épaisses constituées de dépôts alluviaux ou d'éboulis. Une zone de ce type a été repérée en aval du canal, sur environ 100 mètres avant le bassin d'amortissement.

Dans cette zone relativement plane, le forage RD.S8 a traversé une couche colluvio-alluviale d'une épaisseur de 21 mètres. On suppose qu'il s'agit d'une terrasse dissimulée par des matériaux argilo-sableux comportant des fragments rocheux anguleux, caractéristiques des écoulements dans les formations de flysch.Dans la zone du bassin d'amortissement, le forage RD.S1 a traversé une couche alluviale de la vallée sur une épaisseur de 8 mètres.Selon l'interprétation de la structure adoptée, l'évacuateur de crues est entièrement situé sur le pli de l'anticlinal de flysch, caractérisé par des alternances typiques de marnes, de marno-calcaires, de calcaires et de grès. Les strates rocheuses sont plus abondantes dans la partie supérieure du canal (la zone de l'axe du barrage) et à la base en aval du bassin d'amortissement.

Pour les zones où la stratification n'a pu être établie à partir des forages effectués, on suppose que la succession lithologique est similaire à celle observée dans les zones sous l'emprise du barrage, avec une probabilité plus élevée pour les marnes d'être prédominantes.

I.7. Matériaux de construction :

Lors de cette campagne d'exploration, des études ont été entreprises pour évaluer le potentiel de la zone où sera érigé le futur barrage en ce qui concerne les matériaux requis pour la construction d'une digue en terre, qu'elle soit homogène ou zonée, ainsi que pour la production de granulats et de roches de protection (rip-rap).

- Alluvions : Cette zone est située juste en aval du site.

- Granulats pour le béton : Le concassage du calcaire jurassique, localisé à environ 2,5 km en amont de l'axe du barrage, est proposé le long de l'Oued El-Migane (environ 12 km en aval du site de Ramdane Djamel).

a) Matériaux argileux :

- La Zone A1 se trouve dans le bassin de la retenue sur la rive gauche de l'Oued Khemakhem, à environ 1 km en amont de son point de jonction avec l'Oued Bou Adjeb.

- La Zone A2 est située sur la rive droite de l'Oued Bou Adjeb, à environ 1,2 km en amont de son point de jonction avec l'Oued Khemakhem.

b) Matériaux alluvionnaires :

- Zone B1 : Cette zone se situe le long de l'Oued Khemakhem, à une distance comprise entre 0,4 km et 1,2 km en amont de la confluence.

- Zone B2 : Elle se trouve le long de l'Oued Bou-Adjeb, entre 0,4 km et 1,4 km en amont de la confluence.

- Zone B3 : Cette zone est située le long de l'Oued Saf-Saf, à une distance de 0,5 km à 1 km en aval de l'axe du barrage.

- Zone B4 : Elle est localisée sur l'Oued Bou Adjeb, à environ 1 km en amont de la Zone B2.

Les zones d'extraction A1, A2, B1, B2 et B3 ont été explorées sommairement à l'aide de 16 puits excavés mécaniquement, atteignant des profondeurs de 1,5 à 4 mètres. Dans chaque puits, un ou deux échantillons ont été prélevés en vue des essais en laboratoire. Voici un récapitulatif de l'avancement des travaux de reconnaissance réalisés dans ces zones d'extraction :

Les zones d'extraction argileuse, A1 le long de l'Oued Khemakhem et A2 le long de l'Oued Bou Adjeb, ont fait l'objet d'une étude par forage de puits. Ces zones se situent dans des zones de piémont. Cependant, les quantités de matériaux disponibles dans ces zones sont insuffisantes. Par conséquent, de nouvelles zones de piémont potentielles en matériaux argileux ont été identifiées :

- Sur la rive droite de l'Oued Bou Adjeb, à environ 400 m en amont de la zone A2, se développe une zone de piémont d'au moins 2 hectares. L'épaisseur estimée du dépôt argileux dans cette zone est similaire à celle de la zone A2. Cette nouvelle zone sera désignée comme A3.

- Près de l'extrémité inférieure du lac, sur la rive gauche de l'Oued Khemakhem, s'étend une zone à pente douce couvrant au moins 3 hectares, avec une épaisseur estimée d'environ 2 mètres pour le dépôt argileux. Cette zone sera appelée A4.

Tableau I. 5 caractéristique des puits de zone d'emprunt

Matériaux		
Zone d'emprunt	**Puits**	**Profondeur. (m)**
Zone A1 (argile)	P13	3,1
	P14	4,0
	P15	3,5
Zone A2 (argile)	P16	3,1
	P17	2,9
	P18	3,0
Zone B (alluvions)	P19	3,5
	P20	3,0
	P21	3,0
	P22	3,5
Zone B2 (alluvions)	P23	2,2
	P24	2,0
	P25	1,5
	P26	2,4
Zone B3 (alluvions)	P28	2,5
	P29	1,7

c) Cuvette de la retenue Zardezas

Dans le but d'évaluer la qualité des sédiments déposés dans le bassin du lac (partiellement comblé), deux échantillons ont été prélevés à un endroit situé à environ 1,2 km en amont du barrage, près de la RN33. Cette vérification vise à repérer des matériaux fins susceptibles d'être utilisés en complément des matériaux argileux des zones d'emprunt, pour la constitution du noyau du barrage.

d) Matériaux rocheux

Étant donné qu'il n'y avait pas de gisement rocheux à proximité immédiate du réservoir, nous avons dû envisager une zone plus éloignée. Cette zone, où les calcaires jurassiques affleurent, se trouve le long de l'Oued Migane, à environ 3 km en amont de son point de jonction avec l'Oued Saf-Saf. La distance jusqu'au site du barrage de Ramdane Djamel est d'environ 12 km.

I.8. Géotechnique :

L'étude géotechnique de ce site de barrage, basée essentiellement sur des de reconnaissance effectuées sur terrain (in-situ) et dans laboratoire, les tableaux qui indiquentles résultats géotechniques Sont dans l'annexe A

Conclusion

La création de la retenue en amont du projet Zardezas a pour objectif d'améliorer la problématique de fort envasement et d'optimiser les capacités de stockage et d'exploitation. L'infrastructure de transfert associée au barrage de Zardezas peut être utilisée sans aucune modification.

Suite aux travaux d'exploration effectués in situ et en laboratoire, il est apparu qu'il n'y a pas un emprunt argileux significatif qui puisse fournir la totalité des matériaux nécessaires pour la construction d'un noyau imperméable.

Chaque zone présente un volume limité compris entre 50 000 m3 et 120 000 m3. Pour la construction d'un noyau de grande taille, il est nécessaire de se tourner vers des matériaux alternatifs, tels que les sédiments de la retenue de Zardezas, s'ils s'avèrent compatibles.

D'après les données disponibles, seules les zones A1 et A2 présentent des matériaux caractérisés comme des sols pratiquement imperméables.

La cuvette de la future retenue contient des matériaux alluvionnaires en quantité et qualité suffisantes pour les remblais de recharge. Ces matériaux sont majoritairement grossiers, avec plus de 50% de particules supérieures à 20 mm, dont environ 6% représentent des éléments de grande taille (>100 mm en moyenne), et certains blocs pouvant atteindre un diamètre de 50 cm.

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIE

Introduction

L'étude hydrologique vise généralement la détermination de certaines caractéristiques du bassin versant ainsi que les caractéristiques hydro-pluviométriques nécessaires à l'étude de dimensionnement hydrotechnique du barrage

II.1 Caractéristiques du bassin versant:

Le barrage Ramdane Djamel est situé sur l'Oued Saf – Saf, en amont du barrage existant de Zardezas, et en aval de la confluence des Oueds Brahim et Khemakem, La zone du projet est localisée entre Constantine et Skikda. Le site est accessible par la route nationale RN 3 de Constantine - El Arrouch et puis sur RN 85 et CN 6, à 60 – 70 km environ, de Constantine ou à 15 km de Skikda.

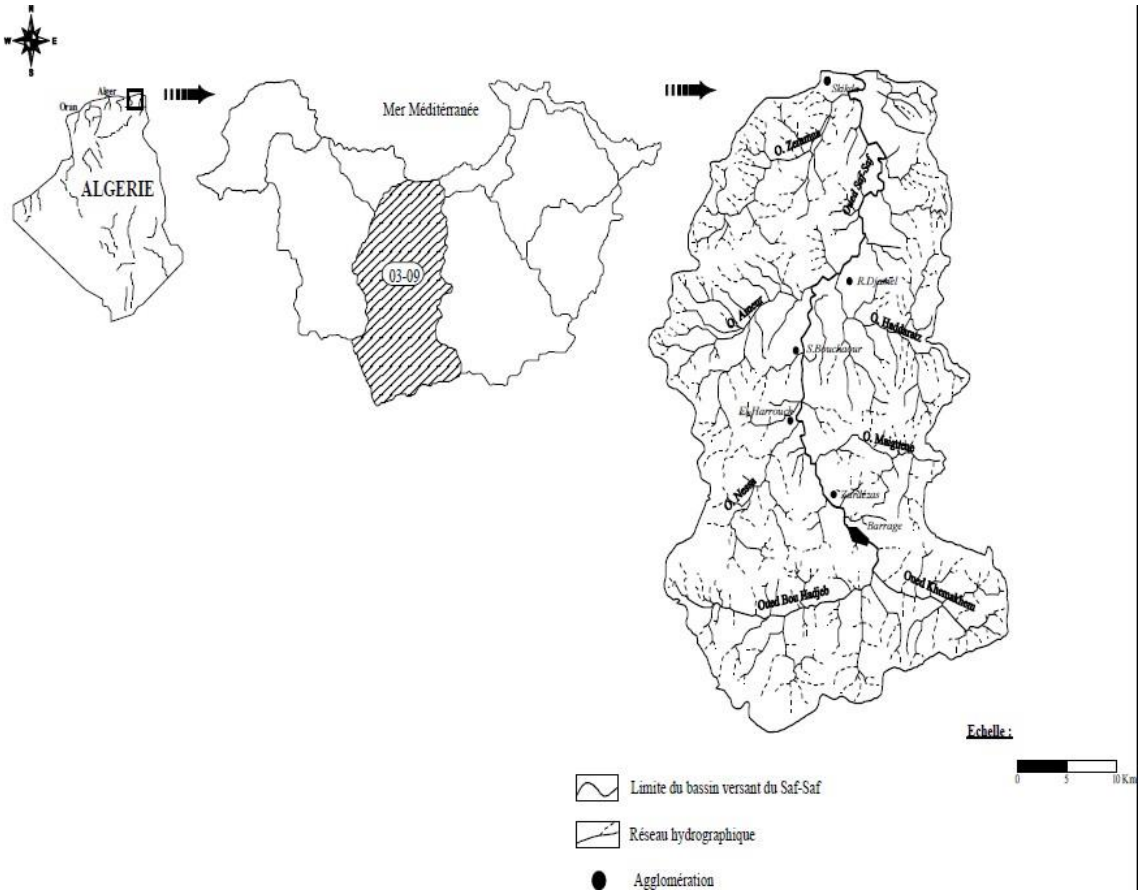


Figure II.1: Situation géographique du bassin versant de l'Oued SafSaf (ANBT).

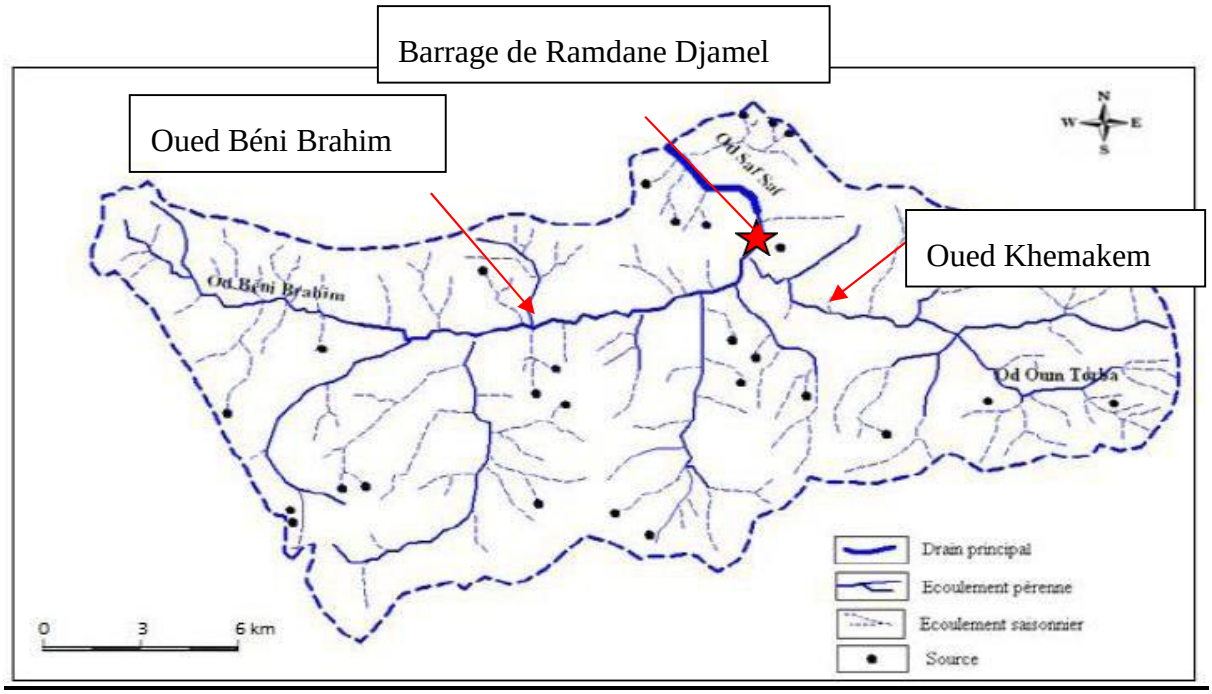


Figure II. 2 : Limite du bassin versant au barrage de Zardezas

II.1.1- Caractéristiques morphologique :

1.1.1- Paramètres géométriques :

a) Surface du bassin versant :

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant Est de :

S = 318.38 Km^2

b) Périmètre du bassin versant:

Le périmètre est de : P = 105.39 Km

c) Longueur du talweg principal:

C'est le talweg le plus long il est de : L=46 Km

II.1.1.2- Paramètres de forme:

a) Indice de compacité (GRAVELIUS):

Cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé ou ramassé)

$$K_C = \frac{P}{P'} = \frac{P}{2\pi R} \quad \text{.....(1)}$$

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

P : périmètre du bassin versant (Km).

S : surface du bassin versant (km²).

K_c : indice de compacité.

$$K_C = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{\sqrt{\pi}}{2\pi}\ \frac{P}{\sqrt{S}}$$

$$K_C = 0.28\ \frac{P}{\sqrt{S}} = 0.28\ \frac{105.39}{\sqrt{318.38}}$$

K_C = 1.65

Selon la valeur de Kc on pourra dire que notre bassin est allongé. (Kc>1)

b) Rectangle équivalent:

Il s'agit de la modification du bassin versant pour le configurer sous forme d'un rectangle de dimensions de longueur (L) et de largeur (l), tout en maintenant la superficie inchangée. Cette transformation facilite la comparaison des bassins versants en ce qui concerne l'impact de leur forme sur l'écoulement, et ces deux paramètres sont ensuite incorporés dans des équations ultérieures. La longueur est quantifiée à l'aide de les formules suivantes :

$$L = K_C \frac{\sqrt{S}}{1.128}\ (1 + \sqrt{1 - (\frac{1.128}{K_c})^2})$$

$$l = K_C \frac{\sqrt{S}}{1.128}\ (1 - \sqrt{1 - (\frac{1.128}{K_c})^2})$$

L= 45.15 km

l= 7.05 Km

c) Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation

$$Ca = \frac{L^2}{S}$$

L : la longueur du talweg principal L = 24.72 Km

S : la superficie du bassin versant. S =318.38 Km^2

Donc : Ca=1.92

d) Hypsométrie du bassin versant:

A partir du tableau II.1, le pourcentage des aires partielles est déterminé on et courbe hypsométrique est tracée sur laquelle l'altitude médiane est lue.

Tableau II. 1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude (m)	$D_i=H_i-H_{i-1}$(m)	Surface (km^2)	Surface (%)	S cumulé
202-300	98	11,70	3,68	100,00
300-400	100	26,36	8,28	96,32
400-500	100	50,02	15,71	88,04
500-600	100	67,27	21,13	72,33
600-700	100	53,23	16,72	51,20
700-800	100	43,24	13,58	34,48
800-900	100	33,75	10,60	20,90
900-1000	100	20,20	6,35	10,29
1000-1100	100	10,30	3,24	3,95
1100-1211	111	2,27	0,71	0,71
Somme		318,34	100.00	0

La courbe hypsométrique est représentée sur la figure II-1

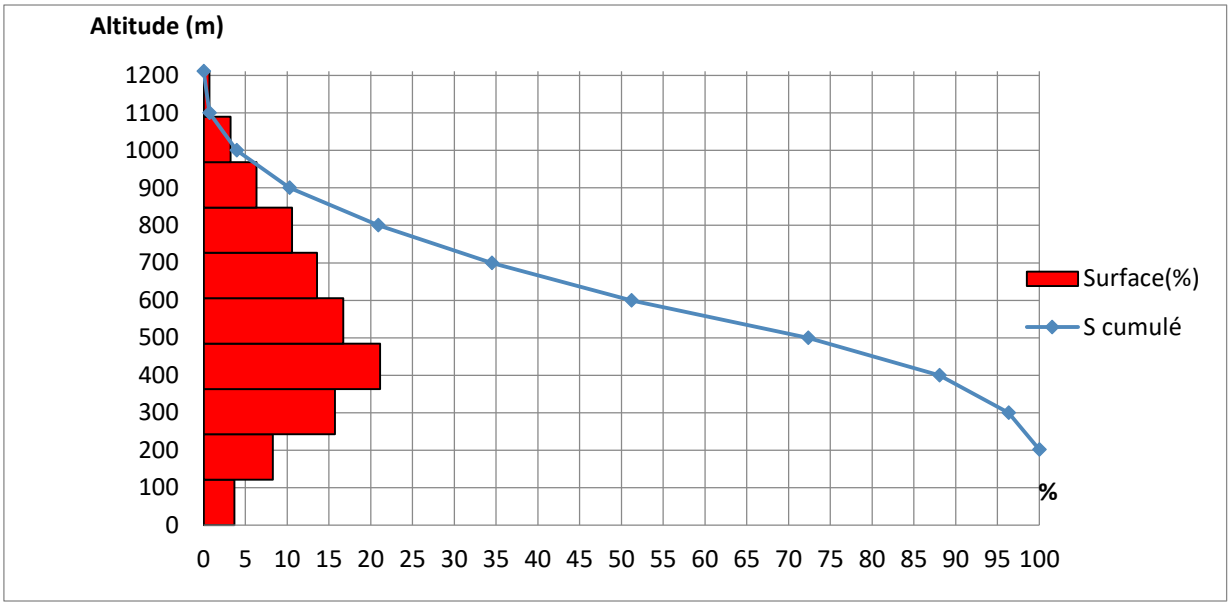


Figure II-2 : courbe hypsométrique

e) Altitude médiane:

L'altitude médiane est Hmed est lue sur la courbe hypsométrique

Hmad=610 m

f) Altitude moyenne:

$$H_{moy}= \frac{\sum_{i=1}^{n} S_i \times H_i}{S}$$

Si : surface partielle entre deux courbes de niveaux (Km2)

Hi : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successive (m)

S: Superficie du bassin versant (Km2)

H_{moy}= 628,31 m

Tableau II. 2 : les altitudes

Altitudes	Valeurs (m NGA)
$H_{médiane}$	610
$H_{5\%}$	985
$H_{95\%}$	310
$H_{moyenne}$	628,31
H_{max}	1211
H_{min}	202

g) Indice de pente globale:

Cet indice est déterminé par la formule suivante:

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

H5%=985m

H95%=310m

L: la longueur du rectangle équivalent. L=45.15 Km

I_g =0.015=1.5%

h) Indice de pente moyenne Ipm :

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

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L}$$

$I_{pm} = 22.35\ m/km$ = 2.23%

i) Indice de pente ROCHE Ip :

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 :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} * \sum S_i * D_i$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

Si : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives Hi et Hi+1

Tableau II. 3 : détermination de la pente Roche Ip

Altitude (m)	$D_i=H_i-H_{i-1}$(m)	Surface(km²)	Surface (%)	$Si \times Di$	$\sqrt{\text{Si}(\%) \times \text{Di}}$
202-300	98	11,70	3,68	360,31	18.98
300-400	100	26,36	8,28	827,94	28.77
400-500	100	50,02	15,71	1571,15	39.63
500-600	100	67,27	21,13	2113,17	45.97
600-700	100	53,23	16,72	1672,21	40.89
700-800	100	43,24	13,58	1358,29	36.85
800-900	100	33,75	10,60	1060,16	32.56
900-1000	100	20,20	6,35	634,61	25.19
1000-1100	100	10,30	3,24	323,57	17.99
1100-1211	111	2,27	0,71	79,09	8.89
Somme		318,34	100.00		295.72

I_p = 1.88%

j) Dénivelée spécifique :

Elle permet de comparer les gradients des bassins de différentes tailles en utilisant la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M, qui s'applique à tous les bassins, quelle que soit leur superficie. Sa formule est la suivante :

$$D_s = D\sqrt{\frac{l}{L}}$$

$D_s = 266.73$ m

Tableau II. 4: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

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

k) Pente moyenne du bassin versant :

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

ΔH: Dénivelés entre deux courbes de niveaux successive

L1L2….Ln: les longueurs des courbes de niveaux (Km)

S: superficie du bassin versant (Km2).

Tableau II. 5 : Evaluation de la pente moyenne.

Courbe	Longueur (km)	ΔH(m)	S (km²)	Im (m/Km)
300	44,81	100	318.38	**228.12**
400	81,55			
500	146,11			
600	148,64			
700	119,54			
800	98,17			
900	63,17			
1000	36,61			
1100	9,92			
1200	0,32			

I_m =228.12 m/km ↔ $I_m = 2.28\%$

II.1.2. Caractéristiques hydrographiques:

a) Densité de drainage:

C'est la longueur totale de tous les talwegs du bassin.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S}$$

∑Li: longueur total des talwegs d'ordre i en (Km) ∑Li =166.99Km.

S:surface du bassin versant en (Km^2).

Tableau II.6 Densité de drainage :

Ordre du cours d'eau	nombre	Longueur (km)
1	86	90,45
2	45	33,37
3	33	31,98
4	14	11,19
somme	178	166.99

$D_d = 0.52$ km/km^2

b) Coefficient de torrentialité :

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

$$Ct = Dd \times F$$

$$F = \frac{\sum N_i}{S}$$

$F = 0.56$

Ct = 0.29

c) Longueur moyenne des versants:

$$Li = L/2Dd$$

Dd : densité de drainage en (km/km2).

L : longueur du rectangle équivalent en (km).

Li =43.41 km

c) Temps de concentration :

Il s'agit du laps de temps nécessaire à une particule d'eau pour se déplacer de l'exutoire au point le plus éloigné du bassin. Le temps de concentration, Tc, peut être déterminé à l'aide de diverses formules empiriques, parmi lesquelles :

- Formule de GIANDOTTI:

$$Tc = \frac{4\sqrt{S} + 1.5Lp}{0.8\sqrt{(Hmoy - Hmin)}}$$

S:surface du bassin versant en (Km).

Lp:longueur du talweg principale en (Km).

Hmoy , Hmin : respectivement la hauteur moyenne et minimale du bassin versant

- Formule de KIRPICH:

$$\mathrm{Tc} = 0.6615\mathrm{Lp}^{0.77} \times \mathrm{Ig}^{-0.85}$$

I_g : indice de pente globale.

L_p : longueur du talweg principal en (Km).

- Formule de CALIFORNIA :

$$\boldsymbol{Tc = \left(\frac{0.87L^3}{Hmax - Hmin}\right)^{0.386}}$$

Tableau II.7. Temps de concentration.

Formules	**Tc**
Formule de GIANDOTTI	6.56
Formule de KIRPICH	5.5
Formule de CALIFORNIA	2.69

Commentaire :

En se fondant sur ces résultats et en prenant en compte le talweg principal, nous envisageons

d'opter pour la valeur de Tc égale à 5.5 heures, conforme à la méthode de KIRPICH. Cette méthode est couramment utilisée en Algérie en raison de sa prise en compte de tous les paramètres géométriques du bassin. Ainsi, Tc est établi à 5.5 heures.

d) Vitesse moyenne de ruissellement :

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$Vr = \frac{Lp}{Tc}$$

Lp : longueur du talweg principale (km).

Tc : temps de concentration(h).

Vr = 4.49 km/h

Tableau II. 8 : des caractéristiques hydromorphométriques du bassin

Désignation		symbole	unités	valeur
Superficie		S	km^2	318.38
Périmètre		P	km	105.39
Longueur du thalweg principal		L_P	km	24.72
Pente du thalweg principal		I	%	4.2 %
Indice de compacité		K_C	-	1.65
Coefficient d'allongement		Ca	-	1.92
Rectangle équivalent	longueur	L_r	km	45.15
	largeur	l_r	Km	7.05
Altitudes	maximale	H_{max}	m	1211
	moyenne	H_{moy}	m	628.31
	médiane	H_{med}	m	610
	minimale	H_{min}	m	202
Pente moyenne de B.V		I_{moy}	m/km	2.28
Indice de pente globale		I_g	%	1.5
Indice de pente moyenne		I_{pm}	%	2.23
Indice de pente de M Roche		Ip	%	1.88
Densité de drainage		D_d	Km/K m^2	0.52
Temps de concentration		T_c	h	5.5
Vitesse de ruissellement		V_r	Km/H	4.49

II.1.3. Caractéristiques climatique du bassin versant:

Dans le bassin, vous trouverez plusieurs stations hydrologiques, météorologiques et pluviométriques répertoriées dans les tableaux ci-dessous.

Tableau II. 9 : Stations hydrométriques dans la zone de projet

Stations	Code de la Station	Oued
Zirout Youcef	03-07-02	Fosso
Khemakhem	03-09-01	Située à la confluence des oueds Bou Adjeb et Khemakhem

Tableau II. 10 : Postes pluviométriques dans la zone de projet

Stations	Code de Station
Zirout Youcef	03-07-02
Zardezas	03-09-03
Guendoula (Ain el Kleb)	03-09-04
El-Arrouch	03-09-06
Ramdane Djamel	03-09-09
Azzaba	03-11-06

Tableau II. 11 : Postes pluviographiques dans la zone de projet

Stations	Code de Station
barrage Zardezas	03-09-03
Bou Snib	03-09-05

- **Température:**

Les températures mensuelles moyennes sont récapitulées dans le tableau ci-dessous. Elles ont été déduites par interpolation (moyenne non pondérée) entre les valeurs de l'Atlas des températures du Nord édité en 2002 par l'ANRH mesurées à Skikda et deux autres stations climatiques éloignée d'environ 100 km, situées sur la même parallèle et entourant la station de Skikda.

Tableau II. 12 : Températures moyenne à Skikda

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
T moyen °C	24.1	19.9	15	12.4	10	10.7	12.8	14.6	18.2	21.8	25.3	26.5

La température moyenne interannuelle est de 17,6° C.

Les températures maximales au droit du barrage de Zardezas et donc au droit du futur barrage de Ramdane Djamel sont réputées pouvoir atteindre 40°C (2 à 3 jours par mois durant les mois de Juillet et Août). Les températures minimales sont réputées pouvoir descendre en dessous de 0°C et donc pouvant conduire à quelques jours de neige par an.

- **Humidité relative:**

Dans le Tableau II.14 sont mentionnées les valeurs des humidités mensuelles moyenne,minimale et maximale, pour la station de Skikda.

Tableau II. 13 Humidités à Skikda

Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Moy
Moyenne %	78,4	76,2	77,7	83,7	82,5	77,5	74,8	82	83,1	76,6	76,3	82,7	79.3
Minimale %	55,2	53,9	55,4	54,8	55,7	56,8	54	56,5	55,7	54,5	53,2	55,3	55.1
Maximale %	90,3	90,1	90,4	90,3	89,5	88,5	87,7	88,3	89,1	90	89,8	88	89.3

Source: ONM

L'humidité moyenne annuelle à Skikda s'élève à 79,3%. Pour le site du barrage de Ramdane Djamel, il est conseillé d'utiliser les valeurs du Tableau II.15 pour l'humidité relative moyenne mensuelle, auxquelles il faut ajouter 10%.

Tableau II. 14 : Humidité moyenne mensuelle à Ramdane Djamel

Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Moy
Humidité relative %	86,2	83,8	85,4	92	90,7	85,2	82,2	90,2	91,4	84,2	83,9	90,9	87,2

Source: ONM

Au site de Ramdane Djamel, l'humidité moyenne annuelle atteint 87,3%. Cette humidité demeure relativement stable tout au long de l'année.

- **Vitesse du vent** :

Les vents prédominants proviennent principalement du nord (avec 22% venant du nord-est, 12% du nord, et 27% du nord-ouest). Les vitesses moyennes mensuelles avoisinent les 3 mètres par seconde, et elles ne présentent pas de variations significatives d'un mois à l'autre. Les valeurs minimales se situent autour de 2,5 m/s, tandis que les valeurs maximales atteignent environ 3,2 m/s, d'après les relevés de la station météorologique de Skikda pour la période de 1976 à 1995.

Tableau II. 15 Vitesse moyenne du vent en m/s – Station de Skikda

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moyenne
Vitesse (m/s)	2.5	2.5	2.8	3.2	3	3.1	2.9	2.7	2.5	2.5	2.5	2.4	2.7

Source: ONM

Le Sirocco se fait ressentir de manière sporadique, principalement pendant les mois de juillet et août. En ce qui concerne la vitesse annuelle du vent maximale moyenne à une hauteur de 10 mètres au-dessus du sol, elle est évaluée à 11 mètres par seconde sur le site du barrage de Ramdane Djamel.

- **L'Evaporation**

L'évaporation au droit du site est déterminée par l'observation de l'évaporation au niveau du bac Colorado du barrage de Zardezas disponibles de 1979 à 2011 et corrigée par un

coefficient de 0.78 pour tenir en compte la différence entre les mesures effectuées au bac et les valeurs sur un lac.

Tableau II. 16 : Evolution mensuelle de l'évaporation au droit de la retenue de Ramdane Djamel

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
Evaporation mensuelle (mm)	121	74	47	32	32	35	63	76	110	152	185	174	1101

Source: ANBT

L'évaporation totale annuelle au droit de la retenue de Ramdane Djamel sera donc considérée égale à 1101 mm.

II.2.1Pluviométrie:

Plusieurs stations pluviométriques situées à l'intérieur et à proximité du bassin versant dufutur barrage de Ramdane Djamel sont disponibles :

- Deux stations à l'intérieur du bassin versant, dans sa partie Est, 03-09-04 et 03-09-05, situées en altitude,
- Une station quasiment au droit du barrage de Zardezas sur le versant rive gauche de l'oued Saf-Saf, 03-09-03,
- Trois stations sur le bassin versant de l'oued Saf-Saf à l'aval du barrage, 03-09-06,03-09-08 et 03-09-09, situées entre 12 et 20 km à l'aval du barrage projeté,
- Deux stations sur le bassin versant de l'oued Guebli, à l'ouest, 03-07-05 et 03-07-06, situées 12 à 18 km au Nord-ouest de la limite du bassin versant du barrage.
- Une station située au niveau de Constantine 10-06-03 située à environ 16 km auSud-ouest de la limite du bassin versant du barrage.

La figure suivante montre le bassin versant du futur barrage de Ramdane Djamel et les différentes stations pluviométriques présentées ci-dessus.

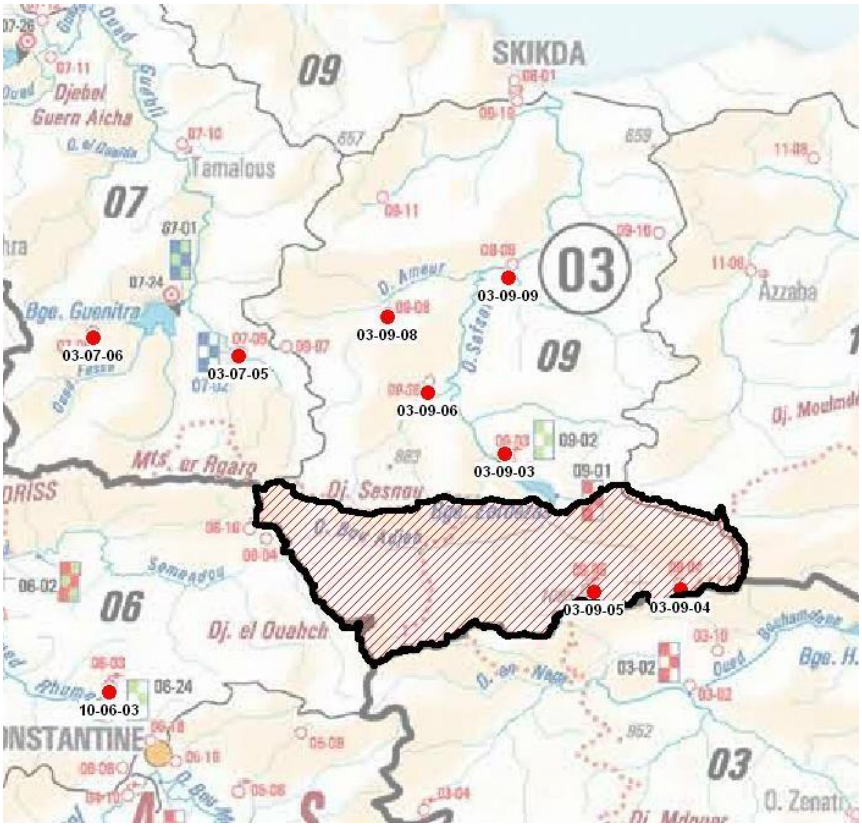


Figure II-3: Localisation des stations pluviométriques disponibles (fond : carte du réseau hydro-climatique et de la surveillance de la qualité des eaux ANRH 2005 – Coordonnées des stations données par l'ANRH)

Données de base

Tableau II. 17 : les stations pluviométriques

Stations	Code de Station	Altitude	Pluie en mm	Années de fonctionnement
Guendoula (Ain eKleb)	03-09-04	780 m	976	40 ans
Zirout Youcef	03-07-02	575 m	844	52 ans
Zardezas	03-09-03	195 m	650.7	52 ans
El-Arrouch	03-09-06	127 m	642	40 ans
Ramdane Djamel	03-09-09	50 m	85	37 ans

Source : A.N.R.H

- Stations et données disponibles:

Nous avons disposé d'une série assez longue des pluies, pour la station de Zardezas (Code 03-09-03) pour 54 années, entre 1967÷2019 (voir l'Annexe). Ces valeurs de pluies ontété utilisées comme comparaison avec les pluies du bassin de l'oued Saf-Saf, mesurées à la station Zardezas.

II.2.1 Répartition mensuelle de la pluie moyenne:

Les répartitions mensuelles des pluies annuelles pour le bassin versant de Ramdane Djamel et au niveau du site du barrage (utile pour les conditions de chantier) sont représentées sur les graphiques suivant.

Tableau II. 18 Répartition mensuelle des pluies moyennes.

Pluie en mm	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Ju	Jui	Aou	total	Année
Bassin versant	35.9	55.2	79.3	99.6	94.4	76.0	72.7	66.3	44.0	15.3	4.0	8.1	661.8	695.5
Site (Station Zardezas)	31.2	61.1	83.9	106.3	97.4	80.4	67.9	64.3	39.9	17.4	3.7	8.4	650.7	6662.8

Source: A.N.R.H

II.2.2.Pluie moyenne annuelle :

La répartition mensuelle des pluies est donnée dans le Tableau II.19

Tableau II. 19 : Les caractéristiques pluviographiques de la région.

Pluie moyenne annuelle	Pluie moyenne max. journalière [mm]	Exposant clim atique b
655 mm	51.4	0,59

II.2.3.Les pluies maximales journalières:

Les pluies maximales journalières sont souvent génératrices de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

La station de Zardezas (030903) est considérée avec une série d'observation de 52

années (1967-2019)

Tableau II. 20 : Les pluies maximales journalières

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Tota
P (mm)	35.9	55.2	79.3	99.6	94.4	76.0	72.7	66.3	44.0	15.3	4.0	8.1	650.7
P (%)	5.51 %	8.48 %	12.19 %	15.31 %	14.51 %	11.68 %	11.17 %	10.18 %	6.76 %	2.35 %	0.61 %	1.24 %	100.00 %

II.2.4 Ajustement des pluies maximales journalières:

L'ajustement a été effectué à l'aide du logiciel "HYFRAN".

- **Ajustement a la loi de GUMBEL:**

L'équation de la droite de GUMBEL:

$$Pmax.j = \frac{1}{\alpha} y + x0$$

y : variable de la droite de GUMBEL

$$y = -[\ln(-\ln(F(x)))]$$

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{N}$$

m: l'ordre de classement;

n: taille de l'échantillon;

1/α , x : sont déterminé par la méthode des moindres carrées.

La droite de GUMBEL est donnée par la figure (II.7).Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau II. 21 Ajustement à la loi de GUMBEL

T	f(x)	Pmaxj
1000	0.9990	159
100	0.9900	119
50	0.9800	108
20	0.9500	91.7
10	0.9000	79.4
5	0.8000	66.7

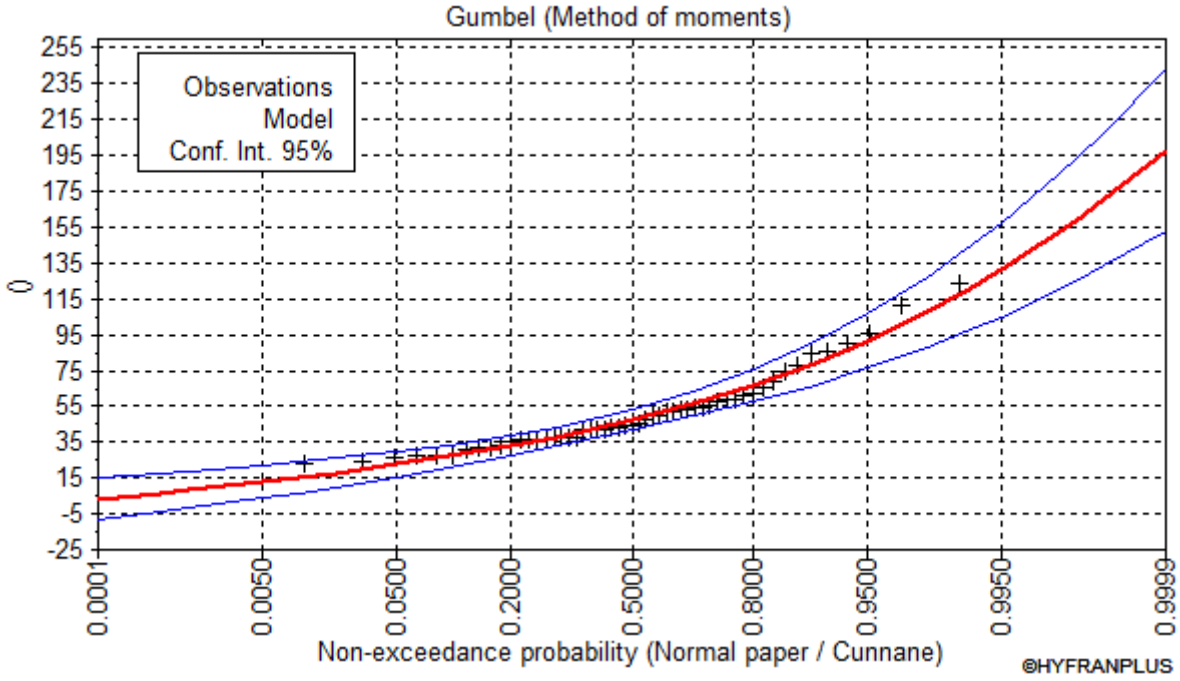


Figure II.4 Ajustement a la loi de GUMBEL

- **Ajustement a la loi log normale (Galton) :**

Paramètres d'ajustement à la loi Log normale :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{u} e^{-u^2/2}\, du.$$

La variable réduite est :

$$F(x) = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}}.$$

Avec :

- u : la variable réduite de Galton.
- $\overline{\ln x}$: la moyenne de la série ln x.
- $\sigma_{\ln x}$: Ecart type de la série ln x.

Donc l'équation de la droite est :

Tableau II. 22 Ajustement a la loi log normale.

T	f(x)	Pmaxj
1000	0.9990	157
100	0.9900	117
50	0.9800	105
20	0.9500	89.5
10	0.9000	77.7
5	0.8000	65.5

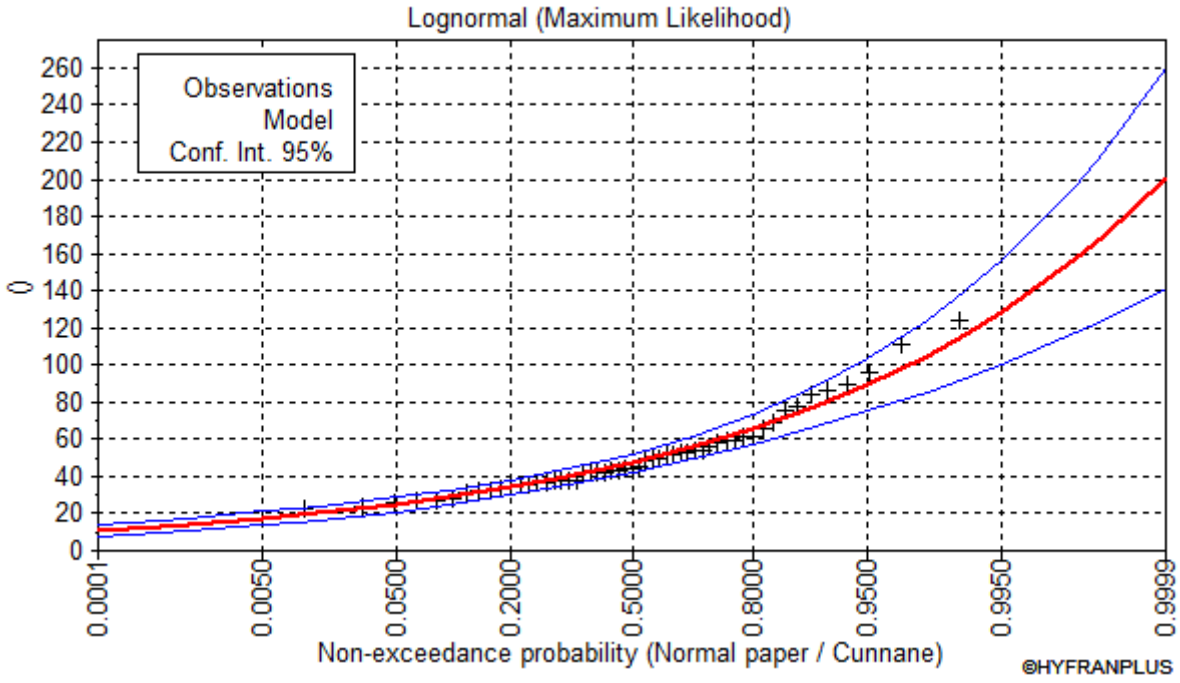


Figure II.5. Ajustement a la loi log normale

Conclusion:

Selon les deux schémas, il est évident que la distribution de la pluie maximale journalière suit à la fois la loi log-normale et la distribution gaussienne. Tous les points se situent à l'intérieur de l'intervalle de confiance.

II.2.5 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences:

Le calcul des précipitations à court terme pour différentes fréquences a été réalisé en utilisant l'équation de Body, formulée comme suit :

$$Pct = Pjmax(\frac{t}{24})^b$$

Ptc: pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de Pmaxj.

Pmaxj: pluies maximales fréquentielles.

t: temps en heur.

b: exposant climatique (b = 0.59).

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante:

$$It = \frac{Pct}{t}$$

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau II-24:

Tableau II. 23 : Pluies de courtes durées et leur intensité

fréquence(%)	5		10		20		50		100		1000	
temps (h)	P_{ct} (mm)	It (mm/h)	P_{ct} (mm)	It (mm/h)	P_{ct} (mm)	It (mm/h)	P_{ct} (mm)	It (mm/h)	P_{ct} (mm)	It (mm/h)	P_{ct} (mm)	It (mm/h)
0,5	6,8	13,59	8,09	16,18	9,34	18,68	11	22,01	12,12	24,25	16,2	32,4
1	10,23	10,23	12,18	12,18	14,06	14,06	16,56	16,56	18,25	18,25	24,38	24,38
2	15,4	7,7	18,33	9,16	21,17	10,58	24,93	12,46	27,47	13,73	36,7	18,35
3	19,56	6,52	23,28	7,76	26,89	8,96	31,67	10,56	34,89	11,63	46,62	15,54
4	23,17	5,79	27,59	6,9	31,86	7,97	37,52	9,38	41,35	10,34	55,24	13,81
5.5	26,44	5,29	31,47	6,29	36,34	7,27	42,8	8,56	47,16	9,43	63,02	12,6
6	29,44	4,91	35,04	5,84	40,47	6,75	47,67	7,94	52,52	8,75	70,17	11,7
7	32,24	4,61	38,38	5,48	44,33	6,33	52,2	7,46	57,52	8,22	76,86	10,98
8	34,88	4,36	41,53	5,19	47,96	5,99	56,48	7,06	62,24	7,78	83,16	10,39
9	37,39	4,15	44,51	4,95	51,41	5,71	60,55	6,73	66,72	7,41	89,14	9,9
10	39,79	3,98	47,37	4,74	54,71	5,47	64,43	6,44	70,99	7,1	94,86	9,49
11	42,09	3,83	50,11	4,56	57,87	5,26	68,16	6,2	75,1	6,83	100,34	9,12
12	44,31	3,69	52,75	4,4	60,92	5,08	71,75	5,98	79,06	6,59	105,63	8,8
13	46,45	3,57	55,3	4,25	63,87	4,91	75,22	5,79	82,88	6,38	110,74	8,52
14	48,53	3,47	57,77	4,13	66,72	4,77	78,58	5,61	86,58	6,18	115,69	8,26
15	50,55	3,37	60,17	4,01	69,49	4,63	81,85	5,46	90,18	6,01	120,49	8,03
16	52,51	3,28	62,51	3,91	72,19	4,51	85,02	5,31	93,68	5,86	125,17	7,82
17	54,42	3,2	64,78	3,81	74,82	4,4	88,12	5,18	97,09	5,71	129,73	7,63
18	56,29	3,13	67	3,72	77,38	4,3	91,14	5,06	100,42	5,58	134,18	7,45
19	58,11	3,06	69,18	3,64	79,89	4,2	94,09	4,95	103,68	5,46	138,53	7,29
20	59,9	2,99	71,3	3,57	82,35	4,12	96,99	4,85	106,86	5,34	142,78	7,14
21	61,65	2,94	73,38	3,49	84,75	4,04	99,82	4,75	109,98	5,24	146,95	7
22	63,36	2,88	75,43	3,43	87,11	3,96	102,6	4,66	113,05	5,14	151,04	6,87
23	65,05	2,83	77,43	3,37	89,43	3,89	105,32	4,58	116,05	5,05	155,06	6,74
24	66,7	2,78	79,4	3,31	91,7	3,82	108	4,5	119	4,96	159	6,63

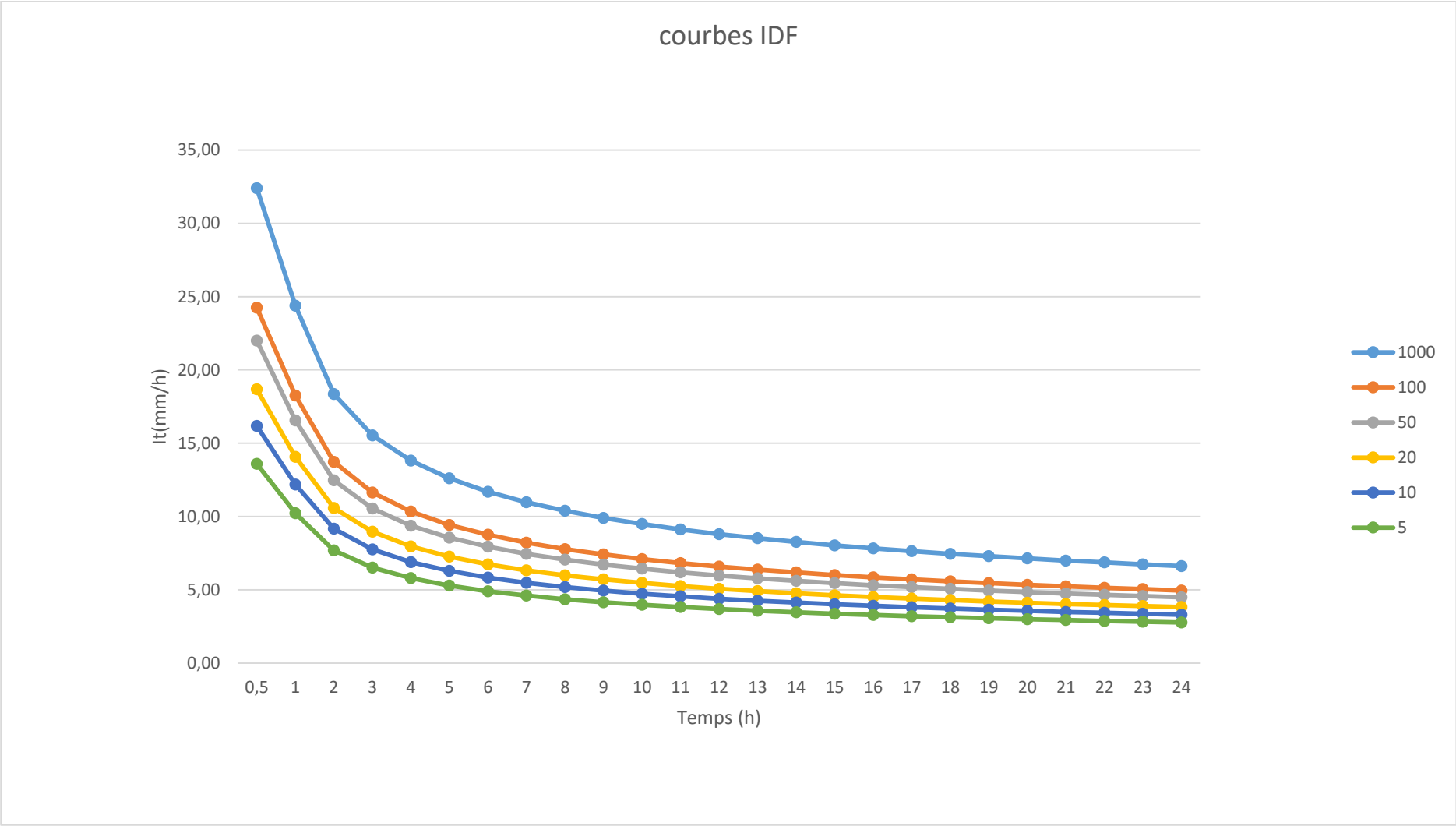


Figure II. 6 : courbes IDF

II.3 Evaluation des apports liquides:

Étant donné l'absence d'une station hydrométrique sur l'oued Zardiza et le fait que notre analyse du réseau d'observation dans la région d'étude et ses alentours n'a pas révélé de station hydrométrique similaire en termes de géomorphologie du bassin versant de l'oued, nous ne pouvons pas établir une analogie appropriée. Par conséquent, nous avons dû estimer les paramètres hydrologiques nécessaires à la conception des ouvrages en utilisant une approche basée sur des formules empiriques.

II.3.1 Apports moyens interannuels :

- **Formule de SAMIE :**

$$A = Ls \times S$$

$$Le = P^2 \times (293 + 2.2\sqrt{S})$$

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

P : précipitation moyenne (m).

S: la superficie en Km^2 du bassin versant.

- **Formule de DERY II:**

$$A = 0.513.P^{2.683}.Dd^{0.5}.S^{0.842}$$

A:apport moyen interannuel (en hm^3).

P : précipitation moyenne (m).

S: superficie (en Km^2).

Dd : densité de drainage.

- **Formule de l'ANRH :**

L'apport moyen interannuel est donnée par :

$$A = 0.915.P^{2.684}.S^{0.842}$$

P : précipitation moyenne (m).

S: superficie (en Km2).

Les résultats sont portés sur le tableau suivant:

Tableau II. 24: Résultat des apports moyens interannuel (Hm^3)

FORMULE	A0 hm^3
Formule de SAMIE :	34.66
Formule de MEDINGER	49.59
Formule de DERI II :	15.94
FORMULE ANRH :	37.64

L'apport moyen qu'on prendra est celui de la formule de ANRH :

A0=37.64

Tableau II. 24: Apports moyens interannuels

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
P (mm)	35.9	55.2	80.6	100.6	96.4	76.0	72.7	66.3	44.0	15.3	4.0	8.1	655
P (%)	5.51%	8.48%	12.19%	15.31%	14.51%	11.68%	11.17%	10.18%	6.76%	2.35%	0.61%	1.24%	100.00%
A0 hm^3	2.88	3.90	4.16	5.61	4.96	3.99	3.82	3.47	2.31	0.80	0.21	0.42	37.64

II.3.2Caractéristiques de l'écoulement :

A) -Module de l'écoulement

Il est donné par :

$$Me = A0 / T$$

A0 : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes T = 3,1536.107 s

Me = 1194.2 l/s

B) -Module de l'écoulement relatif

Il est donné par :

$M_0=Me/S$

$M_0=3.75$ l/s/km^2

C) –lame d'eau

$Le=A_0/S$

$Le=108.86$ mm

A_0 : Apport moyen annuel (Mm 3).

S : superficie du bassin versant (Km²).

D) –Coefficient de l'écoulement :

$Ce=Le/Pmoy$

Avec :

L_e : Lame d'eau écoulée (mm).

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

$Ce=0.165$

E) –Coefficient de variation :

Les apports fréquentiels sont déterminés en effectuant des calculs à l'aide de formules empiriques, étant donné qu'il n'y a pas d'observations disponibles.

- Formule de SOKOLOVSKY

$$C_v = \alpha - 0.063\log(S+1)$$

Tel que :

$$\alpha = 0.78 - 0.29 * \log(M_0)$$

Avec :

M_0 : Module d'écoulement relatif(l/s/Km²).

S : Superficie du bassin versant (Km²)

- Formule de KRISKY MENKEL

$$Cv = \frac{0.83}{S^{0.06}.M_0{}^{0.27}}$$

Avec :

M0 : Module d'écoulement relatif(l/s/Km²).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

- Formule de PADOUN

$$Cv = 0.93.\frac{K}{M_0{}^{0.23}}$$

Avec :

K : Coefficient de réduction. K=0.25 ÷1.00, on prend K=0.50

M0 : Module d'écoulement relatif (l/s/Km²).

Tableau II-25 Résultats du calcul des caractéristiques d'écoulement.

Caractéristique		**Unité**	**Valeur**
Module d'écoulement		l/s	1083.2
Module d'écoulement relatif		l/s/Km²	3.40
Lame d'eau écoulée		mm	108.29
Coefficient de l'écoulement			0.165
Coefficient de variation	**SOKOLOVSKY**		0.47
	KRISKY MENKEL		0.42
	PADOUN		0.35

Pour le coefficient de variation, on prend la valeur de KRISKY MENKEL est prochede la moyenne des 3 formules empiriques, Cv=0.40.

II.3.3. Les apports fréquentiels:

- **Loi de pearson :**

$$A_{80\%} = (F_{80\%} \times C_V + 1) \times A_0$$

$F_{80\%}$: Fonction de Rybkine-Foster pour une fréquence de 80%

A_0 : Apport moyen annuel en Hm^3.

Cv : Coefficient de variation des apports.

$A_{80\%}$=24.53

- **A partir de la distribution de loi log normal (Body**) :

$$A_{80\%} = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{-\mu\sqrt{\ln(C_v^2+1)}}$$

$U_{80\%}$: variable réduite de Gauss = 0.85

Cv : Coefficient de variation des apports.

A_0 : Apport moyen annuel en Hm^3.

$A_{80\%}$=22.85

Tableau II-26 : Apport fréquentiel

Méthodes	**Apport fréquentiel (F=80%) Mm^3**
Loi de Pearson	24.53
Formule de Body	22.85
Moyenne	22.83

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80 % suit la même répartition mensuelle des précipitations.

Tableau II-27 : Répartition mensuelle de l'apport annuel de fréquence 80%

Mois	Sep	Nov	Oct	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Total
P%	5.51%	8.48%	12.19%	15.31%	14.51%	11.68%	11.17%	10.18%	6.76%	2.35%	0.61%	1.24%	100.00%
$A_{\%}(Mm^3)$	1.94	2.44	2.79	3.50	3.32	2.92	2.80	2.33	1.54	0.54	0.14	0.28	24.53
$A_{\%}(\%)$	5.51	8.49	12.21	15.32	14.52	11.68	11.15	11.19	6.74	2.36	0.61	1.22	100.00

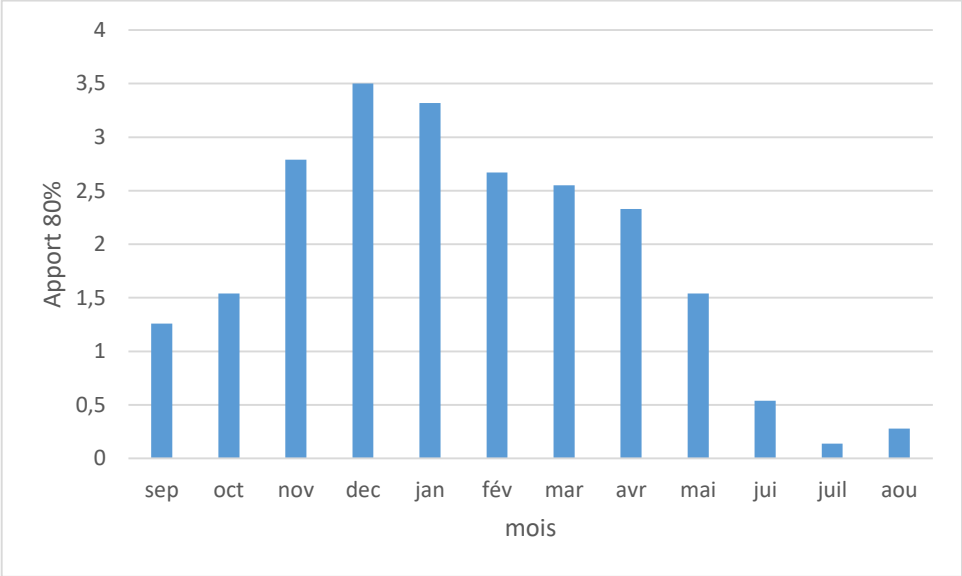


Figure II. 7: Répartition mensuelle de l'apport annuel de fréquence 80%.

II.4. Etude des crues:

L'objectif de l'analyse des crues consiste à évaluer les débits maximums périodiques et à définir la configuration de l'hydrogramme correspondant.

- Formule de Giandotti:

$$Q_{max\%} = \frac{C.S.(Hmoy - Hmin)^{0.5}}{4S^{0.5}.1.5L}.Pte$$

Qmax (%): débit maximum de crue en m3/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

S: superficie du bassin versant en Km

L: longueur du talweg principal en Km.

Hmoy, Hmin :altitudes moyennes et minimales en m.

Ptc :pluies de courte durée qui corresponde au temps de concentration (Tc=5.5 h).

C : coefficient topographique qui varie entre 66 et 166

- Formule de Sokolovsky:

$$Q_{max\%} = \frac{0.28.S.\alpha_{p\%}.Pte}{Tc}.f$$

S: superficie du bassin versant.

P_{tc}: pluies de courte durée.

T_c: temps de concentration. :5.5h

α: coefficient de ruissellement pour la crue probable (α_{10} = 0.30 ; α_{20} = 0.35 , α_{50} = 0.40 ; α_{100} =0.45 α_{1000}=0.8).

f: coefficient de forme de l'hydrogramme de crue f = 1.2.

- Formule de Turazza:

$$Q_{max\%} = \frac{C.SI_t}{3.6}$$

S: superficie du bassin versant (Km2).

Tc: temps de concentration.

It: intensité des pluies fréquentielles (en mm/h).

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée ;

C=0.6 pour P= 10%

C=0.7 pour P= 1 %

C=0.8 pour P= 0.1 %

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau II. 28 le débit max pour chaque période de retour (m^3 /s)

T	F(x)	Giandotti	Sokolovsky	Turazza
1000	0.999	611.22	980.60	686.60
100	0.99	457.40	412.77	500.39
50	0.98	415.11	332.99	454.22
10	0.9	305.22	183.63	333.77

- Méthode de GRADEX :

Les étapes de calcul sont citées comme suit :

1- Choisir le pas de temps n heures (généralement égale à la moyenne des temps de base des hydro-grammes de crues disponibles).

Dans notre cas : $n = 5.5\ h$.

2- Ajuster les pluies maximales journalières par la loi de Gumbel pour calculer le Gradex des précipitations « a » (pente de la droite de Gumbel).

$P(mm) = a\mu + b$

μ : variable réduite de Gumbel.

Les paramètres a et b sont déterminés par la méthode des moments et ils sont exprimés en fonction de la moyenne et de l'espérance de la série de donnée.

$\bar{x} = a + b\gamma$

$\sigma^2 = \pi^2/6.\ b^2$

$\bar{x}$: Moyenne de la série.

σ: écart-type de la série

: Constante d'Euler égale à 0.5772

Les paramètres a et b peuvent être déduits par les expressions suivantes :

$$b = \frac{\sqrt{6}}{\pi}.\sigma$$

$a = \bar{x} - b\gamma$

Les résultats de calcul sont représentés comme suit :

- Les résultats d'ajustement des pluies maximales journalières sont donnés dans letableau suivant :

Tableau. II. 29: Ajustement des pluies maximales journalières

Moyenne	51.9
Ecart-type	23.2
Paramètre de l'ajustement de Gumbel 'b'	45.1
Paramètre de l'ajustement de Gumbel 'a' (pente)	18.1

R(mm) = 18.1 μ + 45.1

3- Ajuster la série des débits observés à la loi de Gumbel et déterminer le débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits). Puis, exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule suivante :

$$R\ (mm) = \frac{Q \times 3.6 \times n}{S}$$

Pour notre cas le bassin est jaugé.

$\boldsymbol{R}$ = **1**0.6 $\boldsymbol{mm}$

4- Extrapoler de la distribution des débits au-delà de F=0.9 ans^{-1} (T=10ans) par une droite depente égale au Gradex de la pluie.

$$Q_{\mu\%} = a.\mu + b'$$

a : le Gradex de la pluie

μ : variable réduite de Gumbel donnée par : $\mu = -\ln(-\ln(F))$

F=1-1/T

Pour : $T = 10\ ans$ ⇨ $F = 0.9\ ans^{-1}$ ⇨ $\mu = 2.25$

$$b' = Q_{10ans} - a\mu$$

$$b' = -30.13$$

$$Q_{\mu\%}(mm) = 18.1.\,\mu - 30.13$$

5- Tracer la droite de l'équation ci-dessous sur même graphe que l'ajustement des P_{jmax}.

$Q_{\mu\%} = a\mu + b'$

Tirer les Q pour la période de retour cherchée (en mm). Puis, exprimer ces Q (mm) en m3/spar la formule suivante :

$$Q_{\mu\%}(m^3/s) = \frac{Q(mm) \times S}{3.6 \times n}$$

Pour une période de retour égale à 100ans, $\mu = 4.6$

$$Q_{100\text{ans}} = 17.01.\,(4.6) - 27.67$$

$$Q_{100\text{ans}} = 50.58mm$$

$$Q_{100}\left(m^3/s\right) = 813.32m/s$$

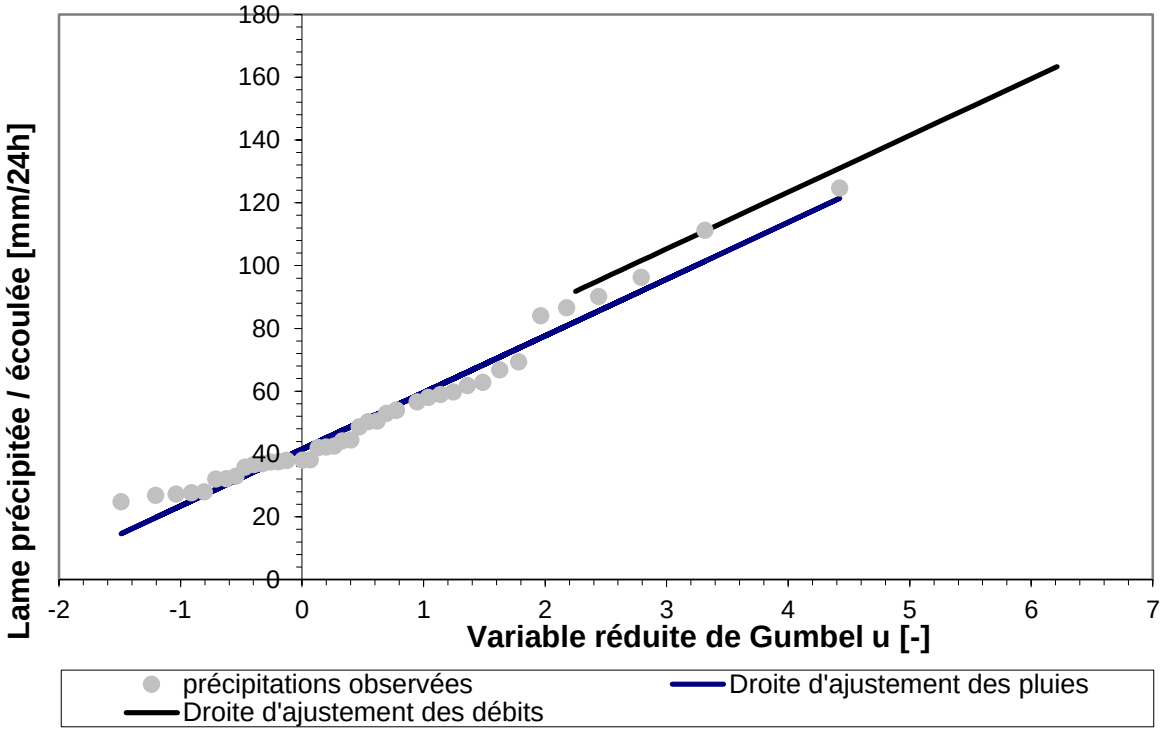


Figure II. 8 : Ajustement graphique des pluies et la droite d'extrapolation des débits pour notre cas

6- Calculer le débit de pointe en multipliant le débit calculé précédemment en (m^3/s) par le coefficient de point P égal au rapport entre le débit de pointe et le débit moyen.

$P=Q_{max}/Q_{moy}$

Tableau. II. 30 : Résultats de calcul méthodes GRADEX

T	fréquence	u	P estimées	Q_{moy} extrapolés	Q_{moy} extrapolés	Q_{max} extrapolés
ans	-	-	mm/24h	mm/24h	m3/s	m3/s
10	0.9	2.250	55.20	93.42	173.0	605.5
20	0.95	2.970	63.92	102.14	189.2	662.0
40	0.975	3.676	72.48	110.70	205.0	717.5
50	0.98	3.902	75.22	113.43	210.1	735.2
100	0.99	4.600	83.68	121.90	225.7	790.1
200	0.995	5.296	92.11	130.33	241.3	844.7
250	0.996	5.519	94.82	133.04	246.4	862.3
500	0.998	6.214	103.23	141.45	261.9	916.8
1000	0.999	6.907	111.64	149.85	277.5	971.3
2000	0.9995	7.601	120.04	158.26	293.1	1025.7
5000	0.9998	8.517	131.14	169.36	313.6	1097.7
10000	0.9999	9.210	139.54	177.76	329.2	1152.2

II.4.2 Hydrogramme de crue:

La méthode de Sokolovsky est utilisée pour définir la configuration de l'hydrogramme de crue en considérant qu'il se compose de deux parties distinctes : une pour la montée et une autre pour la décrue.

$$Qt = Q_{maxp\%}.(\frac{t}{tm})^n$$

$$Qt = Q_{maxp\%}.(\frac{tb-t}{td})^m$$

Equation (II-47) pour la montée.

Equation (II-48) pour la décrue.

Tableau. II. 31 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ. (Touaibia, 2004)

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

$Q_{max\ (\%)}$: débit maximum de fréquence donnée.

Qt: débit instantané au moment (t).

tm,td: temps de montée et de décrue.

m, n: puissances des paraboles pour les bassins de petites gabarits m=3 et n=2.

Temps de base:

tb= tm+ td

On considère généralement que:

$$t_m = t_c$$

$$t_d = \delta . t_m$$

On prend $\delta = 3$

On a

tm= tc= 5.5 h ,

td=3.tm=16.5

tb= tm+ td=22 h

Pour construire l'hydrogramme de crue, on a utilisé les valeurs des débits de crues de fréquence 5%, ,1% ,0.1%, les résultats obtenue sont exposes dans le tableau II-31:

Tableau II. 32 les donnes de l'hydrogramme de crues pour différentes fréquences

	10	50	100	1000
t	170	788	870	1140
0	0	0	0	0
1	5,620	26,050	28,760	37,686
2	22,479	104,198	115,041	150,744
3	50,579	234,446	258,843	339,174
4	89,917	416,793	460,165	602,975
5	140,496	651,240	719,008	942,149
5,5	170,000	788	870,000	1140,000
1	140,926	653,235	721,211	945,035
2	115,372	534,784	590,434	773,672
3	93,110	431,594	476,506	624,388
4	73,914	342,613	378,266	495,659
5	57,556	266,789	294,551	385,964
6	43,809	203,068	224,200	293,779
7	32,447	150,399	166,050	217,582
8	23,241	107,729	118,939	155,851
9	15,965	74,005	81,705	107,062
10	10,393	48,174	53,187	69,694
11	6,296	29,185	32,222	42,222
12	3,449	15,985	17,648	23,125
13	1,623	7,521	8,304	10,881
14	0,591	2,741	3,026	3,965
15	0,128	0,592	0,654	0,856
16	0,005	0,022	0,024	0,032
16,5	0	0	0	0

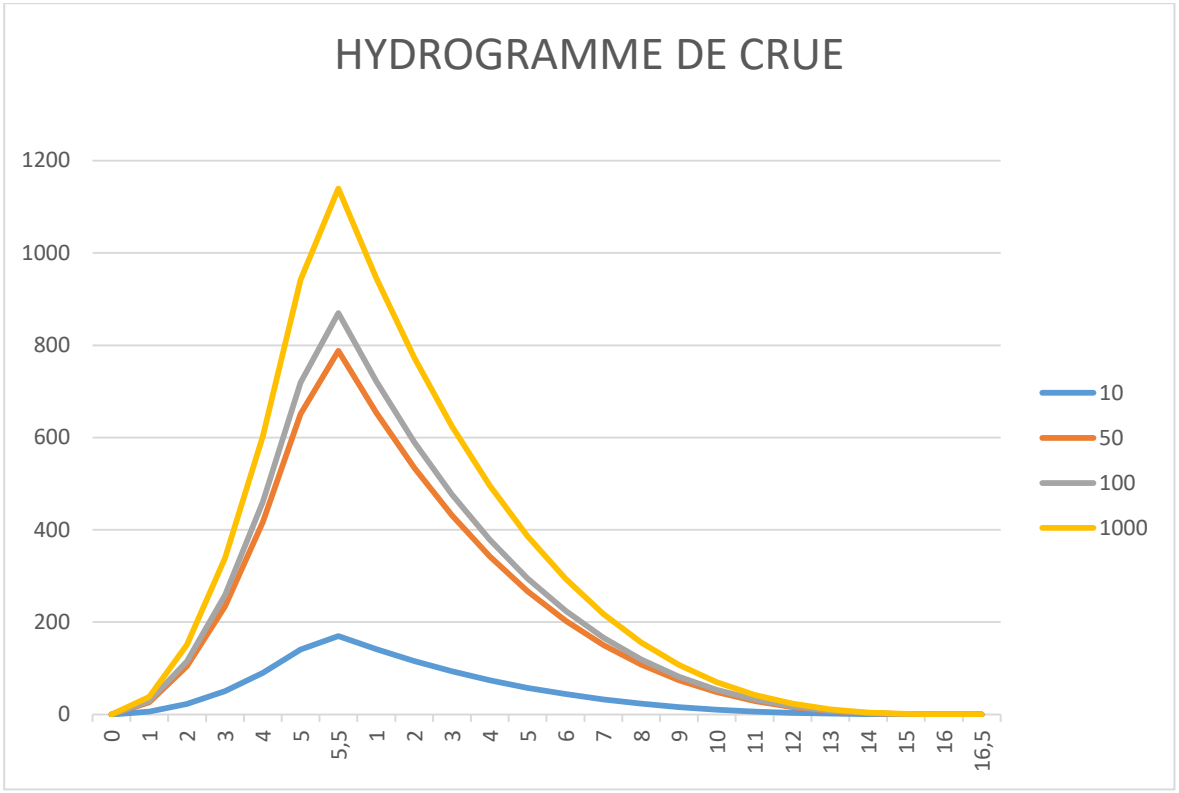


Figure II.9. Hydrogrammes des crues pour différentes périodes de retour

II.5. Les apports solides et estimation de volume mort:

L'évaluation de la sédimentation est essentielle dans de telles situations afin d'améliorer la fiabilité de la conception de la structure en ce qui concerne sa durabilité. La gestion de la sédimentation dans les réservoirs implique l'estimation des quantités de sédiments les plus probables, qui peuvent être déterminées en Algérie grâce à l'utilisation de formules empiriques et à l'analyse des données recueillies auprès des stations hydrométriques. Le calcul du volume inutilisable repose sur la formule suivante :

$$V = \frac{E_S . S . T}{\gamma_s}$$

Avec :

— E_s : Erosion spécifique (t/km²/ans)

— S : surface du bassiv versant (km²)

— T : temps d'exploitation

— γ_s : poids spécifique des sédiments (1..75 tonne/m^3)

Pour déterminer l'érosion spécifique il y a plusieurs méthodes :

- Formule de Tixeron

La formule de Tixeront tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité. Elle existe sous différentes formulations, adaptées à la perméabilité spécifique de ce bassin versant :

$$E_s = \alpha {L_r}^{0.15}$$

Avec :

Lr : lame d'eau ruisselée en mm.

α : Facteur dépend de perméabilité du bassin versant.

Dans notre cas on prend α=350.

donc on trouve :

$$E_s = 350 \times 108.29^{0.15}$$

$E_s = 706.7$ t/km^2/an

- Formule de Fournier

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

Avec :

— Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux.

— Pa : Pluie moyenne annuelle.

— h=45%(Hmax − Hmin)

— S : Surface du bassin versant.

on trouve donc :

E_s=1052.07t/km^2/an

- Formule de Saidi

$$E_s = 19.{M_0}^{1.246}{C_e}^{-0.885}$$

Avec :

— M0 : Module d'écoulement spécifique.

— Ce : Coefficient de l'écoulement.

On trouve :

E_s=430 t/km^2/an

Les résultats sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau II. 33 : Volume mort par chaque méthode

Formule	E_s	V_m (Mm^3)
Formule Tixeront	705.75	6.42
Formule Fournier	1052.07	9.57
Formule Saidi	430	3.91

On conclue que l'apport solide est de :

Ts=Es = 705.75 $t/Km^2/an$

Estimation du débit solide :

Le débit solide est calculé par la formule suivante :

$Q_s = T_s \times S$

Q_s : débit solide en t/an.

$T_s = E_s$: transport solide en $t/Km^2/an$.

S : Surface du bassin versant en Km² ; S = 318.38 km^2

On conclue que le débit solide est de : Q_s = 224696 t/an

II.5.1 Régularisation des débits

L'objectif de la régularisation est de déterminer la capacité optimale de la retenue collinaire de manière à rendre les débits réguliers, tout en satisfaisant les besoins en eau d'irrigation avec le plus faible risque possible de défaillance.

Dans cette étude, les paramètres essentiels pour le calcul de la régularisation sont les suivants :

- Les courbes caractéristiques de la retenue.
- La distribution mensuelle des apports (exprimée en A80% Hm^3).
- La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation.
- La répartition mensuelle des pertes dues à l'évaporation et à l'infiltration.

II.5.2 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»:

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

$$\Delta Vi = \frac{Si - S_{i+1}}{2} . \Delta H$$

Si: 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 niveaux successives.

ΔV:volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en m^3.Le tableau suivant donne les coordonnées des courbes Hautur-Capacité-Surface.

Tableau II. 34 : Courbes topographiques et volumétriques.

Cote	S (m^2)	Scum (m^2)	Smoy (m^2)	Δh (m)	ΔV (m^3)	V (m^3)
202	0	0	0	3	0	0
205	766,61	766,61	383,306074	3	1149,91822	1149,91822
208	46998,32	47764,93	24265,7721	3	72797,3164	73947,2347
211	168561,94	216326,87	132045,902	3	396137,706	470084,941
214	158108,39	374435,26	295381,067	3	886143,201	1356228,14
217	133567,63	508002,89	441219,077	3	1323657,23	2679885,37
220	197830,79	705833,68	606918,287	3	1820754,86	4500640,24
223	209665,75	915499,43	810666,557	3	2431999,67	6932639,91
226	230774,71	1146274,14	1030886,79	3	3092660,36	10025300,3
229	248240,91	1394515,05	1270394,6	3	3811183,79	13836484,1
232	237857,17	1632372,22	1513443,64	3	4540330,91	18376815
235	236582,04	1868954,26	1750663,24	3	5251989,73	23628804,7
238	241210,85	2110165,11	1989559,69	3	5968679,06	29597483,8
241	271275,51	2381440,62	2245802,87	3	6737408,6	36334892,4
244	272829,21	2654269,83	2517855,23	3	7553565,68	43888458
247	338069,04	2992338,87	2823304,35	3	8469913,06	52358371,1
250	342872,85	3335211,72	3163775,3	3	9491325,89	61849697
253	367502,08	3702713,80	3518962,76	3	10556888,3	72406585,3
256	356128,16	4058841,96	3880777,88	3	11642333,6	84048918,9
259	399875,50	4458717,46	4258779,71	3	12776339,1	96825258,1
262	372618,38	4831335,84	4645026,65	3	13935080	110760338
265	436711,40	5268047,24	5049691,54	3	15149074,6	125909413
268	403744,31	5671791,55	5469919,4	3	16409758,2	142319171
271	530379,70	6202171,25	5936981,4	3	17810944,2	160130115
274	457300,54	6659471,79	6430821,52	3	19292464,6	179422580
277	481514,91	7140986,70	6900229,25	3	20700687,7	200123267
280	428316,18	7569302,88	7355144,79	3	22065434,4	222188702
283	489936,63	8059239,51	7814271,2	3	23442813,6	245631515
286	450047,99	8509287,50	8284263,51	3	24852790,5	270484306
289	534885,31	9044172,81	8776730,16	3	26330190,5	296814496
292	525338,30	9569511,11	9306841,96	3	27920525,9	324735022

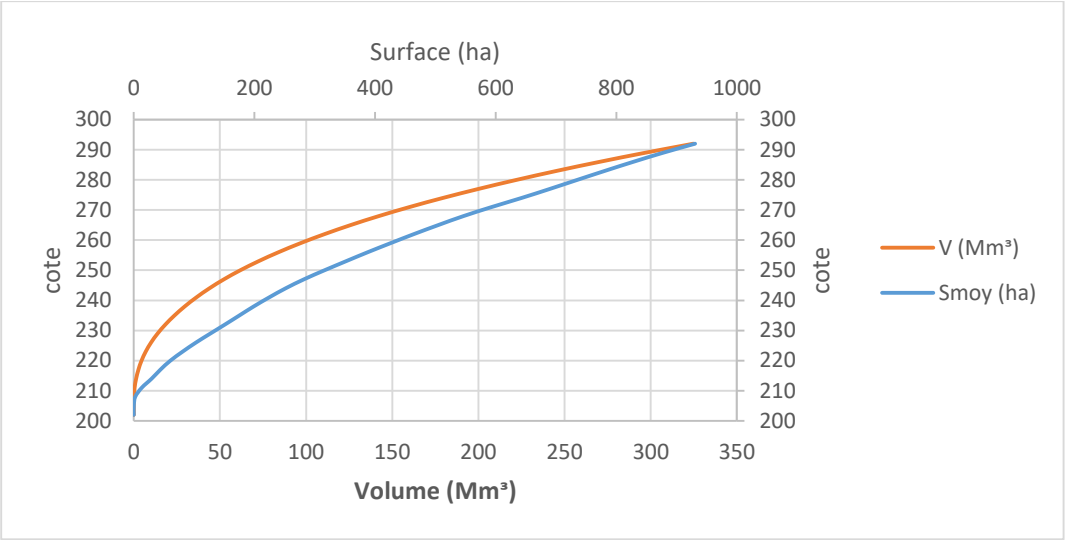


Figure II.10 .courbes capacité hauteur

II.5.3 Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes:

Les valeurs des besoins en eau destinée à l'irrigation pour des cultures maraîchères et AEP sous forme de normes d'irrigation ont été ramenées de l'INA (Institut National d'Agronomie.

La répartition mensuelle des besoins en eau pour l'approvisionnement en eau potable (AEP) et l'irrigation (AEI) est présentée dans le tableau.

Tableau II. 35 : Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation Et l'AEP.

Mois	U80% (Mm3)	U80%
Septembre	1.4	8.4
Octobre	1.5	9
Novembre	1.2	7.23
Décembre	1	6.02
Janvier	1	6.02
Février	1	6.02
Mars	1	6.02
Avril	1	6.02
Mai	1.7	10.24
Juin	1.8	10.84
Juillet	2	12.5
Août	2	12.05
Total	16.6	100%

Tableau II. 36 Détermination de la période de bonne hydraulicité

Mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aou
$A_{80\%}$(Mm3)	1.94	2.44	2.79	3.50	3.32	2.92	2.80	2.33	1.54	0.54	0.14	0.28
U80% (Mm3)	1,4	1,5	1,2	1	1	1	1	1	1.7	1,8	2	2
A-U	0,54	0,94	1,59	2,5	2,32	1,92	1,8	1,33	-0.16	-1,26	-1.86	-1,72
somme	12,94								-5			

D'après ce tableau la période à bonne hydraulicité est celle du mois de septembre jusqu'au mois d'Avril .

Vs=12.58 Hm^3

Vd=4.4 Hm^3

II.5.4 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Dans cette section, nous ne tiendrons pas compte des diverses pertes telles que l'évaporation et l'infiltration. Le calcul sera effectué en suivant deux directives d'exploitation.

Tableau II. 36: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

mois	$A_{80\%}$ (Mm3)	$U_{80\%}$ (Mm3)	A-U	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
sep	1.94	1,4	0,54	6,96	6,42	0	6,42	5,88	0,54
					6,96	0	6,42	5,48	0,94
oct	2.44	1,5	0,94	7,9	7,9	0	6,42	4,83	1,59
nov	2.79	1,2	1,59	9,49	9,49	0	6,42	3,92	2,5
dec	3.50	1	2,5	11,99	11,42	0,57	6,42	4,1	2,32
jan	3.32	1	2,32	13,74	11,42	2,32	6,42	6,37	0,05
fev	2.92	1	1,92	13,34	11,42	1,92	8,29	8,29	0
mar	2.80	1	1,8	13,22	11,42	1,8	10,09	10,09	0
avr	2.33	1	1,33	12,75	11,42	1,33	11,42	11,42	0
mai	1.54	1,7	-0,16	11,26	11,26	0	11,26	11,26	0
jui	0.54	1,8	-1,26	10	10	0	10	10	0
juil	0.14	2	-1,86	8,14	8,14	0	8,14	8,14	0
aou	0.28	2	-1,72	6,42	6,42	0	6,42	6,42	0
						7,94	S		7,94

Le volume mort est de : 6.42 Mm^3. Tel que : V_s = 12.58 Mm^3 et V_d = 4.4Mm^3.

Le barrage fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que l'excèdent d'eau et plus grand que le déficit donc :

$$V_s > V_d$$

$$V_u = V_d = 5\ Mm^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$V_{NNR} = V_m + V_u = 6.42 + 5 = 11.42\ Mm^3$

II.5.5 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

- Estimation des pertes

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

— Pertes par évaporation.

— Pertes par infiltration.

- Pertes par évaporation :

Nous avons :

$$V_{ep}=S_{moy}.E_s$$

V_{ep} : Volume perdu à cause de l'évaporation.

E_s : Evaporation mensuelle (mm).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen (Smoy est déterminée à partir de la courbe capacité-hauteur).

- Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta . Vmoy}{100}$$

V_{inf} : Volume perdu à cause de l'infiltration.

δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

V_{moy} : Volume moyen.

Le tableau ci-dessous représente les résultats du calcul des pertes :

Tableau II. 37: les résultats du calcul des pertes

Mois	E [mm]	Vm	Sm	Vep Mm3	Vinf Mm3	II Mm3
sep	121	6,69	72,28	0,09	0,2007	0,29
oct	74	7,43	75,51	0,06	0,2229	0,28
nov	47	8,70	81,00	0,04	0,26085	0,30
dec	32	10,46	88,61	0,03	0,31365	0,34
jan	32	11,42	92,77	0,03	0,3426	0,37
fev	35	11,42	92,77	0,03	0,3426	0,38
mar	63	11,42	92,77	0,06	0,3426	0,40
avr	76	11,42	92,77	0,07	0,3426	0,41
mai	110	11,34	92,43	0,10	0,3402	0,44
jui	152	10,63	89,37	0,14	0,3189	0,45
juil	185	9,07	82,63	0,15	0,2721	0,42
aou	174	7,28	74,85	0,13	0,2184	0,35

Les résultats de la régularisation en tenant compte des pertes sont regroupés dans le tableau :

On trouve :

Tableau II. 38: Les résultats de la régularisation en tenant compte des pertes

mois	$A_{80\%}$ (Mm3)	$U_{80\%}$ (Mm3)	II Mm3	A-U-II	1ere consigne			2eme consigne		
					1ere consigne	Vri	S	Vrf	Vri	S
sep	1.94	1,4	0,29	0,25	6,67	6,42	0	6,42	6,42	0
						6,67	0	6,42	5,86	0,56
oct	2.44	1,5	0,28	0,66	7,33	7,33	0	6,42	5,13	1,29
nov	2.79	1,2	0,3	1,29	8,62	8,62	0	6,42	4,8	1,62
dec	3.50	1	0,34	2,13	10,75	10,75	0	6,93	6,93	0
jan	3.32	1	0,37	1,95	12,7	12,7	0	8,88	8,88	0
fev	2.92	1	0,38	1,54	14,24	13,08	1,16	10,42	10,42	0
mar	2.80	1	0,4	1,39	14,47	13,08	1,39	11,81	11,81	0
avr	2.33	1	0,41	0,92	14	13,08	0,92	12,73	12,73	0
mai	1.54	1,7	0,44	-0,6	12,48	12,48	0	12,13	12,13	0
jui	0.54	1,8	0,45	-1,71	10,77	10,77	0	10,42	10,42	0
juil	0.14	2	0,42	-2,28	8,49	8,49	0	8,14	8,14	0
aou	0.28	2	0,35	-2,07	6,42	6,42	0	6,42	6,42	0
							3,47	S		3,47

$V''s$ = 10.13 Mm^3 $V''s > V''d$ $V''u = V''d$

$V''d$ = 6.66 Mm^3

La retenue fonctionne à un temps.

$V''u$ = 6.66 Mm^3

Le niveau normal de la retenue NNR est : $VNNR = Vm + Vu$

Vm = 6.42 Mm^3

$VNNR$ = 13.08 Mm^3 NNR = 228.11 m

- Estimation de l'erreur :

Une fois les valeurs de Vu et Vu' calculées, il est essentiel de vérifier l'erreur relative E en utilisant la formule suivante :

$$E = \frac{V_{U'} - V_U}{V_U}.100$$

Vu : volume utile sans tenir compte des pertes ;

V'u : volume utile en tenant compte des pertes.

Cette erreur relative ne pas dépasser 5% (E < 5%).

Si l'erreur E dépasse les 5 %, il est nécessaire d'effectuer des itérations progressives pour estimer le volume moyen jusqu'à ce que ces perturbations se stabilisent.

Dans notre situation actuelle où E équivaut à 32 %, la condition n'est pas satisfaite, ce qui signifie que nous devons procéder à des approximations. Lors de la deuxième itération, nous utiliserons la valeur Vri obtenue lors de la première itération pour calculer le volume moyen. Nous devons répéter les calculs comme nous l'avons fait lors de la première itération jusqu'à ce que nous obtenions une valeur de E inférieure à 5 %.

- Calcul du volume utile pour la deuxième approximation :

Les résultats des calculs des pertes pour la deuxième approximation sont donnés dans le tableau suivant :

Mois	E [mm]	Vm	Sm	Vep Mm3	Vinf Mm3	II Mm3	A-U-II
sep	121	8,69	80,98	0,10	0,2607	0,36	0,18
oct	74	8,43	79,85	0,06	0,2529	0,31	0,63
nov	47	7,70	76,68	0,04	0,231	0,27	1,32
dec	32	10,46	88,64	0,03	0,3138	0,34	2,16
jan	32	11,42	92,77	0,03	0,3426	0,37	1,95
fev	35	10,42	88,46	0,03	0,3126	0,34	1,58
mar	63	11,5	93,12	0,06	0,345	0,40	1,4
avr	76	12,42	97,07	0,07	0,3726	0,45	0,88
mai	110	12,4	96,99	0,11	0,372	0,48	-0,64
jui	152	11,63	93,68	0,14	0,3489	0,49	-1,75
juil	185	11,03	91,09	0,17	0,3309	0,50	-2,36
aou	174	9,28	83,53	0,15	0,2784	0,42	-2,14

Tableau. II. 39 : Les calculs des pertes pour la deuxième approximation

$V''s$ = 10.10 Mm^3 $V''s > V''d$ $V''u = V''d$

$V''d$ = 6.89 Mm^3

La retenue fonctionne à un temps.

$V''u$ = 6.89 Mm^3

Le niveau normal de la retenue NNR est : $VNNR = Vm + Vu$

Vm = 6.42 Mm^3

$VNNR$ = 13.31 Mm^3 NNR = 228.11m

- Estimation de l'erreur :

Une fois les valeurs de Vu et Vu' calculées, il est essentiel de vérifier l'erreur relative E en utilisant la formule suivante :

$$E = \frac{V_{U"} - V_{U'}}{V_{U'}} . 100$$

Vu : volume utile sans tenir compte des pertes ;

V'u : volume utile en tenant compte des pertes.

$$E = \frac{V_{U"} - V_{U'}}{V_{U'}}.100 = 0.034 = 3.4\%$$

La condition est vérifiée.

Tableau. II. 40 : Récapitulatif des résultats de calcul

Désignation	**Quantité**
Volume mort V_m	6.42 Mm^3
Volume utile V_u	6.89 Mm^3
Volume total V_{NNR}	13.31 Mm^3
Cote V_m	220.05
Cote de NNR	223.5

II.6 Laminage des crues

Le laminage est une procédure de calcul employée pour évaluer le débit et la quantité d'eau qui s'écoule à travers un déversoir de crue. Ces calculs sont essentiels lors de la conception d'un déversoir de crue, un élément clé des barrages. Cette approche de calcul vise à optimiser la capacité de stockage temporaire du réservoir et à gérer le débit progressif des déversements en fonction du débit de crue entrant. Cette relation peut être exprimée de la manière suivante :

$$Qdt = qdt + Sdh$$

Avec :

— Q : Débit entrant de la crue.

— q : le débit déversé par l'évacuateur de crue.

S : la surface du plan d'eau.Le débit cumule à l'instant **t** est

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

Il y a plusieurs approche de calcul, on cite parmi eux :

— Méthode de Muskinghum

— Méthode step by step

— Méthode graphique

— Méthode Kotcherine

— Méthode de Hidenblat

- **Méthode de Muskinghum :**

La méthode de Muskingum peut être employée pour analyser le comportement des débits à l'intérieur d'un réservoir. Elle permet de modéliser les fluctuations temporelles des débits d'entrée et de sortie du barrage en tenant compte des retards de propagation et des éventuelles pertes.

Les techniques de laminage peuvent être divisées en deux catégories principales : le laminage hydrologique simple et le laminage hydraulique plus complexe. Le laminage hydrologique implique l'équilibrage des entrées, des sorties et du volume de stockage en utilisant l'équation de continuité. Une deuxième relation, appelée relation stockage-débit, est également nécessaire pour lier le débit de sortie au stockage dans le système. Ces techniques de laminage trouvent de nombreuses applications dans la prévision des inondations, la gestion des inondations, la conception et l'exploitation des réservoirs, la modélisation des bassins versants et l'aménagement urbain. De nombreux modèles informatiques sont disponibles pour prendre en compte les précipitations d'entrée, les convertir en hydrogrammes de débit de sortie, et ensuite acheminer ces hydrogrammes à travers des réseaux de rivières ou de réservoirs complexes en utilisant des méthodes de laminage hydrologique.

La méthode de Muskingum, élaborée par McCarthy en 1938, repose sur l'utilisation de l'équation de continuité ainsi qu'une relation de stockage qui dépend à la fois de l'entrée et de la sortie. Le stockage à un instant donné dans la section peut être exprimé en fonction de l'entrée et de la sortie, comme le décrit Chow en 1959.

$$S = \frac{b(xI^{\frac{m}{n}} + (1-x)Q^{\frac{m}{n}})}{a^{m/n}}$$

Le débit entrant I et le débit sortant Q sont reliés à travers les constantes a et n dans l'équation de Manning, tandis que le stockage dans la section est associé à b et m, des constantes qui dépendent de la géométrie de la section transversale du canal. Le paramètre x détermine la pondération relative de l'entrée et de la sortie pour calculer le volume de stockage dans la

section.

La méthode de Muskingum postule que le débit et le stockage sont tous deux corrélés à la profondeur, où m/n = 1 et b/a = K, le temps de déplacement, établissant ainsi une relation linéaire de la forme :

$$S = K(xI + (1 - x)Q)$$

Le laminage des réservoirs ou des bassins de rétention est généralement plus réalisable que le laminage des rivières, car les relations entre le stockage et le débit pour les canalisations, les déversoirs, et les déversoirs d'orage sont des fonctions monovaluées indépendantes du débit entrant. Par conséquent, une méthode simple, telle que la méthode d'indication du stockage ou une méthode de Puls modifiée, repose sur la forme de différences finies de l'équation de continuité combinée avec une courbe d'indication du stockage (2S/t + Q par rapport à Q). Cette équation de continuité peut être généralisée sous la forme d'une équation de différences finies pour deux points dans le temps :

$$(I_n + I_{n+1}) + \left(\frac{2S_n}{\Delta t} - Q_n\right) = (\frac{2S_{n+1}}{\Delta t} + Q_{n+1})$$

- Le procédé de calcul est le suivant :

1- La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique :

$$f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O$$

- On fixe la valeur de la largeur b
- On fait varier la valeur de H entre l'intervalle suivant[$Hmin, Hmax$], tel que :

Hmin correspond à t0 : débit de sorti initial.

Hmax : correspond au débit maximal.

- Déterminer la surface (A) pour chaque valeur de (H) d'après la courbe « surface-hauteur».
- Calcul du volume stocké (S), donné par la formule suivante : $S = A \times H$
- Calcul du débit sortant (O), donné par la formule suivante :

$Q_s = m \times b \times \sqrt{2g} \times H^{3/2}$

- Calcul de l'équation :

$$\frac{2S}{\Delta t} + O$$

2- La deuxième étape consiste à tracer l'hydro-gramme de sortie :

- On calcul la somme $I1 + I2$ tel que :

$I1$: correspond au débit entrant à l'instant t1

$I2$: correspond au débit entrant à l'instant t2

- On calcul : $\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2$ d'après l'équation suivante :

$$(I_n + I_{n+1}) + \left(\frac{2S_n}{\Delta t} - Q_n\right) = (\frac{2S_{n+1}}{\Delta t} + Q_{n+1})$$

- On détermine débit sortant (O) par la courbe caractéristique :

$$f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O$$

Les resultat

- Pour b=50 m

Q=1140
NNR=223,5
b=50
H= 4.8

Tableau. II. 41 : Calcul de la courbe caractéristique (O)

Cote	H	Surface	S(m3)	O(m3/s)	2S/Dt+O
223,5	0	879239,25	0	0	0
224,5	1	944893,25	944893,25	108,521449	633,462144
226,5	2	1081439,25	2162878,5	306,945011	1508,54418
227,5	3	1152331,25	3456993,75	563,893993	2484,44608
228,5	4	1224969,25	4899877	868,171596	3590,32548
229,3	4,8	1284336,77	6164816,5	1141,2412	4566,13925

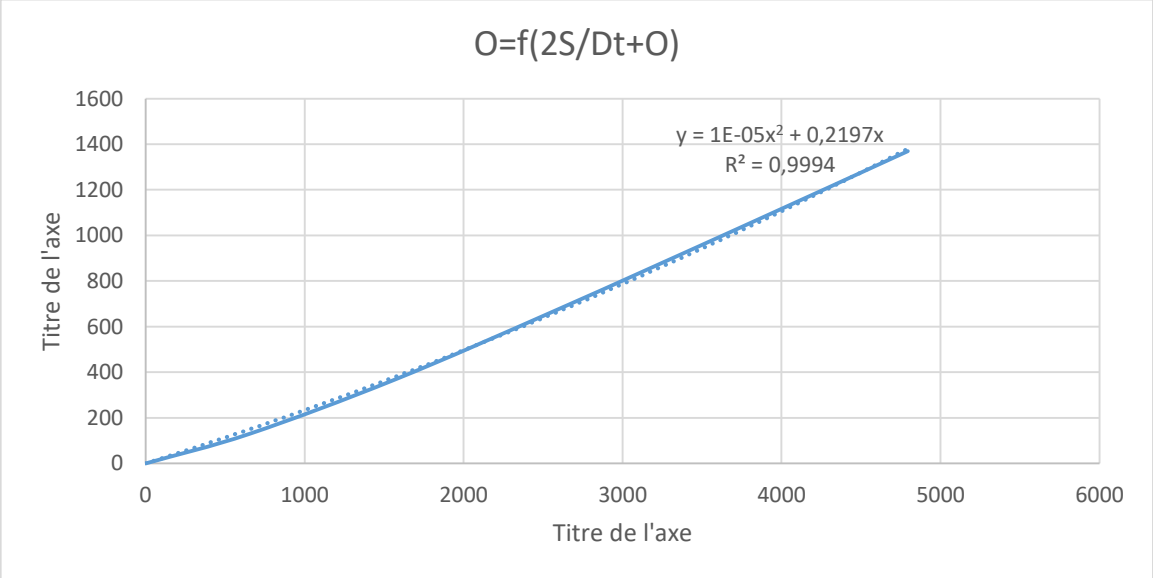


Figure II.11 : Courbe caractéristique de la retenue collinaire

Tableau. II. 42 : Calcul de l'hydro-gramme laminé

T(h)	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	O
0	0,00	37,69	0	0	0
1	37,69	188,43	188,43	116,342599	36,0437006
2	150,74	489,92	606,26	369,258046	118,501277
3	339,17	942,15	1311,41	780,250288	265,578379
4	602,98	1545,12	2325,37	1336,3752	494,499546
5	942,15	1887,18	3223,56	1794,64829	714,455451
6	945,04	1718,71	3513,36	1935,623	788,866147
7	773,67	1398,06	3333,68	1848,61503	742,533984
8	624,39	1120,05	2968,66	1667,87377	650,394132
9	495,66	881,62	2549,50	1453,74872	547,874026
10	385,96	679,74	2133,49	1234,28932	449,6012
11	293,78	511,36	1745,65	1023,45208	361,09912
12	217,58	373,43	1396,89	828,719251	284,082913
13	155,85	262,91	1091,63	654,288735	218,671758
14	107,06	176,76	831,04	502,432282	164,306226
15	69,69	111,92	614,35	374,084677	120,131803
16	42,22	65,35	439,43	269,112954	85,1593616
17	23,13	34,01	303,12	186,459872	58,3295408
18	10,88	14,85	201,31	124,240727	38,5325727
19	3,97	4,82	129,06	79,840006	24,6108603
20	0,86	0,89	80,73	50,0178971	15,3550544
21	0,03	0,03	50,05	31,0408962	9,50450043
22	0,00	0,00	31,04	19,263334	5,88878112

- Pour b=60 m

Q=1140
NNR=223,5
b=60
H= 4.2m

Tableau. II. 43 :Calcul de la courbe caractéristique (O)

Cote	H	Surface	S(m3)	O(m3/s)	2S/Dt+O
223,5	0	879239,25	0	0	0
224,5	1	944893,25	944893,25	130,225739	655,166434
226,5	2	1081439,25	2162878,5	368,334014	1569,93318
227,5	3	1152331,25	3456993,75	676,672791	2597,22487
228,5	4	1224969,25	4899877	1041,80592	3763,9598
228,7	4,2	1239706,37	5206766,75	1120,91006	4013,55826

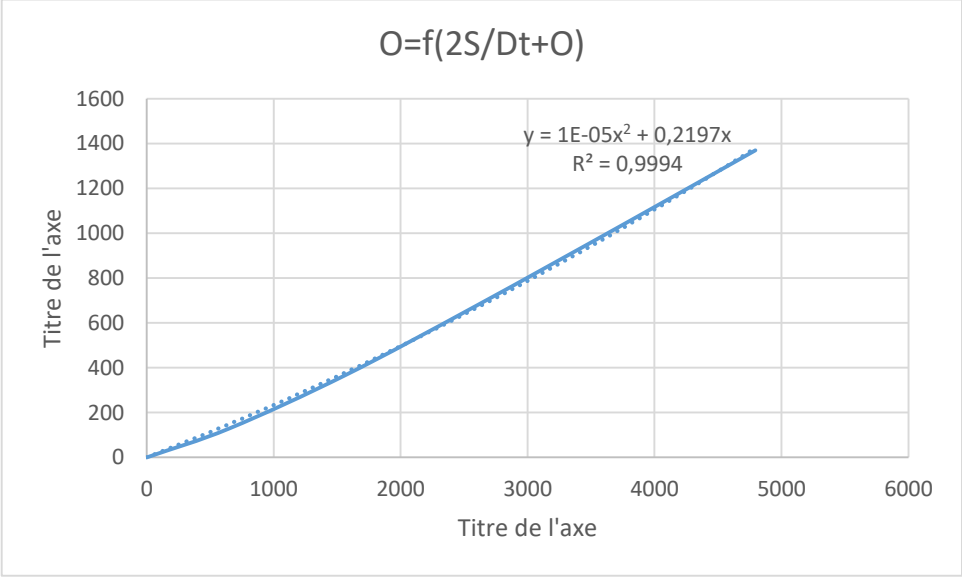


Figure II.12 : courbe caractéristique de la retenue collinaire

Tableau. II. 44 : Calcul de l'hydro-gramme laminé

T(h)	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	O
0	0,00	37,69	0	0	0
1	37,69	188,43	188,43	108,057595	40,1862023
2	150,74	489,92	597,98	333,120828	132,427383
3	339,17	942,15	1275,27	675,879245	299,695292
4	602,98	1545,12	2221,00	1093,08867	563,957288
5	942,15	1887,18	2980,27	1376,25741	802,007628
6	945,04	1718,71	3094,96	1415,02214	839,971139
7	773,67	1398,06	2813,08	1317,86348	747,609329
8	624,39	1120,05	2437,91	1178,68969	629,610395
9	495,66	881,62	2060,31	1027,24614	516,533275
10	385,96	679,74	1706,99	875,208212	415,890462
11	293,78	511,36	1386,57	728,693745	328,937733
12	217,58	373,43	1102,13	591,748304	255,18922
13	155,85	262,91	854,66	467,34038	193,660462
14	107,06	176,76	644,10	357,625591	143,235395
15	69,69	111,92	469,54	263,984892	102,778349
16	42,22	65,35	329,33	187,00345	71,1642213
17	23,13	34,01	221,01	126,452683	47,2783832
18	10,88	14,85	141,30	81,2959222	30,0013805
19	3,97	4,82	86,12	49,7372868	18,1898177
20	0,86	0,89	50,63	29,3107748	10,657256
21	0,03	0,03	29,34	17,0137122	6,1645313
22	0,00	0,00	17,01	9,87338816	3,57016204

- Pour b=70 m

Q=1140
NNR=223,5
b=70m
H= 3,81m

Tableau. II. 45 : Calcul de la courbe caractéristique (O)

Cote	H	Surface	S(m3)	O(m3/s)	2S/Dt+O
223,5	0	879239,25	0	0	0
224,5	1	944893,25	944893,25	151,930029	676,870724
226,5	2	1081439,25	2162878,5	429,723016	1631,32218
227,5	3	1152331,25	3456993,75	789,45159	2710,00367
228	3,5	1188432	4159512	994,822704	3305,6627

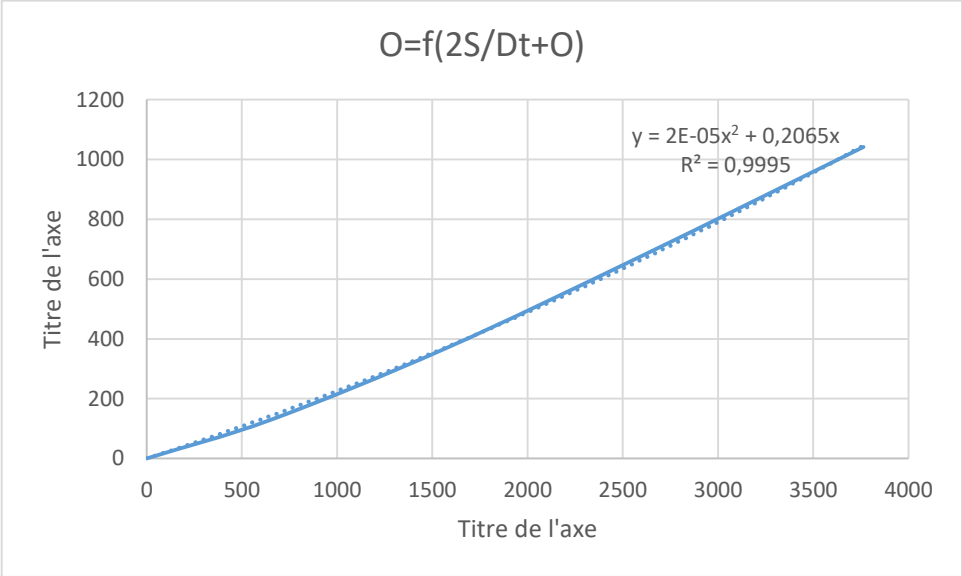


Figure II.13 : courbe caractéristique de la retenue collinaire

Tableau. II. 46 : Calcul de l'hydro-gramme laminé

T(h)	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	O
0	0,00	37,69	0	0	0
1	37,69	188,43	188,43	102,932299	42,7488503
2	150,74	489,92	592,85	314,261637	139,294331
3	339,17	942,15	1256,41	632,657503	311,876567
4	602,98	1545,12	2177,78	1016,34611	580,717699
5	942,15	1887,18	2903,53	1270,75549	816,387308
6	945,04	1718,71	2989,46	1298,08889	845,686801
7	773,67	1398,06	2696,15	1202,3585	746,895193
8	624,39	1120,05	2322,41	1070,40547	626,000013
9	495,66	881,62	1952,03	928,616762	511,705856
10	385,96	679,74	1608,36	787,236791	410,561485
11	293,78	511,36	1298,60	651,709208	323,444292
12	217,58	373,43	1025,14	525,687093	249,727558
13	155,85	262,91	788,60	411,851127	188,374483
14	107,06	176,76	588,61	312,112293	138,247417
15	69,69	111,92	424,03	227,634869	98,196712
16	42,22	65,35	292,98	158,819824	67,0810225
17	23,13	34,01	192,83	105,299669	43,7630773
18	10,88	14,85	120,15	65,9592724	27,0931985
19	3,97	4,82	70,78	38,997721	15,8912757
20	0,86	0,89	39,89	22,0250775	8,93032177
21	0,03	0,03	22,06	12,1957489	4,93066427
22	0,00	0,00	12,20	6,74805629	2,72384631

- Pour b=80m

Q=1140
NNR=223,5
b=80m
H= 3,5m

Tableau. II. 47 : Calcul de la courbe caractéristique (O)

Cote	H	Surface	S(m3)	O(m3/s)	2S/Dt+O
223,5	0	879239,25	0	0	0
224,5	1	944893,25	944893,25	173,634319	698,575014
226,5	2	1081439,25	2162878,5	491,112018	1692,71118
227,5	3	1152331,25	3456993,75	902,230388	2822,78247
228	3,5	1188432	4159512	1136,94023	3447,78023

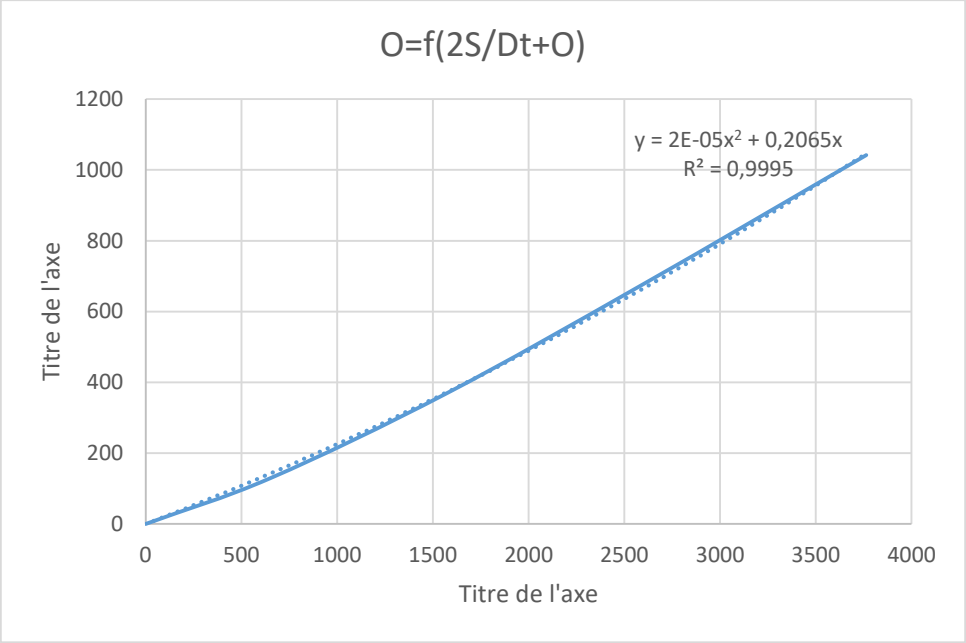


Figure II.14 : courbe caractéristique de la retenue collinaire

Tableau. II. 48: Calcul de l'hydro-gramme laminé

T(h)	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	O
0	0,00	37,69	0	0	0
1	37,69	188,43	188,43	93,5861714	47,4219143
2	150,74	489,92	583,50	280,583719	151,460226
3	339,17	942,15	1222,73	556,698825	333,016947
4	602,98	1545,12	2101,82	883,032701	609,395062
5	942,15	1887,18	2770,22	1089,77924	840,218731
6	945,04	1718,71	2808,49	1100,53496	853,975637
7	773,67	1398,06	2498,59	1010,07251	744,261227
8	624,39	1120,05	2130,12	892,509891	618,804809
9	495,66	881,62	1774,13	768,615903	502,758494
10	385,96	679,74	1448,36	646,352819	401,003042
11	293,78	511,36	1157,71	530,107256	313,803281
12	217,58	373,43	903,54	422,909597	240,315329
13	155,85	262,91	685,82	326,977648	179,422475
14	107,06	176,76	503,73	243,832602	129,950523
15	69,69	111,92	355,75	174,306162	90,7212198
16	42,22	65,35	239,65	118,535779	60,5586917
17	23,13	34,01	152,54	75,9808052	38,2804869
18	10,88	14,85	90,83	45,4648948	22,6809552
19	3,97	4,82	50,29	25,2530013	12,5164468
20	0,86	0,89	26,14	13,1529588	6,49402127
21	0,03	0,03	13,18	6,6409025	3,27202815
22	0,00	0,00	6,64	3,34657897	1,64716176

- Pour b=90m

Q=1140
NNR=223,5
b=90m
H= 3,2m

Tableau. II. 49 : Calcul de la courbe caractéristique (O)

Cote	H	Surface	S(m3)	O(m3/s)	2S/Dt+O
223,5	0	879239,25	0	0	0
224,5	1	944893,25	944893,25	195,338609	720,279304
226,5	2	1081439,25	2162878,5	552,50102	1754,10019
227,5	3	1152331,25	3456993,75	1015,00919	2935,56127
227,7	3,2	1166719,17	3733501,34	1118,18345	3192,35086

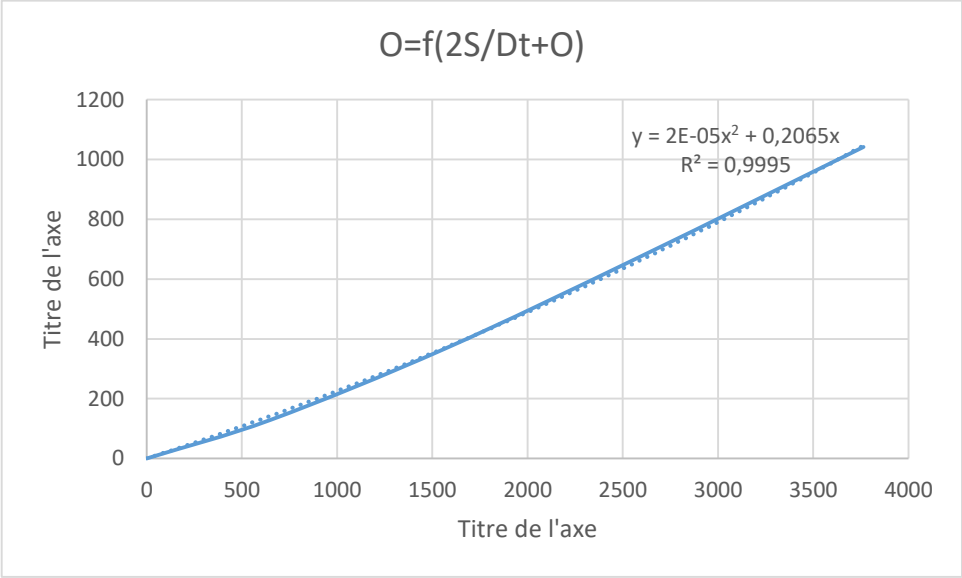


Figure II.15 : courbe caractéristique de la retenue collinaire

Tableau. II. 50 : Calcul de l'hydro-gramme laminé

T(h)	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	O
0	0,00	37,69	0	0	0
1	37,69	188,43	188,43	96,6069681	45,9115159
2	150,74	489,92	586,52	286,698391	149,913289
3	339,17	942,15	1228,85	553,312078	337,767656
4	602,98	1545,12	2098,44	835,374467	631,530806
5	942,15	1887,18	2722,56	981,88116	870,338653
6	945,04	1718,71	2700,59	977,517611	861,535274
7	773,67	1398,06	2375,58	906,200529	734,688541
8	624,39	1120,05	2026,25	815,412962	605,417283
9	495,66	881,62	1697,04	716,450981	490,292491
10	385,96	679,74	1396,19	614,644188	390,774896
11	293,78	511,36	1126,01	513,953458	306,025865
12	217,58	373,43	887,39	417,74322	234,821619
13	155,85	262,91	680,66	328,866286	175,894967
14	107,06	176,76	505,62	249,606844	128,007721
15	69,69	111,92	361,52	181,596044	89,9633999
16	42,22	65,35	246,94	125,739303	60,6018706
17	23,13	34,01	159,75	82,1754252	38,784939
18	10,88	14,85	97,02	50,2744374	23,3734939
19	3,97	4,82	55,10	28,6878787	13,2037793
20	0,86	0,89	29,58	15,4452765	7,06530112
21	0,03	0,03	15,48	8,09572012	3,69077819
22	0,00	0,00	8,10	4,2382249	1,92874761

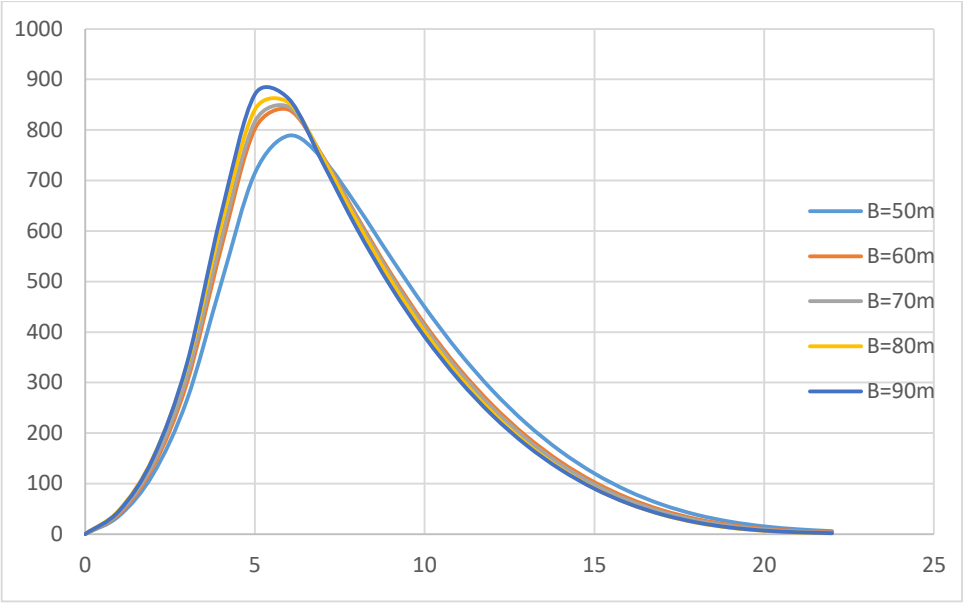


Figure II.16 : Hydro-gramme de débit entrant et des débits sortant

Tableau. II. 51 : Récapitulatif des résultats obtenus par la méthode de Muskingum

Largeur b (m)	Hauteur H (m)	Débit laminé (m³/s)
50	4.8	788,9
60	4.2	839,9
70	3.8	845,7
80	3.5	853,9
90	3.2	861,5

II.7 Etude d'optimisation :

Une fois que différentes largeurs (b) et hauteurs de déversement (H) ont été identifiées, la prochaine étape consiste à sélectionner les dimensions les plus rentables pour l'évacuateur de crue. Cela nécessite la réalisation d'une étude technico-économique visant à estimer le coût approximatif de la structure pour différentes configurations, afin de déterminer les dimensions optimales en termes de largeur et de hauteur.

- **Calcul du coût de la digue**

Le volume de la digue est donné par la formule suivante :

$V_B = \Sigma V_i$ avec $Vi = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * l$

V_i : le volume du barrage à la cote i (m^3);

L_i : Distance entre deux coupes voisines (m) ;

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i ; donnée par la formule suivante :

$$Si = \frac{b_{cr} + B_i}{2} * Hi$$

b_{cr} : Largeur en crête (m);

H_i : Hauteur de la tranche au point i (m) ;

B_i : Largeur de base (m) ; donnée par : $B_i = (m_1 + m_2)\text{Hi} + b_{cr}$

m_1 , m_2 : Les fruits des talus.m_1=3 et m_2=2.4

- **Calcul de la revanche**

Il s'agit de la distance entre le niveau d'inondation forcé et la hauteur de la crête de la digue. Cette mesure est incorporée dans les calculs de la hauteur de la digue afin de prendre en compte l'effet des vagues, qui peuvent projeter de l'eau au-delà de la crête de la digue, et également pour compenser les tassements de la retenue au fil du temps. La revanche comprend les éléments suivants :

- Une élévation supplémentaire lors des crues maximales.

- Une élévation du niveau de l'eau en cas de vagues ou de vents extrêmes.

- Un surplus de sécurité.

Elle est déterminée à l'aide des formules suivantes :

- Formule de Mallet et Pacquant :+

$$R = Hv + \frac{v^2}{2g}$$

Avec :

$$Hv = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F} \quad \text{et} \quad v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}Hv$$

- H : Hauteur des vagues (m).

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

- F : Fetch (1.76Km)

- Formule de Davis :

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

$\frac{v^2}{2g}$:Energie cinétique des vagues ; $v = 1.5 + 2H$

H_v : hauteur des vagues (m). Elle est calculée par la formule de **STEVENSON :**

$$H_v = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F}$$

- Formule simplifié :

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

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

Tableau. II. 52 : Résultat de calcul de la revanche

Formules	H_v (m)	$v\ (m/s)$	Revanche R (m)
Mallet et Pacquant	0.94	3.38	1.56
Davis	0.90	3.3	1.23
Simplifié	/	/	1.40
moyenne	/	/	1.39

On remarque que la formule de Simplifié est la plus proche de la moyenne, on prendla valeur de la revanche $R = 1.40m$

- Calcul de la hauteur du barrage :

La hauteur du barrage est donnée par la formule suivante :

$H_b = NNR - C_f + h_d + R + \mathrm{t}$

NNR : niveau normal de la retenue NNR = 223.5 m ;

Cf : cote du fond Cf = 202 m ;

hd : hauteur déversée ;

R : Revanches en (m) ;

t : tassement =0.3 m

Tableau. II. 53 : Résultat de calcul de la hauteur de la retenue

Largeur (m)	**H_d (m)**	**H_b (m)**
50	4.8	27.7
60	4.2	27.1
70	3.8	26.7
80	3.5	26.4
90	3.2	26.1

- Calcul de la largeur en crête :

- **Formule de Knapen :**

  $b_{cr} = 1.65\sqrt{H_b}$

- **Formule de E-F-Preece :**

  $b_{cr} = 1.1\sqrt{H_b} + 1$

- **Formule simplifiée :**

  $b_{cr} = 3.6\sqrt[3]{H_b} - 3$

- H_b : Hauteur de la digue (m)

Tableau. II. 54 : Calcul de largeur en crête

b (m)	h_d (m)	H_b (m)	Largeur en crête b_{cr} (m)		
			Formules		
			KNAPEN	PREECE	Simplifiée
50	4.8	27.7	8.68	6.79	7.89
60	4.2	27.1	8.58	6.73	7.81
70	3.8	26.7	8.52	6.68	7.75
80	3.5	26.4	8.47	6.65	7.71
90	3.2	26.1	8.43	6.62	7.68

A partir des résultats, la largeur en crête de $b_{cr} = 7.5\ m$

- Estimation du coût de la digue

Selon les données figurant dans le profil en long de l'axe du barrage, il est possible de déterminer les volumes de la digue pour diverses largeurs d'écoulement en utilisant les formules précédemment énoncées.

Tableau. II. 55 : Calcul du volume de la digue pour b=50m

Hauteur	B	S (m^2)	S_{moy} (m^2)	L (m)	V (m^3)	Cout (MDA)
0	7,50	0,00	85,73	35,34	3029,57	1,51
6,7	43,68	171,45	265,37	43,87	11641,63	5,82
12,7	76,08	530,73	542,21	26	14097,37	7,05
18,7	108,48	1084,41	916,25	26,08	23895,71	11,95
24,7	140,88	1832,49	1139,72	30,45	34704,37	17,35
27,7	157,08	2279,43	916,25	26,12	23932,36	11,97
24,7	140,88	1832,49	542,21	23,84	12926,20	6,46
18,7	108,48	1084,41	265,37	18,87	5007,47	2,50
12,7	76,08	530,73	85,73	20,97	1797,68	0,90
6,7	43,68	171,45	0,00	20,45	0,00	0,00
0	7,50	0,00	Total	272	131032,36	65,52

Tableau. II. 56 : Coût de la digue pour différentes largeurs dèversantes

b (m)	H_b (m)	Volume (m^3)	Coût (MDA)
50	27.7	131032,36	65,52
60	27.1	123721,64	61,86
70	26.7	118983,67	59,49
80	26.4	115501,49	57,75
90	26.1	112080,45	56,04

Pour évaluer le coût de la digue, on estime le prix du mètre cube de remblai 900 DA.

Calcul du coût préliminaire de l'évacuateur de crue :

- Coût du déversoir

Le déversoir sera fabriqué en utilisant du béton armé avec le profil de Creager sélectionné, car il offre une meilleure adaptation à l'écoulement. La forme transversale du déversoir est obtenue en représentant graphiquement le profil du déversoir pour la charge de déversement en utilisant l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0.47(\frac{X}{H})^{1.85}$$

Avec :

H : Charge sur le seuil (m) ;

Y : Ordonnée du profil (m) ;

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir est donné par :

$V = S \times b$

S : Section transversale (m^2).

b : Largeur De déversoir (m).

Le coût du déversoir pour les différentes largeurs est représenté dans le tableau suivant.

Tableau. II.57 : Résultats de calcul du coût du déversoir pour différentes largeurs déversantes

b (m)	h_d (m)	S (m^2)	V (m^3)	Coût (DA)
50	4.8	163.92	8195,79	286852608
60	4.2	125,50	7529,88	263515000
70	3.8	102,73	7191,24	251693243
80	3.5	87,15	6972,11	244023920
90	3.2	72,85	6556,63	229482086

Le prix estimé du mètre cube de béton à 35000 DA (Source DRE)

- Coût du canal d'approche

La hauteur totale du mur est déterminée par :

$H_{ca} = H_d + R + P$

P : hauteur de pelle en m. (P =6.5m)

R : la revanche en m. (R = 1.40m)

Le volume du canal d'approche est déterminé par :

$V = S \times e = L \times H_{ca} \times e$

L : longueur du canal d'approche en m ; déterminée par la carte topographique du site ,

$L = 10m$.

e : l'épaisseur en m, ($e = 0.6\ m$)

Tableau. II.58 : Coût du canal d'approche

b (m)	Hd (m)	H_{ca} (m)	V (m³)	Cout (da)
50	4.8	12,7	76,2	2667000
60	4.2	12,1	72,6	2541000
70	3.8	11,7	70,2	2457000
80	3.5	11,4	68,4	2394000
90	3.2	11,1	66,6	2331000

Le prix estimé du mètre cube de béton à 35000 DA (Source DRE)

- Coût du coursier :

Afin de garantir un écoulement constant, un canal de forme rectangulaire est en cours de construction, mesurant environ 345 mètres de long selon les indications de la carte topographique. Le volume de béton nécessaire pour ce canal est calculé à l'aide de la formule suivante :

$V_{béton} = S_{béton} \times L_{coursier}$

L'épaisseur du radier est comprise entre $[0.5 - 1]$

La largeur de coursier est donnée par : $bcour = (Qemax)^{0.4}$

Tableau. II. 59 : Coût du coursier

b (m)	Hd (m)	Qemax(m^3/s)	Bco (m)	S (m^2)	V (m^3)	COUT (da)
50	4.8	788,9	14,41	8,65	2983,86	104435265
60	4.2	839,9	14,78	8,87	3059,58	107085193
70	3.8	845,7	14,82	8,89	3068,01	107380376
80	3.5	853,9	14,88	8,93	3079,88	107795640
90	3.2	861,5	14,93	8,96	3090,81	108178387

Le prix estimé du mètre cube de béton à 35000 DA (Source DRE)

- **Coût Total de la retenue collinaire :**

Le coût total de la retenue collinaire est donné dans le tableau suivant :

Tableau. II.60 : Coût total de la retenue collinaire

b (m)	Hd (m)	Cout de L'évacuateur(da)	Cout de Digue (da)	Cout Total (da)
50	4.8	291269608	65520000	356789608
60	4.2	268156000	61860000	330016000
70	3.8	256600243	59490000	316090243
80	3.5	249217920	57750000	306967920
90	3.2	234963086	56040000	291003086

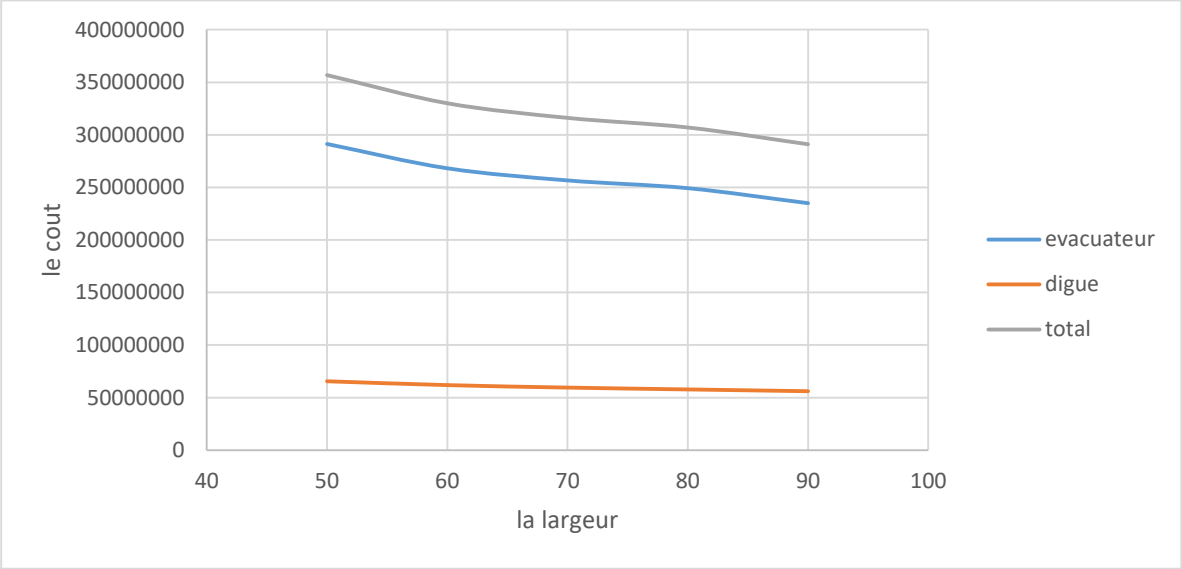


Figure II.17 : Courbe d'optimisation

Tableau. II.61 : Résultats de l'étude d'optimation.

Largeur déversante (m)	**Hauteur déversante (m)**	**Débit déversant (m^3/s)**	**Hauteur du barrage (m)**	**Côte en crête (m)**
90	3,2	861.5	26,1	232.71

Tableau. II. 62 : Récapitulatif des résultats obtenus

Désignation	Unité	Valeur
Volume mort	Mm^3	6.42
Volume utile	Mm^3	6.89
Volume au NNR	Mm^3	13.31
Côte du fond	m NGA	202
Côte NNR	m NGA	228.11
Côte NPHE	m NGA	229.3
Revanche	M	1.4
Cote en crête	m NGA	232.71
Largeur en crête	M	7.5
Débit laminé	m^3/s	861.5
Largeur du déversoir	m	90
Charge déversant	m	3.2

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons évalué toutes les propriétés hydrologiques du bassin ainsi que les données requises pour concevoir les structures auxiliaires, comme le débit de crue canalisé, évalué à 861.5 m/s. La largeur optimale du déversoir a été déterminée à 90 mètres, avec une charge de déversement de 3.2 mètres. En considérant un volume utilisable de 6.89 millions de mètres cubes et un volume mort de 6.42 millions de mètres cubes, nous pouvons conclure que la construction du barrage est économiquement viable.

CHAPITRE III : CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUE

III.1. Généralités :

Le barrage doit être pourvu d'éléments complémentaires tels qu'une dérivation temporaire, une tour d'admission d'eau et un dispositif d'évacuation des crues, qui font l'objet de notre analyse. Le déversoir est une structure conçue pour permettre le passage des eaux de crue à travers le barrage sans le détériorer, tout en contrôlant le niveau d'eau maximal afin d'éviter toute inondation du barrage.

La classification des dispositifs d'évacuation des crues est effectuée en fonction de divers critères :

1- **Le type de fonctionnement hydraulique ou régime d'écoulement:**
- Evacuateur de surface (entonnement frontal, latéral, labyrinthe …)
- Evacuateur en charge.
- Evacuateur de crues en puits.
- Evacuateur siphon sommaire pour petit barrage.
- Evacuateur siphon à faible charge et fort débit.

2- **L'emplacement par rapport à la digue :**
- Evacuateur central.
- Evacuateur latéral.
- Evacuateur latéral à entonnement frontal.
- Evacuateur latéral à entonnement latéral.

3- **Mode de réglage du débit:**
- Seuil vannée.
- Seuil non vannée.

Le choix du type d'évacuateur de crue et sa conception intègrent une multitude de facteurs, parmi lesquels la réaction de la structure à une élévation du niveau de la retenue est l'un des principaux. D'autres éléments entrent également en jeu, tels que les caractéristiques hydrologiques du site, les possibilités offertes par la topographie, et les aspects du bassin versant liés aux corps flottants ou au transport des sédiments. Cette diversité d'éléments conduit à une grande variabilité dans le choix du type d'évacuateur.

Ce chapitre vise à sélectionner la variante de l'évacuateur la mieux adaptée aux caractéristiques topographiques et géologiques de l'axe de l'évacuateur. Ensuite, nous

effectuerons le calcul de la ligne d'eau qui traverse les différentes parties de la structure en se basant sur les résultats du calcul du laminage des crues. Voici les données pour ce calcul :

- Débit maximal à évacuer pour un temps de retour de 1000 ans : q max 0.1% = 861.5 m^3/s.

- Charge maximale déversée : h_d= 3.2 m.

- Largeur du déversoir : b = 90 m.

Les critères qui influent sur le choix du type d'évacuateur sont :

- La qualité des prévisions des crues.
- La séismicité de la zone d'étude.
- Les conditions topographiques et géologiques particulières du site.
- Le type de barrage.
- Le plus court possible.
- Suffisamment éloigné du pied aval du barrage.
- Rectiligne si possible

- **Evacuateur central intégré au corps du barrage**

Il s'agit de la solution la plus courante pour les barrages poids en béton à contreforts. Elle consiste à installer un évacuateur de crue en surface au centre même du barrage. L'évacuateur central intégré dans la structure du barrage présente plusieurs avantages, notamment :

- Facilité d'entretien.

- Capacité à supporter une charge importante sur le déversoir.

- Niveau élevé de sécurité et rendement satisfaisant.

Cependant, ce type d'évacuateur présente également certains inconvénients, tels que :

- Risque de saturation (débit dépassant les capacités de dimensionnement, charriage).

- Risque de vibration.

- Difficulté à assurer une liaison adéquate (corps du barrage - conduite ou galerie).

- Nécessité de prévoir des dispositifs de protection contre les vortex (engendrant des coûts et nécessitant de l'entretien).

- **Evacuateur de crues en siphon posé sur le corps du barrage**

Ce genre d'ouvrage, qui permet un écoulement sous pression en étant intégré dans le corps du barrage, offre les avantages suivants :

- Ne nécessite pas de contraintes topographiques particulières.

- Les calculs sont standardisés.

Cependant, il présente certains inconvénients :

- Difficultés lors de l'amorçage et du désamorçage du siphon.

- Nécessité d'un entretien régulier.

- Capacité d'évacuation limitée pour les débits.

- **Evacuateur de crue sur la rive**

Ce genre d'évacuateur est couramment mis en œuvre dans le contexte des barrages en remblai. En ce qui concerne les barrages poids, les deux configurations d'entonnoir (latéral et frontal) sur les côtés de cet évacuateur présentent plusieurs avantages :

- Il s'agit d'un dispositif fiable et efficace.

- Il est facile à calculer et à construire à côté de la digue.

- Son coût est moindre par rapport à un déversoir en béton pour barrage.

- Il peut gérer des débits excédant celui du dimensionnement (débit de crue).

Cependant, il présente également quelques inconvénients :

- La pente du canal est assez raide.

- Il existe un risque de glissement des différents éléments de l'évacuateur.

III.2- Choix de la rive favorable :

Il s'avère que la rive gauche est plus propice que la rive droite, principalement en raison de la pente moins prononcée par rapport à celle de la rive droite. Cela se traduit par une longueur d'évacuateur de crue plus courte, réduisant ainsi le volume de terrassement nécessaire, les dimensions du canal, ainsi que les dimensions de l'ouvrage de dissipation (à la fois en largeur

et en longueur). En contraste, la rive droite présente un versant fortement incliné, ce qui entraîne les inconvénients suivants pour un évacuateur latéral sur cette rive :

- Un volume de déblai considérable.

- Une pente importante du canal favorisant l'érosion et les vibrations des parois de la vallée.

En tenant compte des clarifications précédentes, le choix final s'oriente vers l'étude d'un évacuateur de crue latéral sur la rive gauche.

III.3 Choix de la variante :

L'évacuateur de crue en forme de tulipe avec une galerie sous la digue peut entraîner des problèmes d'instabilité du remblai en raison des vibrations générées lors de l'évacuation. Le phénomène de charriage, susceptible de provoquer la saturation du sol, peut se produire plus facilement en cas de crues exceptionnelles qui pourraient déraciner les arbres de la zone boisée. De plus, la faible charge sur l'entonnoir circulaire et l'évacuation au pied de la digue peuvent entraîner une érosion régressive. Tous ces problèmes conduisent à rejeter cette option.

En revanche, l'évacuateur de crue latéral s'adapte bien au site car il nécessite des excavations réduites. De même, l'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal convient également au site, car la largeur du déversoir n'est pas très importante et la topographie permet son implantation.

En termes de fonctionnement efficace et de sécurité, notamment pour les crues dépassant celles du projet initial, ainsi que pour sa facilité de réalisation, cette variante apparaît comme la plus appropriée sur le plan technique et économique.

Conclusion

En fonction de la topographie et de la géologie du site, la décision est prise en faveur d'un évacuateur de crue à surface libre, soit à entonnement frontal ou latéral sur la rive droite. Ces structures offrent de nombreux avantages tels que :

- Facilité d'entretien,
- Absence de risque de saturation,
- Haute sécurité,
- Efficacité et rendement élevés.

Choix de tracé de l’axe :

Pour un tracé optimal, l'axe de l'évacuateur de crue doit être :

- Le plus court possible,
- Suffisamment éloigné du pied aval du barrage,
- Idéalement rectiligne.

Ainsi, nous examinerons deux options pour l'évacuateur de crue :

1. La première variante : Évacuateur de crue latéral à entonnement latéral
2. La deuxième variante : Évacuateur de crue latéral à entonnement frontal

Les évacuateurs de crue à surface libre se composent, en aval des ouvrages, des éléments suivants :

- Un canal d'approche
- Un seuil déversant
- Un coursier
- Une dissipation d'énergie
- Un canal de fuite pour l'évacuation des eaux vers l'oued

III.4 Evacuateur de crue latéral entonnement frontale

L'évacuateur de crues à surface libre avec entonnement latéral comprend généralement un déversoir latéral, un coursier et un bassin de dissipation.

III.4.1 Dimensionnement de l'évacuateur de crue:

L'évacuateur de crues se compose des éléments suivants :

- Un déversoir.

- Un canal d'arrivée.

- Un coursier.

- Un bassin de dissipation.

- Un canal d'évacuation.

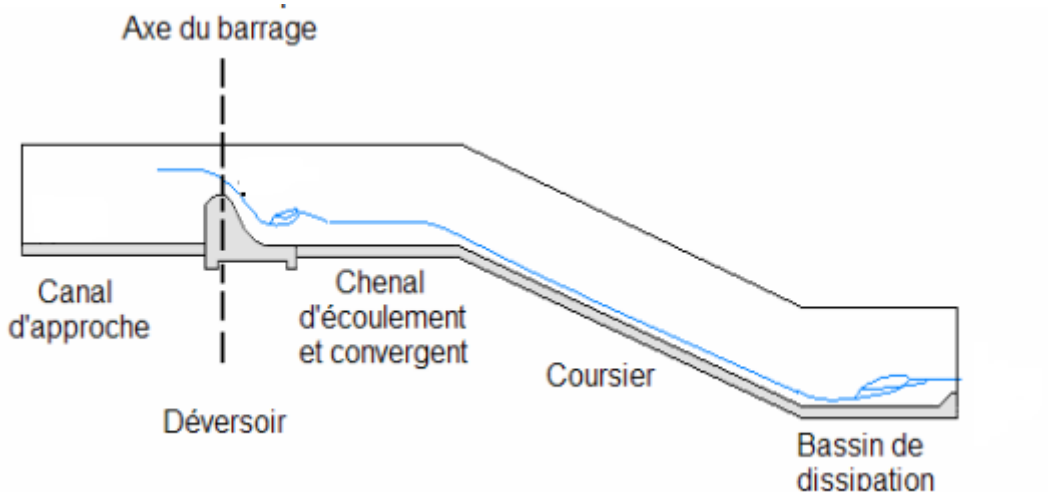


Figure III.01 Profil en long de l'évacuateur de crues.

III.4.1.1 Canal d'approche:

Le canal d'approche est conçu pour minimiser les pertes de charge et guider en douceur l'écoulement de la crue vers le seuil déversant. Habituellement, cela se traduit par un écoulement paisible à faible vitesse.

P: la pelle $\frac{P}{h} = 0.71$ (Design of Small Dams ;1987)

P=2.27m

h: la charge d'eau sur le déversoir h=3.2m.

H=h+ P =5.47m

- Vitesse d'approche:

La vitesse est donnée par la relation suivante:

$$v = \frac{Q}{(p+h).b} \text{.....(III.1)}$$

- b: largeur du déversoir (b = 90m).
- Q: débit évacue (Q=651.5 m3 /s).

On trouve: V=1.75m/s

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4.4 ÷ 10) m/s, V

- Pente du canal d'approche

Pour un régime uniforme :

$$Q = \frac{1}{n} i^{0.5}.SR^{2/3} \text{.....(III.2)}$$

Avec :

- Q : Débit à évacuer (m3/s)
- n : Coefficient de Manning
- S : Section mouillé (m²)
- R : Rayon hydraulique (m)
- i : Pente du fond (m/m)

On trouve: $i=6.26*10^{-5}$ m/m

- Hauteur du mur du canal d'approche

$$H_m = hd + P + Re \text{.....(III.3)}$$

$$Re = 0.6 + 0.05.v.h^{1/3} = 0.73\ m$$

H_m=6.2 m

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 21m

III.4.1.2 Le déversoir :

METHODE Waterways Experiment Station (WES)

Des expériences expérimentales ont été conduites par l'USBR (1948) concernant le profil de la surface de l'eau traversant un déversoir à paroi fine. Ces expérimentations ont été exploitées par l'USCE (U.S. Army Corps of Engineers), conduisant au développement de plusieurs formes standard désignées par WES (Waterways Experiment Station). Ces formes sont en conformité avec l'équation suivante :

$$x^n = K.{H_0}^{n-1} \text{.....(III.4)}$$

Avec :

- x, y : Les coordonnées longitudinale et verticale du profil du déversoir.
- H0 = Charge d'eau sur le déversoir (m).
- K et n : sont des paramètres dépendant de la pente de la paroi amont de l'ouvrage.

Le tableau suivant regroupe les valeurs de K et de n en fonction de la pente amont du déversoir standard

Tableau III.01 : Valeurs des paramètres K et n

Pente amont	**k**	***n***
Verticale	2	1.85
3/1	1.936	1.83
3/2	1.939	1.81
3/3	1.873	1.77

Calcul du rayon de raccordement du déversoir avec le bassin de dissipation

Pour $\frac{p^*}{H} < 19$ on utilise la formule suivante :

$$R_{ac} = H_0.(1 + 0.25.\frac{p^*}{H} - 0.0004\left(\frac{p^*}{H}\right)^{2.5}) \text{.....(III.5)}$$

Pour $\frac{p^*}{H} > 19$ on utilise la formule suivante :

$$R_{ac} = H_0.(2.9.\left(\frac{p^*}{H}\right)^{0.128}) \text{ .....(III.6)}$$

Avec :

- H0 : Charge d'eau sur le déversoir (m).

- P* : la hauteur du parement en aval.

Calcul de la hauteur du parement en aval. P*

$$p^* = \left(\boldsymbol{y_1} + \frac{\boldsymbol{Q^2}}{\boldsymbol{18.46.b^2.{y_1}^2}}\right) - \boldsymbol{H_0} \text{.....(III.7)}$$

$$\boldsymbol{y_1} = \sqrt[2]{\frac{\boldsymbol{Q^2}}{\boldsymbol{88.29.b^2}}} \text{.....(III.8)}$$

$$\boldsymbol{y_1 = 1.01}$$

$$p^* = \mathbf{2.67}$$

Où :

- Y1 = Profondeur de l'eau au pied du déversoir (m).
- Q = Débit du projet (m3 /s).
- b = Longueur de la lame déversante (m).
- H0 = Charge d'eau sur le déversoir (m).

Méthodologie pour dessiner le profil du seuil du déversoir

On suppose que l'axe vertical "Y" correspond à l'axe de la digue, et que l'axe horizontal "X" est situé à la profondeur "P" du fond de l'évacuateur des crues. Les points A, B et C sont positionnés à des ordonnées calculées précédemment (XA, YA), (XB, YB) et (XC, YC). Deux arcs sont tracés, ayant pour centre le point B, depuis C jusqu'à A, et un autre depuis le point où la ligne passant par A et B intersecte l'axe "Y", depuis A jusqu'à 0. Le profil aval du déversoir est ensuite déterminé à l'aide de la formule (III.4) jusqu'à ce que la valeur de "P*" corresponde à l'ordonnée "Y". Le parement "P*" est obtenu à partir de la formule (III.7). Ensuite, un arc de raccordement est tracé à l'intersection du profil de la dalle du fond du déversoir, calculé à l'aide des formules (III.5) et (III.6). Le point E est trouvé par itération à l'aide d'un compas. La pente du parement supérieur est tracée depuis le point C jusqu'au fond avec un rapport de 3:2. Trois tableaux sont ensuite présentés pour déterminer les coordonnées des points A, B et C, le rayon de raccordement R rac, ainsi que les ordonnées Xi et Yi du profil du déversoir.

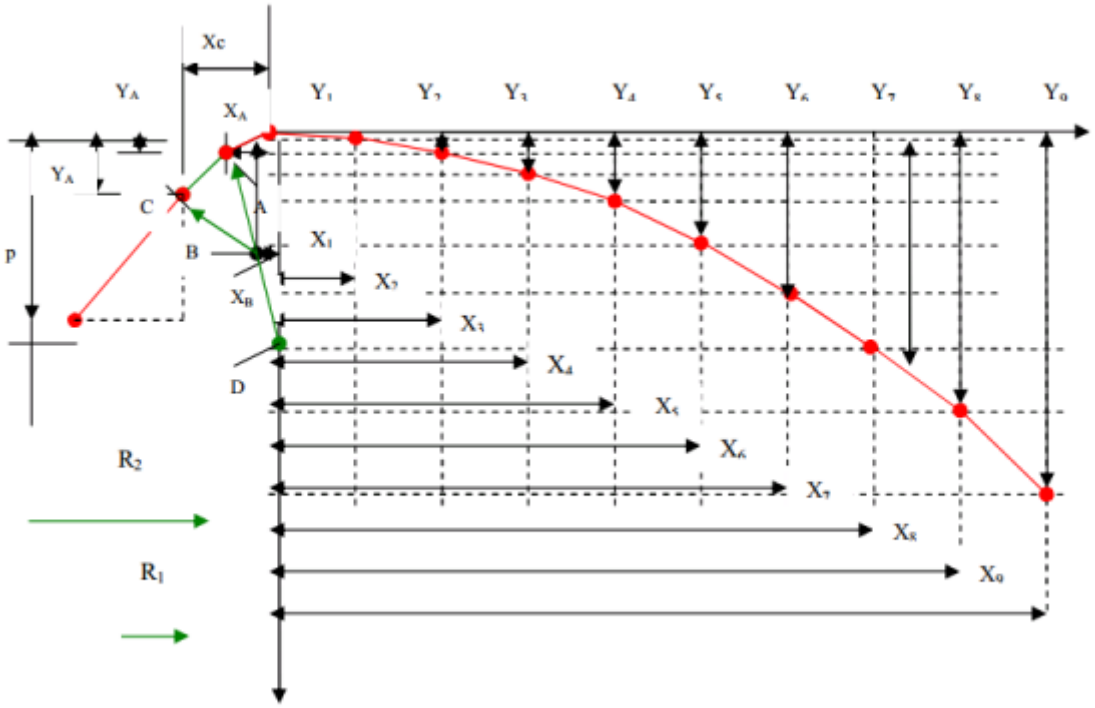


Figure III.2 tracé du profil du déversoir par WES

Les calculs

a) Données initiales :

Qd = 1892.52m3 /s

H = 4.53 m

Bd = 100.00 m

Un coefficient de débit m0 = 0.49

b) Calcul de la hauteur du parement amont "P" : P = 0.50H0 = 2.26 m

c) Calcul du profil en amont du déversoir Type WES :

d) Calcul de P* ce paramètre est déterminé par les formules

Y1 = 1.01m P* = 2.67m

Ces résultats sont dérivés de l'application de la formule (III.6). Nous utilisons les valeurs de "X" pour calculer les valeurs de "Y" jusqu'à ce que la valeur de "Y" obtenue atteigne ou dépasse la hauteur du parement aval P* calculée.

e) Calcul du rayon de raccordement avec la formule (III.7) ou(III.9) :

P * /H0 = 0.83 < 19 donc Rac = 3.86m

f) Calcul du profil en aval du déversoir :

Le tableau ci-dessus regroupe les résultats des coordonnées du profil déversoir obtenus par la méthode WES :

Tableau III.03 Coordonnées du du profil déversoir obtenus par la méthode WES :

x/Hd	y/Hd	Hd	X	y	Y (lame d'eau)
0	-0,755	3,2	0	-2,416	0
0,2	-0,681	3,2	0,64	-2,179	0,081
0,4	-0,586	3,2	1,28	-1,875	0,294
0,6	-0,465	3,2	1,92	-1,488	0,622
0,8	-0,32	3,2	2,56	-1,024	1,059
1	-0,145	3,2	3,2	-0,464	1,600
1,2	0,055	3,2	3,84	0,176	2,242
1,4	0,294	3,2	4,48	0,941	2,982
1,6	0,563	3,2	5,12	1,802	3,817
1,8	0,857	3,2	5,76	2,742	4,747

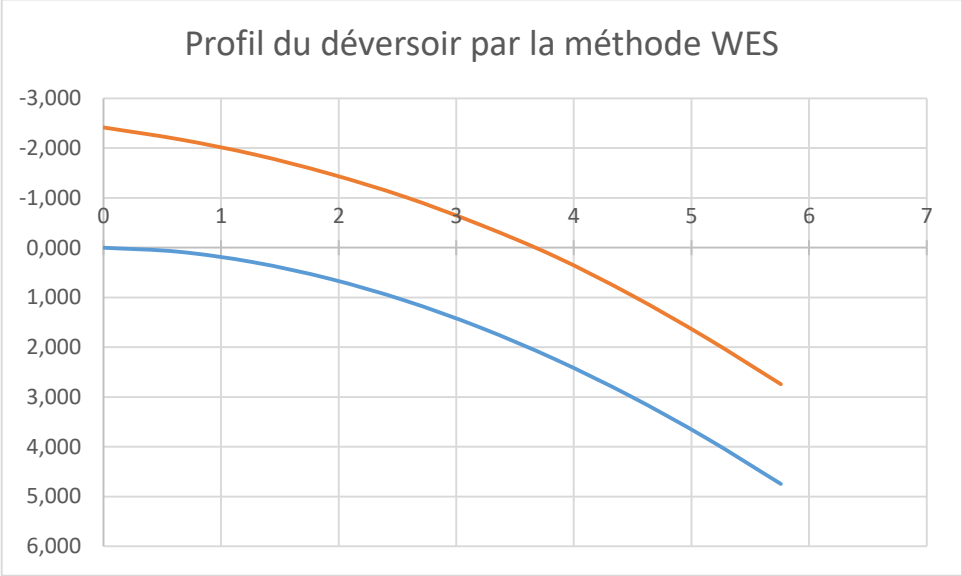


Figure III.03 Profil déversoir par la méthode WES

- Calcul hydraulique : seuil en dénoyé :

$$Q = \mu . b . \sqrt{2 . g} . H^{3/2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (III.10)$$

Avec :

- Q : Le débit maximum déversant en
- μ : Coefficient de débit
- b : La largeur du déversoir en m.
- h :La charge déversant en m.

On a : h = 3.2 m

Avec:

$H = h + \alpha \frac{v^2}{2.g}$……..(III.11)

H=3.28 m

α : Le coefficient de Coriolis est défini comme (1 ÷ 1.1). Dans un souci de simplification des calculs, nous considérons α égal à 1.

Nous choisissons également une hauteur h=3.28 m de m, et nous préciserons cette valeur de h à travers les calculs ultérieurs. Le coefficient de débit pour les seuils normaux, comme le profil Creager et le profil Scimeni, varie de 0,45 (pour C = 1,99) à 0,49 (pour C = 2,17), où C représente le coefficient de Chézy.

Pour notre cas en prend un coefficient de débit : $\mu = 0.49$

D'où : $b = \frac{Q}{0.49.\sqrt{2.g}.h^{1.5}}$……..(III.12)

On prend b =70 m

$h = (\frac{Q}{0.49.b.\sqrt{2.g}})^{2/3}$……(III.13)

h=3.17 m

La vitesse de l'écoulement : $v = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{(P+h).b}$……..(III.14)

V=1.6 m/s

D'où : $Hseuil = h + \alpha \frac{v^2}{2.g} = 3.3m$

La cote du plan d'eau : $Z_{pe} = NNR + Hseuil$ =226.8 m

$Z_{pe} < NPHE$ Le calcul qu'on a fait est acceptable.

III.4.1.3. .Chenal d'écoulement :

Le chenal d'écoulement est situé juste après la sortie du déversoir. Il doit être aménagé avec une pente suffisamment douce pour garantir un régime fluvial, et sa pente (0,1%) doit être inférieure à la pente critique Ic. Sa section est habituellement de forme rectangulaire, et sa longueur n'est pas considérable. Afin de déterminer la pente du chenal, il est nécessaire de soustraire la pente critique en fixant une largeur de canal à 90 mètres.

La profondeur critique :

$$h_c = \sqrt[2]{\frac{1}{g}.(\frac{Q}{b})^2} \text{……..(III.15)}$$

Avec :

- Q : Le débit maximum à évacuer en m3 /s .
- b : La largeur du déversoir en m.

Donc : h_c=2.10

La pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning suivante :

$$Q = K.S.{R_H}^{2/3}.I^{1/2} \text{……(III.16)}$$

Avec :

- R_h : rayon hydraulique en m ;
- I : pente en m/m ;
- S : section mouillée en m^2 ;
- K : coefficient de rugosité (73 $m^{1/3}/s$)

Pour une section rectangulaire :

$$I_{CR} = 1.54 \times 10^{-3} m/m$$

$I = 0.001 < I_{CR}$ La condition de la pente pour le chenal d'écoulement est vérifiée.

La profondeur normale h_n :

La profondeur normale, notée hn, est celle qui serait observée pour un débit Q et une pente I du chenal si l'écoulement était uniforme. Elle est calculée en utilisant la formule de Chézy :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}\text{.....(III.17)}$$

Avec :

- S : Section du chenal d'écoulement en m2 .
- C : Coefficient de Chézy (caractérise le frottement)

$$C = \frac{R^{1/6}}{n}\text{.....(III.18)}$$

- n : Coefficient de rugosité de Manning =0.013 (béton)
- R : Rayon hydraulique en m

$$R = \frac{S}{P} = \frac{b.h_n}{2h_n+b}\text{.....(III.19)}$$

- P : Le périmètre mouillé en m.
- b : La largeur du chenal d'écoulement en m.

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante

$$Q = \frac{1}{n}.I^{0.5}.(b.h_n)^{\frac{5}{3}}.(b+2h_n)^{-2/3}\text{.....(III.20)}$$

L'équation est résolue à l'aide de la méthode des itérations. Les résultats des calculs sont affichés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.4: Calcul itératif de la hauteur normale pour le chenal d'écoulement.

Q(m3/s)	h(m)
848,68	2,3
857,72	2,31
861,5	2,32
866,84	2,33

D'où : h_n=2.32 m

$h_n > h_{cr}$ La condition pour la hauteur normale dans le chenal d'écoulement est vérifiée et l'écoulement est fluvial.

III.4.1.4. .Calcul du convergent :

Le convergent représente la structure intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier. Sa largeur est identique à celle du chenal d'écoulement au début et à celle du coursier à la fin. Son objectif est de diriger les flux d'eau vers le coursier, facilitant ainsi la transition d'un écoulement fluvial à la fin du chenal vers un écoulement torrentiel au début du coursier.

L'ajustement dimensionnel du convergent doit garantir la vérification de la condition suivante:

$$tg(\varphi) < \frac{1}{3F} \text{.....(III.21)}$$

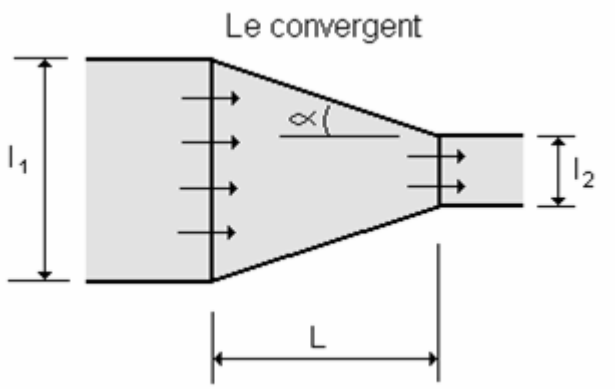


Figure. III.04 : Schéma d'un convergent de l'évacuateur

On pose l'équation suivante :

$$tg(\varphi) = \frac{1}{3Fr} \text{.....(III.22)}$$

Avec :

- Fa : Froude moyen

$$Fa = \frac{v_{moy}}{\sqrt{g h_{moy}}} \text{.....(III.23)}$$

- h moy : hauteur moyen

$$hmoy = \frac{h_c + h_n}{2} \text{.....(III.24)}$$

- h c : hauteur critique.

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2.g}} \text{.....(III.25)}$$

Donc hc = 2.10m et hn = 2.32m h moy. = 2.21m

Calcule de la section moyenne :

$$S_{moy} = b.hmoy \text{.....(III.26)}$$

$$S_{moy} = 198.9m^2 \text{.....(III.27)}$$

Le périmètre moyen :

$$P_{moy} = b + 2h_{moy} \text{.....(III.28)}$$

$$P_{moy} = 94.42 \text{.....(III.29)}$$

Le rayon hydraulique moy. :

$$R_{moy} = \frac{S_{moy}}{P_{moy}} \text{.....(III.30)}$$

$$R_{moy} = 2.10m$$

Le coefficient de Cheezy (n=0.013) :

$$C_{moy} = \frac{1}{n} {R_{moy}}^{1/6} \text{.....(III.31)}$$

$$C_{moy} = 87.12$$

La pente moyenne :

$$I_{moy} = \frac{Q^2}{{C_{moy}}^2.{S_{moy}}^2.R_{moy}} \text{.....(III.32)}$$

$$I_{moy} = 1.17 * 10^{-3} m/m$$

La vitesse moyenne :

$$v_{moy} = C_{moy}.\sqrt{I_{moy}.R_{moy}} \text{.....(III.33)}$$

$$v_{moy} = 4.31m/s$$

Froude moyen :

$$Fa = 0.93$$

$$tg(\varphi) = \frac{1}{3Fr} = 0.36 \text{.....(III.34)}$$

Alors Tg(φ)= 0.36 Donc l'angle φ = 19.79°

Calcul du nombre de Froude à l'entrée du convergent :

$$Fr_1 = \sqrt{\frac{Q^2}{S^2.g.h_n}} \text{.....(III.35)}$$

$$Fr_1 = 0.86$$

Calcule de la largeur à la sortie du convergent b :

$$tg(\varphi) = \frac{1}{2Fr_1}\left(\frac{b}{B} - 1\right) \text{.....(III.36)}$$

$$B = \frac{b}{1 + 2Fr_1.tg(\varphi)} = 55.6m$$

Calcul de Fr2 :

On sait que :

$$Fr_2 = \frac{Fr_1}{2}(1 + \frac{b}{B}) \text{ .....(III.37)}$$

$$Fr_2 = 1.13$$

Calcule de la longueur du convergent :

$$tg(\varphi) = \frac{\frac{b-B}{2}}{L} \text{.....(III.38)}$$

$$L = 47.8m$$

Calcul de la hauteur critique à la sortie du convergent hc :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2.g}} = 2.9m \text{.....(III.39)}$$

La hauteur normale à la sortie du convergent :

On utilise la formule de Cheezy :

$$Q = \frac{1}{n}.S.R^{2/3}.I^{1/2} \text{.....(III.40)}$$

Par itération on trouve (hn = 1.26m). Pour I =0.02

hn < hc donc création d'un régime torrentiel.

III.4.1.5 Coursier :

La transition du chenal vers le coursier se réalise avec un changement de pente pour garantir la position de la section de contrôle, permettant ainsi la transition d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier. Ce dernier, généralement construit en béton, bénéficie grandement d'une section rectangulaire, assurant ainsi un écoulement régulier.

La profondeur de la section de contrôle, située entre le convergent et le coursier, correspond à la hauteur critique du tirant d'eau.

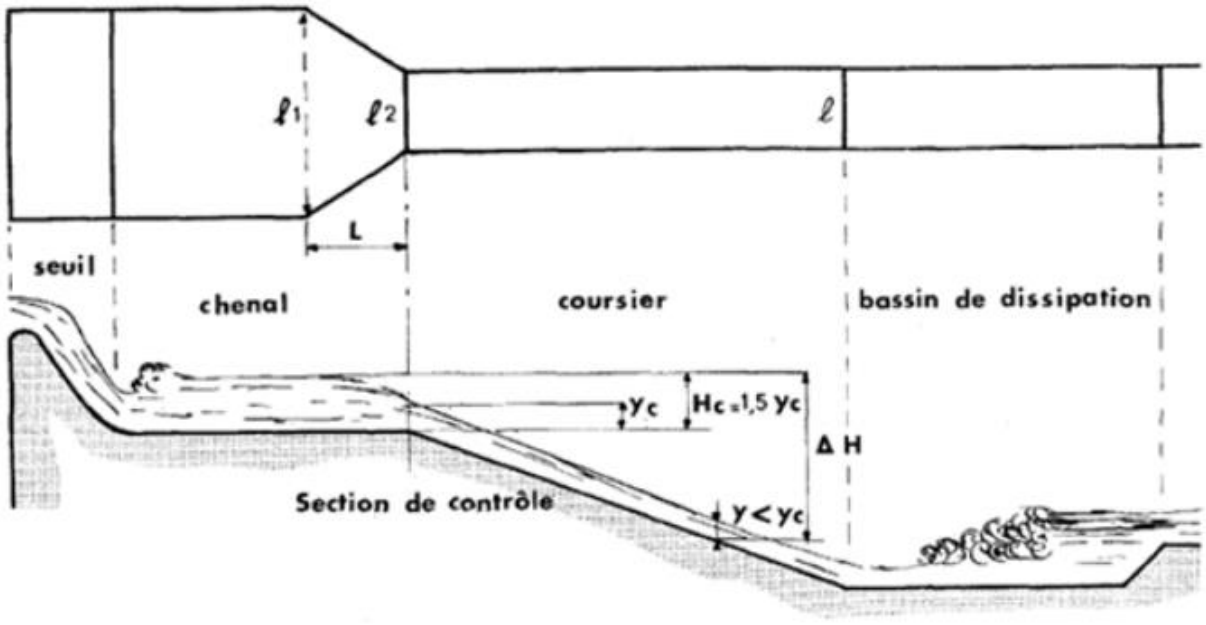


Figure. III.05 : Schéma de calcul de la ligne d'eau dans le coursier

- La ligne d'eau :

$$\frac{dx}{dy} = \frac{(I_0 - I_f)}{(1 - F_r{}^2)} \text{.....(III.41)}$$

Avec :

- I_0 : Pente du fond.
- I_f : Pente de la ligne d'énergie
- Fr : Nombre de Froude

En prenant en considération l'idée que la pente de la ligne d'énergie, notée Sf, peut être déterminée pour chaque profondeur en appliquant l'équation de Manning, l'équation se formule en utilisant la méthode des différences finies de la manière suivante :

$$\frac{dx}{dy} = \frac{S_0 - \frac{n^2.Q^2}{S^2.R^{4/3}}}{1-(Q^2.B)/(g.S^3)}$$.....(III.42)

- n: Coeff de rugosité = 0,013.
- S : la section transversale.
- Q : le débit.
- R : rayon hydraulique.
- B :la largeur

Nous attribuons des valeurs arbitraires à yi, puis calculons la distance correspondante pour chaque profondeur yi. Ensuite, nous calculons la profondeur moyenne :$y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$

Cette valeur est utilisée pour déterminer la section mouillée moyenne ainsi que le rayon hydraulique moyen. On calcule Δx pour chaque valeur de yi en utilisant ymoy, puis l'ajoutons à Δxcumulés jusqu'à cette étape, si la somme dépasse la longueur L. On continue avec une valeur de yi'< yi jusqu'à ce que la somme de Δx atteigne la longueur L du coursier.

Dans notre situation, yc est toujours inférieur à yi et yi est inférieur à y0 (correspondant à la courbe de remous de type S2). Voici la synthèse de la méthodologie de calcul :

On calcule :

- $y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$.....(III.43)
- La section mouillée moyenne : Smoy=Bymoy .
- Le périmètre mouillé moyen : Pmoy==B+2ymoy .
- Le rayon hydraulique moyen : Rmoy = Smoy Pmoy
- Δy=0.03

Avec : $yc = 2.9m$ et $yn = 1.26m$

Tableau III.05 : Calcul de ligne d'eau dans le coursier.

Y (m)	**ymoy(m)**	**(m^2)**	**Pmoy(m)**	**Rmoy(m)**	V(m/s)	Fr^2	1-Fr^2	Sf	S0-SF	**ΔX(m)**	L(m)
2,9											
2,87	2,89	160,41	61,37	2,61	5,37	1,02	-0,02	0,001	0,10	-0,01	0
2,84	2,86	158,74	61,31	2,59	5,43	1,05	-0,05	0,001	0,10	-0,02	0,02
2,81	2,83	157,07	61,25	2,56	5,48	1,09	-0,09	0,001	0,10	-0,03	0,04
2,78	2,80	155,40	61,19	2,54	5,54	1,12	-0,12	0,001	0,10	-0,04	0,08
2,75	2,77	153,73	61,13	2,51	5,60	1,16	-0,16	0,002	0,10	-0,05	0,13
2,72	2,74	152,07	61,07	2,49	5,67	1,20	-0,20	0,002	0,10	-0,06	0,19
2,69	2,71	150,40	61,01	2,47	5,73	1,24	-0,24	0,002	0,10	-0,07	0,26
2,66	2,68	148,73	60,95	2,44	5,79	1,28	-0,28	0,002	0,10	-0,09	0,34
2,63	2,65	147,06	60,89	2,42	5,86	1,32	-0,32	0,002	0,10	-0,10	0,44
2,6	2,62	145,39	60,83	2,39	5,93	1,37	-0,37	0,002	0,10	-0,11	0,55
2,57	2,59	143,73	60,77	2,37	5,99	1,42	-0,42	0,002	0,10	-0,13	0,68
2,54	2,56	142,06	60,71	2,34	6,06	1,47	-0,47	0,002	0,10	-0,14	0,83
2,51	2,53	140,39	60,65	2,31	6,14	1,52	-0,52	0,002	0,10	-0,16	0,98
2,48	2,50	138,72	60,59	2,29	6,21	1,58	-0,58	0,002	0,10	-0,18	1,16
2,45	2,47	137,05	60,53	2,26	6,29	1,63	-0,63	0,002	0,10	-0,19	1,36
2,42	2,44	135,39	60,47	2,24	6,36	1,70	-0,70	0,002	0,10	-0,21	1,57
2,39	2,41	133,72	60,41	2,21	6,44	1,76	-0,76	0,002	0,10	-0,23	1,80
2,36	2,38	132,05	60,35	2,19	6,52	1,83	-0,83	0,003	0,10	-0,25	2,06
2,33	2,35	130,38	60,29	2,16	6,61	1,90	-0,90	0,003	0,10	-0,28	2,33
2,3	2,32	128,71	60,23	2,14	6,69	1,97	-0,97	0,003	0,10	-0,30	2,63
2,27	2,29	127,05	60,17	2,11	6,78	2,05	-1,05	0,003	0,10	-0,32	2,96
2,24	2,26	125,38	60,11	2,09	6,87	2,13	-1,13	0,003	0,10	-0,35	3,31
2,21	2,23	123,71	60,05	2,06	6,96	2,22	-1,22	0,003	0,10	-0,38	3,69
2,18	2,20	122,04	59,99	2,03	7,06	2,31	-1,31	0,003	0,10	-0,41	4,10
2,15	2,17	120,37	59,93	2,01	7,16	2,41	-1,41	0,003	0,10	-0,44	4,53
2,12	2,14	118,71	59,87	1,98	7,26	2,51	-1,51	0,004	0,10	-0,47	5,01
2,09	2,11	117,04	59,81	1,96	7,36	2,62	-1,62	0,004	0,10	-0,51	5,51
2,06	2,08	115,37	59,75	1,93	7,47	2,74	-1,74	0,004	0,10	-0,54	6,05
2,03	2,05	113,70	59,69	1,90	7,58	2,86	-1,86	0,004	0,10	-0,58	6,64
2	2,02	112,03	59,63	1,88	7,69	2,99	-1,99	0,004	0,10	-0,62	7,26
1,97	1,99	110,37	59,57	1,85	7,81	3,13	-2,13	0,005	0,10	-0,67	7,93
1,94	1,96	108,70	59,51	1,83	7,93	3,28	-2,28	0,005	0,10	-0,72	8,65
1,91	1,93	107,03	59,45	1,80	8,05	3,43	-2,43	0,005	0,09	-0,77	9,41
1,88	1,90	105,36	59,39	1,77	8,18	3,60	-2,60	0,005	0,09	-0,82	10,24
1,85	1,87	103,69	59,33	1,75	8,31	3,77	-2,77	0,006	0,09	-0,88	11,12
1,82	1,84	102,03	59,27	1,72	8,44	3,96	-2,96	0,006	0,09	-0,94	12,06
1,79	1,81	100,36	59,21	1,69	8,58	4,16	-3,16	0,006	0,09	-1,01	13,07
1,76	1,78	98,69	59,15	1,67	8,73	4,38	-3,38	0,007	0,09	-1,08	14,15
1,73	1,75	97,02	59,09	1,64	8,88	4,61	-3,61	0,007	0,09	-1,16	15,32
1,7	1,72	95,35	59,03	1,62	9,03	4,85	-3,85	0,007	0,09	-1,25	16,56

1,67	1,69	93,69	58,97	1,59	9,20	5,12	-4,12	0,008	0,09	-1,34	17,90
1,64	1,66	92,02	58,91	1,56	9,36	5,40	-4,40	0,008	0,09	-1,44	19,34
1,61	1,63	90,35	58,85	1,54	9,54	5,70	-4,70	0,009	0,09	-1,55	20,88
1,58	1,60	88,68	58,79	1,51	9,71	6,03	-5,03	0,009	0,09	-1,66	22,55
1,55	1,57	87,01	58,73	1,48	9,90	6,38	-5,38	0,010	0,09	-1,79	24,34
1,52	1,54	85,35	58,67	1,45	10,09	6,77	-5,77	0,010	0,09	-1,93	26,27
1,49	1,51	83,68	58,61	1,43	10,30	7,18	-6,18	0,011	0,09	-2,09	28,35
1,46	1,48	82,01	58,55	1,40	10,50	7,63	-6,63	0,012	0,09	-2,26	30,61
1,43	1,45	80,34	58,49	1,37	10,72	8,11	-7,11	0,013	0,09	-2,44	33,06
1,4	1,42	78,67	58,43	1,35	10,95	8,64	-7,64	0,014	0,09	-2,65	35,71
1,37	1,39	77,01	58,37	1,32	11,19	9,21	-8,21	0,015	0,09	-2,89	38,59
1,34	1,36	75,34	58,31	1,29	11,44	9,84	-8,84	0,016	0,08	-3,15	41,74
1,31	1,33	73,67	58,25	1,26	11,69	10,52	-9,52	0,017	0,08	-3,44	45,18
1,28	1,30	72,00	58,19	1,24	11,96	11,27	-10,27	0,018	0,08	-3,77	48,94
1,25	1,27	70,33	58,13	1,21	12,25	12,09	-11,09	0,020	0,08	-4,14	53,08
1,22	1,24	68,67	58,07	1,18	12,55	12,99	-11,99	0,021	0,08	-4,57	57,65
1,19	1,21	67,00	58,01	1,15	12,86	13,99	-12,99	0,023	0,08	-5,06	62,72
1,16	1,18	65,33	57,95	1,13	13,19	15,09	-14,09	0,025	0,07	-5,64	68,36
1,13	1,15	63,66	57,89	1,10	13,53	16,30	-15,30	0,027	0,07	-6,31	74,67
1,1	1,12	61,99	57,83	1,07	13,90	17,65	-16,65	0,030	0,07	-7,11	81,78
1,07	1,09	60,33	57,77	1,04	14,28	19,16	-18,16	0,033	0,07	-8,08	89,86
1,04	1,06	58,66	57,71	1,02	14,69	20,84	-19,84	0,036	0,06	-9,25	99,11
1,01	1,03	56,99	57,65	0,99	15,12	22,73	-21,73	0,039	0,06	-10,72	109,83
0,98	1,00	55,32	57,59	0,96	15,57	24,84	-23,84	0,043	0,06	-12,60	122,43
0,95	0,97	53,65	57,53	0,93	16,06	27,23	-26,23	0,048	0,05	-15,08	137,52
0,92	0,94	51,99	57,47	0,90	16,57	29,94	-28,94	0,053	0,05	-18,49	156,01
0,89	0,91	50,32	57,41	0,88	17,12	33,02	-32,02	0,059	0,04	-23,46	179,47

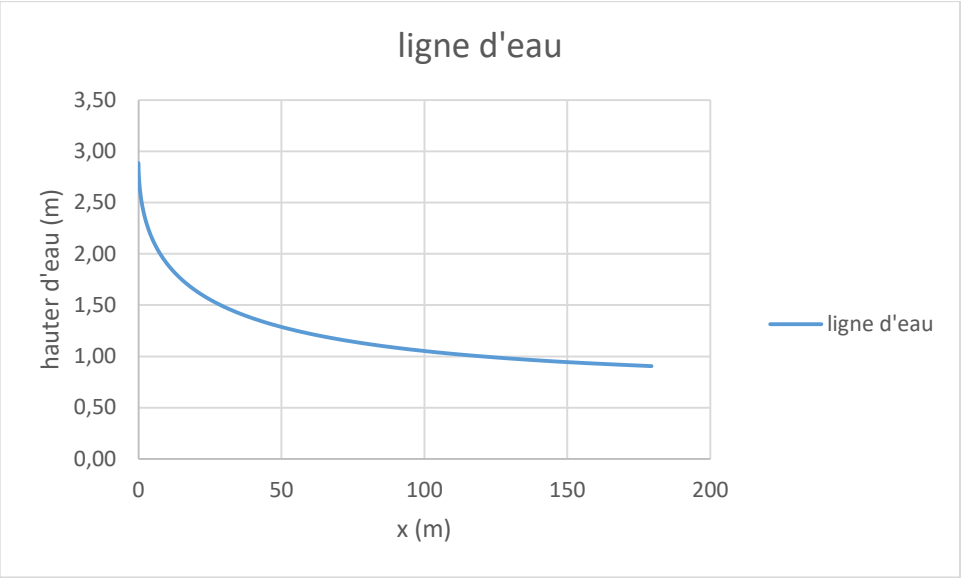


Figure III.06 : Ligne d'eau du coursier

- Calcul de la vitesse et le nombre de Froude à la sortie du coursier :

$$v = \frac{Q}{s} = \frac{861.5}{55.6*0.89} = 17.12 m/s \text{.....(III.44)}$$

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{g.h}} = \frac{17.12}{\sqrt{9.81*0.89}} = 5.79 \text{.....(III.45)}$$

III.4.1.6 Bassin de dissipation :

L'énergie de l'eau provenant d'un écoulement rapide doit être dissipée en aval pour prévenir l'érosion régressive et protéger les berges ainsi que la structure du barrage. Ce processus de dissipation d'énergie du flux évacué implique un ralentissement soudain de la vitesse de l'écoulement, ce qui induit un passage du régime torrentiel à un régime fluvial.

La vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin de dissipation est de 17.12 m/s, dépassant les 15 m/s recommandés, et le nombre de Froude est de 5.79, dépassant également la valeur de référence de 4.5. En se basant sur les tests effectués par l'USBR (The Bureau Of Réclamation), le bassin de dissipation le plus approprié est un bassin à ressaut de type III. Le schéma de ce type de bassin, ainsi que les abaques pour le calcul du tirant d'eau aval et la longueur du bassin, sont représentés en figure IV.7.

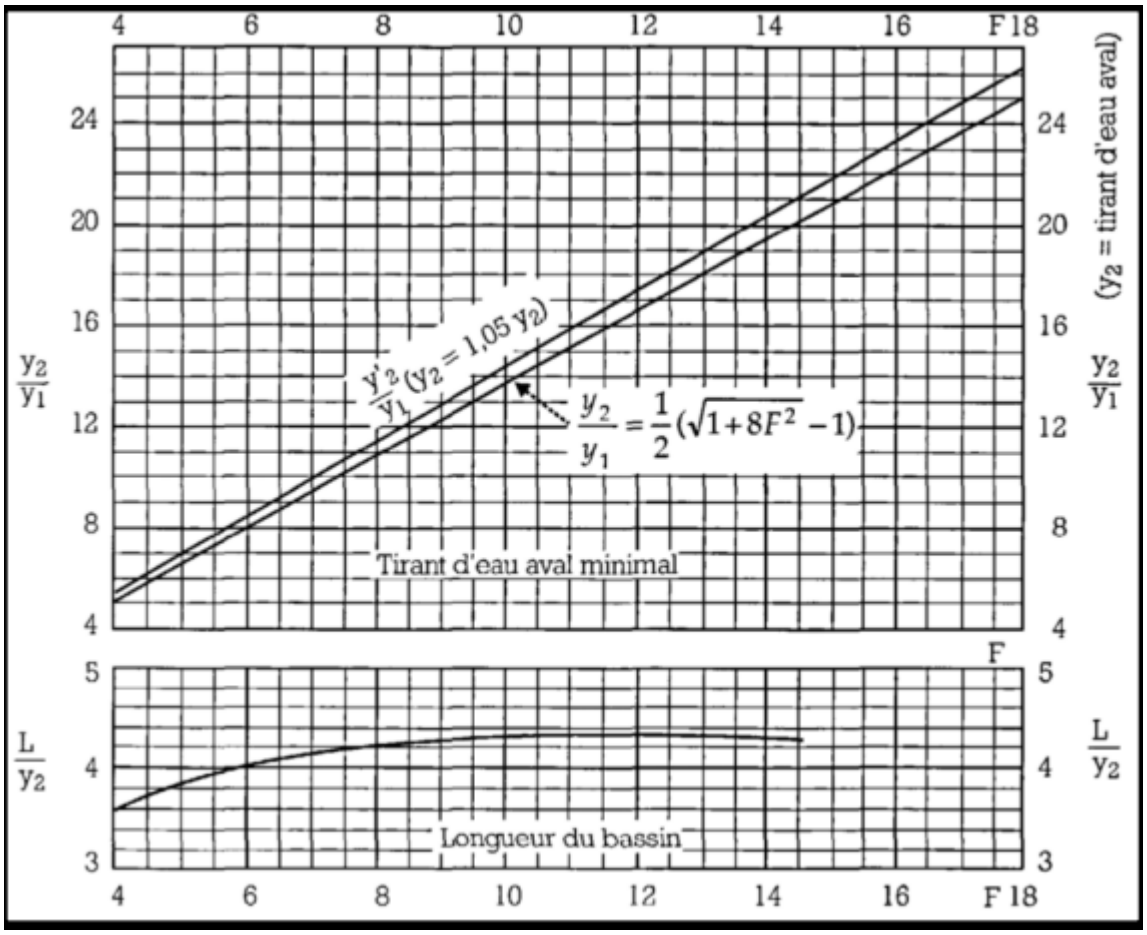


Figure III.7 : abaque détermination des paramètres et dimensions du dissipateur type III (Durand et al., 1999a)

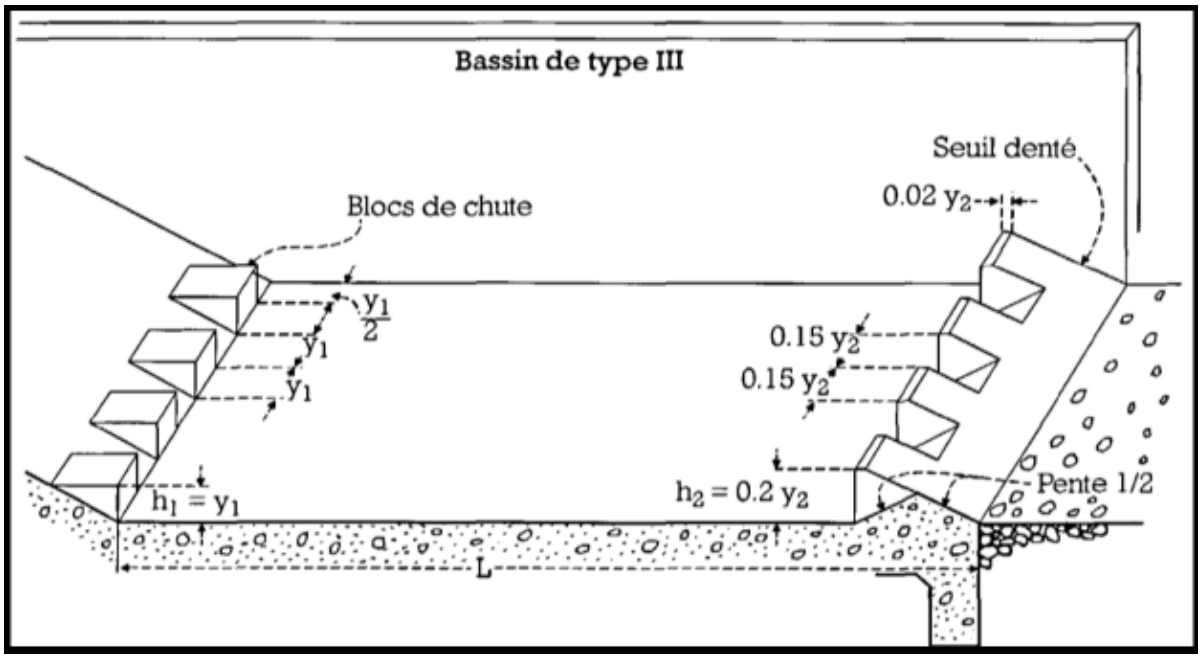


Figure III.8 : : Schéma du bassin de dissipation type III (Durand et al., 1999b)

A partir de ces abaques, on tire les paramètres suivants :

$\frac{y_2}{y_1} = 7.5$ donc y_2=7.5*0.89=6.6 m

$\frac{L}{y_2} = 4$ doc L=4*6.6=26 m

Avec :

- $Y1$: Tirant d'eau avant le ressaut.
- $Y2$: Tirant d'eau après le ressaut.
- L : Longueur du ressaut.

- Dimensionnement des blocs de chute :

h1 = $a1$ = $e1$ = $y1$ = 0.89 m

Avec :

- h1 : La hauteur du bloc de chute,
- $a1$: L'épaisseur du bloc de chute,
- $e1$: L'espacement entre deux blocs de chutes successives.

Le nombre des blocs de chute $\frac{56}{2*0.89} = 30$ blocs

- Dimensionnement du seuil denté :

h2 = 0.2 $y2$ = 0.2 × 6.6 = 1.32 m

$a2$ = 0.15 $y2$ = 0.15 × 6.6 = 0.99 $m \approx 1\ m$

$e2$ = 0.15 $y2$ = 0.15 × 6.6 ≈ 1 m

Avec :

- h2 : La hauteur du seuil denté,
- $a2$: L'épaisseur du seuil denté,
- $e2$: L'espacement entre deux seuils dentés successifs.

Le nombre des seuils dentés =$\frac{56}{2*1} = 28$ seuils.

III.4.1.7 : Canal de restitution :

Le canal de fuite, caractérisé par une section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour fonction de diriger l'eau vers le cours d'eau naturel une fois qu'elle a été dissipée.

- Profondeur critique :

$$h_c = K(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015.{\sigma_{cr}}^2)\text{……..(III.46)}$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.b^2}}\text{……..(III.47)}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{K.m}{b}\text{……(III.48)}$$

K=2.9 σ_{cr} =0.05 h_c=2.85m

- Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{{S_{cr}}^2 {C_{cr}}^2 R_{cr}}\text{……(III.49)}$$

Avec :

- Q : Débit (m3/s).
- Scr : Surface mouillé (m²).
- Ccr : Coefficient de Chézy, donné par la formule.
- Rcr : Rayon hydraulique.

$$Scr = m \times hc^2 + b \times hc\text{……..(III.50)}$$

$$Scr = 166.58\ m^2$$

$$Pcr = b + hc.(1 + m^2)^{0.5} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (III.51)$$

$$Pcr = 59.63\ m$$

$$R_{cr} = \frac{Scr}{Pcr} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (III.52)$$

$$R_{cr} = 2.8\ m$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n}.R_{cr}^{1/6} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (III.53)$$

$$C_{cr} = 91.32$$

Alors : $I_{cr} = 1.15 \times 10^{-3} m/m$

- La profondeur normale :

La profondeur normale est déterminée par un calcul itératif h_n=3.03m

- Vitesse dans le canal :

$$v = \frac{Q}{S} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (III.54)$$

V=4.85m/s

Tableau III.06 : Résultats de calcul du canal de fuite

Désignations	Valeur
K	2.85
σcr	0,05
hc	5,9
Scr	166,58
Rcr	2.8
Icr	1.15×10^{-3}
hn	3.03
V	4.85
Fr	0,88

- Le nombre de Froude est inférieur à 1 donc le régime est fluvial.

III.4.2. Calcul de la hauteur des murs bajoyers :

Les murs bajoyers sont conçus pour garantir un écoulement régulier des eaux sans débordement vers l'aval. Ils jouent également un rôle essentiel dans le maintien des terres environnantes du coursier et du déversoir, assurant ainsi la stabilité et la protection des zones avoisinantes contre les érosions et les dégradations.

III.4.2.1. Chenal d'écoulement :

La crête du barrage correspond à la hauteur maximale du mur bajoyer pour le chenal d'écoulement. Selon les calculs hydrologiques, voici les valeurs obtenues :

- Le niveau normale de la retenue : NNR = 228.11 m .
- Le niveau de la plus hautes eaux : $NPHE$ = 229.3 m
- Si on prend pour la revanche une valeur de R = 1.4 m on aura :

$$H = NPHE - NNR + R = 4.6\ m \text{.....(III.55)}$$

III.4.2.2. Le coursier :

Hauteur du mur au début du coursier Hm :

$$H = h + r \text{.....(III.56)}$$

Avec :

- h : Le tirant d'eau
- r : La revanche donnée par la formule suivante :

$$r = 0.61 + 0.14v^{1/3} \text{.....(III.57)}$$

- V : est la vitesse d'écoulement au début du coursier =5.34 m/s

$$r = 0.85\ m$$

$$H = 3.75m$$

Hauteur du mur à la fin du coursier :

- v=17.12 m/s
- r=0.97 m

Hm=1.86 m

III.4.2.3.Le bassin de dissipation :

- v=2.34m/s
- r=0.79m

Hm=2.11m

III.4.3. Vérification de l'apparition des phénomènes hydraulique dans le coursier

III.4.3.1. Vérification de l'apparition des vagues roulantes :

Les vagues roulantes peuvent se produire dans les écoulements aérés et non aérés. Elles surviennent habituellement lorsque le débit est inférieur au débit de conception, causé par une instabilité de l'écoulement. Les conditions où les vagues roulantes ne se forment pas sont les suivantes :

- $\frac{b}{h} < (10 \div 12)$ $\frac{55.6}{0.89} = 7.8 < 10$
- $F_r{}^2 < 40$ Fr^2 =20.7 < 40

Avec :

- b : Largeur du coursier,
- h: Profondeur d'eau minimale dans le coursier
- F : Nombre de Froude

Si ces conditions sont observées, il est important de reconnaître que le risque de vagues roulantes persiste. Par conséquent, il est essentiel de mettre en place des mesures constructives adéquates pour prévenir les érosions en aval ainsi que les débordements de vagues sur les murs bajoyers.

III.5. Evacuateur latéral à entonnement latéral :

III.5.1. Dimensionnement et calcul hydraulique :

L'évacuateur de crues de surface à entonnement latéral est typiquement composé d'un déversoir latéral, d'un coursier et d'un bassin de dissipation. Pour effectuer le calcul hydraulique, les données illustrées dans la figure suivante sont nécessaires :

III.5.1.1 Le déversoir :

Des expériences expérimentales ont été conduites par l'USBR (1948) concernant le profil de la surface de l'eau traversant un déversoir à paroi fine. Ces expérimentations ont été exploitées par l'USCE (U.S. Army Corps of Engineers), conduisant au développement de plusieurs formes standard désignées par WES (Waterways Experiment Station). Ces formes sont en conformité avec l'équation suivante :

$$x^n = K.{H_0}^{n-1} \text{.....(III.58)}$$

Avec :

- x, y : Les coordonnées longitudinale et verticale du profil du déversoir.
- H0 = Charge d'eau sur le déversoir (m).
- K et n : sont des paramètres dépendant de la pente de la paroi amont de l'ouvrage.

Le tableau suivant regroupe les valeurs de K et de n en fonction de la pente amont du déversoir standard

Tableau III.07 : Valeurs des paramètres K et n

Pente amont	**k**	***n***
Verticale	2	1.85
3/1	1.936	1.83
3/2	1.939	1.81
3/3	1.873	1.77

Calcul du rayon de raccordement du déversoir avec le bassin de dissipation

Pour $\frac{p^*}{H} < 19$ on utilise la formule suivante :

$$R_{ac} = H_0.(1 + 0.25.\frac{p^*}{H} - 0.0004\left(\frac{p^*}{H}\right)^{2.5}) \text{.....(III.59)}$$

Pour $\frac{p^*}{H} > 19$ on utilise la formule suivante :

$$R_{ac} = H_0.(2.9.\left(\frac{p^*}{H}\right)^{0.128}) \text{ …….(III.60)}$$

Avec :

- H0 : Charge d'eau sur le déversoir (m).
- P* : la hauteur du parement en aval.

Calcul de la hauteur du parement en aval. P*

$$p^* = \left(\boldsymbol{y_1} + \frac{\boldsymbol{Q^2}}{\boldsymbol{18.46.b^2.y_1{}^2}}\right) - \boldsymbol{H_0} \text{…….(III.61)}$$

$$\boldsymbol{y_1} = \sqrt[2]{\frac{\boldsymbol{Q^2}}{\boldsymbol{88.29.b^2}}} \text{…….(III.62)}$$

$$\boldsymbol{y_1 = 1.01}$$

$$p^* = \mathbf{2.67}$$

Où :

- Y1 = Profondeur de l'eau au pied du déversoir (m).
- Q = Débit du projet (m3 /s).
- b = Longueur de la lame déversante (m).
- H0 = Charge d'eau sur le déversoir (m).

Méthodologie pour dessiner le profil du seuil du déversoir

On suppose que l'axe vertical "Y" correspond à l'axe de la digue, et que l'axe horizontal "X" est situé à la profondeur "P" du fond de l'évacuateur des crues. Les points A, B et C sont positionnés à des ordonnées calculées précédemment (XA, YA), (XB, YB) et (XC, YC). Deux arcs sont tracés, ayant pour centre le point B, depuis C jusqu'à A, et un autre depuis le point où la ligne passant par A et B intersecte l'axe "Y", depuis A jusqu'à 0. Le profil aval du déversoir est ensuite déterminé à l'aide de la formule (III.4) jusqu'à ce que la valeur de "P*" corresponde à l'ordonnée "Y". Le parement "P*" est obtenu à partir de la formule (III.7). Ensuite, un arc de raccordement est tracé à l'intersection du profil de la dalle du fond du déversoir, calculé à l'aide des formules (III.5) et (III.6). Le point E est trouvé par itération à l'aide d'un compas. La pente du parement supérieur est tracée depuis le point C jusqu'au fond avec un rapport de 3:2. Trois tableaux sont ensuite présentés pour déterminer les coordonnées

des points A, B et C, le rayon de raccordement R rac, ainsi que les ordonnées Xi et Yi du profil du déversoir.

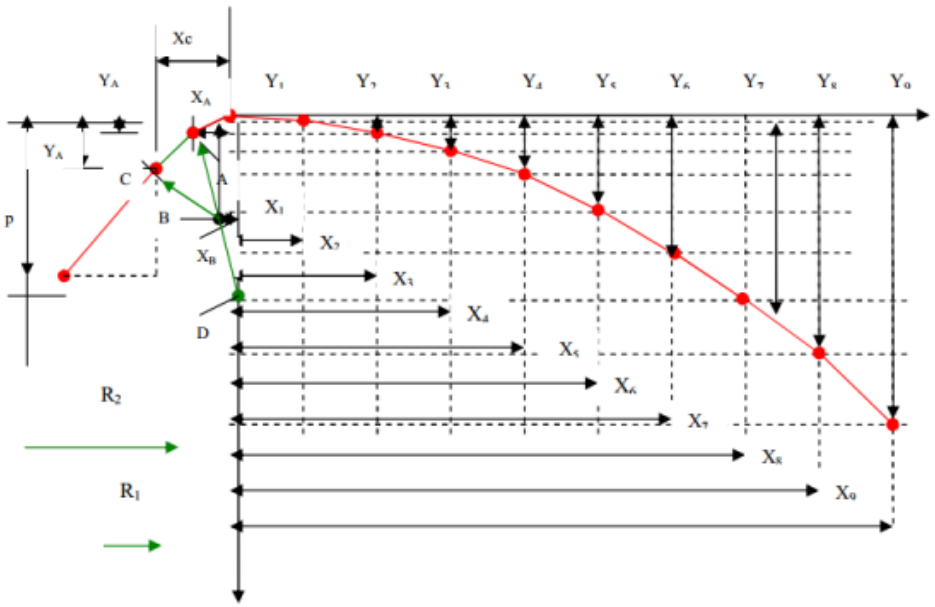


Figure III.9 tracé du profil du déversoir par WES

Les calculs

a) Données initiales :

Qd = 1892.52m3 /s

H = 4.53 m

Bd = 100.00 m

Un coefficient de débit m0 = 0.49

b) Calcul de la hauteur du parement amont "P" : P = 0.50H0 = 2.26 m

c) Calcul du profil en amont du déversoir Type WES :

d) Calcul de P* ce paramètre est déterminé par les formules

Y1 = 1.01m P* = 2.67m

Ces résultats sont dérivés de l'application de la formule (III.6). Nous utilisons les valeurs de "X" pour calculer les valeurs de "Y" jusqu'à ce que la valeur de "Y" obtenue atteigne ou dépasse la hauteur du parement aval P* calculée.

e) Calcul du rayon de raccordement avec la formule (III.7) ou(III.9) :

P * /H0 = 0.83 < 19 donc Rac = 3.86m

f) Calcul du profil en aval du déversoir :

Le tableau ci-dessus regroupe les résultats des coordonnées du profil déversoir obtenus par la méthode WES :

Tableau III.08 Coordonnées du du profil déversoir obtenus par la méthode WES :

x/Hd	y/Hd	Hd	X	y	Y (lame d'eau)
0	-0,755	3,2	0	-2,416	0
0,2	-0,681	3,2	0,64	-2,179	0,081
0,4	-0,586	3,2	1,28	-1,875	0,294
0,6	-0,465	3,2	1,92	-1,488	0,622
0,8	-0,32	3,2	2,56	-1,024	1,059
1	-0,145	3,2	3,2	-0,464	1,600
1,2	0,055	3,2	3,84	0,176	2,242
1,4	0,294	3,2	4,48	0,941	2,982
1,6	0,563	3,2	5,12	1,802	3,817
1,8	0,857	3,2	5,76	2,742	4,747

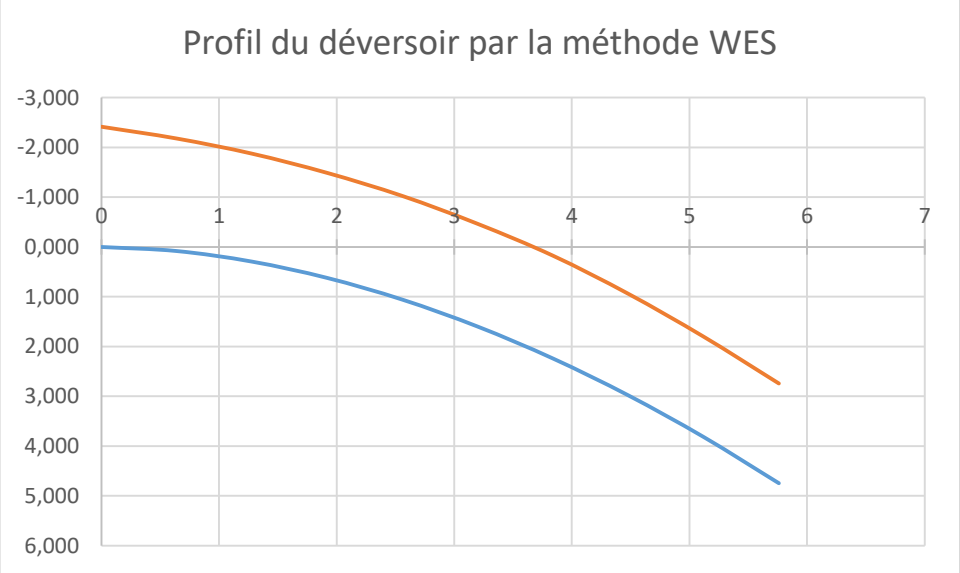


Figure III.10 Profil déversoir par la méthode WES

III.5.1.2. L'auge de réception

La continuation immédiate après le déversoir est l'auge de réception. Dans le contexte d'un évacuateur de surface, sa pente est maintenue suffisamment douce (inférieure à la pente critique) pour que l'écoulement soit de type fluvial. Sa forme générale est trapézoïdale et sa longueur correspond à la longueur du déversoir.

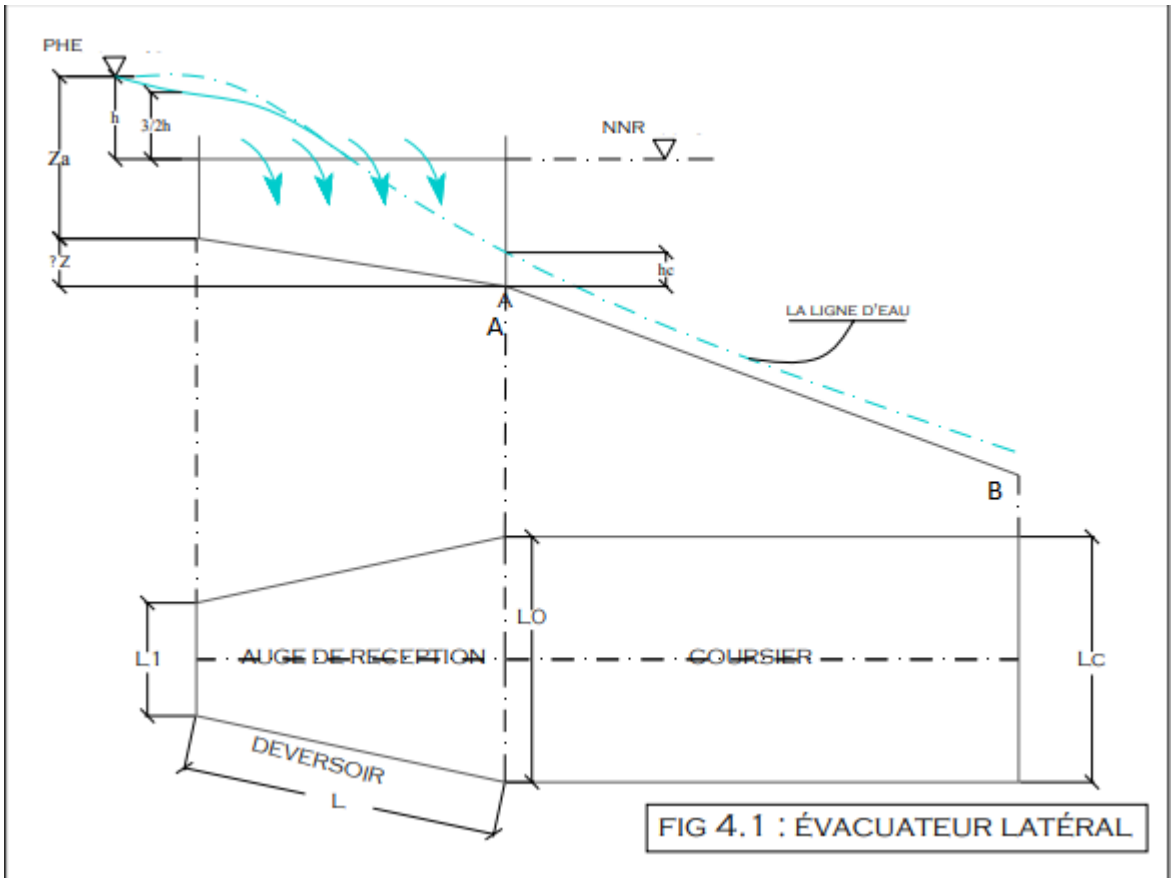


Figure III.11 : Schéma de calcul d'un évacuateur de crues.

Tell que :

- L : largueur de déversoir
- L0=Lc largueur de coursier
- D'après l'abaque on a :

$$\frac{L_0}{L_C} = 1 \; ; \; \frac{L_1}{L_0} = 0.75$$

Lc=L0=23m L1=17.25m en prend L1=17.5m

On détermine la profondeur critique yc pour un canal de forme trapézoïdale :

$$h_c = K(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015.{\sigma_{cr}}^2)$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.b^2}} \text{.....(III.63)}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{K.m}{b} \text{.....(III.64)}$$

- K=6.27

- $\sigma_{cr} = 0.36$
- $h_c = 5.5$ m

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour (h=hcr)

$$Q = K.S.R_H{}^{2/3}.I^{1/2} \text{……(III.65)}$$

Avec :

- R_h : rayon hydraulique 6.17 m ;
- I : pente en m/m ;
- S : section mouillée 267 m^2 ;
- K : coefficient de rugosité (73 $m^{1/3}/s$)

$$I = 1.7 \times 10^{-4} m/m$$

Pour une section rectangulaire:

$$I_{cr} = 2.98 \times 10^{-3} m/m$$

I<Icr donc le régime devient fluvial, et donc pas de formation de ressaut

- **Calcul de mur de chenal:**

À la section de contrôle, la hauteur d'eau atteint la hauteur critique.

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.b'^2}}$$

Avec:

- b': la largeur du coursier (b'=23m).
- α: le coefficient de Coriolis (α =1).

$$y_c = 5.2m$$

La vitesse au niveau de la section de contrôle est :

$$v = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b'g}$$

D'où: $v = 7.20 m/s$

La revanche est déterminée à l'aide de l'expression suivante :

$$r = 0.6 + 0.05.v.y_c^{0.333}$$

$$r = 0.68m$$

$$H = r + y_c$$

$$H = 5.88m$$

On prend H=6m en raison de sécurité

III.5.1.3. Le coursier

Le changement de pente du chenal au coursier est effectué délibérément pour définir avec précision la section de contrôle, passant ainsi d'un écoulement fluviatile à un écoulement torrentiel dans le coursier. Ce coursier, souvent construit en béton, est généralement recommandé d'avoir une section rectangulaire pour garantir un écoulement régulier.

• A la section de contrôle il est égale a la hauteur critique y1= 5.2 m

• La ligne d'eau :

$$\frac{dx}{dy} = \frac{(I_0 - I_f)}{(1 - {F_r}^2)} \text{.....(III.66)}$$

Avec :

- I_0 : Pente du fond.
- I_f : Pente de la ligne d'énergie
- Fr : Nombre de Froude

En prenant en considération l'idée que la pente de la ligne d'énergie, notée If, peut être déterminée pour chaque profondeur en appliquant l'équation de Manning, l'équation se formule en utilisant la méthode des différences finies de la manière suivante

$$\frac{dx}{dy} = \frac{S_0 - \frac{n^2.Q^2}{S^2.R^{4/3}}}{1 - (Q^2.B)/(g.S^3)} \text{.....(III.67)}$$

- n: Coeff de rugosité = 0,013.
- S : la section transversale.
- Q : le débit.
- R : rayon hydraulique.
- B :la largeur

Nous attribuons des valeurs arbitraires à yi, puis calculons la distance correspondante pour chaque profondeur yi. Ensuite, nous calculons la profondeur moyenne $:y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$

Cette valeur est utilisée pour déterminer la section mouillée moyenne ainsi que le rayon hydraulique moyen. On calcule Δx pour chaque valeur de yi en utilisant ymoy, puis l'ajoutons à Δxcumulés jusqu'à cette étape, si la somme dépasse la longueur L. On continue avec une valeur de yi'< yi jusqu'à ce que la somme de Δx atteigne la longueur L du coursier.

Dans notre situation, yc est toujours inférieur à yi et yi est inférieur à y0 (correspondant à la courbe de remous de type S2). Voici la synthèse de la méthodologie de calcul :

On calcule :

- $y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$……(III.68)
- La section mouillée moyenne : Smoy=Bymoy .
- Le périmètre mouillé moyen : Pmoy==B+2ymoy .
- Le rayon hydraulique moyen : Rmoy = Smoy Pmoy
- Δy=0.03

Avec : $yc = 5.2m$

Tableau III.09 : Calcul de ligne d'eau dans le coursier.

Y (m)	**ymoy(m)**	**Smo(m²)**	**Pmoy(m)**	**Rmoy(m)**	V(m/s)	Fr²	1-Fr²	Sf	S0-SF	**ΔX(m)**	L(m)
5,2											
5,15	5,18	119,03	33,35	3,57	7,24	1,03	-0,03	0,002	0,10	-0,02	0
5,1	5,13	117,88	33,25	3,55	7,31	1,06	-0,06	0,002	0,10	-0,03	0,03
5,05	5,08	116,73	33,15	3,52	7,38	1,09	-0,09	0,002	0,10	-0,05	0,08
5	5,03	115,58	33,05	3,50	7,45	1,13	-0,13	0,002	0,10	-0,06	0,14
4,95	4,98	114,43	32,95	3,47	7,53	1,16	-0,16	0,002	0,10	-0,08	0,23
4,9	4,93	113,28	32,85	3,45	7,61	1,20	-0,20	0,002	0,10	-0,10	0,33
4,85	4,88	112,13	32,75	3,42	7,68	1,23	-0,23	0,002	0,10	-0,12	0,45
4,8	4,83	110,98	32,65	3,40	7,76	1,27	-0,27	0,002	0,10	-0,14	0,59
4,75	4,78	109,83	32,55	3,37	7,84	1,31	-0,31	0,002	0,10	-0,16	0,75
4,7	4,73	108,68	32,45	3,35	7,93	1,36	-0,36	0,002	0,10	-0,18	0,93
4,65	4,68	107,53	32,35	3,32	8,01	1,40	-0,40	0,002	0,10	-0,20	1,13
4,6	4,63	106,38	32,25	3,30	8,10	1,45	-0,45	0,002	0,10	-0,23	1,36
4,55	4,58	105,23	32,15	3,27	8,19	1,49	-0,49	0,002	0,10	-0,25	1,61
4,5	4,53	104,08	32,05	3,25	8,28	1,54	-0,54	0,002	0,10	-0,28	1,89
4,45	4,48	102,93	31,95	3,22	8,37	1,60	-0,60	0,002	0,10	-0,31	2,20
4,4	4,43	101,78	31,85	3,20	8,46	1,65	-0,65	0,003	0,10	-0,33	2,53
4,35	4,38	100,63	31,75	3,17	8,56	1,71	-0,71	0,003	0,10	-0,36	2,89
4,3	4,33	99,48	31,65	3,14	8,66	1,77	-0,77	0,003	0,10	-0,39	3,29
4,25	4,28	98,33	31,55	3,12	8,76	1,83	-0,83	0,003	0,10	-0,43	3,72
4,2	4,23	97,18	31,45	3,09	8,87	1,90	-0,90	0,003	0,10	-0,46	4,18
4,15	4,18	96,03	31,35	3,06	8,97	1,97	-0,97	0,003	0,10	-0,50	4,68
4,1	4,13	94,88	31,25	3,04	9,08	2,04	-1,04	0,003	0,10	-0,54	5,21
4,05	4,08	93,73	31,15	3,01	9,19	2,11	-1,11	0,003	0,10	-0,58	5,79
4	4,03	92,58	31,05	2,98	9,31	2,19	-1,19	0,003	0,10	-0,62	6,41
3,95	3,98	91,43	30,95	2,95	9,42	2,28	-1,28	0,004	0,10	-0,66	7,07
3,9	3,93	90,28	30,85	2,93	9,54	2,37	-1,37	0,004	0,10	-0,71	7,78
3,85	3,88	89,13	30,75	2,90	9,67	2,46	-1,46	0,004	0,10	-0,76	8,53
3,8	3,83	87,98	30,65	2,87	9,79	2,56	-1,56	0,004	0,10	-0,81	9,34
3,75	3,78	86,83	30,55	2,84	9,92	2,66	-1,66	0,004	0,10	-0,87	10,21
3,7	3,73	85,68	30,45	2,81	10,06	2,77	-1,77	0,004	0,10	-0,92	11,13
3,65	3,68	84,53	30,35	2,79	10,19	2,88	-1,88	0,004	0,10	-0,98	12,12
3,6	3,63	83,38	30,25	2,76	10,33	3,00	-2,00	0,005	0,10	-1,05	13,17
3,55	3,58	82,23	30,15	2,73	10,48	3,13	-2,13	0,005	0,10	-1,12	14,29
3,5	3,53	81,08	30,05	2,70	10,63	3,27	-2,27	0,005	0,09	-1,19	15,48
3,45	3,48	79,93	29,95	2,67	10,78	3,41	-2,41	0,005	0,09	-1,27	16,75
3,4	3,43	78,78	29,85	2,64	10,94	3,56	-2,56	0,006	0,09	-1,35	18,11
3,35	3,38	77,63	29,75	2,61	11,10	3,72	-2,72	0,006	0,09	-1,44	19,55
3,3	3,33	76,48	29,65	2,58	11,27	3,89	-2,89	0,006	0,09	-1,54	21,09
3,25	3,28	75,33	29,55	2,55	11,44	4,07	-3,07	0,006	0,09	-1,64	22,73
3,2	3,23	74,18	29,45	2,52	11,61	4,26	-3,26	0,007	0,09	-1,75	24,48

3,15	3,18	73,03	29,35	2,49	11,80	4,47	-3,47	0,007	0,09	-1,86	26,34
3,1	3,13	71,88	29,25	2,46	11,99	4,69	-3,69	0,007	0,09	-1,99	28,33
3,05	3,08	70,73	29,15	2,43	12,18	4,92	-3,92	0,008	0,09	-2,12	30,45
3	3,03	69,58	29,05	2,40	12,38	5,17	-4,17	0,008	0,09	-2,27	32,72
2,95	2,98	68,43	28,95	2,36	12,59	5,43	-4,43	0,009	0,09	-2,42	35,14
2,9	2,93	67,28	28,85	2,33	12,81	5,71	-4,71	0,009	0,09	-2,59	37,73
2,85	2,88	66,13	28,75	2,30	13,03	6,02	-5,02	0,009	0,09	-2,77	40,50
2,8	2,83	64,98	28,65	2,27	13,26	6,34	-5,34	0,010	0,09	-2,97	43,47
2,75	2,78	63,83	28,55	2,24	13,50	6,69	-5,69	0,011	0,09	-3,18	46,65
2,7	2,73	62,68	28,45	2,20	13,75	7,07	-6,07	0,011	0,09	-3,41	50,07
2,65	2,68	61,53	28,35	2,17	14,00	7,47	-6,47	0,012	0,09	-3,67	53,73
2,6	2,63	60,38	28,25	2,14	14,27	7,91	-6,91	0,013	0,09	-3,95	57,68
2,55	2,58	59,23	28,15	2,10	14,55	8,38	-7,38	0,013	0,09	-4,25	61,93
2,5	2,53	58,08	28,05	2,07	14,83	8,88	-7,88	0,014	0,09	-4,59	66,52
2,45	2,48	56,93	27,95	2,04	15,13	9,43	-8,43	0,015	0,09	-4,96	71,48
2,4	2,43	55,78	27,85	2,00	15,45	10,03	-9,03	0,016	0,08	-5,37	76,86
2,35	2,38	54,63	27,75	1,97	15,77	10,68	-9,68	0,017	0,08	-5,83	82,69
2,3	2,33	53,48	27,65	1,93	16,11	11,38	-10,38	0,018	0,08	-6,34	89,03
2,25	2,28	52,33	27,55	1,90	16,46	12,15	-11,15	0,019	0,08	-6,92	95,95
2,2	2,23	51,18	27,45	1,86	16,83	12,98	-11,98	0,021	0,08	-7,57	103,53
2,15	2,18	50,03	27,35	1,83	17,22	13,90	-12,90	0,022	0,08	-8,31	111,84
2,1	2,13	48,88	27,25	1,79	17,63	14,90	-13,90	0,024	0,08	-9,16	121,00
2,05	2,08	47,73	27,15	1,76	18,05	16,01	-15,01	0,026	0,07	-10,14	131,13
2	2,03	46,58	27,05	1,72	18,50	17,22	-16,22	0,028	0,07	-11,27	142,40
1,95	1,98	45,43	26,95	1,69	18,97	18,56	-17,56	0,030	0,07	-12,60	155,01
1,9	1,93	44,28	26,85	1,65	19,46	20,05	-19,05	0,033	0,07	-14,18	169,19
1,85	1,88	43,13	26,75	1,61	19,98	21,70	-20,70	0,036	0,06	-16,09	185,28

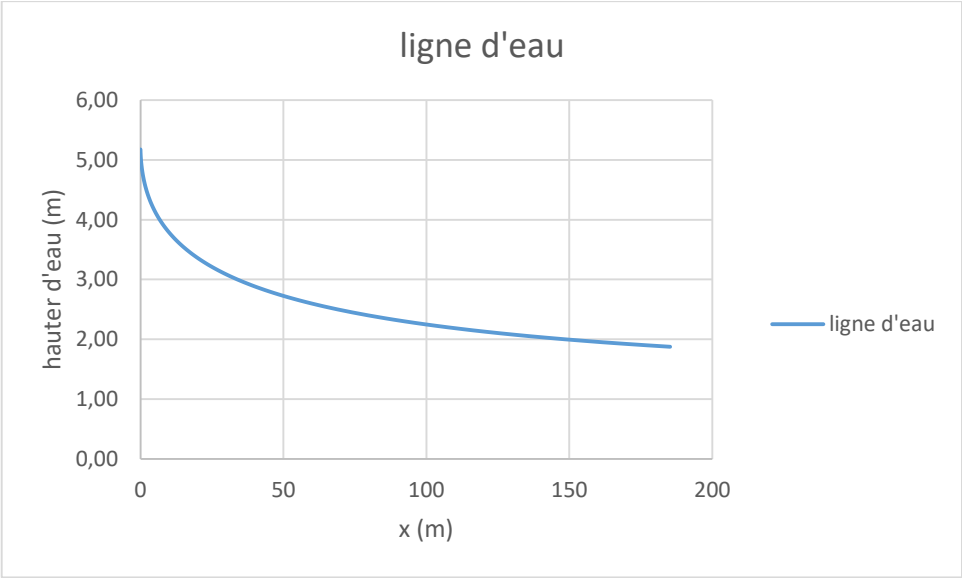


Figure III.11 : Ligne d'eau du coursier

- Calcul de la vitesse et le nombre de Froude à la sortie du coursier :

$$v = \frac{Q}{s} = \frac{861.5}{55.6*0.89} = 19.98m/s\text{.....(III.69)}$$

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{g.h}} = \frac{19.89}{\sqrt{9.81*1.85}} = 4.66\text{.....(III.70)}$$

- **Les murs bajoyers:**

La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suite:

$$H = y2 + r$$

$$r = 0.6 + 0.05.v.y_2^{0.333} = 0.88m$$

$$H = 2.73m$$

On adopte une valeur de H= 3m

III.5.1.4. Dissipateur d'énergie :

L'énergie générée à la sortie du coursier, due à la grande vélocité de l'écoulement, doit être dissipée en aval pour prévenir l'érosion régressive qui pourrait menacer les berges et même la structure du barrage. Le principe de dissipation de cette énergie consiste à provoquer un ralentissement abrupt de la vitesse de l'écoulement, induisant ainsi un changement de régime d'écoulement, passant du torrentiel au fluvial. Pour cette dissipation d'énergie, nous avons choisi d'utiliser un bassin de dissipation avec ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests effectués par l'USBR (The Bureau of Reclamation) indiquent que la formation d'un ressaut dépend directement du nombre de Froude (FR) selon les critères suivants :

- $1 \leq FR \leq 1.7$: Ressaut ondulé

- $1.7 \leq FR \leq 2.5$: Ressaut faible avec de petites ondulations en surface

- $2.5 \leq FR \leq 4.5$: Ressaut oscillant

- $4.5 \leq FR \leq 9$: Ressaut stable (stationnaire)

- $FR \geq 9$: Ressaut fort (écoulement très turbulent)

Dans notre cas, le nombre de Froude se situe entre 4.5 et 9, et la vitesse à la sortie du coursier est supérieure à 15 m/s. Par conséquent, nous devons concevoir un bassin de dissipation de type III.

Pour le dimensionnement du bassin, nous nous référons à l'abaque présenté

$$\frac{y_2}{y_1} = 6$$

$$\mathrm{Y2} = \mathrm{Y1} * 6 = 6 * 1.85 = 11.1\mathrm{m}$$

Longueur du bassin :

De l'abaque on a :

$$\frac{L}{y_2} = 3.8$$

Donc : $L = 42.18m$

- Dimensionnement des blocs de chute :

h1 = $a1$ = $e1$ = $y1$ = 1.85 m

Avec :

- h1 : La hauteur du bloc de chute,
- $a1$: L'épaisseur du bloc de chute,
- $e1$: L'espacement entre deux blocs de chutes successives.

Le nombre des blocs de chute $\frac{23}{2*1.85} = 7$ blocs

- Dimensionnement du seuil denté :

h2 = 0.2 $y2$ = 0.2 × 11.1 = 2.22 m

$a2$ = 0.15 $y2$ = 0.15 × 11.1 = 1.66 $m \approx 2\ m$

$e2$ = 0.15 $y2$ = 0.15 × 11.1 ≈ 2 m

Avec :

- h2 : La hauteur du seuil denté,
- $a2$: L'épaisseur du seuil denté,
- $e2$: L'espacement entre deux seuils dentés successifs.

Le nombre des seuils dentés =$\frac{23}{2*2} = 6$ seuils.

- **Les murs bajoyers:**

La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suite:

$$H = h2 + r$$

$$r = 0.6 + 0.05.v.y_2^{0.333} = 1.9m$$

$$H = 4.10m$$

III.5.1.5 : Canal de restitution :

Le canal de fuite, caractérisé par une section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour fonction de diriger l'eau vers le cours d'eau naturel une fois qu'elle a été dissipée.

- Profondeur critique :

$$h_c = K(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015.{\sigma_{cr}}^2) \text{……..(III.71)}$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.b^2}} \text{……..(III.72)}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{K.m}{b} \text{……(III.73)}$$

K=5.23 σ_{cr} =0.22 h_c=4.85m

- Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{{S_{cr}}^2 {C_{cr}}^2 R_{cr}} \text{……(III.74)}$$

Avec :

- Q : Débit (m3/s).
- Scr : Surface mouillé (m²).
- Ccr : Coefficient de Chézy, donné par la formule.
- Rcr : Rayon hydraulique.

$$Scr = m \times hc^2 + b \times hc \text{……..(III.75)}$$

$$Scr = 135.07\ m^2$$

$$Pcr = b + hc.(1 + m^2)^{0.5} \text{……(III.76)}$$

$$Pcr = 29.86\ m$$

$$R_{cr} = \frac{Scr}{Pcr} \text{……(III.77)}$$

$$R_{cr} = 4.52\ m$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n}.{R_{cr}}^{1/6} \text{…….(III.78)}$$

$$C_{cr} = 98.911$$

Alors : $I_{cr} = 0.0009 m/m$

- Vitesse dans le canal :

$$v = \frac{Q}{S} \text{…….(III.79)}$$

V=6.38m/s

III.5.2. Vérification de l'apparition des phénomènes hydraulique dans le coursier

III.5.2.1. Vérification de l'apparition des vagues roulantes :

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

- $\frac{b}{h} < (10 \div 12)$ $\quad \frac{23}{2.3} = 3.89 < 10$
- ${F_r}^2 < 40$ $\quad Fr^2 = 21.7 < 40$

Avec :

- b : Largeur du coursier,

- h: Profondeur d’eau minimale dans le coursier
- F : Nombre de Froude

Si ces conditions sont observées, il est important de reconnaître que le risque de vagues roulantes persiste. Par conséquent, il est essentiel de mettre en place des mesures constructives adéquates pour prévenir les érosions en aval ainsi que les débordements de vagues sur les murs bajoyers.

III.6. Choix de la variante la plus favorable :

Le choix de la variante la plus favorable repose sur divers critères tels que le rendement de l'ouvrage, sa stabilité, la complexité et les exigences liées à sa réalisation et à son entretien, le coût et la durée de mise en œuvre.

Les deux variantes calculées sont implantées sur la rive gauche, ce qui signifie qu'elles sont soumises aux mêmes conditions topographiques et géologiques.

L'évacuateur latéral à entonnement latéral présente l'avantage d'être facile à réaliser et peu encombrant, assurant un bon rendement. Cependant, il présente un risque de saturation si le débit évacué dépasse légèrement le débit dimensionné.

D'un autre côté, l'évacuateur latéral à entonnement frontal est un ouvrage très sécurisé, facile à construire pour un barrage en béton, et son entretien est aisé. Cependant, sa réalisation est complexe pour un barrage en terre et sa modification ultérieure est également difficile.

Le tableau ci-dessous présente une synthèse des résultats obtenus à partir du calcul hydraulique.

Tableau III.10 : Présentation des résultats de calcul hydraulique.

Les différentes dimensions		L'évacuateur latéral à entonnement frontal	L'évacuateur latéral à entonnement latéral
Déversoir			
	Largeur du seuil déversant	90 m	90 m
	Charge déversant	3.2 m	3.2 m
Che nal d'écoulement			
	Largeur	90 m	Varie de 17.5 à 23 m
	Longueur	20 m	90 m
Lon gueur du convergent		47.8 m	-
Cou rsier			
	Largeur	55.6 m	23 m
	Longueur	185 m	185 m
Bas sin de dissipation			
	Type du bassin	Bassin à ressaut type III	Bassin à ressaut type III
	Longueur	42.6 m	26 m
	Largeur	55.6 m	23 m
Mur s bajoyers			
	Chenal d'écoulement	5 m	5 m
	Convergent	Varie de 4 à 2 m	-
	Coursier	4 m pour (0÷90) m	-
		2 m pour (90÷180) m	3 m pour (90÷185) m
	Bassin de dissipation	3 m	3 m

L'évacuateur latéral à entonnement frontal est déconseillé pour plusieurs raisons :

- Il est difficile à réaliser, en particulier pour les barrages en terre.

- Il nécessite une grande quantité de béton pour le déversoir de profil Creager, ce qui entraîne des coûts élevés.

- Il nécessite un volume important de terrassement pour l'installation du déversoir et du chenal d'écoulement en raison de la largeur considérable de ce dernier (90 m).

C'est pourquoi la variante choisie est l'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral, car il est plus favorable pour un barrage en terre. Il offre un bon rendement, nécessite moins de béton et implique un volume de terrassement moindre par rapport à l'évacuateur latéral à entonnement frontal.

CHAPITRE IV : CALCUL DE GINIE CIVIL

Introduction :

L'analyse de la stabilité revêt une importance fondamentale car elle vise principalement à établir la configuration géométrique des structures. Cette étude vise à évaluer la stabilité en termes de glissement et de renversement, des phénomènes qui peuvent se manifester de diverses manières et affecter tous les types d'ouvrages, à tout moment.

IV.1. Etude de stabilité

Le calcul de la stabilité constitue une étape essentielle visant à déterminer les dimensions des composants de l'évacuateur de crue, garantissant ainsi leur résistance face aux diverses charges et leur conformité aux critères de renversement, de glissement et de poinçonnement.

IV.1.1 Stabilité de déversoir

Le calcul de la stabilité du déversoir est effectué dans des conditions maximales défavorables, avec une hauteur de déversement maximale (Hd=3.2m).

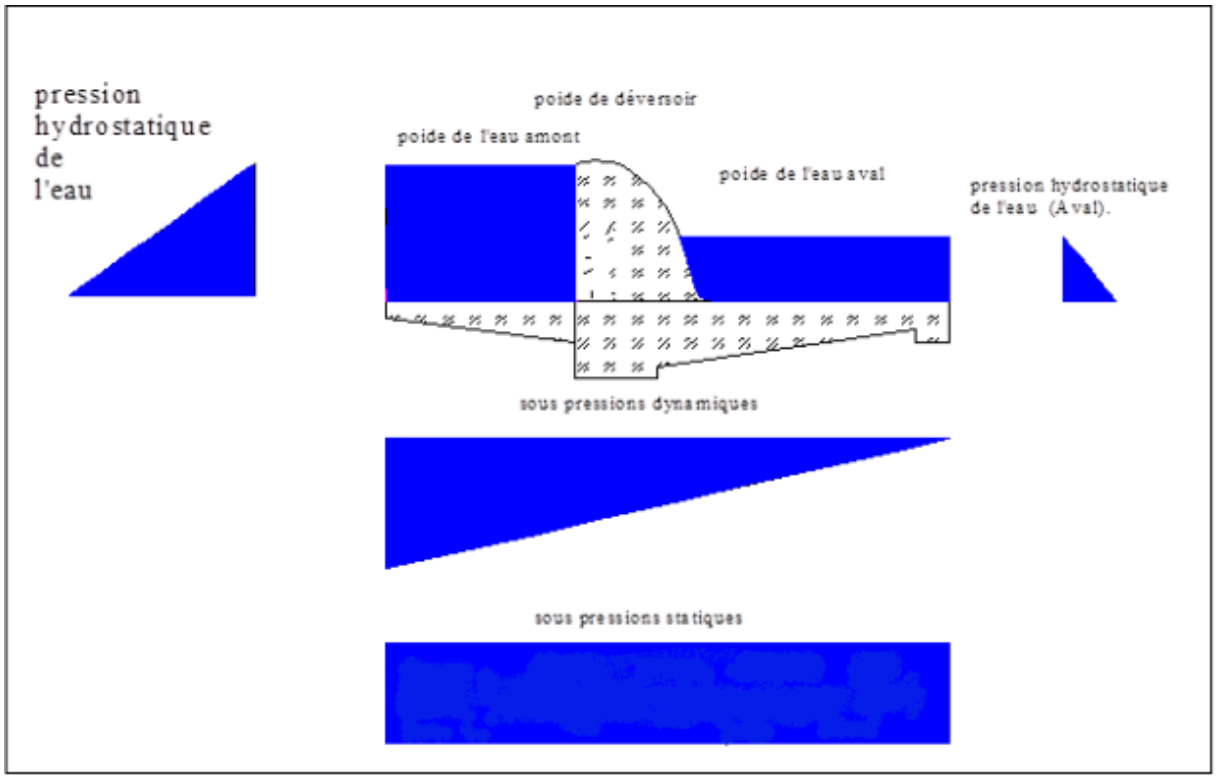


Figure IV.01 Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir

IV.1.1.1Calcul des forces

Avant de procéder au calcul des forces, il est nécessaire de dimensionner la dalle du déversoir et de vérifier les infiltrations en utilisant la méthode de Bligh.

- **Pré-dimensionnent de l'ouvrage**

- Avant radié :

Longueur :$l_{ar} = (0 \div 2)h1$……..(IV.1)

Epaisseurs: on a :

$\mathrm{h1} < 5$; $T_{ar1} = (0.4 \div 0.5)\ m$

$5 < \mathrm{h1} < 10$; $T_{ar1} = (0.4 \div 0.6)\ m$

$h1 > 10$; $T_{ar1} = 0.75m$

Et : $T_{ar2} = \ 0.75 + 0.05h1$……..(IV.2)

- Radié :

Longueur : $l_{ar} = (1.25 \div 2.25)H1$……..(IV.3)

Epaisseurs:

$T_{r1} = (0.25 \div 0.3)\ H1$……..(IV.4)

$T_{r2} = (0.13 \div 0.15)\ H1$……..(IV.5)

$$T_{r4} = T_{r1} - 0.5$$

$$S = T_{r1}$$

$$S1 = S2 = T_{r2} + 0.5$$

avec $\mathrm{H1} = \mathrm{P} + \mathrm{Hdev}$ =2.26+3.2=5.46m

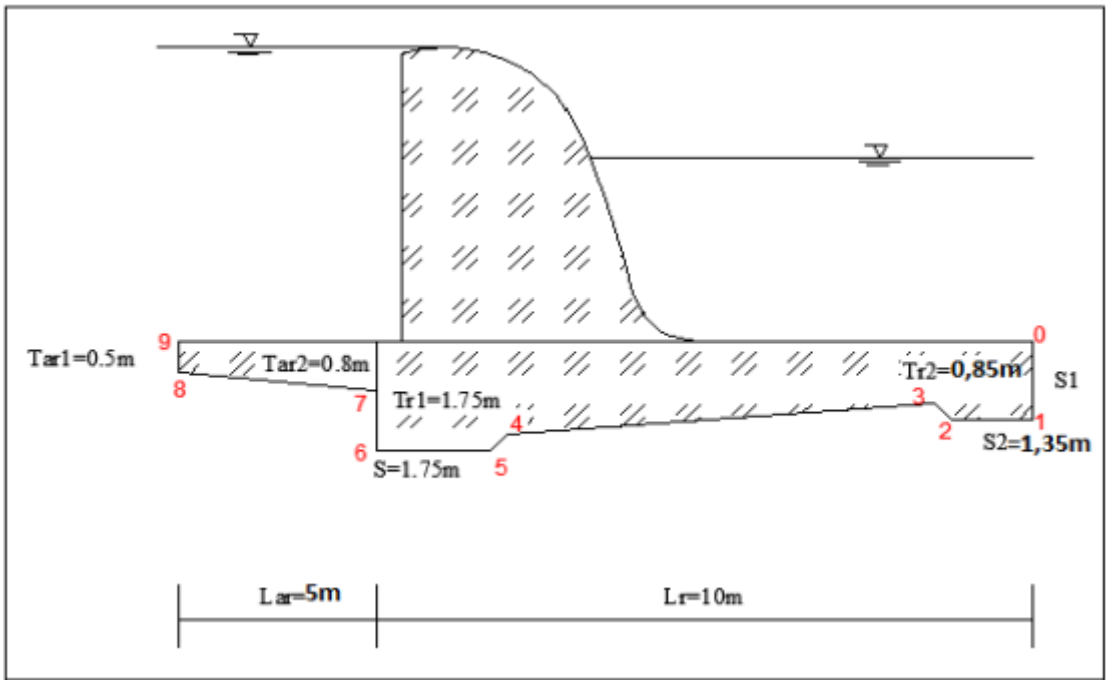


Figure IV.02 Pré dimensionnement du déversoir.

- **Méthode de conteur linéaire : (Méthode de Bligh)**

Dans cette approche, la distribution des sous-pressions est traitée de manière linéaire. Pour valider cette méthode, il est essentiel de s'assurer que la longueur de contre-dépouille effective (LCD) soit plus grande que la longueur de contre-dépouille théorique de Bligh (LC Théorique).

Avec : $LC_{théo} = \Delta H * C$ = 4.06*3=12.18 Coefficient de proportionnalité en fonction de type de sol.

ΔH = H1-H2=5.46-1.4=4.06m

$$LCD = 0.5 + 5.01 + 0.95 + 1.75 + 0.71 + 5.47 + 0.71 + 1.35 + 1.35 = 17.8m$$

LCD >$LC_{Théorique}$. Alors la condition de Bligh est vérifiée

Après avoir déterminé les épaisseurs initiales dans chaque point du radier, il est nécessaire de les ajuster en fonction des épaisseurs calculées par la méthode de Bligh, selon la procédure suivante :

$$h_x = \frac{\Delta H}{L_{RCD}} . l_X \text{.....(IV.6)}$$

$$t_x = n * \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w}\right) * h_x \text{.....(IV.7)}$$

Avec :

- x t : épaisseur de radier.
- γ_w : Poids spécifique de l'eau. (γ_w =1000Kgf/m3).
- γ_b : Poids spécifique de béton.(γ_b =2400Kgf/m3).
- n : coefficient de sécurité varie en fonction de classe de l'ouvrage ;(n=0.85/1.25)

Tableau IV.01 Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh.

Point	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$lx(m)$	0	1,35	2,7	3,41	8,88	9,59	11,34	12,29	17,3	17,8
$h(m)$	0	0,31	0,62	0,78	2,02	2,19	2,59	2,80	3,94	4,06
$Tx\ (m)$	0	0,22	0,44	0,55	1,44	1,55	1,84	1,99	2,80	2,88
$Tpré(m)$	0	1,35	1,35	0,71	1,15	1,75	1,75	0,8	0,5	0
$Td(m)$	0	1	1	0,71	1,15	1,75	1,75	0,8	0,5	0

a) Forces verticales

- **Sous pressions dynamiques**

$F_{sp}^{ih} = \gamma w * S_{sp}^{ih} * l$……..(IV.8)

Avec

- S_{sp}^{ih}: Epure des sous pressions (S_{sp}^{ih}=25.04m²) ;
- Et l : largeur de déversoir.
- Alors : F_{sp}^{ih}=25.04t

- **Sous pressions statiques**

$F_{sp}^{s} = \gamma w * S_{sp}^{s} * l$……..(IV.9)

- S_{sp}^{ih}: Epure des sous pressions (S_{sp}^{ih}=21m^2) ;
- Et l : largeur de déversoir.
- Alors : F_{sp}^{ih}=21t

- **Poids de rideau**

$P_r = \gamma_d * S_d * l$……..(IV.10)

$$P_r = 14.88t$$

- **Poids de la semelle**

$P_s = \gamma_b * S_s * l$……..(IV.11)

Avec : S_s : Surface de la semelle ;$Ss = 15m^2$

$$P_s = 36t$$

- Poids de l'eau amont

$$P_W = \gamma_W * S_W * l \text{……..(IV.12)}$$

Avec : S_w : Surface de l'eau en amont. (S_w = 26.67m²) ;

$$P_W = 26.67t$$

- Poids de l'eau aval

$$P'_W = \gamma_W * S'_W * l \text{……..(IV.13)}$$

$$P'_W = 11.32t$$

b) Forces horizontales

- Poussée de l'eau amont

$$F_W = \gamma_W * S_W * l \text{……..(IV.14)}$$

$$F_W = 31.9t$$

- Poussée de l'eau aval

$$F'_W = \gamma_W * S'_W * l \text{……..(IV.15)}$$

$$F'_W = 2t$$

IV.1.1.2 Stabilité au renversement

Le principe de la stabilité au renversement consiste à s'assurer que, sous l'influence des charges horizontales et verticales exercées sur l'ouvrage, celui-ci ne bascule pas autour de l'axe A. Pour que la stabilité soit confirmée, la condition suivante doit être respectée :

$$\frac{M_S}{M_r} > 1 \div 3$$

Où :

- M_S: Somme des moments des forces stabilisatrices.

- M_r: Somme des moments des forces déstabilisatrices.

$$M_S = 7.53.(P_r + P_s) + 11.91.P_W + 3.32.P'_W + 0.39.F'_W = 769.22\ t.m$$

$$M_r = 7.5.F_{sp}^{s} + 10.F_{sp}^{ih} + 2.03.F_W = 472.66$$

$\frac{M_S}{M_r} = 1.59$ Ainsi, la stabilité au renversement est assurée.

IV1.1.3 Stabilité au glissement

Afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage contre le glissement :

$\frac{tg\theta.\sum force\ verticales + C.S}{\sum force\ horizentales} > 1.2$……..(IV.16)

Avec :

- $\sum f_h = 33.9t = 339KN$
- $\sum f_v = 42.83t = 428.3KN$
- C : Cohésion (C = 50 kPa = 50 kN/m²)
- θ : Angle de frottement (θ = 30 degrés)
- S : La largeur du déversoir est de 90 mètres.

$$\frac{tg30.428.3 + 50.90}{339} = 14 > 1.2$$

Ainsi, la stabilité au glissement est confirmée.

IV.1.1.4 Stabilité au poinçonnement

On considère que le déversoir est stable au poinçonnement si la contrainte transmise par le radier de l'ouvrage reste inférieure à la contrainte de sol, notée ($\delta_{SOL} = 150bar$). Il est essentiel de déterminer les contraintes maximales et minimales sur le radier de l'ouvrage :

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6M_G}{100\beta^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6M_G}{100\beta^2}$$

Avec :

- $N = \sum f_v$ La somme des forces verticales est représentée par N
- M_G : La somme des moments par rapport au centre de gravité du radier
- β : Largeur de radié de déversoir.

$$N = 42.83t$$

$$M_G = 295..8t.m$$

Donc :

$\sigma_1 = 2.2$ Et $\sigma_2 = -1.34$

Par conséquent, la stabilité au poinçonnement est assurée.

IV.1.2 Stabilité des murs bajoyers

IV.1.2.1 Calcul des forces

- **Forces verticales**

Poids de radié :

$$P_s = \gamma_b * S_s * l = 2.4 * 7.38 * 1 = 20.11t$$

Poids de rideau :

$$P_r = \gamma_b * S_d * l = 2.4 * 3.30 * 1 = 7.92t$$

Poids de l'eau :

$$P_W = \gamma_W * S_W * l = 1 * 30.29 * 1 = 30.29t$$

Poids des terres :

$$P_t = \gamma_t * S_t * l = 1.15 * 7.81 * 1 = 9t$$

- **Forces horizontales**

Poussée de l'eau :

$$F_W = \gamma_W * S_W * l = 10.82t$$

Poussée des terres :

$$F_t = A_P * \gamma_t * S_t * l = 5.13t$$

Avec : $A_P = tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ $\varphi = 30°$

IV.1.2.2 Stabilité au renversement

$$M_S = 7.82 * P_r + 7.45 * P_s = 222t.m$$

$$M_r = 2.22 * F_t = 11.33t.m$$

$\frac{M_S}{M_r} = 19.6$, la stabilité au renversement est vérifiée.

IV.1.2.3 Stabilité au glissement

- $\sum f_h = 15.39t = 153.9KN$
- $\sum f_v = 67.30t = 673KN$
- $\frac{tg\theta.\sum force\ verticales + C.S}{\sum force\ horizentales} > 1.2$

Ainsi, du point de vue du glissement, le mur est stable.

IV.1.2.4 Stabilité au poinçonnement

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6M_G}{100\beta^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6M_G}{100\beta^2}$$

Avec :

- $N = \sum f_v$ La somme des forces verticales est représentée par N
- M_G : La somme des moments par rapport au centre de gravité du radier
- β : Largeur de radié de déversoir.

$$N = 67.30t$$

$$M_G = 61.13t.m$$

Donc :

$\sigma_1 = 0.27$ Et $\sigma_2 = -0.02$

Par conséquent, la stabilité au poinçonnement est assurée.

IV.2 Calcul de ferraillage

IV.2.1 Ferraillage de rideau de coursier

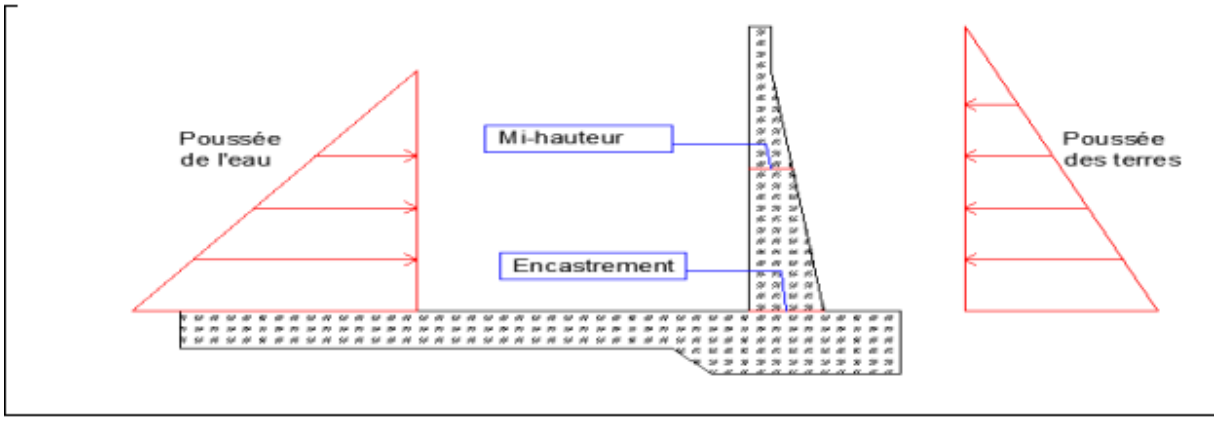
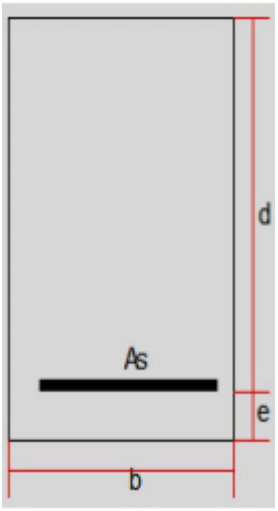


Figure IV.03 Calcul ferraillage de coursier.

A. Calcul des moments



Le dimensionnement des armatures pour le rideau est effectué à l'encastrement et à mi-hauteur, prenant en compte les deux cas d'écoulement maximal et minimal.

- A l'encastrement :

Poussée de l'eau :

$$M_W = 1.35 * F_W * \frac{h_W}{3} = 19.97t.m$$

Poussée des terres :

$$M_t = 1.35 * A_P * F_t * \frac{h_t}{3} = 13.16t.m$$

$$M_e = M_W - M_t = 6.81t.m$$

(1.35 est le coefficient de pondération appliqué aux charges permanentes.)

- A mi-hauteur :

Poussée de l'eau :

$$M'_W = 1.35 * F'_W * \frac{h'_W}{3} = 9.99t.m \text{.....(IV.17)}$$

Poussée des terres :

$$M'_t = 1.35 * A_P * F'_t * \frac{h'_t}{3} = 6.59t.m \text{.....(IV.18)}$$

B. Calcul des aciers

On a :

$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} * b * d^2}$……..(IV.19)

Avec :

- σ_{bc}: Contrainte admissible du béton.($\sigma_{bc} = 150bar$)
- b ; largeur de la section ; b=100cm
- d : hauteur de la section ; d=65 cm.(d = 40m à mi-hauteur)
- e : l'enrobage ; e= 5cm.
- As : section des aciers en cm².

- Calcul à l'encastrement :

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} * b * d^2} = 0.022$$

Vérification de la présence d'armatures soumises à la compression :

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 - 0.32\alpha_1^2$$

Avec :

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{1000.\varepsilon_1 + 3.5} = 0.68 \quad ; \quad \varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = 0.0017$$

- $E_s = 2.1 * 10^6$ (élasticité du béton)
- $f_e = 4000$
- γ_s : Coefficient de sécurité pour les aciers.

$$\mu_1 = 0.395$$

On a $\mu < \mu_1$ donc absence d'armatures sous compression.

Section d'aciers :

$A_S = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s}$……..(IV.20)

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 3478.26bar$ (Contrainte maximale d'extension de l'acier.)
- $\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.99$
- $\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2*\mu}}{0.8} = 0.026$

$$A_{S1} = 5.92cm^2$$

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} * b * d^2} = 0.011$$

$$A_{S2} = \frac{M_e}{\beta . d . \sigma_s} = 3.05 cm^2$$

- Calcul à mi-hauteur :

$$\mu = \frac{M_{h/2}}{\sigma_{bc} * b * d^2} = 0.023$$

$$A_{h/2} = \frac{M_{h/2}}{\beta . d . \sigma_s} = 4.23 cm^2$$

IV.2.2 Ferraillage de la semelle de coursier

La semelle supporte les charges provenant du poids des terres, du poids du radier, de son propre poids et des réactions du sol.

Nous prenons en considération les deux parties QP et NM des consoles fixées respectivement aux points P et N.

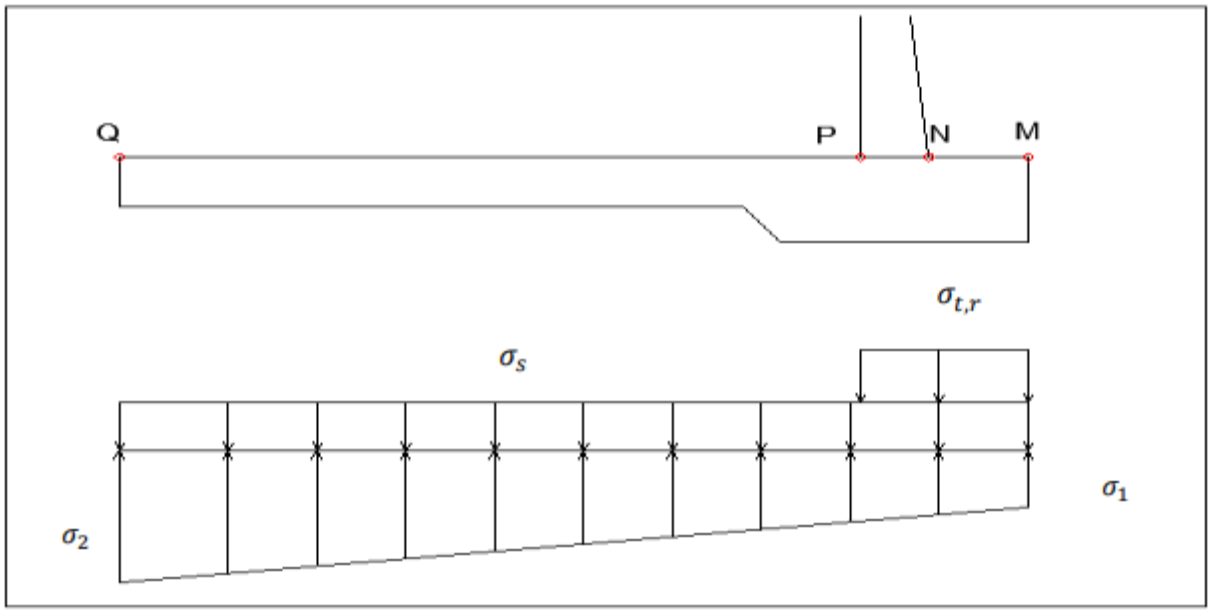


Figure IV.04 : Différentes contraintes de la semelle.

- Contrainte de radié

$$\sigma_S = \frac{1.35 * P_S}{100 * QM} = 0.15 bar$$

Avec :

- $P_s = \gamma_b * S_s * l = 97800KN$
- QM : la longueur de la base de la semelle 940cm .

- Contrainte de rideau et des terres

$$\sigma_{t\,r} = \frac{1.35 * (P_t + P_r)}{100 * NM} = 1.35bar$$

- Contraintes de sol

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6M_G}{100\beta^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6M_G}{100\beta^2}$$

Avec :

- $N = \sum f_v$ La somme des forces verticales est représentée par N
- M_G : La somme des moments par rapport au centre de gravité du radier
- β : Largeur de radié de déversoir.

$$N = 67.30t$$

$$M_G = 69.71t.m$$

Donc :

$\sigma_1 = 0.122bar$ Et $\sigma_2 = 0.024bar$

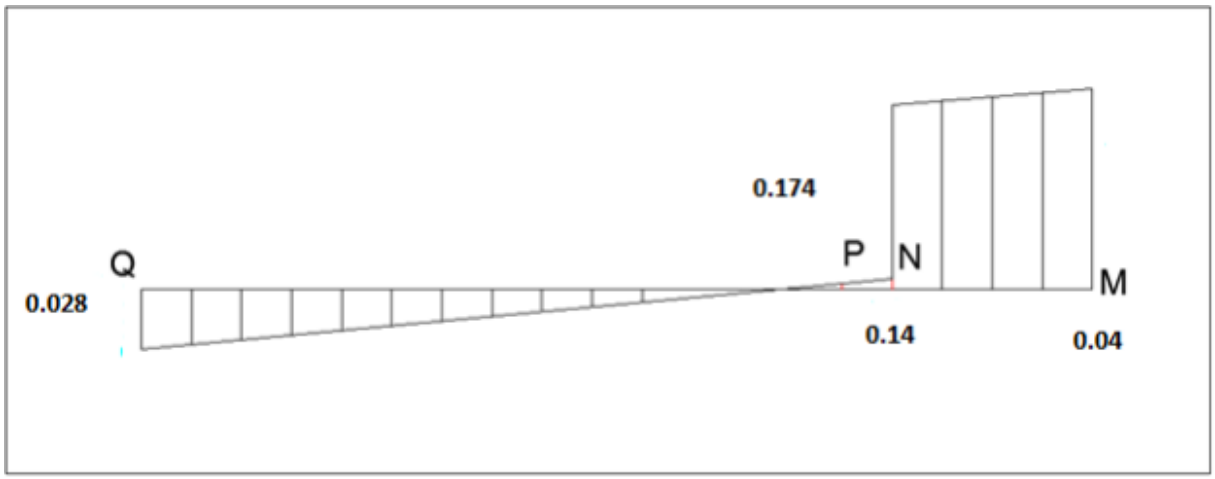


Figure IV.05 : Diagramme résultantes des contraintes du radié.

- au pt Q : 0.15-0.122= 0.028
- au pt P : 0.15+0.024= 0.174
- au pt N : 0.15-0.0095= 0.1406
- au pt M: 0.15-0.11= 0.04
- $\sigma_n = 0.0095bar \qquad \sigma_p = 0.1bar$

- Partie NM

Le console NM est armé pour résister au moment M_N en flexion simple.

Le moment à l'encastrement est :

$$M_N = S_{MN} * 0.97 = 37.2t.m$$

- S_{MN}: Section de diagramme des contraintes du consol MN.

Section à l'encastrement :

- b=100cm
- e=5cm
- d=115cm

$$\mu = \frac{M_N}{\sigma_{bc} * b * d^2} = 0.0197$$

On a $\mu < \mu_1$ donc absence d'armatures sous compression.

- $\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.99$
- $\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2*\mu}}{0.8} = 0.0250$

$$A_{NM} = \frac{M_N}{\beta.d.\sigma_s} = 9.38cm^2$$

- Partie PQ

Moment résultant à l'encastrement :

$$M_p = S_{PQ} * 5.225 = 10.225t.m$$

- S_{PQ}: Section de diagramme des contraintes du consol PQ.

Section à l'encastrement :

- b=100cm

- e=5cm
- d=65cm

$$\mu = \frac{M_N}{\sigma_{bc} * b * d^2} = 0.017$$

On a $\mu < \mu_1$ donc absence d'armatures sous compression.

- $\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.99$
- $\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2*\mu}}{0.8} = 0.0215$

$$A_{PQ} = \frac{M_P}{\beta . d . \sigma_s} = 4.58 cm^2$$

- Chois des aciers

Le tableau ci-dessous présente la sélection des armatures pour chaque section calculée dans les murs bajoyers :

Tableau IV.02 : chois des aciers des mures bajoyers, (H=5m).

Aciers	Aire (cm²)	Radier						Semelle			
		Encastrement 1		Encastrement 2		Mi-hauteur		Partie NM		Partie PQ	
		n	e (cm)	n	e (cm)	n	e (cm)	n	e (cm)	n	e (cm)
T_{20}	3.14	2	50	2	50	-	-	3	33.33	2	50
T_{16}	2.01	3	33.33	3	33.33	-	-	5	20	3	33.33
T_{14}	1.54	4	25	3	33.33	2	50	7	14.28	3	33.33
T_{12}	1.13	5	20	5	20	2	50	9	11.11	5	20
T_{10}	0.78	8	12.5	6	16.67	3	33.33	13	7.69	6	16.67
T_8	0.50	12	8.33	10	10	4	25	19	5.26	10	10

Note : Le coursier et le chenal d'écoulement sont construits par tronçons de 20 mètres. Les radiers des murs bajoyers sont reliés entre eux par des joints (Water stop). Il est également nécessaire de prévoir un système de drainage pour évacuer les infiltrations d'eau des fondations et ainsi éliminer les effets des surpressions.

IV.2.3 Ferraillage de radié de déversoir

- **Calcul des forces :**

- **Forces verticales**

Poids de radié :

$$P_s = \gamma_b * S_s * l = 2.4 * 13.69 * 1 = 32.86t$$

Poids de rideau :

$$P_r = \gamma_b * S_d * l = 14.82t$$

Poids de l'eau amont :

$$P_W = \gamma_W * S_W * l = 26.68t$$

Poids de l'eau aval :

$$P'_W = \gamma_W * S'_W * l = 11.32t$$

Sous pressions dynamiques

$$F_{sp}^{ih} = \gamma w * S_{sp}^{ih} * l = 25.06t$$

Sous pressions statiques

$$F_{sp}^{s} = \gamma w * S_{sp}^{s} * l = 22t$$

- **Forces horizontales**

Poussée de l'eau en amont :

$$F_W = \gamma_W * S_W * l = 32t$$

Poussée de l'eau en aval :

$$F'_W = \gamma_W * S'_W * l = 2t$$

- **Calcul des contraintes :**

- Contrainte des forces verticales:

$$\sigma_{t\,r\,s\,w} = \frac{1.35 * (P_t + P_r + P'_W + P_W)}{100 * B} = 1.159bar$$

- Contraintes de sol

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6M_G}{100\beta^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6M_G}{100\beta^2}$$

Centre de gravité de la semelle :

$$X_G = \frac{\sum S_i * X_i}{\sum S_i} = 4.8m\ ;\ Y_G = \frac{\sum S_i * Y_i}{\sum S_i} = 0.77m$$

N = 91t ; MG= 167.21t.m.

Donc :

$\sigma_1 = 0.122bar$ Et $\sigma_2 = -0.008bar$

- Contraintes résultantes :

$\sigma_N = 1.70bar$ Et $\sigma_P = 1.49bar$

- Partie NM

Le console NM est armé pour résister au moment M_N en flexion simple.

Le moment à l'encastrement est :

$$M_N = S_{MN} * 0.52 = 0.91t.m$$

- S_{MN}: Section de diagramme des contraintes du consol MN.

Section à l'encastrement :

- b=100cm
- e=5cm
- d=170cm

$$\mu = \frac{M_N}{\sigma_{bc} * b * d^2} = 0.0022$$

On a $\mu < \mu_1$ donc absence d'armatures sous compression.

- $\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.99$
- $\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2*\mu}}{0.8} = 0.0057$

$$A_{NM} = \frac{M_N}{\beta.d.\sigma_s} = 1.6cm^2$$

- Partie PQ

Moment résultant à l'encastrement :

$$M_p = S_{PQ} * 4.61 = 49.05t.m$$

- S_{PQ}: Section de diagramme des contraintes du consol PQ.

Section à l'encastrement :

- b=100cm
- e=5cm
- d=170cm

$$\mu = \frac{M_N}{\sigma_{bc} * b * d^2} = 0.012$$

On a $\mu < \mu_1$ donc absence d'armatures sous compression.

- $\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.99$
- $\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2*\mu}}{0.8} = 0.017$

$$A_{PQ} = \frac{M_P}{\beta . d . \sigma_s} = 8.4cm^2$$

- **Choix des aciers**

Tableau IV.03 : chois des aciers du radié de déversoir.

Aciers	Aire (cm²)	Semelle			
		Partie NM		Partie NM	
		n	e (cm)	n	e (cm)
T_{20}	3.14	3	33.33	-	-
T_{16}	2.01	5	20	-	-
T_{14}	1.54	6	16.67	2	50
T_{12}	1.13	8	12.5	2	50
T_{10}	0.78	11	9.09	2	50
T_8	0.50	17	5.88	4	0.25

Conclusion

Le calcul de stabilité et de dimensionnement du ferraillage pour le déversoir et le coursier a été effectué en considérant les cas les plus défavorables. Après ces calculs, il a été conclu que ces structures sont stables face aux diverses charges.

CHAPITRE V : ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction

Pendant la phase de développement d'un projet impliquant la construction d'un barrage, divers éléments tels que le type de barrage, la conception de la fondation, les caractéristiques de la rive de la vallée de la rivière, la topographie du site, et d'autres paramètres doivent être pris en considération lors de la planification de la sélection du site pour le contrat auxiliaire associé à ce projet. Les travaux complémentaires inclus dans le plan du barrage comprennent :

• La construction de la structure d'admission d'eau.

• La mise en place de la structure de vidange du fond.

Chacune de ces structures présente diverses configurations, chacune avec ses avantages et ses inconvénients. L'objectif est de sélectionner le type de structure le plus adapté d'un point de vue opérationnel et économique, en privilégiant l'efficacité technique et la rentabilité.

La vidange de fond est une étape cruciale dans la construction d'un barrage, visant à accomplir plusieurs objectifs essentiels :

• Éliminer les accumulations de sédiments pour prévenir l'envasement du barrage et des prises d'eau.

• Contrôler le premier remplissage du réservoir.

• Réguler l'élévation du niveau d'eau conformément aux besoins.

• Effectuer une vidange partielle ou totale du barrage.

• Évacuer une partie des eaux en cas de crues exceptionnelles.

V.1. L’ouvrage de vidange

La conception de la vidange de fond peut être adaptée en fonction du diamètre, avec la possibilité d'opter pour un fonctionnement sous pression pour les diamètres réduits ou moyens, et un fonctionnement en écoulement libre pour les diamètres plus importants.

Cette structure, essentielle pour des purges régulières visant à prévenir l'ensablement rapide du barrage, devrait être configurée en surface libre pour éviter tout risque de blocage.

Le mécanisme de vidange est composé d'un orifice en amont et d'un tuyau long de 426 mètres. Une grille de protection est placée à l'entrée de la structure pour empêcher

l'obstruction par des débris volumineux. En aval de la tour d'admission (en amont du passage), deux vannes sont installées en série : la première pour la protection et la seconde pour le contrôle (dispositif de sécurité).

V.1.1 Type d'ouvrages de vidange

Il existe trois types :

- **Conduite de vidange en charge**

Elle est habituellement intégrée avec la prise d'eau ou l'évacuateur en forme de tulipe. Lorsque la conduite est soumise à une pression, il est crucial de garantir une étanchéité totale. En effet, toute fuite au sein du barrage en terre peut engendrer des pressions interstitielles risquées ou provoquer la formation de renards. On privilégie souvent une conduite en acier enrobée de béton armé ou une conduite à âme en tôle enfouie sous le remblai.

- **Conduite à écoulement libre**

Pour les structures d'envergure significative ou en cas de risque de transport de matériaux solides à travers la vidange, on opte pour des conduites de vidange en écoulement libre. Ces conduites peuvent prendre deux formes :

- Un tuyau cylindrique de grand diamètre en acier (le choix courant) ;

- Une canalisation en béton de type galerie ou ovoïde, mesurant entre 1 à 2 mètres de hauteur.

Afin de maintenir un écoulement adéquat dans la conduite, il est essentiel de permettre une aération en aval de la vanne amont à l'aide d'un reniflard. Cela vise à éviter les phénomènes de battements ou de vibrations induits par le passage en écoulement instable à fort débit.

- **Ouvrages de vidanges à batardeau**

Il peut être avisé d'intégrer la vidange de fond dans l'évacuateur de crue en surface sous la forme d'une ouverture équipée d'un dispositif de fermeture, comme une vanne coulissante ou plus simplement, un batardeau. Ce mécanisme, plus simple et robuste, est moins susceptible de rencontrer des problèmes d'entretien, tels que le blocage des vannes.

Tableau V.1 : L'ensembles des dispositifs minimaux préconisés

$H^2*\sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position de vannes
≤30	PVC ou Acier	160÷200) / 300 (acier	Une vanne en aval
30÷100	Acier	300÷400	
100÷300	Acier ou béton en âme tôle	400÷600	Une vanne de garde amont et une vanne de garde avale
300÷700		600÷800	
700÷1500		800÷1200	
≥1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne de réglage en aval

V.1.2. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange

Le débit volumique reste invariable de la surface d'entrée S jusqu'à la sortie de la conduite, du fait d'un écoulement homogène sans compression. En revanche, le niveau d'eau H diminue au fil de l'écoulement, évoluant ainsi avec le temps. Son calcul repose sur la conservation du débit à l'altitude H et au point de vidange. Voici la formule du débit :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \text{ ……..(IV.1)}$$

$$Q_{vf} = 8.56\text{m}^3/\text{s}$$

Avec :

- Vu : Volume utile en ($m3$).
- T : Temps de vidange (15 <T< 21) jours, on prend T=21 jours.
- $A0$: Apport annuel ($Mm3$)
- Q : Débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

$$Q = \mu A\sqrt{2gH} \text{ ……..(V.2)}$$

$$A = \frac{Q_{vf}}{\mu.\sqrt{2.g.H}} = 0.59m^2$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

D=0.86m

On prend D=1000 mm

$$Qdt = -SdH \text{……..(V.3):}$$

$Qdt = -SdH$ donc $\mu A\sqrt{2gH}dt = -SdH$ …….(V.4)

Avec:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\sum\zeta+\lambda\frac{L}{D}}} \text{……..(V.5)}$$

$$\lambda = \frac{0.021}{D^{1/3}} \text{……(V.6)}$$

- μ : Coefficient de débit ;
- A : surface de la vanne (m²) ; $A = \pi D^2/4$
- H : dénivellation de l'eau (m) ; H = Zi – Z0
- Z_i : cote initiale dans le réservoir ;
- Z_0 : cote dans l'axe de la vanne ;
- $\Sigma\zeta$: somme de coefficient de perte de charge $= 1.6$;
- λ : coefficient de perte par friction ;
- L : longueur du tuyau (m) ; $L = 160m$
- D : diamètre (mm) ;
- S : surface du plan d'eau (de la courbe capacité hauteur) (m²) ;
- dH : variation de hauteur (m).

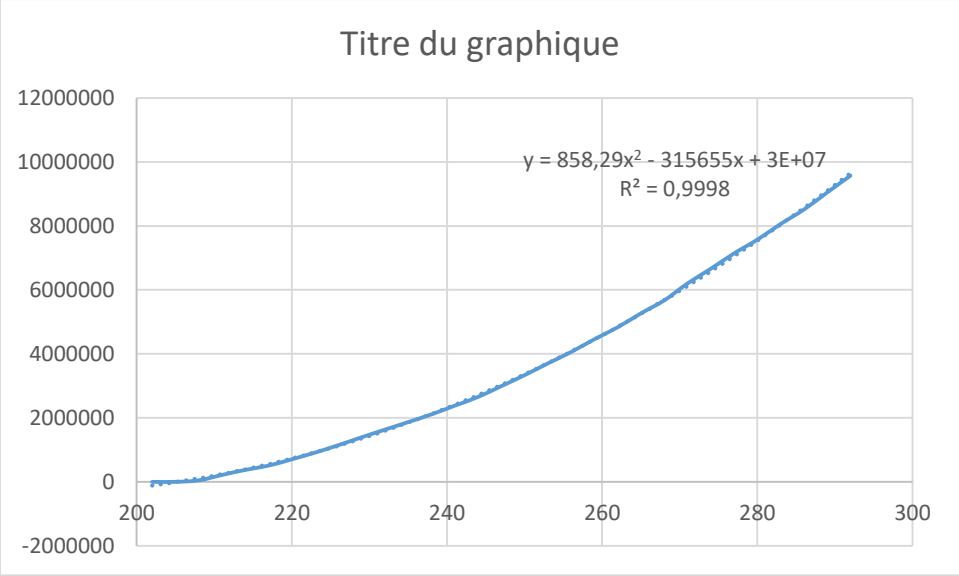


Figure IV. 1 : Courbe de tendance de la courbe surface-hauteur

En intégrant l'équation (IV.4), on obtient :

$$\int_0^T Qdt = -\int_{207}^{228.1} Sdh \text{……..(V.7)}$$

$$T = -\frac{1}{\mu A\sqrt{2g}}\int_{207}^{228.11}(858.29h^2 - 315655\text{h} + 3.10^7)h^{-\frac{1}{2}}dh$$

$$T = -\frac{4}{\pi D^2\sqrt{2g}}.\sqrt{1+\sum\zeta+0.021\frac{L}{D^{1/3}}}.\int_{207}^{228.11}(858.29h^2 - 315655\text{h} + 3.10^7)h^{-\frac{1}{2}}dh$$

Pour plusieurs diamètres on calcule le temps de vidange correspondant. Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Temps de vidange pour différents diamètres

Diamètres (mm)	Temps de vidange (j)
1000	24
1500	14
2000	11

Tableau V. 3 : Calcul des débits et des vitesses

Diamètres (mm)	Temps de vidange (j)	Section (m^2)	Débit (m^3/s)	Vitesse (m/s)
1000	24	0.79	6.35	1.9
1500	14	1.76	15.94	2
2000	11	3.14	30.37	2.19

V.2. La prise d'eau :

L'objectif de cette structure est de garantir que le niveau du débit maximal requis en aval se situe entre la réserve normale et le niveau d'eau minimum, tout en prenant en considération un prélèvement d'eau conforme à la qualité requise pour son usage final.

V.2.1. Type de prise :

- **Prise d'eau en charge**

Ce modèle se caractérise par des conduites enrobées de matériau de remplissage, comportant une "âme constituée d'une plaque métallique" ou d'un revêtement en acier. Il se distingue par son efficacité économique et des pertes de charge minimales. De plus, il offre l'avantage de centraliser les équipements de contrôle en aval du barrage.

Par ailleurs, les principales imperfections comprennent un niveau d'adhérence unique et des fonctions non distinctes au niveau des dispositifs de vidange.

- **Prise d’eau flottante**

Dans cette version, les opérations de prise et de vidange sont distinctes. Le prélèvement d'eau se réalise à une profondeur constante. Cependant, l'inconvénient majeur réside dans son coût élevé, nécessitant des mécanismes assez complexes qui demandent un entretien régulier des composants hydromécaniques.

- **Tour de prise**

Cette option offre l'avantage du prélèvement à différents niveaux et de la séparation des fonctions (prise et vidange). Cependant, du point de vue économique, elle est plus coûteuse en raison de la nécessité d'une structure en hauteur (tour + passerelle). De plus, elle présente une sensibilité aux secousses sismiques.

V.2.2. Type d’ouvrage de prise

Les diverses configurations des structures de prélèvement sont largement diversifiées, conditionnées par divers facteurs tels que la géologie, la stabilité et d'autres considérations économiques et techniques. Cependant, elles peuvent être classifiées en deux grandes catégories : les tours inclinées et les tours verticales.

V.2.3. Emplacement de la tour

En tenant compte de la structure principale du barrage ainsi que des propriétés géo-mécaniques et topographiques du sol, il est avantageux d'installer la tour de prise du côté droit de la rive. Celle-ci est positionnée en amont de la dérivation temporaire (galerie de dérivation). Les infrastructures de prise d'eau et de conduite seront également employées pour la vidange de fond.

V.2.4. Dimensionnement de la prise d’eau :

L'objectif de la conduite est de prélever un débit en vue d'approvisionner en eau potable et d'irriguer les régions en aval de la retenue.

- La distribution mensuelle du besoin :

Tableau V.4: Distribution mensuelle des besoins

Mois	U80% (Mm3)	U80%
Septembre	1.4	8.4
Octobre	1.5	9
Novembre	1.2	7.23
Décembre	1	6.02
Janvier	1	6.02
Février	1	6.02
Mars	1	6.02
Avril	1	6.02
Mai	1.7	10.24
Juin	1.8	10.84
Juillet	2	12.5
Août	2	12.05
Total	16.6	100%

Pour déterminer les dimensions de la conduite de prise, nous tiendrons compte du débit maximal requis à l'aval. Selon la répartition mensuelle de la consommation, ce volume maximal demandé s'élève à :

$$V_{max} = 2Mm^3$$

- Calcul du débit maximum

$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T}$……..(V.8)

$$Q_{max} = 0.75m^3/s$$

On a :

$Q = \mu A\sqrt{2gH}$……..(V.9)

D'où :

$A = \frac{Q_{max}}{\mu.\sqrt{2.g.H}}$……..(V.10)

Avec :

- Q : Débit (m3/s) ;
- H : Charge disponible entre la prise la plus bas (220.05m) et l'aval en m ;
- μ : Coefficient de débit μ = 0.3

D'où :

$$A = 0.16m^2$$

Donc :

$D = \sqrt{\frac{4.A}{\pi}}$……..(V.11)

$$D = 0.45m$$

On prend un diamètre normalisé de :

$$D = 0.5m$$

Conclusion

Au cours de cette section, nous avons identifié une tour de prise intégrée dans le corps de la digue, équipée d'une seule prise d'eau de diamètre Ø500 et d'une vidange de fond de diamètre Ø2000 via une galerie en béton armé.

CHAPITRE VI : ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction

La planification d'un chantier implique l'ensemble des démarches visant à concrétiser un projet ou un ouvrage de diverses natures dans des conditions optimales. Cela comprend la définition et la coordination des ressources requises pour mener à bien les travaux, en respectant les directives générales établies par le commanditaire. Ces directives se décomposent en éléments spécifiques tels que la célérité, l'efficacité économique et la qualité, entraînant un mode économique particulier. Il est donc impératif de prendre toutes les mesures nécessaires afin de garantir que la réalisation du projet se conforme aux plans établis, soit de haute qualité, soit accomplie dans les délais les plus courts, soit réalisée à moindre coût et soit exempte d'accidents humains. Atteindre le succès dans les domaines de la qualité, de la vitesse et de l'économie demeure la pierre angulaire et l'objectif principal pour assurer une gestion de projet efficace.

VI.1.Organisation technique et préparation des informations

Le processus initial de mise en place de l'organisation de la technologie de la construction débute par l'élaboration de documents permettant à l'institution d'entreprendre l'exécution de projets de construction.

Le processus technique préparatoire suit les étapes ci-dessous :

- Une phase de préparation qui implique la création d'une séquence temporelle et d'un calendrier de travail définissant la qualité et la quantité requises.

- Des actions visant à garantir la disponibilité sur place de matériaux de construction adaptés à l'emplacement et répondant aux critères de qualité (Bouchek, 2020).

VI.2. Intervenants dans le chantier

1. Maitre de l’ouvrage :

Dans les opérations de construction, le maître d'ouvrage est la personne qui possède le terrain, prend la décision d'entreprendre les travaux, et établit le calendrier des réalisations. Il est également responsable de rassembler les fonds nécessaires, de choisir et de rémunérer les professionnels chargés de l'exécution, ainsi que de conclure les contrats de travaux. Le maître d'ouvrage délègue la conception du projet de construction et le suivi de sa réalisation au maître d'œuvre, souvent représenté par un bureau d'études comprenant des architectes, des géomètres experts et/ou des ingénieurs-conseils. Ce dernier veille à la faisabilité du

programme de construction et élabore le projet en respectant les normes professionnelles, les réglementations et le budget établi par le maître d'ouvrage. Il gère les démarches administratives pour obtenir les autorisations nécessaires, prépare le dossier à soumettre aux entreprises, participe à l'élaboration du contrat, supervise le déroulement du chantier et assiste le maître d'ouvrage lors de la réception des travaux.

Le rôle du maître d'ouvrage comprend les responsabilités suivantes :

- Acquérir les ressources financières requises pour le projet et en assurer la gestion (le maître d'ouvrage est toujours le financeur).

- Acquérir le terrain ou l'espace nécessaire à la construction par achat ou concession.

- Élaborer un programme détaillé et précis de l'opération.

- Prendre possession de l'ouvrage en le réceptionnant.

- Exploiter l'ouvrage ou, dans certains cas, le transférer à l'organisme responsable de l'exploitation.

2. Maitre de l’œuvre :

Il s'agit de l'entité, qu'elle soit une personne physique ou morale (comme un bureau d'études, un groupe d'architectes et d'ingénieurs), désignée par le maître d'ouvrage pour la conception et le suivi de l'exécution de l'ensemble des travaux à entreprendre.

Son rôle englobe les aspects suivants :

- Vérifier la faisabilité du programme de l'opération sur le site.

- Assurer le suivi du budget et sa disponibilité.

- Concevoir, représenter, rédiger et évaluer l'ouvrage.

- Identifier et proposer les moyens pour réaliser l'ouvrage (consultation des entreprises, recommandation du choix d'entreprise).

- Préparer les travaux en conformité avec la documentation contractuelle.

- Superviser la conformité de l'ouvrage par rapport au projet initial (contrat).

- Diriger l'exécution des travaux selon les spécifications contractuelles.

- Contrôler la qualité et la quantité des matériaux ainsi que leur mise en œuvre.

- Surveiller les coûts des travaux.

- Assister le maître d'ouvrage lors de la réception du projet.

3. Entrepreneur

L'individu ou l'entité juridique détenant le contrat de projet conclu avec le soumissionnaire est chargé de la réalisation du projet, et parfois, de l'élaboration détaillée du projet. L'entrepreneur est responsable de l'exécution des travaux sur le site et pendant la phase de construction, jusqu'à leur validation**.**

Ses responsabilités englobent :

- Assurer l'exécution des travaux en accord avec les spécifications.

- Mettre à disposition une main-d'œuvre qualifiée et correctement supervisée.

- Fournir l'équipement spécialisé requis pour accomplir l'ouvrage.

- Approvisionner les matériaux nécessaires.

- Apporter un savoir-faire spécifique et des qualifications.

VI.3 Installation de chantier

L'élaboration du plan d'aménagement du site revêt une importance cruciale pour le futur développement du site. Il reflète le niveau de préparation et son agencement, en fournissant les directives essentielles pour la mise en œuvre des divers équipements et matériels requis pour la réalisation. Ce plan joue également un rôle vital dans l'obtention des autorisations nécessaires pour l'installation de grues, les travaux de voirie et d'autres installations sur le site, en conformité avec les normes d'hygiène et de sécurité édictées par les organismes d'inspection du travail, entre autres. Généralement basé sur un plan d'étage, un plan d'installation sur site mal conçu peut avoir des répercussions défavorables.

Le processus de construction peut entraîner :

- Des retards significatifs.

- Des coûts supplémentaires substantiels.

- Des incidents ou accidents, allant du léger au grave.

Le plan d'organisation du chantier englobe le dessin du futur bâtiment ainsi que la disposition des grues, des voies temporaires, les inventaires, les réserves de matériaux, les espaces temporaires, les zones de déchargement et de préparation du béton, les réseaux de communication, les canalisations, etc. Ce plan d'aménagement est conçu selon des échelles telles que 1/100, 1/200 et 1/500 (Bouchek, 2019).

Le plan d'organisation d'un chantier doit inclure :

➢ Clôture du site avec signalisation extérieure :

Cela englobe l'établissement d'une ou plusieurs entrées contrôlées par des guérites de gardiens ; un panneau lié au permis de construire, clairement visible depuis la voie publique, affichant des informations telles que le nom, la raison sociale, etc. ; et une signalisation routière près des entrées.

➢ Voies d'accès et de circulation internes :

Ces voies, destinées aux camions et aux piétons, doivent être en bon état et praticables par tous les temps. Il est important de prévoir, si nécessaire, un drainage du terrain pour réduire la présence de boue sur le chantier, car un camion bloqué dans la boue entraîne des coûts élevés pour l'entreprise.

➢ Signalisation interne :

Elle inclut l'orientation du trafic des engins et signale d'éventuels risques tels que les câbles électriques. Elle affiche également les consignes de sécurité individuelles, telles que le port de casque, de masque anti-poussière et de lunettes de protection, ainsi que les procédures de sécurité en cas d'incendie.

➢ Positionnement des voies de déplacement des grues :

Leur itinéraire optimal est conçu pour atteindre les matériaux situés à une distance considérable. Pour les grues fixes, des bases en éléments préfabriqués en béton sont utilisées, tandis que pour les grues mobiles, on utilise des voies de déplacement composées d'éléments préfabriqués en béton reliés les uns aux autres par des profilés en travers et des rails en longueur (Bouchek, 2019).

➢ Aménagement des espaces :

- Bureaux : destinés à l'équipe de direction des travaux, idéalement situés à l'entrée du chantier.

- Salle de réunion

- Vestiaires, à proximité des zones de travail.

- Sanitaires : disposés de manière stratégique sur le chantier pour minimiser les déplacements des ouvriers.

- Réfectoire : dans le cas d'un chantier important, équipé d'une cuisine. Pour les chantiers moins importants ou à proximité d'un chantier déjà pourvu d'une cuisine, la nourriture peut être apportée et servie sur place.

- Infirmerie : pour les chantiers de petite envergure, la présence d'un médecin une à deux fois par semaine et de deux infirmières en permanence sur place est prévue. En revanche, pour les chantiers d'envergure, un médecin, un dentiste, deux infirmières en permanence sur place et une ambulance sont prévus pour évacuer les cas graves.

➢ Aménagement du logement des ouvriers :

- Mise en place d'un dortoir pour le personnel déplacé, situé à distance des bureaux.

- Aménagement d'un espace commun.

➢ Organisation des zones de stockage :

- Entrepôt principal : espace destiné au stockage des matériaux consommables et des produits sensibles à l'eau.

- Zone de stockage sécurisée : espace clôturé situé à proximité de l'entrepôt principal.

- Zone de stockage non sécurisée : répartie sur le chantier en fonction des travaux à réaliser.

➢ Mise en place des aires d'atelier :

- Atelier de ferraillage

- Atelier de coffrage

- Atelier de préfabrication

➢ Mise en place de la production de béton :

1. Petits et moyens chantiers : Utilisation de bétonnières pour un ouvrage unique. La bétonnière est positionnée à proximité de l'ouvrage à réaliser. En cas de plusieurs ouvrages, la bétonnière est placée près de l'ouvrage le plus important.

2. Chantiers importants : Le matériel de production comprend une centrale à béton en cas de consommation quotidienne uniforme et élevée.

- Zone de stockage du matériel

- Atelier permanent

- Atelier de maintenance mécanique

- Atelier d'électricité

- Atelier de vulcanisation

- Station-service pour carburant diesel

- Atelier mobile :

  - Camion d'entretien
  - Camion-atelier (pour la mécanique et l'électricité)
  - Camion-ravitaillement en carburant

➢ Connexion aux services publics :

- Approvisionnement en eau : Établissement d'un raccordement à la canalisation d'eau la plus proche du chantier. Des réservoirs d'eau doivent être envisagés en cas de défaillance des bâches à eau en béton ou des citernes métalliques.

- Électricité : Requête à SONELGAZ pour établir le raccordement électrique.

- Télécommunications : Demande d'installation d'une ou plusieurs lignes pour maintenir le contact avec l'extérieur ou utilisation de téléphones portables.

- Traitement des eaux usées : Raccordement au réseau existant.

- Gestion des eaux pluviales : Prévision d'une pente adéquate pour la plateforme afin d'éviter l'accumulation des eaux.

- Stockage des déblais et terres excavées

VI.4. Choix du matériel :

VI.4.1. Critère de choix:

Les modalités de levage et de manutention des charges varient en fonction de l'envergure du chantier. Pour ce faire, il est nécessaire de procéder à : l'analyse du calendrier global pour établir l'ordre de construction et la cadence de production choisie, déterminant ainsi la durée d'utilisation ; ainsi que l'étude des divers emplacements pour les engins en tenant compte du contexte du chantier (contraintes telles que présence de bâtiments existants, zones interdites de survol, lignes électriques, etc.).

VI.4.2. Caractéristique de la grue:

- Concernant la flèche : L'optimisation de sa position, c'est-à-dire la longueur de la flèche, repose sur l'analyse du plan de masse et des données relatives aux techniques de réalisation, telles que l'utilisation de panneaux préfabriqués. Ceci prend en considération :

- La distance minimale nécessaire pour la mise en place ou le dégagement d'éléments de grandes dimensions (panneaux, coffrage, etc.).

- Les impératifs de sécurité pour le personnel.

- Les spécificités des profilés et des dimensions des bâtiments avoisinants.

- L'existence de zones où le survol est interdit.

- La présence de lignes électriques.

- Concernant la hauteur sous le crochet : La hauteur maximale (H) est établie en fonction :

a. du niveau le plus élevé du bâtiment (H0),

b. des considérations de sécurité (une garde minimale de 2 m au-dessus du niveau le plus élevé du bâtiment),

c. de la hauteur des éléments à soulever, y compris le système d'élingage (H1 + H2),

d. du niveau maximal des bâtiments existants adjacents ou situés dans la zone de survol envisagée.

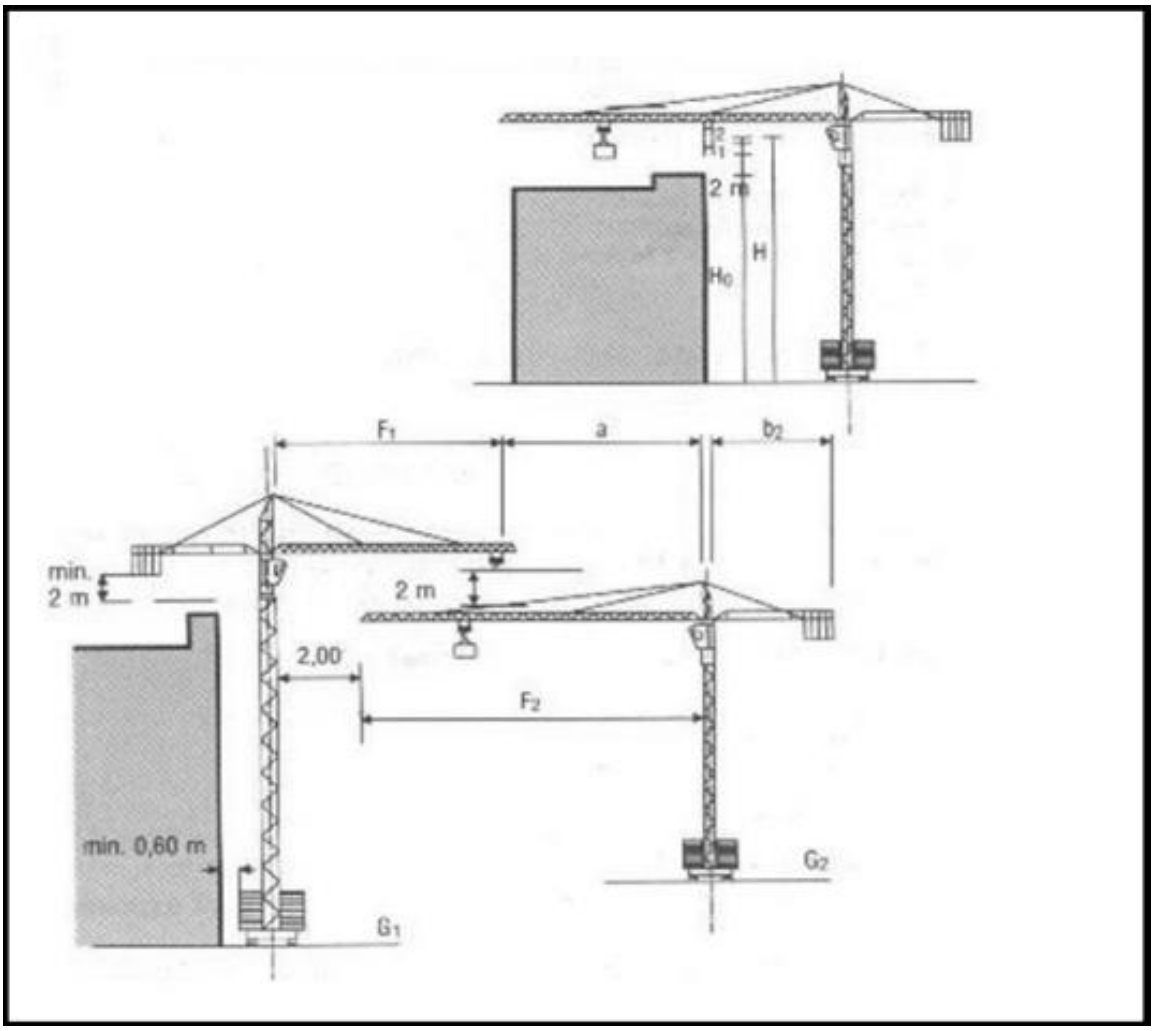


Figure VI.1 : Schéma représentatif d'une grue (Bouchek, 2020)

Camion-benne : Son utilisation concerne le transport de béton dur sur des distances ne dépassant pas 30 km, et le béton est préservé des conditions météorologiques grâce à une bâche de protection.

IV.4.3. Vibration de béton:

1. **Vibration interne (pervibration) :**

Ce processus fait usage d'une aiguille vibrante qui est composée d'un cylindre métallique dans lequel une masselotte tourne. L'aiguille est insérée verticalement dans le béton frais, et le temps de vibration optimal est atteint lorsque les bulles cessent de s'échapper et que la laitance commence à apparaître en surface.

2. **Vibration externe (vibration de coffrage)**

Ces vibrations fixées sur le coffrage sont employées dans plusieurs contextes : en préfabrication et sur les chantiers pour les coffrages complexes, en complément des vibrations internes. En règle générale, des règles vibrantes sont utilisées.

VI.4.4. Echafaudages:

L'échafaudage est une structure temporaire en bois ou en métal qui a plusieurs utilités :

a. Fournir un espace de travail en hauteur.

b. Servir de moyen d'accès.

c. Fonctionner comme plateforme de stockage.

VI.5. Plannings prévisionnels des travaux :

C'est la mise en place d'une organisation technique du travail, impliquant la planification et l'établissement d'un programme d'avancement des travaux par tâches quantifiées et échelonnées dans le temps. Cela correspond à une projection anticipée de la séquence des activités, permettant ainsi de visualiser les décisions prises à travers des graphiques appelés plannings.

VI.5.1. L'objectif commun visé par toute espèce de planning est double :

- Anticiper et superviser la progression des tâches.

- Représenter de façon claire et concrète l'abstraction en fournissant des images précises et informatives des tâches à réaliser, incluant la durée, le nombre de personnes requises et les coûts, tout en explicitant les interrelations entre ces tâches.

VI.5.2. Décomposition du projet :

L'exécution d'un projet implique deux phases :

- Réalisation des travaux principaux : fondations, dalle, voiles.

- Finitions (corps d'état secondaires) : maçonnerie, enduits, revêtements, menuiserie, peinture intérieure et extérieure.

VI.5.3. Pièces contractuelles du marché :

Ce sont les divers éléments qui forment le contrat de travaux :

- La déclaration d'engagement.

- L'offre de prix.

- Le cahier des charges.

- Le descriptif des travaux.

- Les évaluations quantitatives et estimatives.

- Le tableau des prix unitaires.

1. Descriptif des travaux :

C'est un dossier qui spécifie, pour chaque corps de métier impliqué dans la construction, la nature et les spécifications des matériaux à être utilisés. Dans certains cas, il peut fournir des orientations sur les techniques de construction.

2. Quantification des travaux :

Établi par le métreur, ce document détaille, pour chaque élément de construction, les quantités associées.

3. Estimation des coûts :

- Il mentionne le coût unitaire de chaque élément de construction.

- C'est une estimation indicative à laquelle on ajoute le coût unitaire et le coût total.

VI.6. La sécurité sur le chantier : équipement de protection individuelle (EPI)

Un équipement de protection individuelle (EPI) constitue un dispositif conçu pour préserver un individu contre un ou plusieurs risques susceptibles de compromettre sa sécurité ou sa santé lors de son activité ou de son travail. Souvent, il s'agit d'un vêtement professionnel ou d'un accessoire de protection (conformément au Code du Travail, article R.233-83-3).

Les équipements de protection individuelle (EPI) sont soumis à un ensemble étendu de règlements dérivés de la loi n°91-1414 du 31 décembre 1991, qui découle elle-même de directives européennes. Ces règles concernent les spécifications techniques des EPI, les

processus de certification de conformité, les directives organisationnelles, ainsi que les modalités de mise en place et d'utilisation des EPI.

VI.6.1 Les principes généraux de prévention

Conformément à l'Article L. 230-2 du Code du Travail :

"L'employeur est tenu de mettre en place les mesures requises pour garantir la sécurité et la préservation de la santé des travailleurs de son établissement, y compris ceux qui sont temporaires.

Ces mesures incluent la prévention des risques professionnels, la diffusion d'informations, la formation, ainsi que l'établissement d'une organisation et de ressources adéquates.

Il doit veiller à ajuster ces mesures en fonction des évolutions contextuelles et viser à améliorer les situations existantes.

Indépendamment des autres dispositions de ce code, lorsque des travailleurs de différentes entreprises sont présents dans un même lieu de travail, les employeurs doivent collaborer à la mise en œuvre des réglementations relatives à la sécurité, à l'hygiène et à la santé, suivant des conditions et des modalités définies par décret en Conseil d'État."

Le Code du Travail définit les obligations de l'employeur en ce qui concerne les équipements de protection individuelle, ainsi que les règles d'organisation et de mise en œuvre. Il est impératif pour l'employeur de garantir la sécurité de ses employés, que ce soit sur un chantier ou dans leur lieu de travail.

Le recours à un équipement de protection individuelle ne doit intervenir qu'en dernier recours, lorsque les risques ne peuvent être évités ou suffisamment réduits par des moyens techniques, des dispositifs de protection collective ou par l'organisation du travail.

Les équipements de protection individuelle sont essentiels pour préserver les travailleurs des divers risques professionnels auxquels ils sont exposés sur leur lieu de travail.

VI.6.2. Les dangers possibles

- Danger biologique, tel que l'inhalation d'agents biologiques.

- Danger chimique, comme le contact des mains ou de la peau avec des substances chimiques.

- Danger mécanique, incluant les chutes en hauteur, les chocs et les projections dans les yeux.

- Équipements de protection tels que masques, harnais, enrouleurs, mousquetons.

- Danger électrique.

- Risque de blessure, comme les coupures, les abrasions, nécessitant par exemple un gilet pare-balles.

- Risque thermique, par exemple lorsque l'employé travaille dans une chambre froide ou est exposé à des températures élevées.

- Risque lié aux rayonnements, qu'ils soient ionisants ou non ionisants.

- Risque sonore.

VI.6.3. Catégorisation des équipements de protection individuels (EPI)

Les équipements de protection individuelle (EPI) sont répartis en trois catégories en fonction de la gravité des risques encourus :

- Classe I des EPI : ils couvrent les risques mineurs, offrant une protection contre les agressions superficielles (mécaniques, physiques ou chimiques), de petits chocs ou vibrations qui n'affectent pas les parties vitales du corps et ne sont pas susceptibles de causer des lésions irréversibles.

- Classe II des EPI : conçus pour faire face aux risques importants, ils assurent une protection contre des agressions graves (mécaniques, physiques ou chimiques) et des chocs affectant les parties vitales du corps, pouvant provoquer des lésions irréversibles.

- Classe III des EPI : destinés à la sécurité dans des situations présentant des risques graves à effets irréversibles ou mortels, ils assurent une protection contre des dangers potentiellement mortels.

VI.6.4 Typologie des équipements de protection individuelle

Les équipements de protection individuelle (EPI) englobent une vaste gamme d'équipements allant du casque aux chaussures de sécurité, en incluant les masques de protection respiratoire, les bouchons d'oreilles, les gants, les vêtements de protection, les harnais, et bien d'autres encore.

Ils peuvent être classés en fonction de leur fonction et de la zone du corps qu'ils protègent :

- EPI pour les yeux : lunettes, masques de protection, etc.

- EPI pour les oreilles : bouchons d'oreilles, arceaux, casques, coquilles actives ou passives, dispositifs de communication (radio), etc.

- EPI pour le visage : écrans faciaux, masques et cagoules (pour le soudage), visières, casques de chantier spécifiques, casquettes anti-heurts, etc.

- EPI pour les voies respiratoires / protection respiratoire : masques, appareils respiratoires, appareils d'épuration, appareils de ventilation, etc.

- EPI pour les mains : gants, manchettes, etc.

- EPI pour les pieds : chaussures de sécurité, etc.

- EPI pour le corps : vêtements professionnels génériques et spécifiques adaptés à différents métiers (contre le froid, la chaleur, les intempéries, sécurité-incendie, soudeur, risque chimique, vêtements haute visibilité, etc.).

- EPI antichute : tous les dispositifs antichute et accessoires tels que enrouleurs, cordes, lignes de vie, cravates, harnais, mousquetons, etc.

- EPI spécifiques pour certains cas, tels que pour les travailleurs isolés, détecteurs de gaz, ceintures de maintien, etc.

VI.6.5. Choix d'équipement de protection individuelle

Plusieurs facteurs doivent être pris en considération :

- Les dangers potentiels auxquels on est exposé

- Les environnements de travail

- Les fonctions exercées par le travailleur

- La morphologie individuelle

- Les réglementations en vigueur

Pour vous orienter dans le choix approprié, il est conseillé de consulter la médecine du travail, qui pourra vous guider dans la sélection des équipements de protection individuelle.

VI.7. Planification

Cela implique continuellement rechercher la manière la plus efficace d'employer la main-d'œuvre et autres ressources pour maximiser l'efficacité de l'action à entreprendre. Cela se traduit par :

- Mise en place des stations de travail

- Observations en temps réel

- Analyse des tâches

- Chronométrage

- Établissement clair des objectifs et des responsabilités

- Simplification des procédures

- Stabilisation des postes de travail.

VI.7.1. Etapes de la planification

La planification implique de guider la réalisation des travaux et comprend les étapes suivantes :

- Collecte d'informations : rassembler et synthétiser les données recueillies par des études comparatives afin d'optimiser l'utilisation du plan de réalisation du projet.

- Décomposition du projet : découper le projet en tâches distinctes, attribuer à chaque tâche un responsable, définir les besoins en matériel, et estimer la durée de réalisation en fonction du rythme des travaux pour chaque engin.

- Attribution des durées pour chaque opération : afin d'attribuer le temps nécessaire, il est essentiel de considérer deux éléments : le nombre de ressources disponibles (humaines et matérielles) et l'envergure du projet. Cette démarche repose sur la formule suivante :

$$T = \frac{Q.N}{n} \text{.....(VI.1)}$$

Avec :

- Q : Quantité de travail.
- N : Rendement.
- n : Nombre d’équipes.

- Interactions entre les tâches : Deux types d'interactions essentielles entre les tâches sont considérées lors de la réalisation : l'une est basée sur une séquence logique et l'autre sur une préférence d'enchaînement.

- Sélection de la méthode de calcul : Le choix de la méthode de calcul dépend principalement de la nature du projet à construire. Dans le cas où les opérations suivent un ordre linéaire, comme dans notre situation, la méthode C.P.M. (Critical Path Method) est préférée.

VI.7.2. Plannings des travaux

Il existe trois catégories de planification des travaux :

1. Planification au plus tôt :

Toutes les opérations débutent à leur date la plus anticipée. Les entreprises choisissent cette approche lorsque leurs ressources sont abondantes et qu'elles travaillent simultanément sur plusieurs chantiers.

2. Planification au plus tard :

Toutes les opérations commencent à leur date limite, évitant ainsi tout retard. Cette planification est privilégiée par les entreprises ayant des moyens limités, car elle est plus économique.

3. Planification intermédiaire :

Les opérations débutent à une date située entre la plus anticipée et la plus tardive. Ce type de planification est adopté par les entreprises bénéficiant de ressources abondantes et travaillant sur un seul chantier, où les moyens sont parfaitement adaptés.

VI.7.3. Technique de la planification

Il y a deux principales approches de planification à considérer :

- Méthodes basées sur la structuration en réseau ;
- Méthodes basées sur des graphiques.

Nous allons explorer en détail ci-dessous les méthodes basées sur la structuration en réseau :

VI.7.3.1. Méthodes basées sur le réseau

Le réseau représente graphiquement un projet en mettant en lumière les liens entre différentes opérations, qu'elles soient successives, simultanées ou convergentes, cruciales pour l'accomplissement de l'objectif de la planification. Il existe deux types de réseaux :

1. Réseau à nœuds :

- Chaque opération est symbolisée par un nœud, et les séquences d'opérations sont représentées par des flèches.

- L'opération (B) ne peut débuter que si l'opération (A) est totalement achevée.

2. Réseau à flèches :

- Chaque opération est représentée par une flèche, et les séquences d'opérations sont indiquées par des nœuds.

- L'opération A précède l'opération B.

➢ Élaboration du réseau :

La construction du réseau passe par trois étapes essentielles :

3. Établissement d'une liste des tâches :

Il s'agit d'établir de manière très précise et détaillée un inventaire de toutes les opérations nécessaires à la réalisation d'un projet.

4. Identification des tâches précédentes :

Après avoir dressé la liste des tâches à réaliser, il peut être complexe de construire un réseau, car il est parfois difficile de déterminer si les tâches antérieures doivent être séquentielles ou convergentes.

- Création des graphes partiels ;

- Agrégation des graphes partiels ;

- Identification des tâches de début et de fin du projet ;

- Élaboration du réseau.

5. Méthode du chemin critique (Critical Path Method) :

L'objectif de cette méthode est d'optimiser les durées de réalisation d'un projet en tenant compte de trois étapes :

- 1ère étape : déterminer les ressources nécessaires pour accomplir une tâche donnée.

- 2ème étape : analyser de façon méthodique le réseau, heure par heure, jour après jour.

- 3ème étape : adapter le réseau aux conditions et contraintes spécifiques définies par l'entreprise.

VI.7.4. Méthode du chemin critique (Critical Path Method/CPM)

Le calcul selon cette méthode repose sur l'utilisation des paramètres présents dans le tableau ci-dessous :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR : temps de réalisation
- DCP : date de commencement au plus tôt
- DCPP : date de commencement au plus tard
- DFP : date de finition au plus tôt
- DFPP : date de finition au plus tard
- MT : marge totale.

Et :

$$DFP = DCP + TR \text{.....(VI.2)}$$

$$DCPP = DFPP + TR \text{.....(VI.3)}$$

- Chemin critique (C.C)

C'est le parcours déterminant la durée totale du projet (DTR) en reliant les opérations ayant une marge totale de zéro (0). Pour identifier un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$MT = 0 \text{.....(VI.4)}$$

$$\sum TR_{cc} = DTP \ldots\ldots\ldots (VI.5)$$

VI.7.5. Symboles des différentes opérations

Le calendrier de réalisation pour la construction et la livraison du réservoir a été élaboré en prenant en considération les conditions réelles et en anticipant les problèmes potentiels du projet. Le tableau ci-dessous présente la durée des divers travaux ainsi que leurs symboles.

Tableau VI.1 Symboles des travaux et leurs durées

Phases de travaux	Symboles	Durée (mois)
Installation d'accès	A	2
Installation de chantier	B	4
Installation de central à béton	C	3
Travaux de terrassement	D	4
Galerie de dérivation	E	5
Réalisation des batardeaux	F	3
Réalisation de la digue	G	10
Réalisation d'évacuateur de crue	H	10
Réalisation de la vidange de fond et tour de prise	I	8
Etanchéité et drainage	J	8
Tavaux de finition	K	2

VI.7.6. Détermination du chemin critique par la méthode CPM

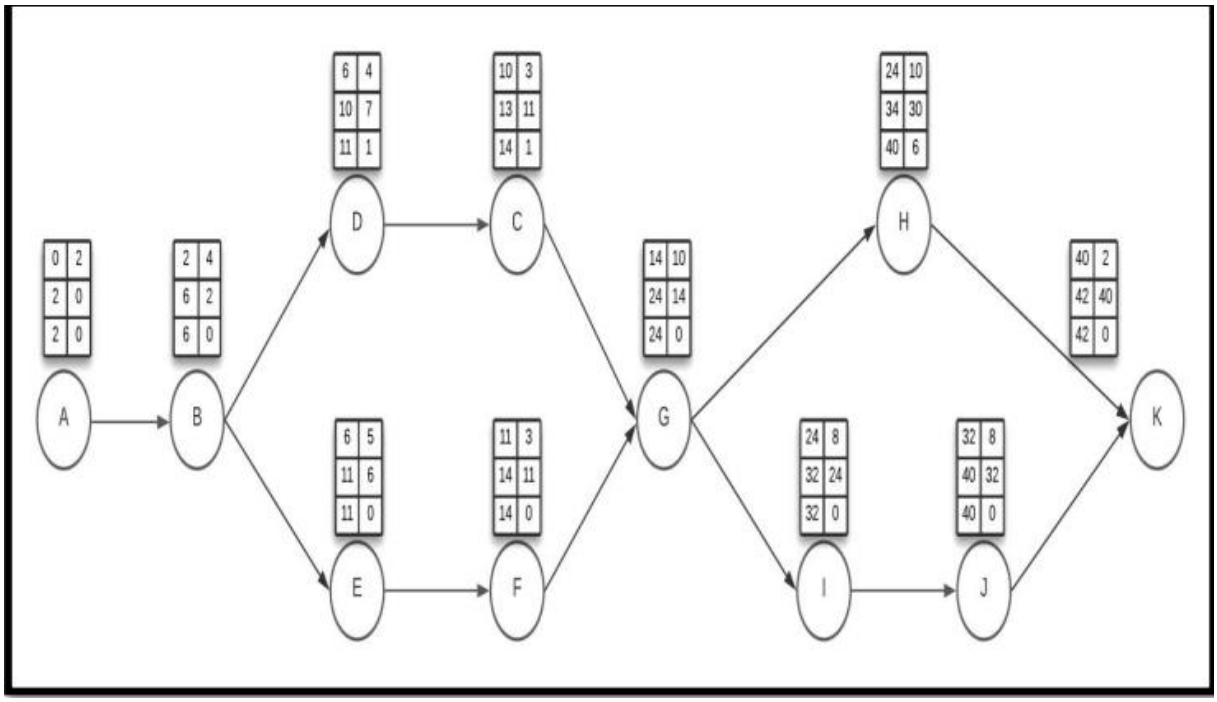
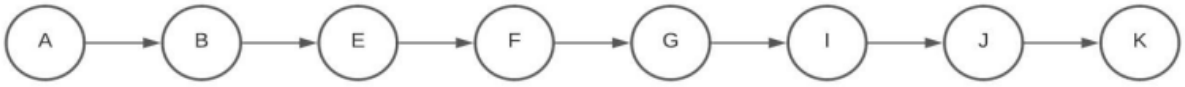


Figure VI.2 : Réseau à nœuds.

- Chemin critique :



VI.8. Diagramme de Gantt

Le diagramme de Gantt, souvent associé aux réseaux PERT ou CPM, est un instrument utile pour planifier et superviser un projet. Il offre une vue visuelle des diverses tâches du projet dans le temps, présentant ainsi une représentation graphique liée, détaillée et orientée, permettant de suivre visuellement l'évolution du projet.

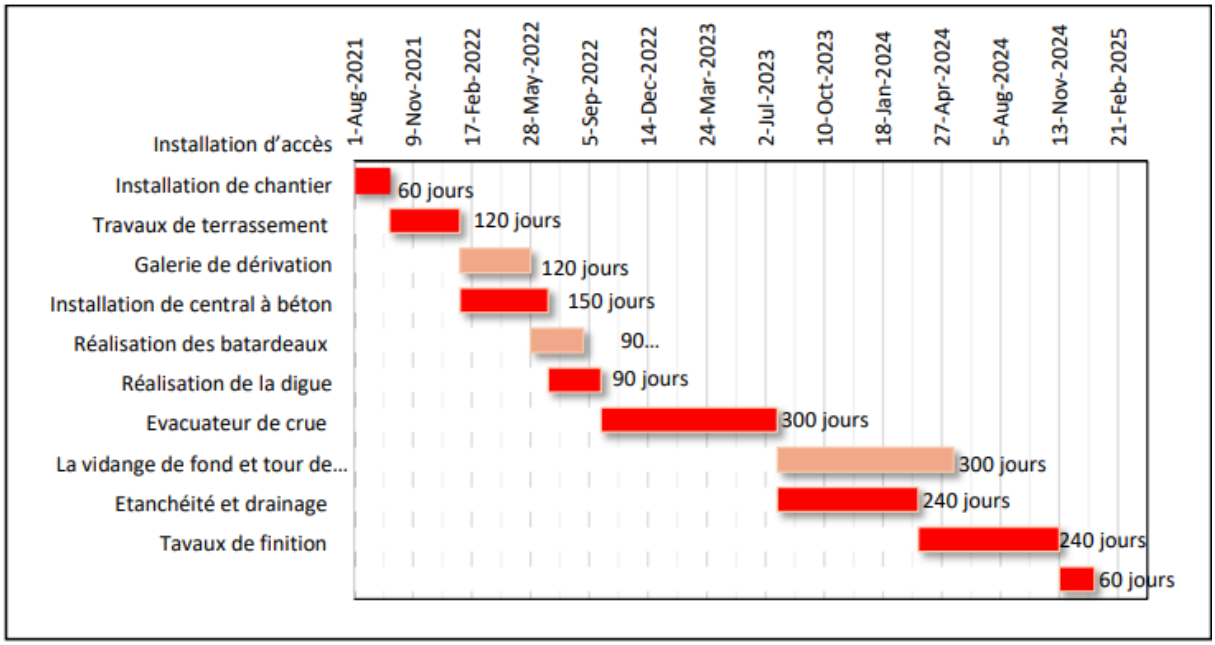


Figure VI.3 : Diagramme de Gantt

Dans ce schéma, nous avons pris comme point de départ le 1er août 2023 et considéré la clôture des travaux pour le 12 janvier 2028, couvrant ainsi une période de trois ans et demi.

Conclusion :

Nous avons déduit que l'organisation du chantier vise à :

- Assurer une exécution rapide conforme aux moyennes actuelles.

- Garantir une qualité de travail satisfaisante.

- Prévenir les problèmes financiers potentiels.

CHAPITRE VII : CONCLUSION GENERAL

Conclusion général :

En conclusion, cette étude approfondie des ouvrages annexes du barrage de Ramdan Djamel dans la Wilaya de Skikda a permis d'appréhender de manière exhaustive les différents aspects liés à la conception, à la stabilité et au dimensionnement de ces structures essentielles. Nous avons analysé en détail les spécificités hydrauliques et structurelles de l'évacuateur de crues, du chenal d'écoulement, du coursier, et d'autres éléments clés de l'ouvrage.

L'évaluation minutieuse des différentes composantes, notamment la stabilité, le poinçonnement, le renversement et le glissement, a montré que les ouvrages étudiés résistent de manière adéquate aux charges auxquelles ils seront soumis. Les calculs du ferraillage ont été réalisés selon les normes en vigueur et garantissent la robustesse et la sécurité des structures.

Il est à noter que cette étude a également mis en lumière des aspects nécessitant une attention particulière, tels que la gestion des infiltrations, le drainage des fondations et le choix judicieux des matériaux. Ces éléments revêtent une importance capitale pour assurer la durabilité et la performance optimale des ouvrages.

En somme, cette étude offre une vision complète et approfondie des ouvrages annexes du barrage de Ramdan Djamel à Skikda. Elle constitue une ressource essentielle pour les professionnels du génie civil, permettant de concevoir, d'exécuter et de maintenir ces structures avec rigueur et efficacité, dans le respect des normes et des exigences de sécurité.

REFERANCE

Bauer, W. J., (1951). The Development of the Turbulent Boundary Layer on Steep Slopes. A dissertation submitted to State University of Iowa, August 1951.

Cox, R. G. (1973) «Spillway Water Surface Profiles, » Miscellaneous Paper H-73-4, Jun 1973, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, CE, Vicksburg, Miss.

TOUAIBIA. B (2004) Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.

USACE Engineering and Design; Hydraulic design of Spillway, Engineer Manual EM 1110–2–1603, January 1990.

Bénina Touaibia,2001. Polycopie de cours de régularisation des débits « Les Retenues », Janvier 2001.

Bouchek, 2020. L'ORGANISATION DU CHANTIER. Alucobond Algerie. URL https://alucobandalgerie.com/2020/11/02/lorganisation-du-chantier/ (accessed 6.26.21).

Boes, R.M., Hager, W.H., 2003. Hydraulic Design of Stepped Spillways. J. Hydraul. Eng. 129, 671–679. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2003)129:9(671).

Bouchek, 2019. Préparation et organisation d'un chantier BTP [WWW Document]. Alucobond Algerie. URL https://alucobandalgerie.com/2019/09/30/preparation-et-organisation-dun-chantier-btp/ (accessed.8.15.20°.

ANNEXE

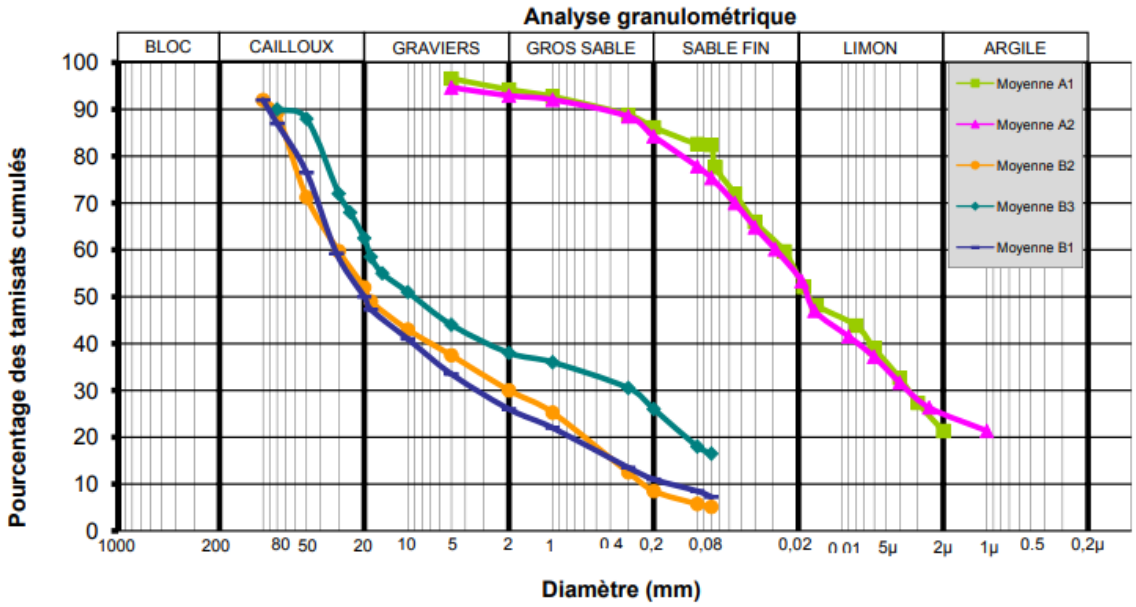


Figure 1 : analyse granulométrique des zones d'empruntes (A et B)

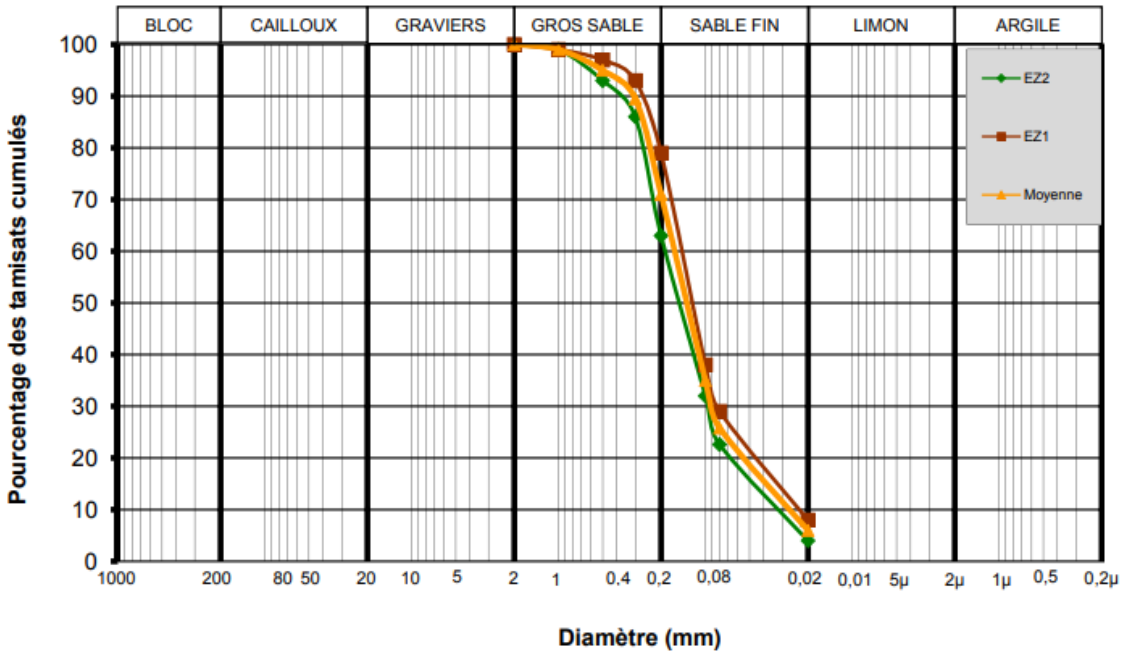


Figure 2 : Analyse granulométrique - Zone Zardezas

Tableau 1 : Résultats des essais de laboratoire (valeurs moyennes)

Types de matériaux	Zone d'emprunt	Teneur en eau mat et limites d'Atterberg			PROCTOR NORMAL		Oédometrie			Pérmeab	Cisaillement à la boite				Analyses chimiques	
											UU		CU		Matières organiques	Carbonates
		$W_{naturel}$	W_L	I_p	W_{OPM}	$\gamma_{d\ max}$	Pc	Cc	Cg	K	φ	c	φ`	c`		
		%	%	%	%	g/cm^3	bar	%	%	cm/s	(°)	bar	(°)	bar	%	%
Matériaux argileux	Zone A_1	18,20	64,83	33,17	15,8	1,73	3,21	15,44	3,30	$3{,}78 \cdot 10^{-8}$	8,42	1,01	19	0.35	0,39	14,19
	Zone A_2	15,92	54,76	28,32	16,65	1,69	3,80	14,00	3,31	$1{,}80.10^{-8}$	24,54	1,74	12,84	0,70	0,80	16,62
Alluvions	Zone B_1				6,1	2,23				$1{,}28.10^{-7}$						
	Zone B_2				6,13	2,18				$1{,}79.10^{-6}$						
	Zone B_3				8,05	2,07				$0{,}84.10^{-6}$						