الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⵓⵢⵙⵔⵙ ⵓⵢⵙⵏⵍⵍ ⵉⵎⵉⵍⵙⵏ ⵏ ⵜⵎⵙⵓⵍⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: OVRAGE HYDROTECHNIQUE

THEME :

ETUDE DES VARIANTES DE L'EVACUATEUR DE CRUE DU BARRAGE DE CHARCHAR (W.SKIKDA)

Présenté par :
ZAHAF ZAHRA

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
B.BACHIR	Professeur	Président
M.BEN SALAH	M.C.B	Examinateur
E.OSMANI	M.A.A	Examinateur
A.HEBBOUCHE	M.C.A	Promoteur

Session novembre 2023

§ DEDICACE §

Je dédie ce travail en témoignage de respect, de reconnaissance et de gratitude à :

- *Mes parents, pour leur soutien infaillible et leur présence à chaque étape de mon travail.*

- *Mes amis, qui m'ont toujours encouragé, spécialement durant les moments les plus éprouvants.*

- *Mes collègues les plus proches, qui ont marqué ma vie de manière indélébile.*

- *Et à toutes les personnes qui ont influencé positivement ma personnalité et mon développement.*

ZAHAF ZAHRA 2023

Remerciement

D'abord, je tiens à dire "El hamdoulilah". Mes premiers remerciements vont à mes parents , les piliers de ma vie, qui méritent toute la reconnaissance pour la position que j'occupe aujourd'hui et celle que je gagnerai à l'avenir.

Au terme de cette étude, je souhaite exprimer ma sincère gratitude à mon directeur, Monsieur ***Hebbouche .Abdelhamid*** *. Sa guidance tout au long de ce travail de fin d'études a été inestimable. Je le remercie chaleureusement pour sa disponibilité constante qui a rendu ce travail réalisable.*

Je tiens à remercier le Président et les membres du jury pour avoir pris le temps d'évaluer mon travail.

Un grand merci également à tout le personnel administratif de l'école, en particulier au Département d'Aménagement et Génie Hydraulique. Enfin, ma gratitude s'étend à tous ceux qui ont, de quelque manière que ce soit, contribué à l'élaboration de ce document.

Je remercier encore tous mes amis en dehors de l'ENSH et toutes les personnes qui ont laissé une marque positive dans ma vie jusqu'à ce jour.

ملخص

تعتبر الفيضانات من بين أكثر الكوارث الطبيعية انتشاراً، سواء كان ذلك نتيجة لهطول أمطار غزيرة أو انهيار السدود. ولتجنب هذا الأمر، يجب تنصيب مفيضات تُستخدم للتحكم في منسوب المياه في السد من خلال تصريفها وتوجيهها نحو نهاية مجرى المياه.

تتضمن المفيضات مجموعة من السدادات والصمامات المائية المختلفة، تُستخدم لضبط منسوب المياه والتحكم في أقصى ارتفاع يمكن للسد الوصول إليه، مما يضمن استقراره. لذا، قمنا بإجراء دراسة دقيقة لمفيضات سد عين شرشار ولاية سكيكدة، وقد قمنا بتحديد الاختيار الأمثل بناءً على ذلك.

Résume :

Les inondations sont parmi les catastrophes naturelles les plus répandues, que ce soit en raison de fortes précipitations ou de la rupture des barrages. Pour éviter cela, il est nécessaire d'installer des déversoirs qui sont utilisés pour contrôler le niveau de l'eau dans le barrage en la déversant et en la dirigeant vers l'extrémité du cours d'eau.

Les évacuateurs comprennent divers bouchons et vannes hydrauliques utilisés pour réguler le niveau de l'eau et contrôler la hauteur maximale que peut atteindre le barrage, assurant ainsi sa stabilité. Ainsi, nous avons réalisé une étude approfondie des déversoirs du barrage d'Ain Charchar dans la wilaya de Skikda, et avons choisi l'option optimale en conséquence.

Abstract :

Floods are among the most widespread natural disasters, whether caused by heavy rainfall or the collapse of dams. To prevent this, spillways must be installed to control the water level in the dam by diverting and directing it towards the end of the watercourse.

Spillways include various plugs and hydraulic valves used to regulate the water level and control the maximum height the dam can reach, ensuring its stability. Thus, we conducted a detailed study of the spillways of the Ain Charchar dam in the Skikda province, and we selected the optimal option accordingly.

Sommaire :

Introduction Générale……..1

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Introduction ……...3

I-1 Situation géographique ……3

I-2 Etude géologique……...3

I-2-1 Stratigraphique régionale …… .3

a-Les formations cristallines……4

a-1 Les micaschistes……...4

a-2Les schistes satinés ……...4

b-Les formations sédimentaires……..4

b-1Les grés ou poudingues de bas ……4

b-2 Les marnes……..4

b-3 Les marnes calcaires et les calcaires marneux……50

b-4 Les grés supérieures…….5

C. Les formations des couvertures……5

d. Géomorphologie……...5

I-2-2 La géologie de la zone d'étude ……6

a-lithologie……6

b-Tectonique……6

I-3 Hydrogéologie……7

I-3-1Etude des eaux seuterraines……7

I-3-2 L a nappe phréatique……..7

I-3-3Sismité ……8

I-3-4Gradiant hydraulique……10

I-3-5 Perméabilité……10

I-4Etude géotechnique ……12

I-4-1Puits de reconnaissance……12

a-L'analyse granulométrique……13

b-Essai de limite d'Attarbeg ……14

c-Essai Proctor normal ……14

E- Essai de cisaillement ……..15

I-5 Climatologie ……16

I-5-1la température……..16

I-5-2 L'évaporation……..17

I-5-3 Le vent ……..17

I-5-4 La précipitation……...…17

I-5-4-1 précipitation enregistré……..17

I-5-4-2 Précipitation moyennes annuelles……..18

I-5-5 Humidité relative ……18

Conclusion……..19

Chapitre II : Etude hydrologique

II-1Introduction……..20

II-2 Présentation du bassin versant…….21

II-3 Bassin versant…….21

II-3-1 Caractéristique physique du basin versant…….22

a-Surface du bassin versant……..22

b-Périmètre du bassin versant……22

C- Langueur du talweg principal…….22

II-3-2 Caractéristiques hydro-morphologique…….22

1-Indice de compact(Gravulius) …….22

2-Coefficient d'allongement……23

3-Rectangle équivalent…….24

II-3-3 Hypsométrique du bassin versant……..24

II-3-3-1-Paramètre du relief……24

1-Répartition et courbe de niveau hypsométrique ……25

2- Les caractéristiques des altitudes ……27

2-a L'altitude maximale et minimale……27

2-b L'altitude moyenne ……27

2-c Altitude moyenne ……..…29

II-3-4 Les indices ……..30

A- Indice de pente moyenne du bassin ……30
B- La pente moyenne du bassin……30
C- Indice de pente de rohe……31
D- Indice de pente globale……32
E- Dénivelée spécifique……33

II-3-5 Etude du réseau hydrologique ……34

II-3-5-1 Les caractéristiques hydrographiques……...34

a-Réseau hydrographique……34

b-Hiérarchisation du réseau…….34

II-3-5-2 Les paramètres hydrographique…….36

a-Densité de drainage ……...36

b-La densité de talweg élémentaire……36

C- Coefficient du torrentialité……36

d-Temps de concentration……36

E-Vitesse de ruissellement……..39

II-4 Caractéristique climatologique……41

II-4-1 La température……41

II-4-2 L'humidité……..…42

II-4-3 La vitesse du vent……43

II-4-4 La pluviométrie ……44

II-4-4-1Réprtiton mensuelle de la pluie……45

II-5 Les précipitations maximales journalières……..45

II-5-1Choix de la loi d'ajustement……..46

II-5-1-1 Ajustement par la loi de gumbel……47

II-5-1-1Ajustement par la loi de galton……50

II-5-2 Pluies de courtes durée et leurs l'intensité à différent fréquence ……53

II-6 Etudes des apports……..57

II-6-1 Evaluation des apports liquides ……57

II-6-1-1Apport moyenne interannuelles(A0) ……57

II-6-1-2 Apport liquides suivant les données de la station……...…59

II-6-1-3 Caractéristiques de l'écoulement……60

a-Module de l'écoulement……60

b- Module d'écoulement relatif ……60

c- Lame d'eau écoulée ……60

d-Coefficient de l'écoulement……61

E-Coefficient de variante CV……61

II-6-1-4 Apports fréquentielle ……62

II-6-1-5 Estimation de l'apport solide et le volume mort et le transport solide ……62

II-7 Etude de la régularisation de la retenue……...…64

II-7-1 Répartition mensuelle de l'apport……65

II-7-2Répartition mensuelle des besoins ……65

II-7-3 Courbes caractéristique de la retenue……65

II-7-4 Volume utile……66

II-7-5 La régularisation interannuels ……68

II-8 Etude de crue……70

II-8-1 Détermination de débit maximum de la crue……..70

II-8-2 Hydro gramme de crue ……72

II-8-3 Choix de la crue de projet ……75

II-9 Laminage de crue ……77

II-9-1La méthode de kotchrine……..78

II-10 Etude d'optimisation ……81

II-10-1Calcule de revanche……81

II-10-2 Calcule de la largeur en crête……83

II-10-3Calcule du cout approximatif ……..…84

II-10-4 Le Cout de déversoir……...85

II-10-5 Le Cout du canal d'approche ……..…86

II-10-6Calcule du cout du coursier ……87

II-10-7 Le cout totale du barrage……87

Conclusion ……88

Chapitre III : Etude d'évacuateur des crues.

III .1 Introduction……..……89

III .2 Synthèse des variantes ……89

III.2.1 Classification des évacuateurs des crues ……..90

III.2.2 Critère de choix de l'évacuateur de crue……91

III.2.3 Le choix de site du barrage……92

III.2.4 Déférents types d'évacuateurs des crues……92

1. Selon le régime hydraulique ou la nature de l'écoulement ……92

2. Selon la régulation du débit ……..…92

III.2.5. Choix de tracé de l'axe…….93

III.2.6 Dimensionnement hydraulique……93

III.2 Dimensionnement des variantes choisis……..94

III.2.1 Evacuateur latéral à entonnement frontal (1ere variante)…….94

1. Dimensionnement et calcule hydraulique……94

2. Canal d'approche ……..95

3. Déversoir (seuil profil Greager) ……99

4. Chenal d'écoulement ……...……105

5. Calcule de convergeant ……109

6. Le coursier ……110

a. Détermination de la hauteur des murs ……...…113
b. Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulants le long du coursier..114

7. Bassin dissipation……..115

8. Canal de fuite……119

III.2.2 Evacuateur de crue à déversoir en labyrinthe ……...…121

1. Dimensionnement de déversoir en labyrinthe……122

2. Le coursier ……125

a. Détermination des hauteurs murs du coursier ……128

b. Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulants le long du coursier..128

3. Ouvrage de restitution ……129

III.3 Choix type de l'évacuateur de crue ……..……...132

Conclusion ……..……....133

IV. Etude de stabilité

IV.1.Introduction…….....135

IV.2.Etude de stabilité……135

IV.2.1 Stabilité de déversoir……135

IV.2.1.1 Détermination des forces……136

IV.2.1.2. Stabilité au renversement ……141

IV.2.1.3.Stabilité au glissement ……142

IV.2.1.4.Stabilité au poinçonnement……142

IV.2.2 Stabilité des murs bajoyers……143

1) Pré-dimensionnement……143
2) Calcule les forces ……...145
   a) Les forces verticales ……...145
   b) Les forces horizontales……145

IV.2.2.1 Stabilité au renversement……146

IV.2.2.2 Stabilité au glissement ……146

IV.2.2.3 Stabilité au poinçonnement ……146

IV.3. Conclusion……147

V. Organisation du chantier

Introduction ……148

V.1 Le rôle et responsabilité des intervenants sur chantier……148

V.1.1Le maitre de l'ouvrage ……149

V.1.2Le maitre d'ouvre……149

V.1.3L'entrepreneur ……149

V.1.4L'architecte ……..149

V.1.5Le contrôle technique ……149

V.1.6Entreprise ……150

V.1.7 sous traitant ……150

V.1.8Bureau d'étude ……150

V.2 Organisation technique et et données préparatoires……151

V.3 Travaux préparatoires ……151

V.3.1.Installations destiné au personnel……152

V.3.2.Installations destiné au stockage des matériaux ……152

V.3.3.Installation destiné à la répartition des engins ……...152

V.2.4.Installation pour la préfabrication ……..152

V.4.Successions des opérations ……152

V.4.1.Travaux des préparatoires ……..152

V.4.2.Exécutions de l'ouvrage ……153

V.5.Ordre d'exécutions …….153

V.5.1.Terrassements au niveau des installations de chantier ……154

V.6. Les moyens du chantier……156

V.6.1.Les moyens humaines ……156

V.6.2Les engins terrassements …….157

V.6.3.Le matériel de bétonnage……157

V.6.4.Le matériel spécifique……157

V.7.Le programme des travaux ……157

V.8.Le planification ……158

V.8.1Les étapes de planification ……..160

V.8.2Technique de planification……161

Conclusion……163

Chapitre VI : protection de travail

VI.1Introduction……164

VI.2.avantages et inconvénients associes aux barrages ……164

VI.3.Couses des accidents ……165

VI.3.1 Facteurs humaines ……165

VI.3.2Facteurs matériel ……165

VI.4. Couses des maladies professionnelles ……166

VI.5. Organisation de la prévention des accidents du travail ……..166

VI.6.Moyens employées pour promouvoir la sécurité de travail …….167

VI.7. Conditions dangereuses dans chantier ……..169

VI.8.Conclusion…….169

Listes de tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I-1 : Résumé des profondeurs des nappes phréatiques le long de l'évacuateur de crue(source ANBT)……..…8

Tableau I-2 : Accélération maximale [Source ANBT]……8

Tableau I-3: coefficient d'accélération du séisme. (Source ANBT)…….....9

Tableau I-4 : Résumé des essais de lugeons et l'évaluation (source ANBT)……..…11

Tableau I-5 : Analyse des résultats des essais d'identification obtenus sur fondation (les matériaux rocheux). (Source ANBT)…….…..14

Tableau I-6: Courbes de compactage des essais Proctor normale (évacuateur de crues). (Source ANBT)……15

Tableau I-7 : Résultats des essais de cisaillement [Source ANBT)……16

Tableau I-8: Température mensuelles moyennes. (Source ANRH)……..16

Tableau I-9 : Evapotranspiration par le calcul Penman (mm).(Source ANRH)…….……17

Tableau I-10 : vitesses moyennes du vent (m/s).(Source ANRH)……17

Tableau I-11 : Précipitation moyenne dans la région. (Source ANRH)……17

Tableau I-12 : Précipitations interannuelles mensuelles. (Source ANRH)……18

Tableau I-13 : Humidité moyenne mensuelles. (Source ANRH)……..…19

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II.1 : Répartition des surfaces en fonction des altitudes……..…25

Tableau II.2 : détermination d'altitude moyenne Hmoy……..28

Tableau II.3 : détermination de H5% etH95% et Hmoy…….29

Tableau II.4 : Tableau d'évaluation de la pente moyenne……31

Tableau II.5 : Détermination de indice de pente de roche Ip……....31

Tableau II.6 : Classification ORSTOM du relief a partir de l'indics de pente globale……33

Tableau II.7 : Classification des reliefs d'après l'O.R.S.T.O.M…….….33

Tableau II.8 : les longueurs des talwegs du bassin versant……..35

Tableau II.9 : Le Temps de concentration……39

Tableau II.10: Caractéristiques géomorphologiques du bassin versant d'oued Charchar……40

Tableau II.11 : Les températures moyennes et maximales et minimales à Skikda (source ANRH)……..41

Tableau II.12 : la répartition d'humidité minimale , maximale et moyenne de Skikda (source ANRH)……42

Tableau II.13 : la répartition du vitesse du vent……43

Tableau II.14 : Identification des stations pluviométrique.(source ANRH)……44

Tableau II.15 : Les précipitations moyennes mensuelles (Source ANRH)……..45

Tableau II.16 : Résultats d'ajustement par la loi de Gumbel……..……48

Tableau II.17 : Comparaison des Caractéristiques de la loi de l'échantillon……50

Tableau II.18 : Résultats d'ajustement par la loi de Galton (Log normale)……..…51

Tableau II.19 : Comparaisons des Caractéristiques de l'échantillon…….52

Tableau II.20 : Précipitations maximales pour chaque fréquence……..54

Tableau II.21 : Résultats de l'Apport moyenne interannuel…….59

Tableau II.22 : Apports liquides au niveau du site du barrage……60

Tableau II.23 : Résultats des coefficients des variations……62

Tableau II.24 : Répartition des apports mensuelles de fréquence80%.....62

Tableau II.25 : Valeur de α en fonction de la perméabilité…….63

Tableau II.26 : Répartition des apports mensuels de fréquence80%.....65

Tableau II.27 : Répartition mensuelle des besoins en eaux……...65

Tableau II.28 : Caractéristiques topographique et volumétrique……66

Tableau II.29 : Détermination du volume utile de la retenue……67

Tableau II.30 : Les résultats de calcule le volume utile……..69

Tableau II.31 : Résultats de calcule par la formule MALLET- GAUTHIER ……70

Tableau II.32 : Résultats de calcule par la formule **POSSENTI**……70

Tableau II.33: Résultats de calcule par la formule **Giandotti** ……71

Tableau II.34 : Résultats des calcules de débit de crue……71

Tableau II.35 : Coefficient de forme de l'hydro-gramme……72

Tableau II.36 : Hydro-gramme de crue pour différents période de retour……72

Tableau II.37 : Crues de projet recommandées (Source CNAGB)……...73

Tableau II.38 : Choix de le crue de proj ……....……..76

Tableau II.39 : Calcule du débits déversant pour déferlant largeurs b et la charge déversant Hd……..80

Tableau II.40 : Résultats de calcule débits laminé……..….81

Tableau II.41 : Résultats du calcule de la revanche…….83

Tableau II.42 : Résultats du calcule largeur en crête bcr……84

Tableau II.43 : Cout de la digue……..85

Tableau II.44 : Cout de déversoir……86

Tableau II.45 : Cout du canal d'approche……..86

Tableau II.46 : Résultats du calcule de coursier……87

Tableau II.47 : le cout totale du barrage……87

Chapitre III : Etude s'évacuateur des crues

Tableau III .1 : Sélection des types d'évacuateur de crue [Source :Etude technico-économique ANBT]……..92

Tableau III .2 : Coefficients Kc associés à chaque catégorie de largeur du déversoir……96

Tableau III .3 : Les points de référence du profil du Creager……101

Tableau III .4 : Résultats du calcule de l'auge de réception……104

Tableau III .5 : Les cotes de l'auge et de la ligne d'eau……..…105

Tableau III .6 : Le coefficient de rugosité de Manning (n) [Source [mémoire 2009]…….108

Tableau III .7 : Calcul de la hauteur normale par itération pour le canal d'écoulement. …….108

Tableau III .8 : Les paramètres initiales de le coursier…….11

Tableau III .9 : Calcule de la ligne d'eau dans la coursier(1ere variante)……112

Tableau III .10 : Hauteurs des murs bajoyers dans le coursier. ……..113

Tableau III .11 : Vérification de phénomène d'aération dans le coursier……115

Tableau III .12 : Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR……116

Tableau III .13 : Calcule de la ligne d'eau dans la coursier (2eme variante)……127

Tableau III .14 : Vérification de phénomène d'aération dans le coursier (2 eme variante)…129

Tableau III .15 : les valeurs de X et Y……132

Tableau III.16 **:** Coût total de conception pour chaque variante.

Chapitre IV: Etude de stabilité.

Tableau IV.1 : Calcule les sous pressions par la méthode de Bligh…….139

Chapitre V :Organisation des chantier

Tableau V.1 : Symboles des opérations…….156

Tableau V.2 : les paramètres du réseau à nouds……158

Listes des figures

ChapitreI : Présentation de zone d'étude

FigureI.1 : Emplacement du site du barrage de Charchar……3

FigureI.2 : Vue d'ensemble de la région abritant le barrage……6

FigureI.3 : Distribution du séisme auteure de site de barrage…….9

FigureI.4 : carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en 2003…10

FigureI.5 : Vue du site du barrage du flanc gauche……12

FigureI.6 : vue du site du barrage du flanc droite……12

FigureI.7 : Analyse granulométrique des échantillons des colluvions, des dépôts de terrasse, des sols résiduels et des marnes. (Source ANBT)…….13

FigureI.8 : Les courbes de compactages des essais Proctor normal (évacuateur de crues). (Source ANBT) ……15

FigureI.9 : Carte pluviométrique de PMA……18

Chapitre II : Etude hydrologique

FigureII-1 : Les types des bassins versant selon le coefficient de KC……23

FigureII-2 : courbe hypsométrique de l'oued charchar. ……26

FigureII-3 : Carte de présentation des courbes de niveau. ……26

FigureII-4 : Carte hypsométrique du bassin versant d'oued charchar……27

FigureII-5 : Cartes des pentes du bassin versant d'oued Charchar……30

FigureII-6 : Réseau hydrographique du bassin versant……35

FigureII-7 : Les répartitions des températures moyennes…….42

FigureII-8 : La répartition d'humidité relative……..43

FigureII-9 : La répartition de vitesse moyenne du vent……44

FigureII-10 : Histogramme des précipitations mensuelles de station de Skikda……..45

FigureII-11 : Répartitions de pluies maximales……46

FigureII-12 : Graphe d'ajustement par la loi de Gumbel……..49

FigureII-13 : Graphe d'ajustement par la loi de Log normal (Maximum Likelihood)……52

FigureII-14 : Graphe de comparaison entre la loi de Gumbel et Log normale……53

FigureII-15 : Graphe des pluies de courte durée……56

FigureII-16: Répartition des intensités……...57

FigureII-17: Histogramme des Apports liquides en (Hm^3)……60

FigureII-18 : Histogramme des apports 80%.....62

FigureII-19 : Courbe capacité hauteur (Source ANBT)……..66

FigureII-20 : Hydro-gramme de crue……74

FigureII-21 : Hydro-gramme des crues de période de retour 1000 ans……77

FigureII-22: Laminage de la crue de projet pour défirent largeurs du déversoir……81

FigureII-23 : Courbe d'optimisions……88

ChapitreIII : Etude des variantes

Figure III.1 : Schéma générale d'un évacuateur latéral à entonnement frontal. [Mémoire ENSH 2014]……95

Figure III.2 : Paramètre du profil d'un déversoir……100

Figure III.3 : Profile du Greager……..……101

Figure III.4: Les tranches de la largeur du déversant ……103

Figure III.5 : profile des cotes de l'auge de réception et la ligne d'eau……105

Figure III.6: Profil du convergent……110

Figure III.7 : Graphe de la ligne d'eau de coursier ……113

Figure III.8 : Schéma du bassin de dissipation de type III. Source : USBR desigh of small dams (Duncun et al 1987)]…… .117

Figure III.9 : Principe et forme du déversoir labyrinthe [(Source : support de cours de M. Zeroual).]……121

Figure III.10: L'abaque de Darvas (1971) [Source :Darvace 1991]……..……..123

Figure III.11 : L'abaque de relationμ_w,l/w,h/p [(Source : Zarrouk, Seqqat-Dakhma, and Chérif 1995]……...…124

Figure III.12 : Dimensionnement du déversoir……125

Figure III.13 : Graphe de la ligne d'eau……...……..…127

Figure III.14**:** Schéma d'un évacuateur présentant un saut de ski [Source: "Design of Small Dams" par USBR, Duncan et al., 1987]……..…130

Figure III.15 **:** Schéma d'un saut de ski (source : Images Google)……...……130

Figure III.16 : Graphe représente le rayon minimal (Rmin /H1) relatif défini par le facteur F1 du saut de ski.[Source :Mémoire 2017]……131

ChapitreIV : Etude de stabilité.

Figure IV.1 :Coupe longitudinale d'un ouvrage hydrotechnique……138

Figure IV.2 : Pré-dimensionnement ……138

Figure IV.3 : Diagramme de sous pressions dynamique……..141

Figure IV.4 : représentation des forces agissantes sur le déversoir et la semelle (Autocade)…143

Figure IV.5 : Les agissantes sur les murs bajoyers……145

Chapitre V : Organisation du chantier

Figure V-1 : schéma fonctionnel représentant les liens entre intervenants **[Source**:(https://methodesbtp.com/articles/organiser-management-chantier/)].....147

Chapitre VI : Protection du travail

Figure VI-1 **:** Organigramme de prévention……167

Liste des planches

- Planche N°1 : Plan de barrage de Charchar.
- Planche N°2 : Profil en long de l'évacuateur de crue.
- Planche N°3 : Coupe géologique de l'évacuateur de crue.
- Planche N°4 : Organisation de chantier

Introduction Générale

L'Algérie, dominée par un climat semi-aride et des étendues désertiques, est dépourvue de vastes fleuves ou de nombreuses montagnes enneigées. La demande nationale en eau, englobant toutes les activités, est croissante, mais l'offre actuelle ne répond qu'à 55 % de ces besoins.

Dans ce cadre bien précisl'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT) a initié plusieurs projets de construction de barrages, notamment dans la région Est du pays. Parmi ces projets, le barrage Charchar situé dans la Wilaya de Skikda se distingue. L'objectif principal de ce projet hydraulique est de réguler efficacement le débit de l'Oued Charchar. Cette régulation permettra de garantir un approvisionnement constant en eau pour les habitants de la région et d'assurer l'irrigation des terres avoisinantes.

Dans le cadre de ce mémoire de fin d'études, nous examinerons les diverses options de construction pour l'évacuateur de crue d'oued Charchar. Nous sélectionnerons ensuite l'option la plus appropriée pour notre structure, tout en définissant les niveaux requis pour garantir la sécurité.

Ce mémoire de fin d'études se compose de (6) chapitres. Il débute par une introduction à la zone d'étude du barrage. Il est suivi d'un chapitre consacré à la géologie, explorant la morphologie, la géologie et la lithologie de la région, de la retenue et du site du barrage. Le cœur de ce travail réside dans le chapitre consacré à l'étude hydrologique. Grâce à cette étude, nous sommes en mesure d'évaluer les caractéristiques spécifiques du bassin versant du barrage, de suivre l'évolution des précipitations au fil des mois et de prévoir les potentielles inondations du barrage. Cette analyse contribue également à la détermination de l'apport en eau du barrage, ce qui nous permet d'en déduire les dimensions essentielles, notamment la hauteur totale du barrage, garantissant ainsi la sécurité de l'infrastructure et la protection de l'environnement.

Aussi, ce travail a pour objectif le dimensionnement d'un évacuateur de crue pour le barrage de Charchar, de manière à gérer le passage des crues tout en veillant à ce que les niveaux maximaux du barrage ne dépassent pas ceux garantissant sa stabilité. Nous avons commencé par établir les caractéristiques géomorphologiques et climatiques du bassin versant d'Oued de

Charchar, puis procédé à une étude géotechnique et hydrologique du site. Cette démarche nous a permis d'identifier les débits correspondant à diverses périodes de retour et de définir le débit optimal pour l'évacuateur de crue. Après avoir examiné deux propositions d'évacuateurs, nous avons opté pour la solution la plus économique.

Finalement, nous aborderons l'impact du barrage sur l'environnement avoisinant. Étant donné les risques de pollution actuels, tout projet de construction doit répondre à des critères précis pour assurer la préservation de l'environnement.

I.1.Introduction :

Ce chapitre est consacré à la présentation générale du basin versant de la zone d'étude afin de donner les indications géographiques et physiologique et une bonne connaissance de site de barrage de tout cote du la géologie, la géotechnique, hydrogéologies la sismicité, bases indisponible à la compréhension des mécanismes hydrologique. En effet l'altitude, la pente et la forme d'un bassin versant reliées à la lithologie renseignant sur le type de réponse hydrologique du bassin.

I.2.situation géographique :

La site du barrage de Charchar et son bassin versant sont situés à peu prés 13 km ausud-ouest de Skikda, juste en aval du confluent des oueds Hamida et Cherrioua.

La figure 1-1 montre l'emplacement et la carte de la zone d'étude.

Les coordonnées du site du barrage sont les suivantes :

X=302750m Y=4074320m Z=80m

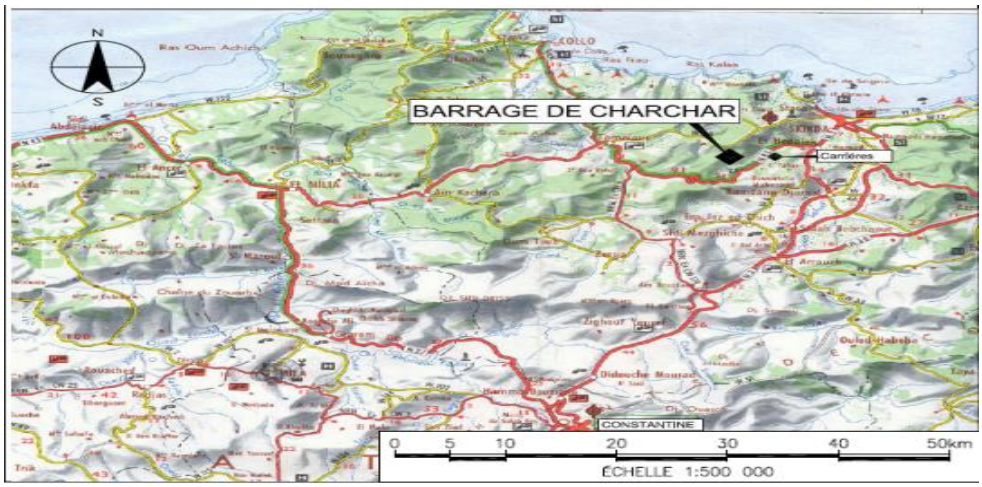


Figure I.1: Emplacement du site du barrage du Charchar [Source ANBT].

I.2.Etude géologique:

I.2.1.Stratigraphique régionale:

Les formations géologiques rencontrées au niveau de la cuvette et le site de Charchar sont deux types :

a) les formations cristallines:

a.1) les micaschistes :

Les micaschistes couvrent pratiquement le basinversant de l'oued Charchar jusqu'à hauteur de la digue. Ils se présentent sous forme d'une roche finement feuilletée, riche en micas, dans laquelle alternent des feuillets.

a.2) les schistes satinés :

Ils sont des affleurements des schistes satinés au nord de la digue, et tout le long des deux rives de l'oued Charchar. Les schistes satiné sont accompagnés deux façons presque constante, par de nombreux filon nets de quarte. Les schistes satinés gris ont été rencontrés en profondeur dans certains sondages réalisés au niveau de la digue. Ils sont accompagnés par l'intercalation d'un banc de grés dans des roches

Métamorphique, peut s'expliquer par le fait qu'à la périphérie du massif les conditions de pression et température, ont été relativement faible.

b) Les formations sédimentaires :

b.1) les grès ou poudingues de base :

Les grès de base, qui correspondent en aux poudingues peuvent observés dans le lit de l'oued frira (affluent du Charchar) de direction NO. Au niveau de l'oued charchar.au contact des roches cristallines, les grés prennent une direction NE. Ils se présent sous forme d'une roche à grains moyens à grossiers de couleur grise.

b.2)les marnes :

Les affleurements de marnes sont rares au niveau de la cuvette, car celles-ci sont souvent recouvertes par des couches d'argiles et par la végétation. A l'affleurement et à faible profondeur, les marnes se présent sous forme de plaquettes, parfois oxydées. Dans les sondages, les marnes sont sableuses, compactes ou altérées.

b.3) les marnes calcaires et les calcaires marneux :

Ces formations peuvent être classées dans la catégorie des marnes auxquelles elles sont souvent associées .Les calcaires marneux sont compacts et fissuré, avec des filons de calcite, parfois oxydés. Les marnes calcaires sont friables, très fracturées, souvent désagrégées.

b.4) les grés supérieurs :

Les grès n'apparaissent pas à l'affleurement dans la cuvette de Charchar. Cependant nous avons pu observer, de part et d'autre de l'oued Frira, des couches de grès altéré, avec de fins cristaux de micas.

Dans les roches cristallines, on note à l'affleurement la présence de petits plis qui se confondent souvent avec la schistosité. Les schistes sont affectés par une multitude de failles d'importance locale, de direction NO-SE.

Dans l'ensemble, les grés (ou poudingue de base) que l'on rencontre dans le lit de l'oued se présent sous forme de blocs sans structure apparente. Dans Ils sont possible néanmoins d'observer une stratification les pendages 42°à50°. Dans les dépôts sédimentaires les accidents tectoniques d'importance majeure n'existent pas.

C) les formations de couvertures :

Ce sont généralement des colluvions argilo-graveleux avec des granules béchique anguleux enrobés dans une matrice argileuse rouge. Les éléments granuleux sont souvent des bouts de micaschistes et des granules de gneiss. Les argiles proviennent de la décomposition des roches cristallophylliennes. Ils forment des couches de quelques décimètre sur les pentes fortes et souvent plusieurs mètre sur des terraines plats en bas de pentes.

Une ancienne terrasse alluviale constituée de blocs anguleux gneissique, gréseux et calcaire dans une matrice argilo-limoneuse se rencontre sur la rive gauche de l'oued avec l'épaisseur qui peut atteindre 2m, en descendant vers l'avalelle devient plus épaisse et avec un étendu plus large.

d) Géomorphologie :

L'oued Charchar au niveau de son parcours dessine des méandres à courbes peu prononcées. L'axe du barrage est situé dans une partie rectiligne entre la confluence de l'oued Frira avec l'oued Cherrioua et un méandre qui présente sa convexité vers le nord, la partie rectiligne est d'une longueur d'environ 600m. Le site correspond à une vallée étroite avec un versant raide et très boisé sur la rive droite, et un replat déboisé et une pente plus prononcée, au droit du site du barrage.



Figure I.2 : Vue d'ensemble de la région abritant le barrage.[Source ANBT]

I.2.2 .géologie de la zone d'étude :

a) Lithologie :

La lithologie du bassin versant de Charchar est constituée par des micaschistes granulaires et des schistes micacés (gneiss) d'Eocène, dans l'est, zones de dépôt

De grès et de conglomérats Oligocène inférieur sont présente. Les sols rencontrés dans ces formations seraient principalement très argileuse, donc imperméables.

Le bassin versant du barrage de Charchar est caractérisé par une végétation relativement dense le long des montagnes de Skikda et quelques zones d'agriculture dans les voisinages des villages autour du bassin versant.

La végétation naturelle consiste d'arbre tels que le chêne liège, chêne zéen, des peupliers et de frênes et petits arbustes.

b) Tectonique :

Au niveau du site de Charchar, on ne décèle aucune structure qui soit évidente. Les roches sédimentaires transgressives, reposent de manière monotone sur le massif cristallophyllien.

Dans les roches cristallines, on note à l'affleurement la présence de petits plis qui se confondent souvent avec la schistosité. Ces plis sont visibles dans le lit de l'oued Charchar, et notamment au point coordonnées (X=302750 et Y=4074320).

Les schistes sont affectés par une multitude de failles d'important locale, de direction NO-SE, qu'on peut observer à l'affleurement mais aussi à travers les différentes carottes.

Sur la rive gauche la fissuration semble plus prononcée, car en plus du fait que les sondages montrent une fissuration plus important, le profil sismique S la mise en évidence, non loin du sondage S2, une faille de direction NO-SE.

Cette faille semble affecter les terraines de couvertures, ainsi que les micaschistes sur une épaisseur d'environ 15m. Dans l'ensemble les grés (ou poudingues de base) que l'on rencontre dans le lit de l'oued se présentent sous forme de blocs sans structures apparente.

I.3.Hydrogéologie :

I.3.1.Etude des eaux souterraines :

Le site du barrage de Charchar et son bassin versant sont situés à peu prés 13 km

Au sud –ouest de Skikda. Le site du barrage est situé tout juste en aval du confluent des oueds Hamida et Chrrioua.

Les étés sont généralement chauds et secs, avec évaporation généralement élevée. L'évapotranspiration moyenne annuelle est de l'ordre de 1230mm. Les températures mensuelles moyennes varient entre 12.1°C en aout.

Les eaux souterraines suivent généralement la trace des fissures et fractures des roches ainsi que des couches poreuses des sols et roches. Les puits artésiens n'ont pas été rencontrés pendant les forages.

I.3.2.La nappe phréatique :

Les mesuresde niveau d'eau ont été effectuées dans le piézomètre prévu à cet effet, Les mesures effectuées montrant l'existence d'une nappe d'eau concentrée principalement dans les terrains de couverture, et dans la partie altéré ou fissuré des formations schisteuses.

•Les profondeurs des nappes phréatiques et leurs élévations

Tableau I.1 : Résumé des profondeurs des nappes phréatiques le long de l'évacuateur de crue[Source ANBT].

Localisations	N° du sondage	Cote du sondage (m)	Profondeur verticale de la nappe phréatique (m)	Cote de la nappe phréatique (m)
Evacuateur de crue	S12	120.59	7.40	113.19
	S13	109.50	5.40	104.10
	S14	86.00	7.40	78.60

I-3-3.Sismicité :

L'étude sismique a permis d'obtenir qui seront considéré lors de la construction du barrage. Il est suggéré que les paramètres d'étude du barrage de Charchar doivent contenir les données suivantes :

• La magnitude du séisme maximale crédible mmax=6.4 sera utilisé comme l'évènement maximale prévu (SMC).

•L'évènement de base opérationnel (SBO) est un évènement avec une période de retour de 75 ans et magnitude Ms=5.8.

•Au graphique de l'annexe A on a représenté les valeurs de probabilité associées à chaque évènement et introduit la courbe qui un meilleur ajustement au groupe de points.

Au **tableau n°I.2**on indique les valeurs extrapolées pour les périodes de retour de 145, 1000, 5000, 10000 ans.

Tableau n° I.2: Accélération maximale[Source ANBT].

Périodes de retour	Accélération maximale (cm /s²)
145	119
1000	162
5000	198

10000	214

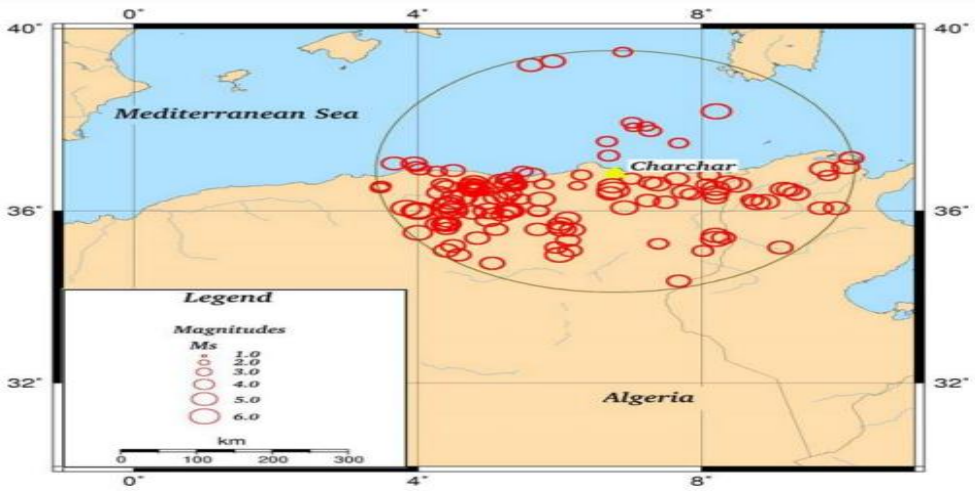


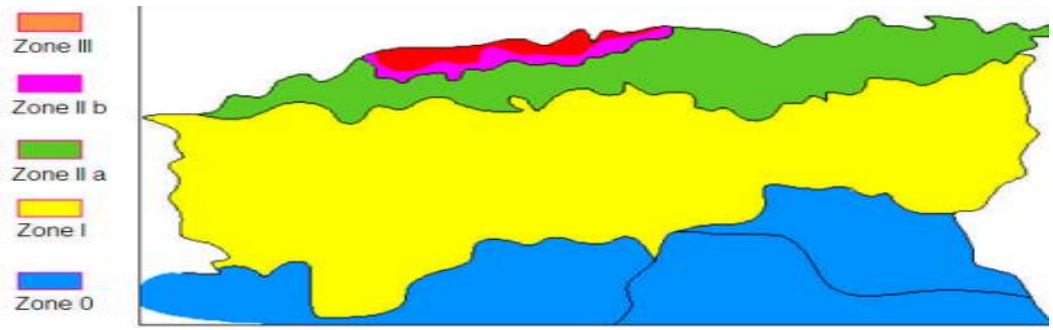
Figure I.3 : Distribution du séisme autour de cite de Charchar [Source ANBT].

- Tenant en compte les caractéristiques de l'ouvrage par rapport au risquepotentiel, on propose des valeurs suivantes pour les actions sismiques de ce projet.
  La valeur de l'accélération maximale à adopter est 0.20

  •Le tableau suivant représente les coefficients d'accélération du séisme selon la zone qu'on doit utiliser dans les différent calcules de toutes sortes d'ouvrages :

  Tableau I.3: Coefficient d'accélération du séisme. [Source ANBT]

Groupe	Zone I	Zone II-a	ZoneII-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
IA	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
IB	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



FigureI.4 : carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en 2003

I.3.4. Gradient hydraulique :

Pour la calcule du gradient hydraulique, nous avons pris en considération les piézomètres S6et S7 situé à l'amont et à l'aval de la digue. La distance séparant ces piézomètres est assez petite, et ne donne pas la valeur réelle du gradient.

La valeur du gradient hydraulique déterminée à partir de mesures obtenus sur les piézomètres 6 et7 est donnée approximativement :

$$I=\frac{H6-H7}{L}=0.074=7.4\%$$

I.3.5. Perméabilité :

Les essais de perméabilité ou essai ont été réalisé dans les sondages aux sites du barrage

deCharchar pour déterminer la perméabilité et avoir une idée sur la présence ou l'absence des vides et des fractures au sein de la masse rocheuse. Les essais ont aussi été réalisés pour établir la profondeur dans le cas ou il existe. La présence des vides et fractures pourront contribuer aux fuites et perte d'eaudans lacuvette du barrage de Charchar.

- Résumé des essais de perméabilité ou essais de lugeons du site de barrage de Charchar à l'annexe (C).
- Les résultats des essais lugeons classes selon les différents parties du barrage dans le tableau suivant:

TableauI.5 :Résumé des essais de lugeons et l'évaluation. [Source ANBT]

Lieu du sondage	N°du sondage	Profondeur des passes (m)	Perméabilité (lugeons)	Type d'écoulement
Flanc gauche de l'axe de la digue principale	S1	5-10	3	LAMINAIRE
		10.15	<2	
		15-20	<2	
		20-25	<2	
		25-30	<2	
		30-35	<2	
		35-40	<2	
	S2	15-20	<2	
		20-25	<2	
Flanc droit d'axe de la digue principale	S4	6-10	6	LAMINAIRE
		10-15	<2	
		15-20	<2	
		20-25	<2	
	S5	5-10	<2	
		10-15	<2	
		15-20	3	
		20-25	3	
		25-30	3	
		30-35	3	
		35-40	<2	
Lit de la rivière	S3	5-10	<2	LAMINAIRE
		10-15	<2	
		15-20	<2	
		20-25	<2	
axe de la digue de col	S8	10-15	6	LAMINAIRE
	S9	10-15	3	
	S11	10-15	2	



Figure I.5 : Vue du site du barrage du flanc gauche [Source ANBT].



Figure I.6 : vue du site du barrage du flanc droite [Source ANBT].

I.4 Etude la géotechnique :

I.4.1.Puits de reconnaissance et échantillonnage :

Des puits d'essais ont été réalisés en vue d'apprécier les profils géologiques des couches supérieures allant jusqu'à 4m de profondeur et ont été effectuées aussi que quatre puits de reconnaissances (P301 à P304) sur l'axe de barrage et huit puits de reconnaissances (P305 à P312), avec une profondeur maximale de l'ordre de 4,1 m (suivant l'axe d'évacuateur de crue). Un totale de 17 puits a été réalisé.

Avec la réalisation de ces puits et les tranches de reconnaissance (T101à T104) il a été aussi possible de déterminer l'ampleur des fouilles à envisager pour le barrage et l'évacuateur de crue.

Une description du profil géologique des puits d'essais a été faite à traverse les différents puits, l'avancement des puits a été stoppé soit par présence des alluvions (gros galets, graviers et blocs), soit par la présence des calcaires marneux, argile marnes consistantes.

Tableau résumé des informations de puits de reconnaissances a l'annexe (B).

I.4.2 Essai en laboratoire

a) L'analyse granulométrique :

Le but de l'essai d'analyse granulométrique est d'étudier la taille des particules solide et leur distribution et de mesurer l'importance relative de chacune des fractions de sol grenu, qui nous permettant de classer les différents sols grenus étudiés.

Pour déterminer la taille des grains du sol, un essai d'identification important appelé granulométrie a été effectuée sur les échantillons prélevés afin de pouvoir obtenir la représentation des grains suivant leur dimension. Il a consisté au passage du sol grenu dans une série de tamis et le procédé basé sur la loi de STOKES pour les sols fins. L'étude statistique de la granulométrie est contenue dans l'annexe A.

b) Essai de limite d'Atterberg:

Le but de l'essai est la détermination des teneurs en eau d'un sol à éléments fins, tel que la présence d'eau dans les vides d'une masse sol peut affecter le comportement de celle-ci. Afin d'étalonner et de compacter les comportements d'une masse d'argile, on définit des valeurs de teneurs en eau limites.

Les matériaux fins devant être utilisés comme noyau argileux ont un indice de plasticité compris entre 13 et 38 avec une moyenne de 29. La limite de liquidité est comprise entre 38 et 74. Voir annexe A figure A.1 (diagramme de plasticité) et le tableau A.7. A partir des résultats

fournis par la granulométrie et les limites d'Atterberg, il est possible de classer les sols en différentes catégories.

Tableau n°I.6 : Analyse des résultats des essais d'identification obtenus sur fondation (les matériaux rocheux). [Source ANBT]

Matériaux		Analyse granulométrique				Limites d'Atterberg		Classification Unifiée	Teneurs en eau, W (%)	Poids spécifique des particules solides, ys (kN/m3)
		% < 2u	% < 74u	% > 4	% > 3/4	W L (%)	I P (%)			
Dépôts de terrasse sableuse (Dts)	Fourchette	-	67	2	0	42	21	CL	6	26,4
	Valeurs plus fréquentes	-	67	2	0	42	21	CL	6	26,4
Sol colluvionnaire (Co)	Fourchette	15-18	11-68	2-33	0	35-43	18-21	CL	5-10	26,6-26,7
	Valeurs plus fréquentes	-	53-68	2-12	0	35-43	18-21	CL	5-10	26,6-26,7
Marnes (M)	Fourchette	21-25	69-89	1-17	0	43-50	21-25	CL-CH	8-12	25,5-26,8
	Valeurs plus fréquentes	21-25	76-89	1-3	0	43-50	21-25	CL	8-12	25,5-26,8

c) Equivalent de sable :

En raison de la nature essentiellement argileuse des matériaux en présence, l'essai d'équivalent de sable, le paramètre qui normalement la quantité d'éléments fins plastiques existant dans un sol, a été déterminé pour seulement un (1) échantillon.

La valeur de l'équivalent sable présente par les dépôts de terrasse sableuse, 21% est concordante avec le pourcentage des fins et avec la plasticité du matériau.

d) Essai de cisaillement :

Cinque essais de cisaillement été fait dans les matériaux argileux et plus sableuse.

Les résultats se trouvent dans le tableau suivant :

Tableau n°I.8:Résultats des essais de cisaillement [Source ANBT).

No de Puits	Profondeur (m)	Description du sol	Cohésion (Bars)	Frottement (degrés)
P12	0.00 – 0.85	Argile	0.51	12,2
	0.85 – 3.00	Alternance grès jaune et d'argile crayeuse	0.83	11,1
P14	1.100 – 3.70	Argile sableuse	0.67	9.14
P15	1.50 – 3.50	Argile marneuse	0.67	36,24
P17	0.65 – 2.10	Argile	0.34	20,9

I.5. Climatologie :

La quantification des composantes du climat demeure toujours une étape indispensable dans toute étude que ce soit hydrologique ou en relation avec toute opération d'évaluation des potentialités d'une région donnée. En effet, les facteurs climatiques sont responsables de toute action érosive : notamment les précipitations et leurs régimes spatio-temporelles, les températures et leurs variabilité, ainsi que le rôle de l'humidité de l'ai et l'évaporation.

Le bassin versant de Charchar et celuide la station hydrométrique 03-09-01 sont sujets à des précipitations sont en moyenne de 680.3 mm. L'été est généralement chaud et sec selon la classification de Koppen- Geiger avec une évaporation généralement élevée.
L'évapotranspiration moyenne annuelle est l'ordre de 1230mm. Les températures mensuelles moyennes variant entre 12.4°C en janvier et d'environ 26°C en aout.

I.5.1.La température :

La température mensuelle moyenne de la station 03-09-01 dans le tableau suivant :

Tableau n°I.9 : Température mensuelles moyennes. (Source ANRH)

Elément	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Température moy°C	12.4	12.3	13.3	15.0	18.1	21.0	24.0	26	23.1	19.7	16.2	17.7

I.5.2. L'évaporation :

Il recommandé d'utiliser l'évaporation mensuelle lors de la modélisation d'un bassin versant, ainsi que pour simuler l'évaporation des surfaces des réservoirs et si possible pour calculer les

besoins en irrigation. Pour ce faire, on peut se baser sur l'évapotranspiration calculée à partir de la formule de Penman et des données de la station de Skikda, si elles sont disponibles.

L'évaporation résumée dans le tableau suivant :

Tableau n°I.10 : Evapotranspiration par le calcul Penman (mm). [Source ANRH]

Elément	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
ETP,(mm)	40	52	83	111	139	159	180	167	124	85	50	37
ETP(%)	3.3	4.2	6.8	9.0	11.3	13.0	14.7	13.6	10.1	6.9	4.1	3.0

I.5.3.Le vent :

Les vitesses du vent à la wilaya de Skikda comprises entre (2.4 à 3.2)m/s .vue le tableau suivant :

Tableau n°I.11:vitesses moyennes du vent (m/s). [Source ANRH]

Elément	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Vitesse du vent(m/s)	3.0	3.1	2.9	2.7	2.5	2.5	2.5	2.4	2.5	2.5	2.8	3.2

I.5. 4. La précipitation :

I.5.4 .1.Précipitations enregistrés :

Au niveau de l'oued Charchar, il n'existe aucune station pluviométrique, mais on dispose de huit stations dans la localité.

Tableau n°I.12: Précipitation moyenne dans la région. [Source ANRH]

Code	Nom	Pluie moy (mm)
030801	Skikda port	750.0
0300906	El Arrouch	608.9
030907	Sidi Mezghich	574.0
030908	Emdjez cheikh	583.6

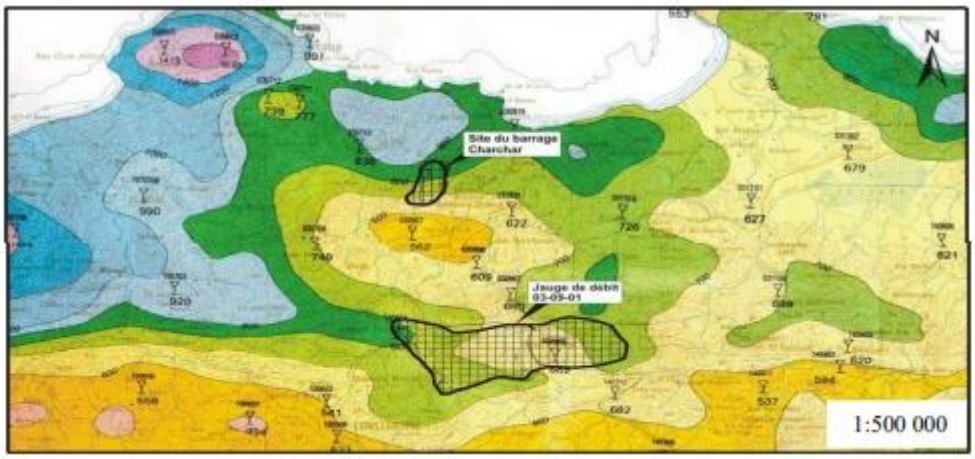
030909	Ramdane Djamal	586.3
030911	Bouchtata	648.7
030919	Skikda	810.0

I.5.4 .2. Précipitations moyennes annuelles :

La station qu'on travaille au-dessus si celle d'Al Arrouch, car elle s'étend sur 41 ans, et presqu'elle n'a pas de lacunes.

Tableau n°I.13: Précipitations interannuelles mensuelles. [Source ANRH]

Eléme nt	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	totale
P(mm)	79.79	67.34	62.84	52.22	33.56	12.56	3.04	6.14	30.78	47.7	66.54	95.53	558
P(%)	14.30	12.07	11.26	9.36	6.01	2.25	0.54	1.10	5.52	8.55	11.92	17.12	100



FigureI.9 : Carte pluviométrique de PMA

I.5.5 .Humidité relative :

Les valeurs de l'humidité mensuelle moyenne à la station de Skikda sont dans le tableau au dessus :

Tableau n°I.14: Humidité moyenne mensuelles. [Source ANRH]

Elément	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Hmoy(%)	78.4	76.2	77.7	83.7	82.5	77.5	74.8	82.0	83.1	76.6	82.7	79.3

I.6.Conclusion :

Les sondages et les études de reconnaissance effectuée sur le site indiquent que celui-ci présente des caractéristiques géologiques et géotechniques favorables à la construction d'un évacuateur des crues. Globalement, on peut affirmer que le site du barrage est réalisable d'un point de vue topographique, et géologique et géotechnique.

II.1. Introduction :

L'étude hydrologique a pour but principal de déterminer les caractéristiques du bassin versant et les données hydro-pluviométriques essentielles pour le dimensionnement hydrotechnique d'un barrage. L'hydrologie, quant à elle, représente une science qui se penche sur la répartition, les déplacements et la qualité de l'eau à travers la terre. Elle explore le stockage de l'eau dans divers réservoirs comme les océans, les rivières, les lacs, les nappes phréatiques et les glaciers, ainsi que sa circulation dans l'environnement. Les hydrologues analysent les interactions entre l'eau, le sol, les roches et l'atmosphère pour comprendre les processus hydrologiques. Cette discipline joue également un rôle crucial dans la gestion de l'eau et la prévention des risques tels que les inondations, la sécheresse et la pollution. Elle trouve son application dans différents domaines tels que l'agriculture, l'industrie, la planification urbaine, la gestion des ressources en eau et la recherche scientifique.

L'étude hydrologique implique la collecte, l'analyse et l'interprétation de données sur l'eau dans un environnement géographique donné. Elle vise à comprendre les processus hydrologiques influençant la distribution, la quantité et la qualité de l'eau dans une région déterminée, et peut être réalisée à différentes échelles, allant des petits bassins versants aux vastes zones hydrologiques. Pour cela, des techniques de mesure telles que des stations de jaugeage, des capteurs de débit, des piézomètres, des pluviomètres et des sondes de qualité de l'eau sont généralement utilisées. L'objectif principal de cette étude est souvent de fournir des informations pour la gestion de l'eau, la planification des ressources en eau, la prévention des risques naturels tels que les inondations et les sécheresses, ainsi que pour la protection de l'environnement. Les résultats obtenus peuvent être utilisés pour prendre des décisions éclairées concernant l'utilisation de l'eau dans la région étudiée.

II.2. Présentation du bassin versant :

Le bassin versant du barrage Charchar se compose principalement des bassins versants des oasis Hamida et Cherrioua, contribuant respectivement à 66% et 34% du débit du bassin versant du projet de barrage Charchar.

Les bassins versants des rivières Hamida et Cherrioua sont nichés entre des montagnes, avec une élévation variant de 593 mètres NGA dans les zones montagneuses à environ 93 mètres NGA sur le site du barrage.

Le bassin versant du barrage CHARCHAR se distingue par une végétation assez dense le long des montagnes de Skikda et par quelques zones agricoles proches des villages. La végétation naturelle est principalement composée d'arbres tels que le chêne liège, le chêne zéen, les peupliers et le frêne, alors que les petits arbustes forment l'essentiel de la végétation naturelle.

Les villages sont peuplés de communautés dont l'activité principale est l'agriculture. Près de 23% des terres arables sont exploitées, dont 30% sont consacrées à la culture de vergers. Le reste se compose de fruits de saison, de cultures majeures et de légumes. De temps à autre, des prélèvements d'eau non quantifiables sont réalisés, surtout à partir de puits creusés dans le lit de la rivière. Il n'existe aucune information concernant l'utilisation de l'eau ou même l'évolution des activités agricoles.

II.3. Bassin versant :

Le bassin versant représente l'unité fondamentale pour l'établissement du bilan hydrologique. Il est défini comme l'aire drainée par un cours d'eau et ses tributaires. Un cours d'eau naît généralement dans une région montagneuse et draine la surface topographique, avec les écoulements qui convergent vers la partie la plus basse du cours d'eau, connue sous le nom d'exutoire.

Pour déterminer les différentes caractéristiques de bassin versant c'est la délimitation de notre bassin (la délimitation par logiciel Arc-Gis).

II.3.1. Caractéristiques physiques du bassin versant :

Les caractéristiques physiques d'un bassin versant influencent la manière dont l'eau s'écoule à travers celui-ci, la quantité d'eau qui peut être stockée, et d'autres facteurs qui peuvent affecter**.**

- **Surface du bassin versant :**

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

S=24,33 Km²

- **Périmètre du bassin versant :**

P= 31,97Km

- **Longueur du talweg principal :**

C'est talweg le plus long curvimètrage et il est de :**Lp=1,46 Km**

II.3.2. Caractéristiques hydro morphologiques :

1) **Indice de compacité (GRAVELIUS) :**

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

$$Kc=\frac{P}{P'}=\frac{P}{2\pi R}$$

Surface de cercle équivalent :

$$S=2\pi \times R^2=\sqrt{S/2\pi} \qquad \text{(II.1)}$$

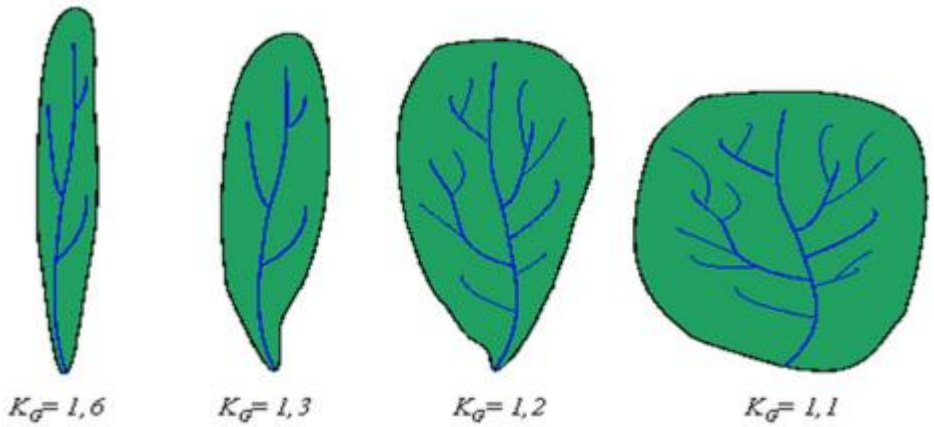
$$Kc=0{,}28\times\frac{P}{\sqrt{S}} \qquad \text{(II.2)}$$

P : périmètre du bassin versant.

S : superficie du bassin versant.

K_C=1,68

- K_C=1 ➔parfaitement circulaire
- K_C<1 ➔ bassin ramassé (carré)
- K_C>1 ➔bassin allongé



FigureII.1 : Différents types des bassins versant en fonction du coefficient K_C.

[Source : Mémoire ENSH 5-0005-2020]

Selon la valeur de K_C(Kc>1), notre bassin est considéré allongé.

2) Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$Ca=L \times p^2 / S \qquad \textbf{(II.3)}$$

Donc : **Ca=0,087**

L : la longueur du talweg principal

S : superficie du bassin versant

3) Rectangle équivalent :

La conversion du bassin versant en un rectangle de longueur (L) et de largeur (l), tout en conservant la même superficie, permet d'établir des comparaisons entre les bassins versants en termes d'influence de la forme sur l'écoulement. Les formules suivantes permettent également de déterminer ces deux paramètres :

1. La longueur $L = \frac{Kc.\sqrt{S}}{1.12}\left[1+\sqrt{1-(\frac{1.12}{Kc})^2}\right]$ **(II.4)**

L=9,74km

2 .La largeur : $l = \frac{Kc\times\sqrt{S}}{1,12}\left[1-\sqrt{1-(\frac{1,12}{Kc})^2}\right]$ **(II.5)**

***l*=2,49km**

L : longueur du rectangle équivalent en (km)

L : largeur du rectangle équivalent en (km)

II.3.3. Hypsométriques du bassin versant :

II.3.3.1. Paramètre du relief :

Le relief joue un rôle significatif sur la forme de l'hydro gramme de crue. En effet, une pente prononcée entraîne un écoulement plus rapide, réduisant ainsi le temps de concentration et accélérant la montée de la crue. L'étude de son influence est cruciale et se caractérise par l'analyse de la distribution altimétrique du terrain, généralement représentée par une « courbe hypsométrique ».

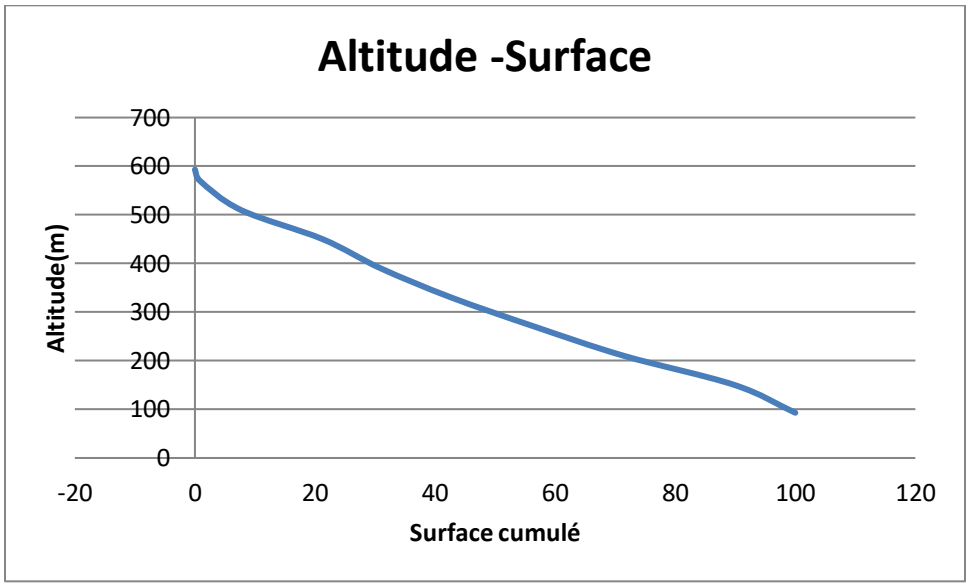
1) Répartition et courbe de niveau et hypsométrique :

La courbe hypsométrique d'un bassin versant illustre la répartition des altitudes du terrain à l'intérieur de ce bassin. Elle dépeint comment la surface du bassin versant se répartit selon les différentes altitudes. Pour la représentation des courbes de niveau sur la superficie du bassin versant et la distribution des altitudes en fonction des surfaces cumulées élémentaires ou des pourcentages de surfaces cumulées (c'est-à-dire la courbe hypsométrique), nous avons utilisé le logiciel **Arc-GIS**.

Le tableau ci-après présente l'ensemble des caractéristiques du courbe hypsométrique :

TableauII.1 : Répartition des surfaces en fonction des altitudes.

Altitude	Grid code	Hi(m)	S (KM^2)	% Surface	% Cumule
93-150	1	93	2,45	10,09	100
150-210	2	150	4,49	18,44	89,91
210-270	3	210	3,62	14,89	71,47
270-330	4	270	3,38	13,89	56,59
330-390	5	330	2,86	11,76	42,69
390-450	6	390	2,35	9,67	30,93
450-510	7	450	3,31	13,62	21,26
510-570	8	510	1,66	6,81	7,64
570-593	9	570	0,20	0,83	0,83
	Total	593	24,33	100	0,00



FigureII.2 : Courbe hypsométrique de l'oued CHARCHAR.

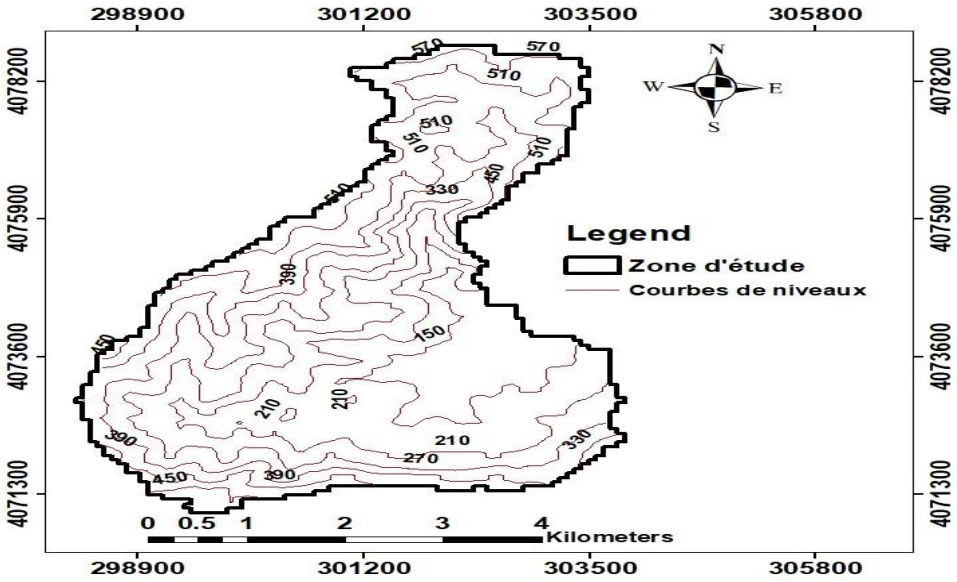


Figure II.3 : Carte de présentation des courbes de niveau.

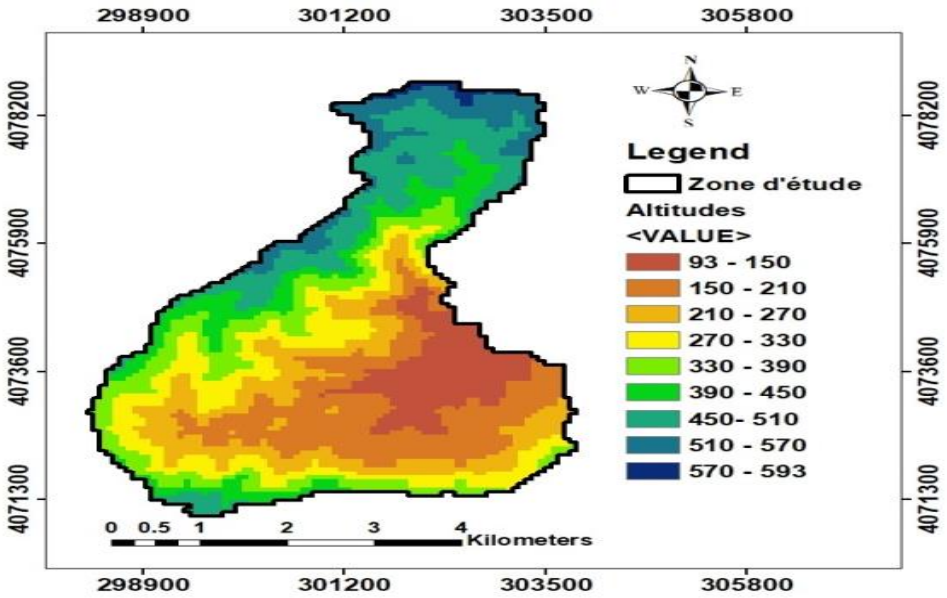


Figure II.4 : Carte hypsométrique du bassin versant d'Oued CHARCHAR.

2) Les caractéristiques des altitudes :

À partir de la courbe hypsométrique, nous définissons les différentes altitudes en relation avec le pourcentage de surface accumulée.

a) L'altitude maximale et minimale :

Les cartes topographiques sont employées pour recueillir ces informations de manière directe, Le point culminant du bassin correspond à l'altitude maximale, tandis que l'altitude minimale est représentée par le point le plus bas, généralement situé à l'exutoire, Ces deux informations sont particulièrement essentielles pour l'établissement de relations impliquant des facteurs climatiques tels que la température, les précipitations et l'enneigement :

Hmax=593m

Hmin=93m

b) L'altitude moyenne :

L'altitude moyenne n'est pas toujours un reflet fidèle de la réalité, Cependant, elle est parfois employée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou lors de l'implémentation de modèles hydrologiques, Elle peut être calculée en utilisant la formule suivante :

$$Hmoy = \frac{\sum Si \times Hi}{S} \quad \textbf{(II.6)}$$

Voici un tableau résumant toutes les valeurs collectées :

Tableau II.2 : Détermination d'altitude moyenne Hmoy.

Altitude moy(Hi)	Surface(Si)	Hi,Si
121,5	2,45	297,675
180	4,49	808,2
240	3,62	868,8
300	3,38	1014
360	2,86	1029,6
420	2,35	987
480	3,31	1588,8
540	1,66	896,4
581,5	0,2	116,3
	Total	7606,775

Où :

- H moy : altitude moyenne du bassin (m)
- Si : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km)
- Hi : altitude moyenne entre deux courbes de niveau (m)
- S : superficie totale du bassin versant (Km^2)

Hmoy=312,65 m

c) Altitude médiane :

L'altitude médiane se réfère à l'altitude correspondant au point d'abscisse représentant 50% de la surface totale du bassin versant sur la courbe hypsométrique :

$$H_{50\%}=296,5m$$

Tableau II.3 : Détermination de H5% etH95% et Hmoy.

Altitude	Valeur(m)
Hmax	593
Hmin	93
Hmoy	312,65
H5%	557,25
H95%	121,5

II.3.4. Les indices:

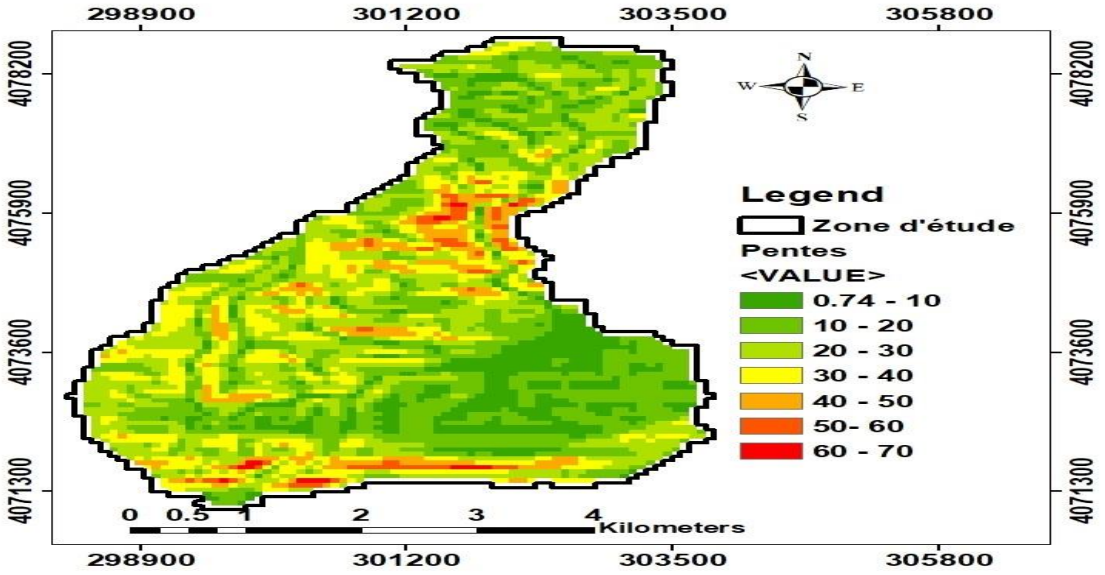


Figure II.5. : Cartes des pentes du bassin versant d'Oued CHARCHAR.

a) Indice de la pente moyenne du bassin :

$$\mathbf{IBV}=\frac{Hmax-Hmin}{\mathbf{Ltalwags}} \quad \mathbf{(II.7)}$$

AN: $\mathbf{IBv} = \frac{(593-93)X\ 10^{-3}}{9,2} X100\% = \mathbf{5,43\%}$

L_{Talweg}**:** Longueur de talwegs (Km).

Hmax et Hmin : Hauteur maximale et minimale.

b) La pente moyenne du bassin :

$$\mathbf{Im}=\frac{\Delta H\times(0,5L1+L2+L3+\cdots Ln)}{S} \quad \mathbf{(II.8)}$$

Avec:

L: la longueur des courbes des niveaux (km).

SBV : superficie du bassin versant.

Le tableau suivant présent les calcule de pente moyenne :

Tableau II.4: Tableau d'évaluation de la pente moyenne.

N°	Courbes de niveau	ΔH	Longueur (km)
1	150	60	9,183
2	210		16,232
3	270		17,107
4	330		17,158
5	390		30,067
6	450		11,611
7	510		9,602
8	570		2,210

Imoy=0,267%

c) Indice de pente de roche Ip :

L'indice de pente de roche est un indicateur qui décrit la pente ou l'inclinaison d'une formation rocheuse. Il est généralement exprimé en pourcentage ou en degrés.

$$Ip=\frac{1}{\sqrt{Lr}}\left[\sum_i^n \sqrt{Si \times Di}\right] \quad \textbf{(II.9)}$$

Le tableau suivant pressent les calcules de pente de la roche :

Tableau II.5 : Détermination de l'indice de pente de la roche Ip.

Altitude	Hi	Si (Km^2)	Si × Di	(Si × Di)
93-150	57	2,45	139,92612	11,8290371
150-210	60	4,49	269,158516	16,4060512
210-270	60	3,62	217,332878	14,7422141

270-330	60	3,38	202,788186	14,2403717
330-390	60	2,86	171,732544	13,1046764
390-450	60	2,35	141,199226	11,8827281
450-510	60	3,31	198,778654	14,0988884
510-570	60	1,66	99,4349349	9,97170672
570-593	23	0,20	4,65343245	2,1571816

A.N:

Ip=3,474% Ip=34,74 m/km

Avec:

Si :la surface élémentaire en (%) entre deux courbes de niveau.

Lr: longueur du rectangle équivalent (Km).

d) Indice de la pente globale :

Cet indice est déterminé par la formule suivante :

$$\mathbf{Ig} = \frac{D}{Lr} = \frac{H5\% - H95\%}{Lr} \qquad \textbf{(II.10)}$$

A.N: $\mathbf{Ig} = \frac{557,25 - 121,5}{9,74 \times 10^3} \times 100\% \Rightarrow \mathbf{Ig = 4,47\ \%}$

Ig= 44,7 m/ km ➔ **Ig = 0,0477 m/m**

H5% : Altitude de fréquence correspondante au 5% de la surface totale (m)

H95% : Altitude de fréquence correspondante au 95% de la surface totale (m)

Lr : longueur du rectangle équivalent (Km)

Le tableau ci-après présente le classification.

Tableau II.6: Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente globale.

	Relief	Valeur de Ig(m/m)
1	Relief très faible	Ig<0,002
2	Relief faible	0,002<Ig<0,005
3	Relief assez faible	0,005<Ig<0,01
4	Relief modéré	0,01<Ig<0,02
5	Relief assez fort	0,02<Ig<0,05
6	Relief fort	0,05<Ig<0,1
7	Relief très fort	0,1<Ig

[Mémoire ENSH.05-0007-09]

D'après la classification ORSTOM à partir de l'indice de pente globale le relief est classé **assez fort**.

e)Dénivelée spécifique :

La dénivelée spécifique est une mesure qui indique la variation d'altitude sur une distance spécifique, Elle est souvent utilisée pour évaluer la pente ou le dénivelé d'un cours d'eau, La dénivelée spécifique «Ds» permet d'utiliser la classification de l'ORSTOM, qui aide à définir les différents types de reliefs d'un bassin versant, Elle est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$Ds=Ig \times \sqrt{S} \qquad \textbf{(II.11)}$$

Donc : Ds=220,48m

Le tableau suivant présent les classifications des reliefs :

Tableau II.7 : Classification des reliefs d'après l'ORSTOM.

Classe	**Intervalle**	**Type du relief**
R1	Ds<10m	Relief très faible

R2	10<Ds<25m	Relief faible
R3	25<Ds<50m	Relief assez faible
R4	50<Ds<100m	Relief modéré
R5	100<Ds<250m	Relief assez fort
R6	250<Ds<500m	Relief fort
R7	Ds>500m	Relief très fort

[Mémoire ENSH .5-0026-21]

D'après la classification des reliefs (ORSTOM),la dénivelée spécifique est classée **assez forte**.

ORSTOM: Acronyme pour l'Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-mer, est un ancien organisme qui a évolué en 1984 pour devenir l'Institut Français de Recherche Scientifique pour le Développement en Coopération, Par la suite, en 1998, il a été renommé en Institut de Recherche pour le Développement (IRD).

II.3.5 Etude du réseau hydrographique:

II.3.5.1. Les caractéristiques hydrographiques :

a) Réseau hydrographique :

L'étude du réseau hydrographique est une discipline axée sur la description et l'analyse des éléments aquatiques comme les cours d'eau, les lacs, les rivières, les bassins versants et les systèmes de drainage d'une région spécifique, Cette étude inclut généralement la cartographie, l'analyse des débits d'eau, l'examen des caractéristiques des organismes aquatiques, l'évaluation de la qualité de l'eau et l'appréciation d'autres paramètres relatifs aux ressources en eau,

a) Hiérarchisation du réseau:

Le réseau hydrographique est restitué sur les même cartes mentionnées pour calculer l'altitude moyenne (Hmoy =312,65m), pour calculer la densité de drainage, il est nécessaire de

classer les cours d'eau. Pour déterminer la densité de drainage, il est essentiel de catégoriser les cours d'eau. Bien qu'il y ait plusieurs méthodes de classification, la plus fréquemment utilisée est celle de SCHUM. Selon cette méthode de SCHUM, un segment de rivière est classé comme "ordre (x+1)" lorsqu'il résulte de la confluence de deux cours d'eau d'ordre "x".

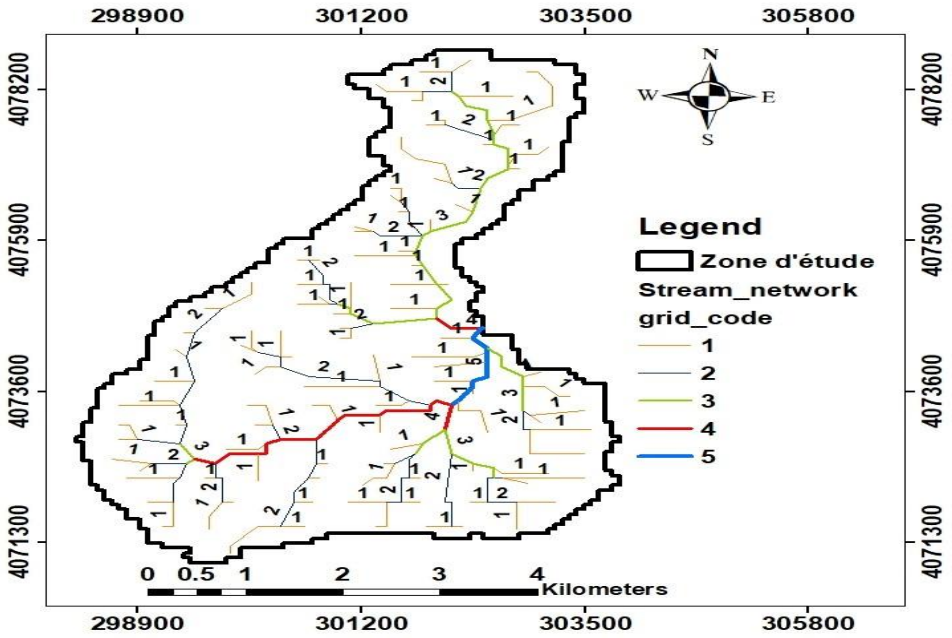


Figure II.6:Réseau hydrographique du bassin versant.

Le tableau suivant présent les longueurs des talwegs :

Tableau II.8: Les longueurs des talwegs du bassin versant.

Ordre	Longueurs(Km)
1	33,479
2	15,543
3	8,558
4	4,098
5	1,46**(principale)**

II.3.5.2. Les paramètres hydrographiques.

a) Densité de drainage :

$$Dd=\frac{\sum Li}{S}= \qquad \textbf{(II.12)}$$

AN: $\textbf{Dd}= \frac{\mathbf{63,138}}{\mathbf{24,33}}$ **=2,59** **==> Dd=2,59 Km^{-1}**

∑Li : longueur totale de talwegs d'ordre i en (Km)

S : surface du bassin versant en Km^2

b) densité de talweg élémentaire :

Est déterminé par la formule suivant :

$$F1=\frac{N1}{S} \qquad \textbf{(II.13)}$$

AN : **F1=4,15 talweg /km^2**

Avec

N1 : Nombre de talwegs d'ordre 1 :N1=101

S :surface du bassin versant (km^2)

C) Coefficient du torrentialité Ct :

$$Ct= D.F1 \qquad \textbf{(II.14)}$$

AN : Ct=2,59*4,15=10,74 ==>**Ct=10,74**

D) Temps de concentration Tc :

Le temps de concentration est généralement estimé par des formules empiriques, Théoriquement, il est défini comme le délai le plus long qu'une goutte d'eau met pour traverser l'ensemble du bassin versant jusqu'à son exutoire, Il y a plusieurs formules empiriques disponibles pour calculer ce temps de concentration,

•Formule de VENTURA :

Est donné par la formule suivant :

$$Tc=0,1275x\frac{\sqrt{S}}{\sqrt{Ibv}} \qquad \textbf{(II.15)}$$

Avec : Tc : temps de concentration(h)

Ibv : indice de pente moyenne du bassin versant (m/m)

S : surface du bassin versant(km²),

AN **:** **Tc=2,69h**

•Formule de GIANDOTTI :

$$Tc=\frac{4\sqrt{S}+1,5Lcp}{0,8\sqrt{Hmoy-Hmin}} \qquad \textbf{(II.16)}$$

Tc : Temps de concentration

Lcp : Longueur du cours d'eau principale (km)=1,46 km,

S : Surface du bassin versant (km²)

H moy : Altitude moyenne du bassin versant(m),

H min : Altitude minimale du bassin versant(m),

AN **:** **Tc=1,98h**

• Formule de CALIFORNIA:

$$T_c=\left(\frac{0,87\times L^3}{H_{max}-H_{min}}\right)^{0,386} \quad \textbf{(II.17)}$$

Avec :

Tc : Temps de concentration (h)

Lcp : Longueur de cours d'eau principale(km)

Ig : Indice de pente globale (m/m)

AN : Tc=0,133h

•Formule de TURRAZZA :

$$\textbf{Tc=}1,662 \text{ X } S^{0,5} \quad \textbf{(II.18)}$$

Tc : Temps de concentration (h)

S : Surface du bassin versant (km²)

AN : Tc=8,19h

•Formule de Kirpich:

$$Tc=0,6615 \text{ X } Lcp^{0,77} \text{X } Imoy^{0,385} \quad \textbf{(II.19)}$$

Lcp : longueur du cours d'eau principal(km)

Imoy : pente moyenne du bassin versant

AN **: Tc = 1,27h**

Le tableau suivant présent le résumé du calcule de temps de concentration :

Tableau II.9 : Le Temps de concentration

La formule	La valeur de Tc(h)
Turrazza	**8,19**
California	**0,13**
Giandotti	**1,98**
Ventura	**2,69**
Kirpich	**1,27**

Pour des raisons de sécurité, nous choisissons la formule de Ventura, Cela est dû au fait qu'elle nous fournit une estimation du temps de concentration qui se rapproche le plus de la moyenne obtenue à partir des autres formules, à savoir : **Tc=2,69h**

e)Vitesse de ruissellement :

Le terme "ruissellement" fait référence à l'écoulement des eaux météorologiques à la surface du sol, provoqué par la gravité et suivant la pente du terrain ainsi que le micro-réseau hydrographique, Ces eaux sont celles qui n'ont pas été absorbées par infiltration, évaporées ou stockées en surface, En termes simples, c'est le rapport entre la distance parcourue et le temps de concentration,

Donné par la formule suivant :

$$Vr=\frac{Lcp}{Tc} \qquad \textbf{(II.20)}$$

Avec

Vr **:** vitesse de ruissellement (km/h)

Lcp : longueur de talweg (km)

Tc :temps de concentration(h

AN : $Vr=\frac{1,46}{2,69}$=0,546 km/h

Le tableau suivant présent la résumé du caractéristiques du bassin versant :

Tableau II10 : Caractéristiques géomorphologiques du bassin versant d'oued Charchar.

Désignation		**Symbole**	**Unité**	**Valeur**
Exutoire	X	X	M	8 649 000
	Y	Y	M	3 960 000
	Z	Z	M	80
Superficie		S	km²	24,33
Périmètre		P	Km	31,97
Longueur du cours d'eau principale		Lcp	Km	1,46
La Pente moyenne		Imoy	%	0,26
Altitude	Max	593	M	593
	Min	93	M	93
	Moy	312,65	M	312,65
	Médiane	296,5	M	296,5
	5%	557,25	M	557,25
	95%	121,5	M	121,5
Indice de compacité		Kc	/	1,68
Coefficient d'allongement		Ca	/	0,087
Indice de pente de roche		Ip	%	3,47
Indice de pente		Ig	%	4,47

globale			
Indice de pente moyenne	Im	%	5,43
Densité de drainage	Ds	Km-¹	2,59
Le coefficient de torrentialité	Ct	/	10,47
Temps de concentration	Tc	H	2,69
Vitesse de ruissèlement	Vr	Km/h	0,546

II.4. Caractéristiques climatologiques :

L'objectif de l'évaluation des paramètres climatologiques est d'obtenir une compréhension du climat du bassin versant de l'OUED CHARCHAR, Cette information est cruciale pour la détermination des données requises pour la conception du barrage et de ses structures connexes,

II.4.1. La température :

L'observation de la température moyenne annuelle et de sa répartition tout au long de l'année est effectuée en raison de la similitude des conditions climatiques, et a donc été prise en compte, Le tableau suivant présente la répartition mensuelle moyenne :

Tableau II.11 : Les températures moyennes et maximales et minimales à Skikda (source ANRH).

Mois	Jan	Fév	Ma	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
T°moy	10,5	10,7	13,1	14,7	17,6	21,1	24,1	24,8	23,1	19,2	15,1	12,1	17,17
T°min	7,1	7	8,8	10,3	13,5	17	19,7	20,7	19,2	15,3	11,6	9	13,27

T°max	14	14,5	17,4	19,2	21,8	25,3	28,5	29	27	23,3	18,7	15,3	21,16

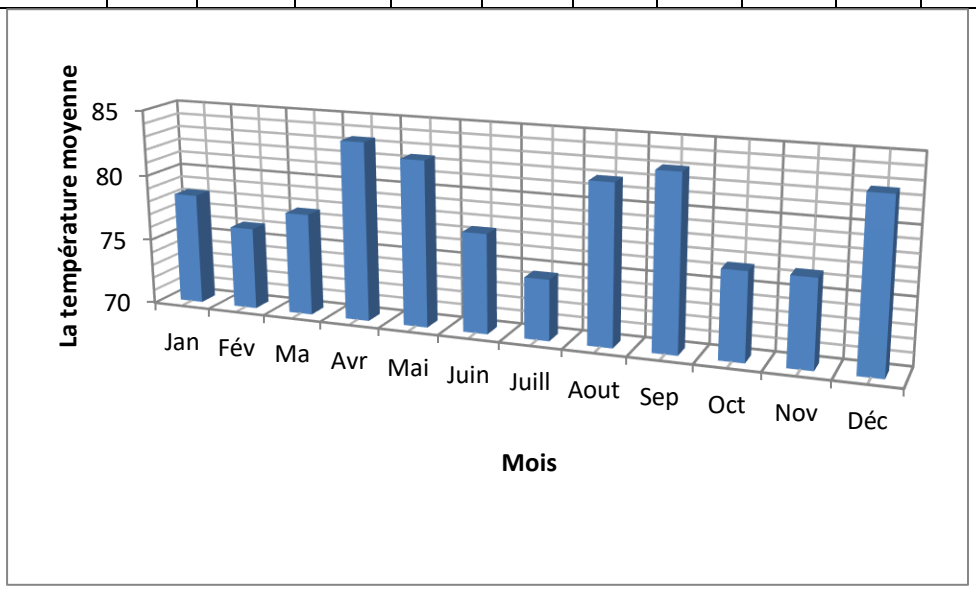


Figure II.7 : Les répartitions des températures moyennes

II.4.2. Humidité:

Le tableau ci-après illustre les valeurs moyennes, minimales et maximales de l'humidité mensuelle à la station de Skikda,

Tableau II.12 : la répartition d'humidité minimale, maximale et moyenne de Skikda **(source ANRH),**

	Jan	fév	mars	avr	mai	Jui	juill	Aout	sep	Oct	nov	Déc	Moy
Hmoy	78,4	76,2	77,7	83,7	82,5	77,5	74,8	82,0	83,1	76,6	76,3	82,7	79,3
Hmin	55,2	53,9	55,4	54,8	55,7	56,8	54,0	56,5	55,7	54,5	53,2	55,3	55,1
Hmax	90,3	90,1	90,4	90,3	89,5	88,5	87,7	88,3	89,1	90,0	89,8	88,0	89,3

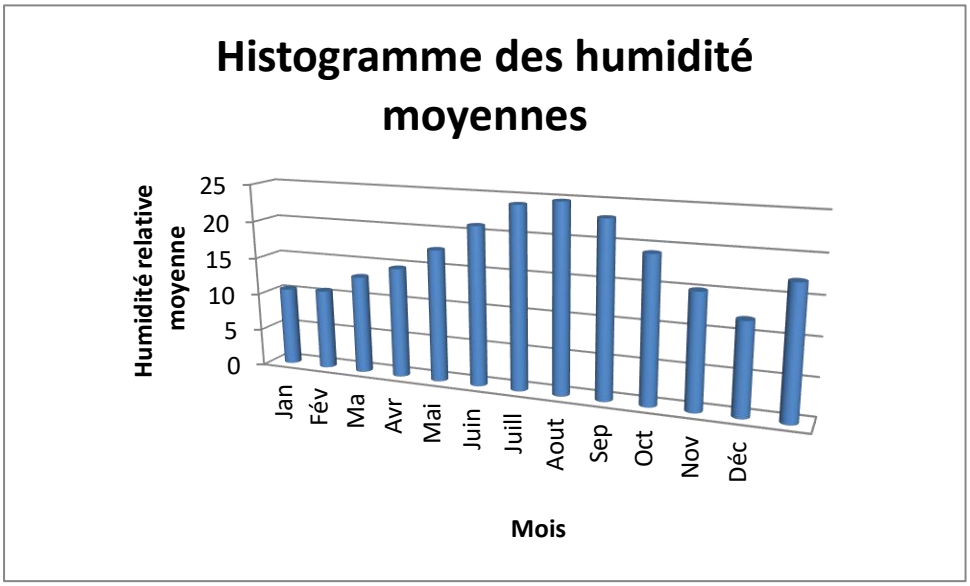


Figure II.8 : La répartition d'humidité relative

II.4.3 : La vitesse du vent :

La vitesse du vent dans notre secteur fluctue entre 2,5 m/s en tant que vitesse minimale et 3,2 m/s en tant que vitesse maximale, Cette variation mensuelle n'est pas significative. Voir le tableau suivant :

Tableau II.13 : la répartition du vitesse du vent(Source :ANRH)

	Jan	fév	mars	avr	mai	jui	juill	Aout	sep	oct	nov	Déc	moy
V(m/s)	3,0	3,1	2,9	2,7	2,5	2,5	2,5	2,4	2,5	2,5	2,8	3,2	2,7

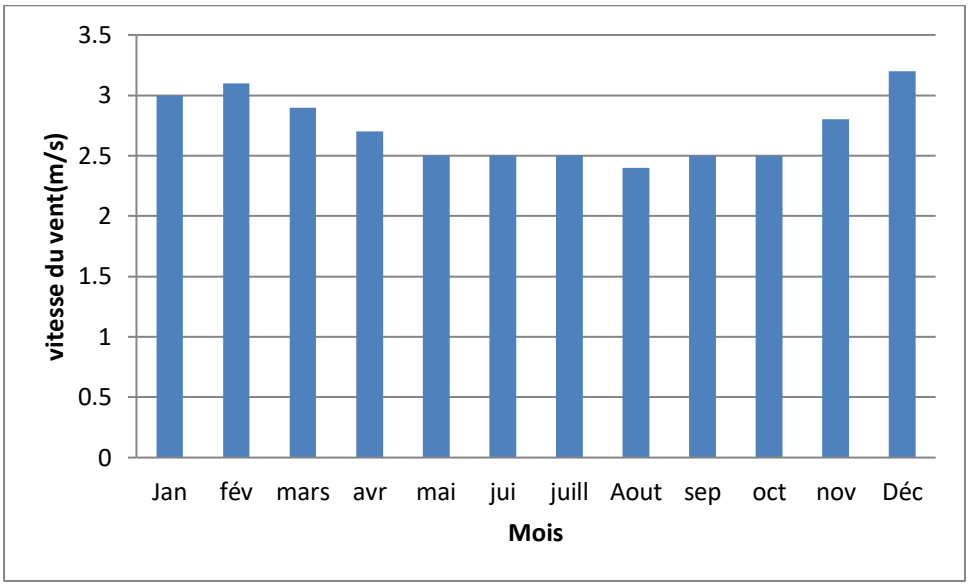


Figure II.9 : La répartition de vitesse moyenne du vent

II.4.4. Pluviométrie:

Il n'y a pas de station pluviométrique présente au B,V de l'oued Charchar, Cependant, huit stations sont disponibles dans la région environnante,

Le tableau ci-dessous présente les moyennes des précipitations annuelles de ces huit stations,

Tableau II.14 : Identification des stations pluviométrique,(source ANRH)

Code	Nom	Pluie moy (mm)
030801	Skikda port	750,0
0300906	El Arrouch	608,9
030907	Sidi Mezghich	574,0
030908	Emdjez cheikh	583,6
030909	Ramdane Djamal	586,3
030911	Bouchtata	648,7

030919	Skikda	810,0

II.4.3.1.Répartition mensuelle de la pluie :

Le tableau ci-dessous illustre la distribution moyenne des précipitations sur une base mensuelle :

Tableau II.15 : Les précipitations moyennes mensuelles(Source ANRH).

	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	fév	mars	avr	mai	Jui	Juill	Aout	Moy
Pmm	33	76	98	133	134	99	75	55	39	13	4	8	767
P(%)	4,30	9,91	12,78	17,3	17,4	12,9	9,78	7,17	5,08	1,69	0,52	1,04	100

(Source : ANRH)

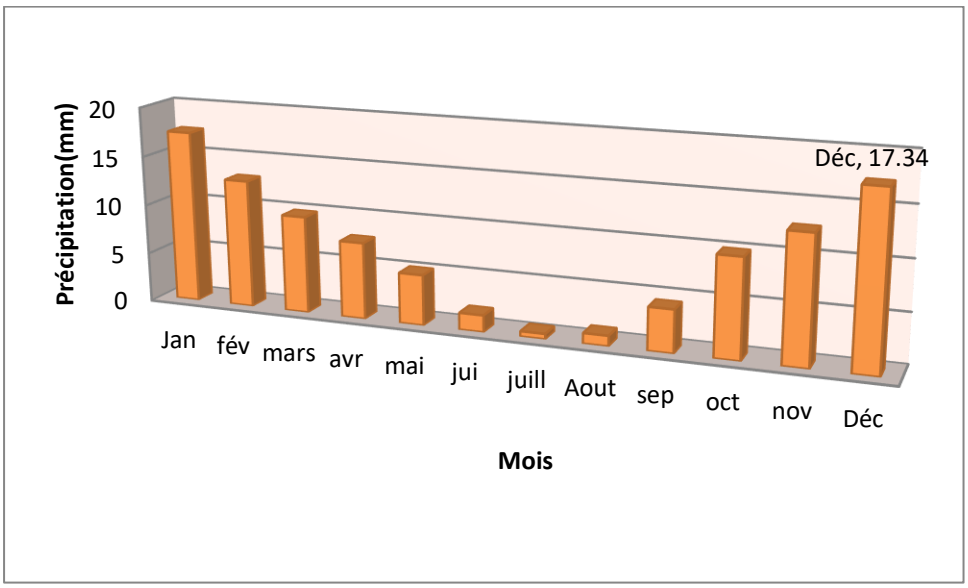


Figure II.10 : Histogramme des précipitations mensuelles de station de Skikda,

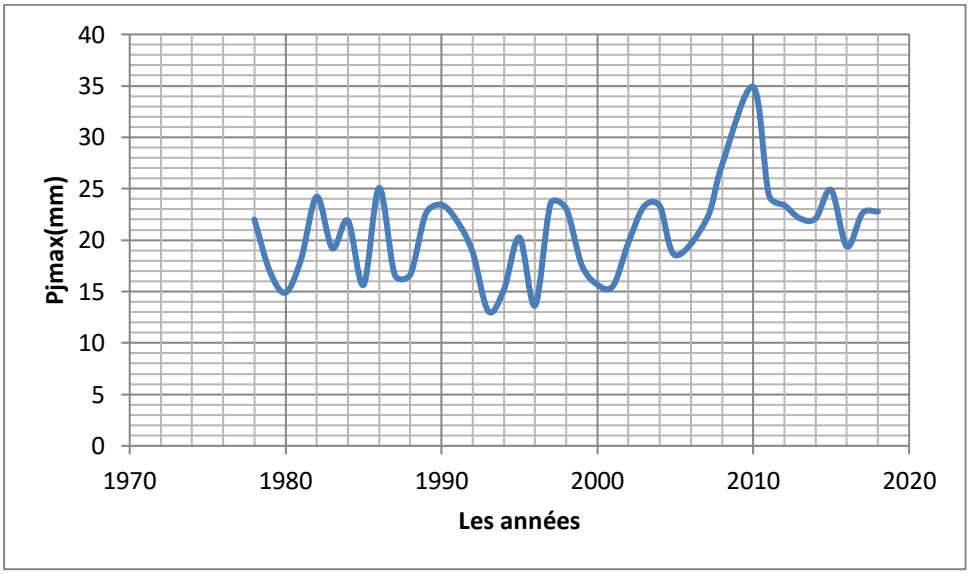
II.5.Les précipitations maximales journalières :

La série des précipitations maximales quotidiennes que nous utilisons provient de AL-HAROUCHE , identifiée par le numéro030901, car elle représente le mieux les précipitations dans la zone d'étude, L'objectif de notre étude est d'ajuster la série de données des précipitations

maximales quotidiennes en utilisant une loi théorique, ce qui nous permettrait de déterminer l'intensité de la pluie pour une période de retour spécifique, Pour ce faire, nous devrons suivre les étapes ci-dessous :

- Trier la série des précipitations en ordre croissant,
- Calculer la fréquence expérimentale,
- Déterminer les caractéristiques empiriques de la série de données,
- Ajuster graphiquement la loi théorique choisie,
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance,

Le tableau présente la répartition de la série des précipitations maximales (ANNEXE.F) :



FigureII.11 : Répartitions de pluies maximales

II .5.1. Choix de la loi d'ajustement :

Il existe plusieurs approches pour l'ajustement des séries pluviométriques, et l'efficacité d'une méthode d'estimation peut dépendre de :

- La loi de probabilité utilisée,

- La taille de l'échantillon,

- Certaines spécificités de l'échantillon,

Cependant, de nombreuses études, à la fois empiriques et théoriques, ont été réalisées pour déterminer dans quelles conditions une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi de probabilité spécifique, Dans le cadre de notre étude, les lois que nous utilisons sont :

- La loi de Gumbel,
- La loi de Galton (log-normale),

II .5.1.1. Ajustement par la loi de Gumbel :

Nous avons opté pour l'ajustement entre deux lois, la loi log-normale et la loi de Gumbel, en utilisant la méthode des moments, Pour ce faire, nous avons utilisé le logiciel HYFRAN pour calculer les différents paramètres,

La loi de Gumbel est couramment employée pour décrire la distribution des valeurs extrêmes, Par conséquent, cette loi devrait être apte à caractériser les séries de maximums annuels, La fonction qui représente cette loi est :

$$F_{(x)} = e^{-e^{\frac{-\beta}{\alpha}}} \qquad \textbf{(II.21)}$$

La variation réduite u de Gumbel est définie par :

$$u=\frac{-\beta}{\alpha} \qquad \textbf{(II.22)}$$

Ou □est un paramètre caractéristique de la dispersion et □ et le mode (la valeur la plus probable)

$$\propto = 0{,}78 \times s \qquad \textbf{(II.23)}$$

et $$\beta = \bar{x} - 0.45 \times S \quad \textbf{(II.24)}$$

Avec :

S : L'écart type de l'échantillon

$\bar{x}$: La moyenne de l'échantillon

La formule pour déterminer la variable réduite (u) selon Gumbel est la suivante :

$$u = -\log(-\log(F_{(x)}) \qquad \textbf{(II.25)}$$

Avec :

F(x) : la probabilité au non –dépassements,

L'équation de fréquence la loi de Gumbel s'écrit :

$$x_t = \bar{x} + \text{Kt} \times \text{S} \qquad \textbf{(II.26)}$$

Les résultats d'ajustement par la loi de GUMBEL sont représente dans le tableau suivant :

Tableau II.16 : Résultats d'ajustement par la loi de Gumbel,

Période de retour T (ans)	Probabilité de fréquence q	Pluies max journaliers (mm)	Ecart-Type	Intervalle de confiance (95%)
10,000,00	0,9999	57,5	6,58	44,6-70,4

2,000,00	0,9995	50,8	5,46	40,1-61,5
1,000,00	0,9990	47,9	4,97	38,1-57,6
200,00	0,9950	41,1	3,86	33,6-48,7
100,00	0,9900	38,2	3,38	31,6-44,8
50,00	0,9800	35,3	2,90	29,6-41,0
20,00	0,9500	31,4	2,27	26,9-35,8
10,00	0,9000	28,4	1,80	24,9-31,9
5,00	0,8000	25,2	1,33	22,6-27,8
3,00	0,6667	22,7	1,00	20,8-24,7
2,00	0,5000	20,5	0,790	18,9-22,0

-Nombre d'observation : 39

-Les paramètres :

∪= *18,946582*

α=4,1888867

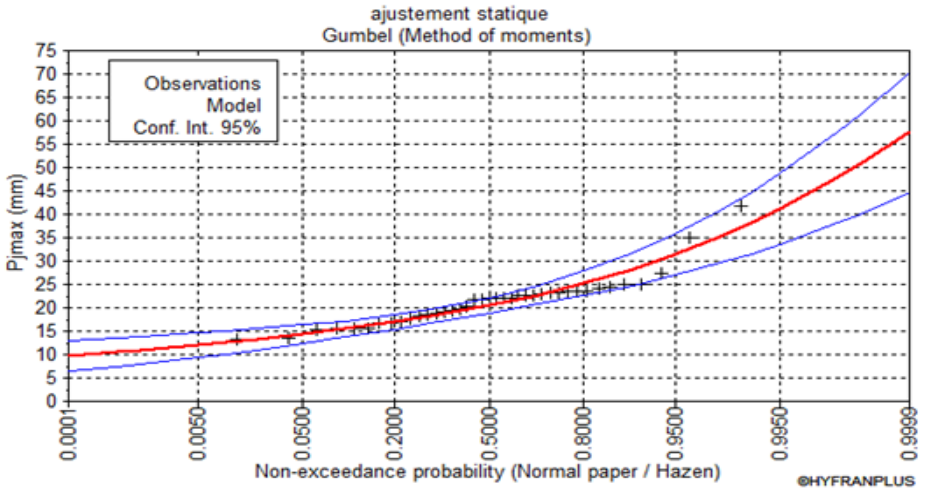


Figure II.12 : Graphe d'ajustement par la loi de Gumbel,

Le tableau suivant présent les caractéristiques de l'échantillon :

Tableau II.17 : Comparaison des Caractéristiques de la loi de l'échantillon.

Paramètre	Caractéristique de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	/	13,1
Maximum	/	41,9
Moyenne	21,4	21,4
Ecart-type	5,37	5,37
Médiane	20,5	22,0
Coefficient de variation (CV)	0,251	0,251
Coefficient d'asymétrie (CS)	1,14	1,66
Coefficient d'aplatissement(CK)	2,40	7,02

II .5.1.2.Ajustement par la loi de GALTON (Log-normale) :

Une variable aléatoire X est dite suivre une distribution log-normale si Y = ln(X) suit une distribution normale, La loi de Galton est une transformation de la loi normale, obtenue par un changement de variable, la rendant ainsi dissymétrique, Sa fonction de répartition est exprimée comme suit :

$$F(x)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}}\int_{-\infty}^{u} e^{\frac{-u^2}{2}} \qquad \textbf{(II.27)}$$

F(x) : Fréquence au non-dépassement.

Avec la valeur réduite u est donnée par :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma \ \ln x} \qquad \textbf{(II.28)}$$

L'équation de la variable réduite se présente :

$$\ln x = \overline{\ln x} + u \times \sigma_{\ln x} \qquad \textbf{(II.29)}$$

Les résultats d'ajustement par la loi de log normale sont représente dans le tableau suivant :

Tableau II.18 : Résultats d'ajustement par la loi de Galton (Log normale),

Période de retour T (ans)	Probabilité de fréquence q	Pluies max journaliers(mm)	Ecart-Type	Intervalle de confiance (95%)
10,000,00	0,9999	49,2	5,19	39,0-59,3
2,000,00	0,9995	44,5	4,23	36,2-52,8
1,000,00	0,9990	42,5	3,83	35,0-50,0
200,00	0,9950	37,7	2,94	32,0-43,5
100,00	0,9900	35,6	2,57	30,6-40,7
50,00	0,9800	33,5	2,21	29,1-37,8
20,00	0,9500	30,4	1,74	27,0-33,8
10,00	0,9000	28,0	1,41	25,2-30,7
5,00	0,8000	25,3	1,09	23,1-27,4
3,00	0,6667	23,0	0,891	21,2-24,7
2,00	0,5000	20,8	0,771	19,3-22,3

-Nombre d'observation : 39

-Les paramètres :

Mu=3,034558

Sigma=0,231476

Tableau II.20 : Comparaisons des Caractéristiques de l'échantillon.

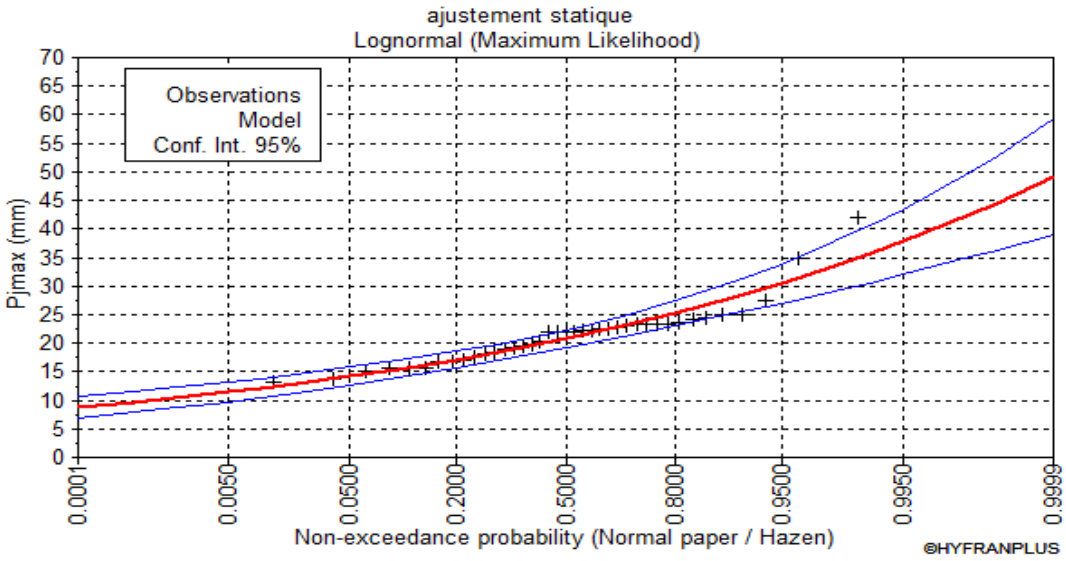


Figure II.13 : Graphe d'ajustement par la loi de Log normal (Maximum Likelihood)

Le tableau suivant présent les caractéristiques de l'échantillon :

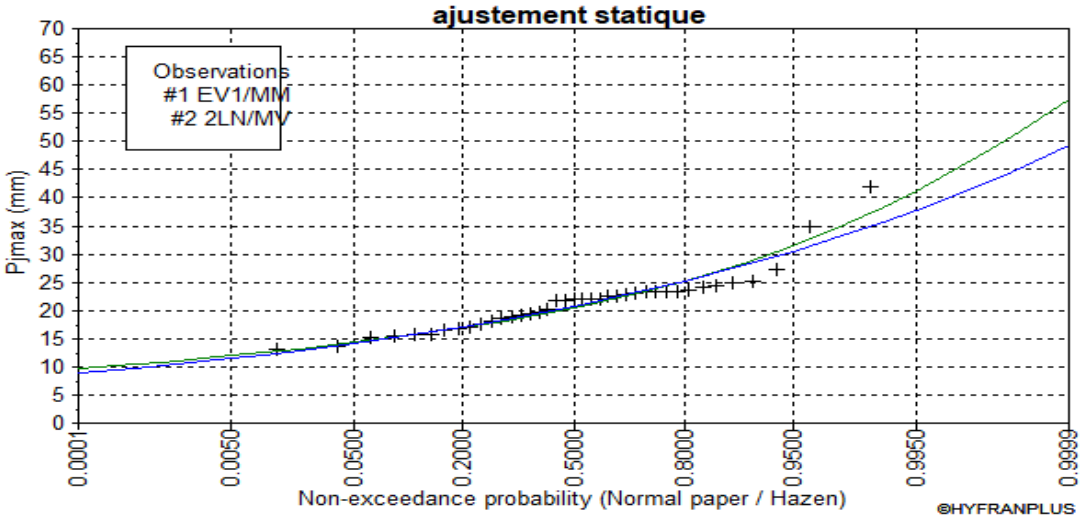
Tableau II.19: Comparaisons des Caractéristiques de l'échantillon,

Paramètre	Caractéristique de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	/	13,1
Maximum	/	41,9
Moyenne	21,4	21,4
Ecart-type	5,01	5,37
Médiane	20,8	22,0

Coefficient de variation (CV)	0,235	0,251
Coefficient d'asymétrie (CS)	0,717	1,66
Coefficient d'aplatissement(CK)	3,93	7,02

II .5.1.3 . Comparaison entre les lois d'ajustement :

Le graphique ci-après illustre une comparaison entre les courbes de la loi de Gumbel et de la loi log-normale de Galton,



Loi de Galton (Log normale)

Loi de Gumbel

Figure II.14 : Graphe de comparaison entre la loi de Gumbel et Log normale

Conclusion :

D'après les schémas : la série de précipitations maximales journalières semble suivre la loi de Gumbel, car tous les points se situent dans l'intervalle de confiance,

Le trace des droites sont dessinées sur un papier Gumbel.

II .5.2.Pluies de courtes durée et leurs l'intensité à différent fréquence :

La détermination des précipitations sur de courtes périodes pour diverses fréquences On peut estimer par la formule :

$$Pct=Pjmax,j \times (\frac{t}{24})^{b} \qquad \textbf{(II.30)}$$

Pct : Pluie de courte durée de même fréquence que Pmax,j % (mm),

Pj,max : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm),

T : Temps en heure

b : exposant climatique (b= 0,33),

L'intensité de pluies donnée par la formule suivant :

$$It=\frac{Pjmax}{24} \times (\frac{t}{24})^{-b} \qquad \textbf{(II.31)}$$

Les pluies maximales journaliers pour chaque fréquence ont donnée dans le tableau suivant :

Tableau II.20: Précipitations maximales pour chaque fréquence,

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000	10000
Fréquences(%)	0,80	0,90	0,95	0,98	0,99	0,999	0,9999
Pj,max(mm)	25,2	28,4	31,4	35,3	38,2	47,9	57,5

Fréquence	0,9		0,95		0,98		0,99		0,999		0,9999	
Pjmax	28,4		31,4		35,3		38,2		47,9		57,5	
Temps(h) / Pct	Pcr	It	Pcr	It	Pcr	It	Pcr	It	Pcr	It	Pcr	It
1	4,35	4,35	4,82	4,82	5,41	5,41	5,86	5,86	7,34	7,34	8,81	8,81
2	6,55	3,27	7,28	3,62	8,14	4,07	8,81	4,408	11,20	5,52	13,27	6,63
3	8,32	2,78	9,21	3,06	10,35	3,45	11,20	3,73	14,04	4,68	16,85	5,16
4	9,86	2,46	10,90	2,72	12,26	3,06	13,27	3,32	16,64	4,16	19,97	4,99
5	11,25	2,25	12,44	2,48	13,99	2,78	15,15	3,03	18,98	3,79	22,78	4,56
6	12,53	2,08	13,85	2,31	15,57	2,59	16,85	2,80	21,14	3,52	25,37	4,22
7	13,72	1,96	15,17	2,17	17,06	2,43	18,46	2,63	23,15	3,31	27,79	3,97
8	14,85	1,85	16,42	2,05	18,46	2,31	19,97	2,49	25,05	3,13	30,07	3,75
9	15,92	1,76	17,60	1,95	19,79	2,19	21,41	2,39	26,85	2,98	32,23	3,58
10	16,94	1,69	18,73	1,87	21,05	2,11	22,78	2,27	28,57	2,85	34,03	3,43
11	17,92	1,62	19,81	1,80	22,27	2,03	24,11	2,19	30,23	2,74	36,28	3,29
12	18,86	1,57	20,86	1,73	23,45	1,95	25,37	2,14	31,82	2,65	38,19	3,18
13	19,77	1,52	21,86	1,68	24,58	1,89	26,61	2,04	33,36	2,56	40,04	3,08
14	20,66	1,47	22,84	1,63	25,68	1,83	26,61	1,90	34,85	2,48	41,83	2,98
15	21,52	1,43	23,79	1,58	26,75	1,78	28,94	1,92	36,29	2,42	43,57	2,90
16	22,35	1,39	24,71	1,54	27,78	1,73	30,07	1,87	37,71	2,35	45,26	2,83
17	23,17	1,36	25,61	1,51	28,80	1,69	31,16	1,83	39,08	2,29	46,91	2,75
18	23,96	1,33	26,49	1,47	29,78	1,65	32,23	1,79	40,42	2,24	48,52	2,69
19	24,74	1,30	24,74	1,30	30,75	1,62	33,28	1,75	41,73	2,19	48,52	2,55
20	25,50	1,27	28,19	1,41	31,29	1,58	34,30	1,72	43,01	2,15	51,63	2,58
21	26,24	1,24	29,02	1,38	32,62	1,55	35,31	1,68	44,27	2,11	53,14	2,53
22	26,97	1,22	29,82	1,35	33,53	1,52	36,28	1,64	45,50	2,01	54,62	2,48
23	27,69	1,20	30,62	1,33	34,42	1,49	37,25	1,62	46,71	2,03	56,07	2,43

24	28,4	1,18	31,4	1,31	35,3	1,47	38,2	1,59	47,9	1,99	57,5	2,39
24	28,4	1,18	31,4	1,31	35,3	1,47	38,2	1,59	47,9	1,99	57,5	2,39

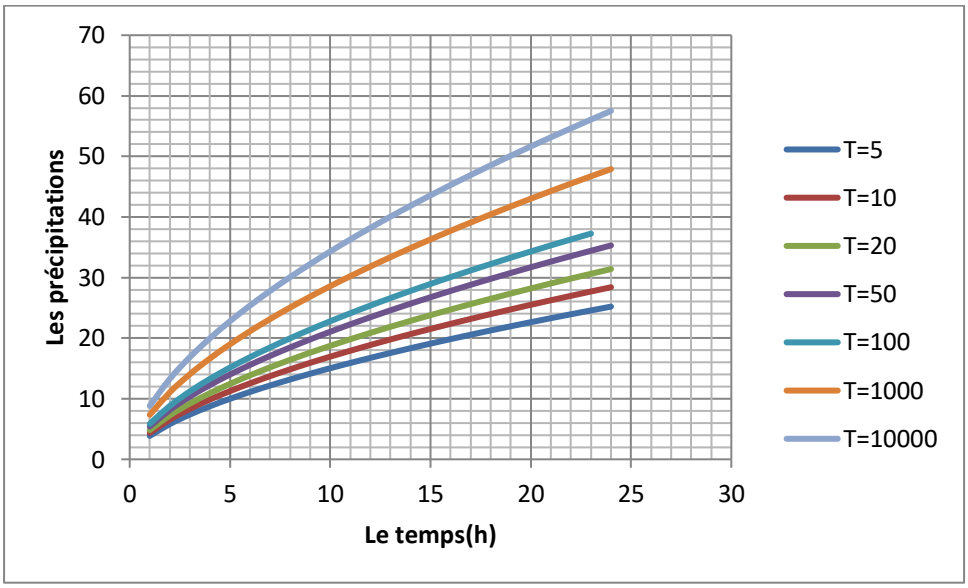
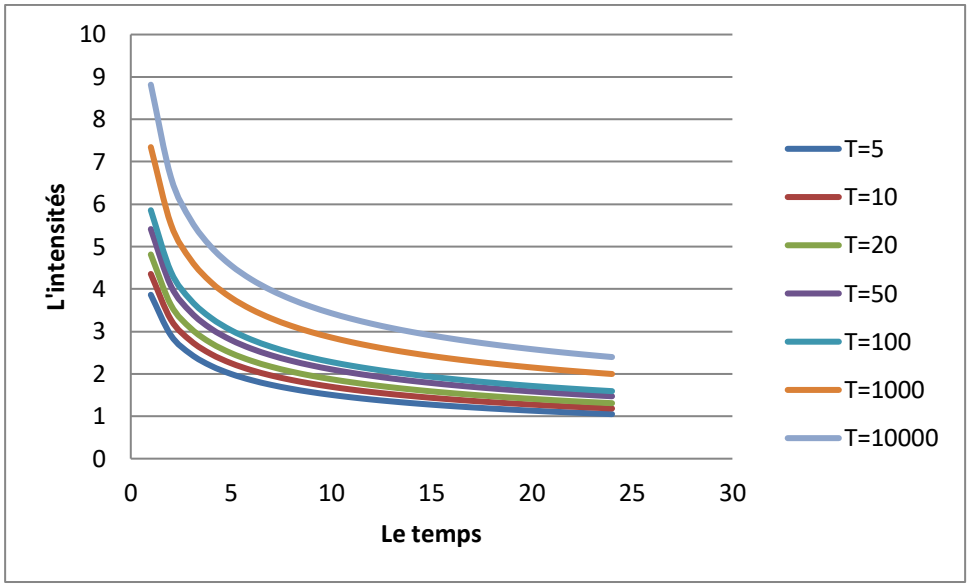


Figure II.15 : Graphe des pluies de courte durée



,

Figure II.16:Répartition des intensités

II.6. Etudes des Apports :

La préférence est donnée à l'utilisation d'observations hydrométriques pour évaluer les apports, notamment si ces données sont disponibles pour le bassin versant spécifique du site d'étude, ou en se basant sur des similitudes avec un bassin voisin, L'évaluation des apports liquides repose sur les méthodes suivantes :

- Formules empiriques,

- Données provenant des observations hydrométriques d'Ain Charchar situe à qu'elle kilomètre de site de barrage(Le code de station 031101)

II.6.1 Evaluation des apports liquides :

II.6.1.1 Apport moyens interannuels(A0) :

•Formule de SAMIE :

$$A0 = Le \times S \quad \textbf{(II.32)}$$

$$Le = Pmoy^2 (293-2{,}2\times \sqrt{S} \quad \textbf{(II.33)}$$

Avec

A0 : Apport moyens annuel

Le= Lame d'eau écoulée en (mm)

S = 24,33surface du bassin versant en (km^2)x 10^{-3}

Pmoy = 767 mm :Pluie moyenne annuel en (m)

Le= $0{,}767^2(293-2{,}2x\sqrt{24{,}33 \times 10\text{^} - 3})$= 172,16 mm

A0=172,16 x 10^{-3} x 24,33 x10^6

A0=4,188 x 10^6 m^3

•Formule de MEDINGUER :

$$A0 = Le \times S$$

$$Le = 1024 (Pmoy - 0{,}26)^2 \quad \textbf{(II.34)}$$

AN :

Le = 263,21 mm

A0=263,21 x 10^{-3} x 24,33 x 10^6

A0=263,21 x 10^{-3} x 24,33 x 10^6

A0 =6,44 x 10^6 m^3

•Formule de L'ANRH :

$$A0 = 0{,}915\times Pmoy^{2{,}684} \times S^{0{,}842} \quad \textbf{(II.35)}$$

AN: A0 =0,915 x $(0{,}767^{2{,}684}) \times 24{,}33^{0{,}842}$

A0=6,59 Hm^3

•Formule de TURC :

$$\textbf{Le}=Pmoy - D \quad \textbf{(II.36)}$$

Pmoy : Pluie moyenne annuelle (mm)

D : Déficit de l'écoulement (mm) tel que :

$$D=\left(\frac{Pmoy}{\sqrt{0{,}9+\left(\frac{Pmoy}{L}\right)^2}}\right) \quad \textbf{(II.37)}$$

L : variable théorique tel que

$$L= 300+ 25\ Tmoy+0{,}05(Tmoy)^3 \quad \textbf{(II.38)}$$

Tmoy: Température moyenne annuelle

AN :

L=300+ 25 x 17,17 +0,05(17,17)²=982,34

D=$\left(\frac{767}{\sqrt{0,9+\left(\frac{767}{982,34}\right)^2}}\right)$=623,57 mm

Le = 767- 623,57=143,42 mm

A0= 143,42 x10-³ x 24,33 x10⁶

A0=3,489 x 10⁶ m³

•Formule de Mallet-Gauthier :

$$Le= 0,6\times Pmoy\left(1-10^{-0,36\times Pmoy^2}\right) \quad \textbf{(II.39)}$$

AN :

Le = 0,6× 0,767(1-$10^{-0,36\times 0,767^2}$) =0,177 m

A0=0,17 x 24,33 x10⁶

A0 = 4,32 x 10⁶ m³

Le tableau suivant présent les résultats du calcules de l'apport interannuel:

Tableau II.21:Résultats de l'Apport moyenne interannuel

Formule	A0 (Hm³)
Mallet-Gauthier	4,32
SAMIE	4,18
TURC	3,49
ANRH	6,59
MEDINGUER	6,44

Amoy =$\frac{4,32+4,18+3,49+6,59+6,44}{5}$=5,004 x 10⁶

On prend la valeur proche de la moyenne entre les différentes méthodes

Donc : de **Mallet -Gauthier**

A0=4,32Hm³= 4,32 x10⁶ m³

II.6.1.2. Apports liquides suivant les donnes de la station :

$$\textbf{Qm= Ce}\times \boldsymbol{Pm}\times \boldsymbol{S} \quad \textbf{(II.40)}$$

Le tableau suivant présent les caractéristiques des apports moyenne :

Tableau II.22: Apports liquides au niveau du site du barrage.

Moi	Sep	Oct t	Nov	Déc	Jan	Fév	Mr s	Avr	Ma i	Juin	Juill	aout	Annuell e
Pmoy (mm)	33	76	98	133	134	99	75	55	39	13	4	8	767
Amoy (Hm^3)	0,19	0,43	0,55	0,75	0,75	0,56	0,42	0,31	0,22	0,073	0,022	0,045	4,32
Apports (%)	4,4	9,95	12,73	17,36	17,36	12,96	9,72	7,18	5,1	1,68	0,51	1,05	100

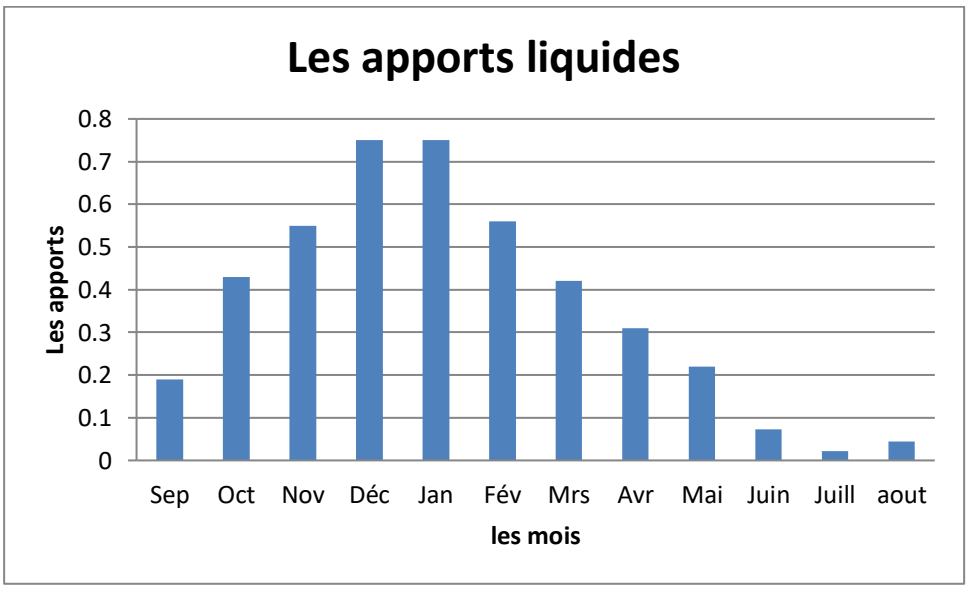


Figure II.17: Histogramme des Apports liquides en (Hm^3)

II.6.1.3. Caractéristique de l'écoulement :

a)Module de l'écoulement :

$$Me=\frac{A0}{T} \qquad \textbf{(II.41)}$$

Avec :

A0 : Apport moy annuelle du site

T : Temps d'une année en seconds T= 365*24*60*60=31536000 S

Me= = 136,98137l/s

b) Module d'écoulement relative M0:

$$M0=\frac{Me}{S} \quad \textbf{(II.42)}$$

Avec

S : surface du bassin versant (km^2)

M0= 5,63L/s/km^2

c) Lame d'eau écoulée :

$$Le= \frac{A0}{S} \quad \textbf{(II.43)}$$

$Le= \frac{4,32\times10^6}{24,33\times10^6}$ =0,177m

Le = 177mm

d) Coefficient de l'écoulement :

$$Ce=\frac{Le}{Pmoy} \quad \textbf{(II.44)}$$

Le :Lame d'eau écoulé(mm)

Pmoy : pluie moyenne annuelle e (mm)

AN : $Ce= \frac{177}{767}$ ==>**Ce= 0,231**

e)Coefficient de variation CV:

Le coefficient de variation calculée par les formules empiriques suivantes :

Formule de Sokolovski :

$$Cv= 0,78\text{-}0,29\log M0 - 0,06\log(S+1) \quad \textbf{(II.45)}$$

M0 : module de l'écoulement relative

S : Superficie du bassin en km²

Cv=0,78-0,29log *5,63*-0,06log(*24,33* + *1*)

Cv= 0,478

Formule de kristky-Menkl :

$$\textbf{Cv}=\frac{0.83}{(S^{0.06}+M0^{0.27})} \quad \textbf{(II.46)}$$

Cv=0,429

Formule Algérienne de PADOUN :

$$\textbf{Cv= 0,93}\times \frac{K}{M0^{0.23}} \quad \textbf{(II.47)}$$

Avec :

K : coefficient de réduction

0,25<K<1 on prend K= 0,5

Cv=0,313

Les résultats des coefficients de variations Cv dans le tableau suivant :

Tableau II.23:Résultats des coefficients des variations.

Formules	Coefficient de variation CV
sokolovsky	0,478
kristky-Menkl	0,429
Algérienne de PADOUN	0,313
Moyenne	0,401

La coefficient de variation moyenne est :

Cv =0,429

II.6.1.4 Apports fréquentielles :

- **Par la loi de pearson :**

Calculée par la formule suivant :

$$A80\% = A0(F80\% \times Cv + 1 \qquad \textbf{(II.48)}$$

Avec

A80% : apport fréquentielle (F=0,80) en Hm^3

A0 : Apport moyen annuel (Hm^3)

Cv : coefficient de variation des apports (0,429)

AN : A80%= 4,32 x(0,8 x 0,429+1) **A80%=5,80 Hm^3**

Les résultats des apports fréquentielle dans le tableau suivant :

Tableau II.24:Répartition des apports mensuels de fréquence80%

Moi	**Sep**	**Oct**	**Nov**	**Déc**	**Jan**	**Fév**	**Mrs**	**Avr**	**Mai**	**Juin**	**Juill**	**aout**	**Annuelle**
Pmoy (%)	4,30	9,91	12,7	17,34	17,4	12,91	9,78	7,71	5,08	1,69	0,52	1,04	100
A80% (Hm^3)	**0,25**	**0,57**	**0,73**	**0,89**	**1,005**	**0,75**	**0,57**	**0,45**	**0,29**	**0,1**	**0,03**	**0,06**	**5,80**

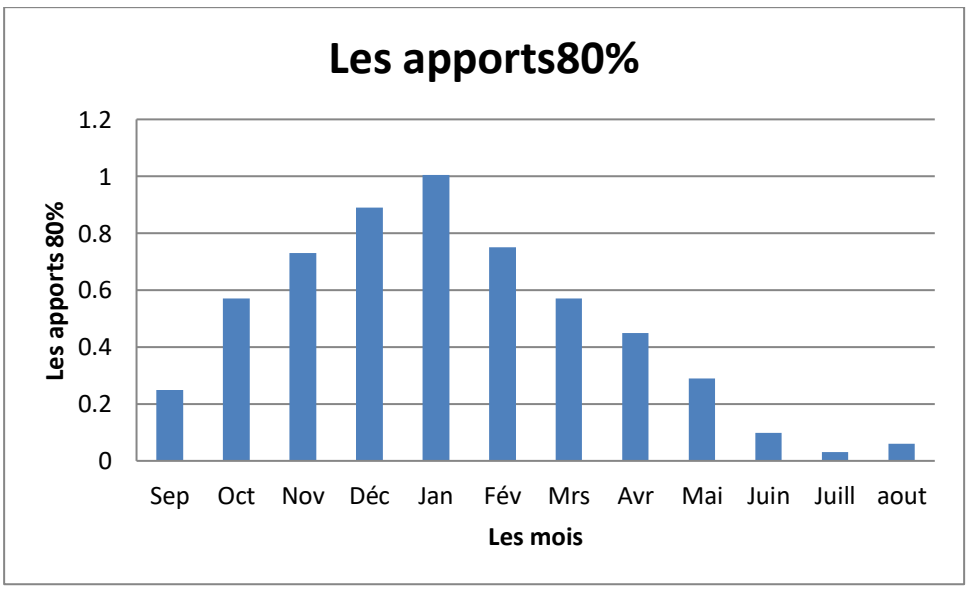


Figure II.18: Histogramme des apports 80%

II.6.1.5. Estimation de l'apports solide et le volume mort et le transport solide :

A) Evaluation de l'apport solide :

L'étude des apports solides est essentielle car ils déterminent le volume de la tranche morte et le calibrage des ouvrages de prise et de vidange de fond , évaluer le transport solide nous aide à estimer le volume des sédiments dans le réservoir au fil du temps et à définir une tranche morte dédiée au stockage des sédiments impossible à évacuer ,

Cependant, l'absence de mesures empiriques sur ce transport nous pousse à utiliser des méthodes alternatives,

1) Formule de fournir :

$$Es=(1/36)*(Pm^2/Pa)^{2,65}*(H^2/S)^{0,46} \quad \textbf{(II.49)}$$

Avec :

Ta: Taux d'abrasion (érosions spécifique) en ($t/Km^2/an$)

Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (Pm= 134mm)

Pa : pluie moyenne annuelle (Pa=767mm)

H=45%(Hmax-Hmin)=45%(593-93)=225 m

S=surface du bassin versant,

AN : **Ta=3972,17/km²/a n**

2) formule de Taxeront :

La formule de taxeront est recommandée pour la région de l'Est algérien pour l'évaluation du taux d'abrasion :

$$\textbf{Ta=}\ \alpha.L0 \quad \textbf{(II.50)}$$

Avec

α : Paramètre caractéristique la perméabilité du bassin versant ($\alpha = 350$ faible à moyenne)

Les valeurs de paramètre de la perméabilité dans le tableau suivant :

Tableau II.25: Valeur de α en fonction de la perméabilité,

Variation de perméabilité	A
Elevée	8,5
Moyenne	75
Moyenne à faible	350
Faible	1400
Imperméable	3200

[Mémoire ENSH 2021]

Ta=350 x ($177^{0,21}$)

Ta = 1037,86 t/km²/an

Es moy =$\frac{3972,17+1037,86}{2} = 2467,25$

Es=1037,86 t/ km²/an

Estimation du débit solide :

Calculé Par la formule suivant :

$$Qs = Es \times S \qquad \textbf{(II.51)}$$

Es : estimation du transport solide

S : superficie du bassin

Qs=25251,13 t/ km²

- Le volume des solides à égale :

$$\textbf{Vs=}Qs/S \qquad \textbf{(II.52)}$$

AN :

Vs=25251,13/1,2=**21042,61 m³**

B. Volume mort :

Il existe plusieurs formules pour calcule le volume mort :

•Méthode lié à l'érosion spécifique :

$$\textbf{Vm=}\frac{Es \times S \times T \times m}{\tau} \quad \textbf{(II.53)}$$

Es : Erosion spécifique en (t/km/an)

T : Temps de fonctionnement de la retenue (T=50 ans)

S : superficie du bassin versant

$\boldsymbol{\tau}$: Poids spécifique des sédiments ($\boldsymbol{\tau}$ =1,6 t/m³)

m : pourcentage d'alluvions restant dans la cuvette (m=1)

Vm=0,78Mm³

• formule de Taxeront :

Calculée par la formule :

$$Vm=(1,05\text{-}1,10) \times \frac{Qs \times T}{\tau} \qquad \textbf{(II.54)}$$

Qs : débit solide en(T/an)

Vm=0,82M m³

II.7 .Etude de la régularisation de la retenue :

L'objectif de la régularisation est de trouver la capacité idéale de la retenue collinaire qui garantit une régulation constante des débits de oued Charchar, tout en répondant aux besoins en eau et minimisant les risques de défaillance,

Dans cette étude, les éléments clés nécessaires au calcul de la régularisation comprennent :

- Les courbes représentatives de la retenue,

- La distribution mensuelle de l'apport (A80% Hm^3),

- La distribution mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation et alimentation en eau potable,

- La distribution mensuelle des pertes dues à l'évaporation et aux infiltrations,

II.7 .1 Répartition mensuel de l'apport :

Les répartitions des apports mensuelle dans le tableau suivant :

Tableau II.26:Répartition des apports mensuelles de fréquence80%

Moi	**Sep**	**Oct**	**Nov**	**Déc**	**Jan**	**Fév**	**Mrs**	**Avr**	**Mai**	**Juin**	**Juill**	**aout**	**Annuelle**
Pmoy (%)	4,30	9,91	12,7	17,34	17,4	12,91	9,78	7,71	5,08	1,69	0,52	1,04	100
A80% (Hm^3)	**0,25**	**0,57**	**0,73**	**0,89**	**1,005**	**0,75**	**0,57**	**0,45**	**0,29**	**0,1**	**0,03**	**0,06**	**5,80**

II.7 .2.Répartition mensuel des besoins :

La répartition des besoins mensuels en eaux destiné a l'AEP et l'irrigation sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.27 : Répartition mensuelle des besoins en eaux **[Source : ANPT]**

Moi	**Sep**	**Oct**	**Nov**	**Déc**	**Jan**	**Fév**	**Mrs**	**Avr**	**Mai**	**Juin**	**Juill**	**aout**	**Annuelle**
U(%)	4,63	3,9	3,52	3	2,57	2,14	10	13,1	16,1	17,5	13,9	9,65	100
U(Mm^3)	**0,11**	**0,09**	**0,08**	**0,07**	**0,06**	**0,05**	**0,23**	**0,31**	**0,37**	**0,41**	**0,33**	**0,23**	**2,33**

II.7.3. Courbes caractéristiques de la retenue :

Les caractéristiques (Surface- Capacité-hauteur) pour le barrage de Charchar, indique dans le tableau **TableauII.28** A été obtenue à partir d'une levée (l'échelle 1 /1000) effectue dans le bassin, l'établissement du plan d'eau en courbe de niveau donnée la variation de la surface de la retenue en fonction de la cote du plan d'eau.

$$\Delta Vi=\frac{Si+S_{i+1}}{2}\times \Delta H \qquad \textbf{(II.55)}$$

Si : Surface du plan d'eau correspond à la courbe de niveau Hi en m^2

Si+1 : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi+1 en m^2

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

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

La cote minimale relevée est de 85 mNGA et la cote maximale est de 126,5mNGA

Les caractéristiques topographiques et volumétrique dans le tableau suivant :

Tableau II.28 : Caractéristiques topographique et volumétrique

Cote (mNGA)	Surface (Km^2)	Smoy(Km^2)	ΔH(m)	ΔV(Hm^3)	Vi	Hmoy
85	0				0	0
		0,002	3	0,006		
88	0,003				0,006	2,00
		0,0065	2	0,013		
90	0,01				0,019	1,462
		0,015	2	0,03		
92	0,02				0,049	1,485
		0,0305	3	0,0915		
95	0,041				0,1405	1,899
		0,058	2	0,116		
97	0,075				0,2565	1,721
		0,1055	3	0,3165		
100	0,136				0,573	2,011
		0,20	5	1,02		
105	0,272				1,593	2,860
		0,387	5	1,935		
110	0,502				3,528	3,331
		0,608	5	3,04		
115	0,714				6,568	3,704
		0,834	5	4,17		
120	0,954				10,738	3,938
		1,102	6,5	7,163		
126,5	1,25				17,901	4,501

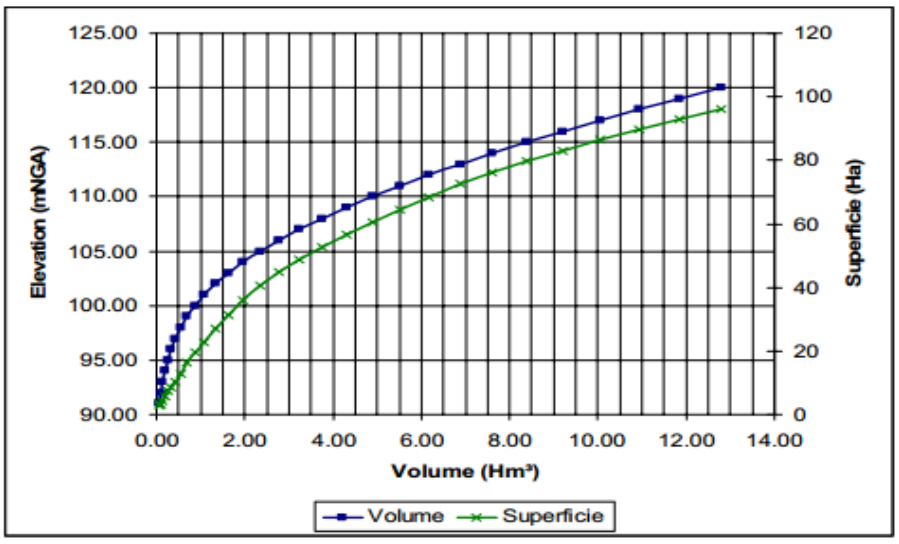


Figure II.19 : Courbe capacité hauteur (Source ANBT)

II.7.4. Calculé volume utile :

Le niveau normal de la retenue (NNR) indique le volume d'eau dans la retenue qui est effectivement utilisable, Ce volume est la somme du volume utile, du volume mort, et des pertes dues à l'évaporation et à l'infiltration,

La méthode du bilan d'eau est employée pour définir le volume utile, Cette méthode consiste à regrouper les hydro-grammes d'écoulement et de consommation sur un unique graphique, Selon les besoins, deux types de régularisations sont envisagés pour estimer le volume utile :

- **Régularisation saisonnière :** Elle est privilégiée quand les apports en eau sont supérieurs aux besoins.
- **Régularisation interannuelle :** Adoptée quand les apports sont moindres par rapport à la consommation, Ici, l'eau accumulée pendant les périodes pluvieuses est conservée pour une utilisation pendant les saisons sèches.

Le processus de calcul du volume utile comprend les étapes suivantes :

1. Sélection de la période offrant la meilleure hydraulicité,

2. Distinction entre périodes où l'eau est en surplus et celles en déficit sur un cycle hydrologique donné,

3. Estimation des volumes excédentaires "Vs" et déficitaires "Vd",

4. Spécification du mode opératoire de la retenue et estimation du volume utile "Vu",

5. Calcul du volume à évacuer, noté "Véq"

En ce qui concerne la gestion de la retenue, deux directives principales sont à considérer :

Première consigne d'exploitation : Elle vise à remplir le barrage jusqu'au NNR lors des crues, puis à redistribuer l'eau, Tout surplus est redirigé vers l'évacuateur de surface, Un niveau de remplissage initial est établi, et le niveau final est ajusté chaque mois en prenant en compte le NNR et le niveau du volume mort (NVM),

Deuxième consigne d'exploitation : Elle préconise des évacuations totales par l'intermédiaire de l'évacuateur de fond**.**

Vm=0,82 Mm^3

Les résultats de calcule de volume utile dans le tableau suivant :

Tableau II.29 : Détermination du volume utile de la retenue

Mois	A80%(m^3)	U80%(m^3)	A-U(m^3)	Vu(m^3)
Sep	250000	110000	140000	4215000
Oct	570000	90000	480000	
Nov	730000	80000	650000	

Déc	890000	70000	820000	
Jan	1005000	60000	945000	
Fév	750000	50000	700000	
Mrs	570000	230000	340000	
Avr	450000	310000	140000	
Mai	290000	370000	-80000	-860000
Juin	100000	410000	-310000	
Juill	30000	330000	-300000	
Aout	60000	230000	-170000	

Donc :

$\begin{cases} Vs = 4215000\ m^3 \\ Vd = 860000\ m^3 \end{cases} \Longrightarrow$ Vs>Vd alors on prend Vu=Vd

Donc : le retenue fonctionne à un seul temps

Vu= 0,86M m³

II.7.5.La régularisation interannuelle :

L'objectif de la régularisation sur plusieurs années est de satisfaire les besoins de consommation sur une durée étendue.

Pour calculer le volume utile sans prendre en compte les pertes, on peut utiliser la méthode de Pléchkoz-Savaidze. Cette méthode est représentée par l'équation suivante :

•Méthode de Pléchkoz-Savaidze :

Cette méthode est représentée par l'équation suivante :

$$Vu=(\beta s + \beta plur)A_0 \qquad \textbf{(II.56)}$$

Où :

- βs **:**est le composant saisonnier du volume utile.

- $\beta plur$: est le composant sur plusieurs années du volume utile.

- A_0:est l'écoulement moyen sur plusieurs années.

- **La composante saisonnière du volume utile :**

Donnée par :

$$\beta s = a(Tét - Wét) \qquad \textbf{(II.57)}$$

Où :

$Tét = \frac{Nét}{12}$**:**est la durée relative de l'étiage sur l'année

Nét : étant le nombre de mois pendant lesquels il y a étiage.

Wét **:** est le volume relatif de l'écoulement pendant l'année**.**

$$Wét = \frac{Nét}{Wp} \qquad \textbf{(II.58)}$$

où

Wp : représente l'apport total sur une période de 12 mois.

Pour calculer la période d'étiage, on nécessite les apports mensuels à 80%.

Le tableau suivant présent le calcule de la période d'étiage :

Tableau II.30 : Calcule la période d'étiage

Moi	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mrs	Avr	Mai	Juin	Juill	aout
A80% (Hm^3)	0,25	0,57	0,73	0,89	1,005	0,75	0,57	0,45	0,29	0,1	0,03	0,06

Wmoy=0.47Mm^3/ mois

Donc la période d'étiage Avril et mai et juillet ju'isqua septembre

Donc Nét=5

Tét=5/12=0.42

Wét =0.42/5.80=0.072

Pour un coefficient de régularisation égal à(a=0.6):

Bs=0.6(0.42-0.072)=0.21

Vs=0.21 *4.32 =0.91 Mm^3

- **Composant pluriannuelle du volume utile :**

La détermination de la partie interannuelle s'effectue grâce à des techniques graphiques, en s'appuyant sur les abaques de Pléchkov et de Miloslavsky. Les paramètres pris en compte pour ces abaques incluent :

- Le coefficient de variation (Cv).

- Le coefficient d'asymétrie (Cs).

- Le coefficient de régularisation (α).

Il est essentiel de prendre en compte la garantie P (%) et le coefficient d'autocorrélation des débits entre années consécutives. Le coefficient de corrélation est défini conformément au tableau de Radkovitch, tel qu'illustré dans le tableau suivant :

Tableau II.31: Les valeurs de coefficient de corrélation.

Module spécifique (l/s.km²)	<20	10-20	4-10	1-4	<1
R	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5

[Mémoire ENSH.5-0007-13/01]

On a M_0=5.63 l/s.km²

Donc :

R=0.3 Cs=2Cv=2 x 0.429=0.858 P=80%

• Selon le graphique de Miloslavsky, pour calculer le composant pluriannuel du volume utilisé :

β_{plur}=0.735

V_{plur} =β_{plur} × A_0=3.175Mm³

V_{uinter}=V_{plur}+ Vs= 8.46+0.91=**4.085 Mm³**

Alors le volume au niveau normale de la retenue est :

V_{NNR}= Vu + Vm = (+0,82)

V_{NNR}= 4.91 Mm³

Les résultats de calcule de volume utile dans le tableau suivant :

Tableau II.32: Les résultats de calcule le volume utile

Désignations	Valeurs
Vm	0,82Mm³
Vu	4.085 Mm³
V nnr	4.91 Mm³
Cote NNR	110 mNGA

II.8.Etude de crue :

Les crues se caractérisent par des flux d'eau changeants où les débits montent à des niveaux élevés, leur analyse vise à identifier les hydro grammes des crues régulières sur un bassin versant et à établir les débits maximums probables associés, Évaluer ces crues est crucial pour garantir la sécurité de la structure à ériger, Les éléments qui définissent une crue comprennent :

- Le débit de point (le débit maximum de la crue)

- Le volume de la crue

- Le temps de base

- l'Hydro gramme de crues,

II.8.1. Détermination de débit maximum de la crue :

Pour calculée le débit maximum de la crue (débit de point), on utilise les formules empiriques

A) Formule de MALLET- GAUTHIER :

$$Qmax\ \% = \frac{2k.\log(1+A \times Pmoy) \times S\sqrt{1+4\log T - \log S}}{\sqrt{L}} \qquad \textbf{(II.59)}$$

Avec :

Qmax% : Débit maximum pour une fréquence donné (m³ /s)

Pmoy : Pluie moyenne annuelle (m) (0,767m

S : Superficie du bassin versant (km²)(S=24,33 km²)

L :Longueur du talweg principal (Lp=1,46km)

K : coefficient dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1et3 (k=2)

A :Paramètre du bassin varie entre 20et30 (A=25)

T : période de retour(an)

Les résultats de calcule par la formule Mallet-Gauthier dans le tableau suivant :

Tableau II.33 : Résultats de calcule par la formule **MALLET- GAUTHIER**

Période de retour T(an)	10	50	100	1000	10000
Qmax(m³ /s)	200,25	266,92	289,93	324,72	416,60

B) Formule POSSENTI :

$$Qmax = \frac{S \times \mu \times Pjmax\%}{L} \qquad \textbf{(II.60)}$$

Pjmax : pluie maximale journalier correspondant à la période de retour donée(m)

μ : coefficient compris entre 700et800(μ:750)

L : Longueur principale (km)

AN :

$$Qmax = \frac{750 \times Pjmax \times 24,33}{1,46} = 26093,93\ Pjmax$$

Les résultats de calcule par la formule POSSENTI dans le tableau suivant :

Tableau II.34 :Résultats de calcule par la formule **POSSENTI**

Période de	10	20	50	100	1000	10000

retour T(an)						
Qmax(m^3 /s)	730,63	819,34	913,28	996,78	1226,41	1500,4

Les résultats des calcules de débit de crue dans le tableau suivant :

Tableau II.35 : Résultats des calcules de débit de crue,

Formule	Q10	Q20	Q50	Q100	Q1000	Q1000
MALLET-GAUTHIER	200,25	232,70	266,92	289,93	324,72	416,60
POSSENTI	730,63	819,34	913,28	996,78	1226,41	1500,4
La moyenne	318,00	359,23	40,82	450,69	530,04	654,65

Après avoir examiné les résultats issus des quatre formules, il apparaît que la formule de est celle qui MALLET- GAUTHIER ,se rapproche le plus de la moyenne, Par conséquent, nous choisirons les valeurs dérivées de la formule de MALLET- GAUTHIER

II.8.2. Hydro-gramme de crue :

La configuration des crues, comprenant le temps d'ascension et de descente, permet de représenter l'hydro-gramme de crue par deux équations paraboliques, L'une de ces équations caractérise le temps de montée et est définie comme suit :

-Pour la montée de la crue :

$$Qt = Qmax\%\left(\frac{t}{Tm}\right)\text{^}x \quad \textbf{(II.61)}$$

-Pour la crue :

$$Qt = Qmax\% \left(\frac{Td-t}{Tb}\right)\text{^}y \quad \textbf{(II.62)}$$

Avesc :

tm : Temps de montée de la crue **(tm=tc=2,69h)**

td : Temps de la crue **(td=$\delta . tm$)**

δ : Coefficient de forme de l'hydro-gramme

X, y : Puissances des paraboles pour les bassins de petites gabarits**(x=2 , y=3)**

Les valeurs de coefficient de forme de l'hydro-gramme dans le tableau suivant :

Tableau II.36 : Coefficient de forme de l'hydro-gramme.

Description du cours d'eau	δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables	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

Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, Grand et moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales,	4,0-7,0

[Mémoire ENSH.5-0026-21]

On prend$\boldsymbol{\delta = 2}$ ===> td=2 x 2,69 = 5,83 h

Temps de base : tb=tm +td

Donc :

$$\begin{cases} \text{td} = 5.83\text{h} \\ tm = 2.69h \\ tb = 8.52h \end{cases}$$

Pour élaborer l'hydro-gramme des crues de l'Oued charchar, nous avons exploité les valeurs des débits de crues avec des fréquences de 10%, 5%, 2%, 1%, 0,1% et 0,01%, Les résultats ainsi que l'hydro-gramme sont présentés dans le tableau et la figure qui suivent,

Tableau II.37 : Hydro-gramme de crue pour différents période de retour,

Temps (h)	Q(10 ans) m³/s	Q(20 ans) m³/s	Q(50 ans) m³/s	Q(10 0ans) m³/s	Q(1000 ans) m³/s	Q(10 000 ans) m³/s
	200,25	232,70	266,92	289,93	324,72	416,60
0,00	0	0	0	0	0	0
0,50	6,92	8,04	9,22	10	11,22	14,93
1,00	27,67	32,16	36,88	40,07	44,88	57,62
1,50	62,26	72,35	82,99	90,15	100,96	129,54
2,00	55,34	64,32	73,77	80,13	89,75	115,14
2,50	172,96	200,98	230,55	250,42	280,47	359,83
Tm=2,69	**200,25**	**232,70**	**266,92**	**289,93**	**324,72**	**416,60**
3,00	54,46	63,28	72,60	78,85	88,31	113,29
3,50	41,00	47,60	54,60	59,30	66,42	85,21
4,00	29,90	34,75	39,85	43,29	48,48	62,20
4,50	21,03	24,44	28,04	30,45	34,11	43,76
5,00	14,12	16,41	18,82	20,45	22,90	29,38
5,50	8,92	10,36	11,89	12,91	14,46	18,55
6,00	5,18	6,02	6,91	7,50	8,40	10,78
6,50	2,67	3,10	3,56	3,86	4,33	5,55
7,00	1,13	1,32	1,52	1,65	1,84	2,37
7,50	0,34	0,40	0,46	0,49	0,56	0,71
8,00	0,045	0,052	0,06	0,066	0,074	0,095
8,52	0	0	0	0	0	0

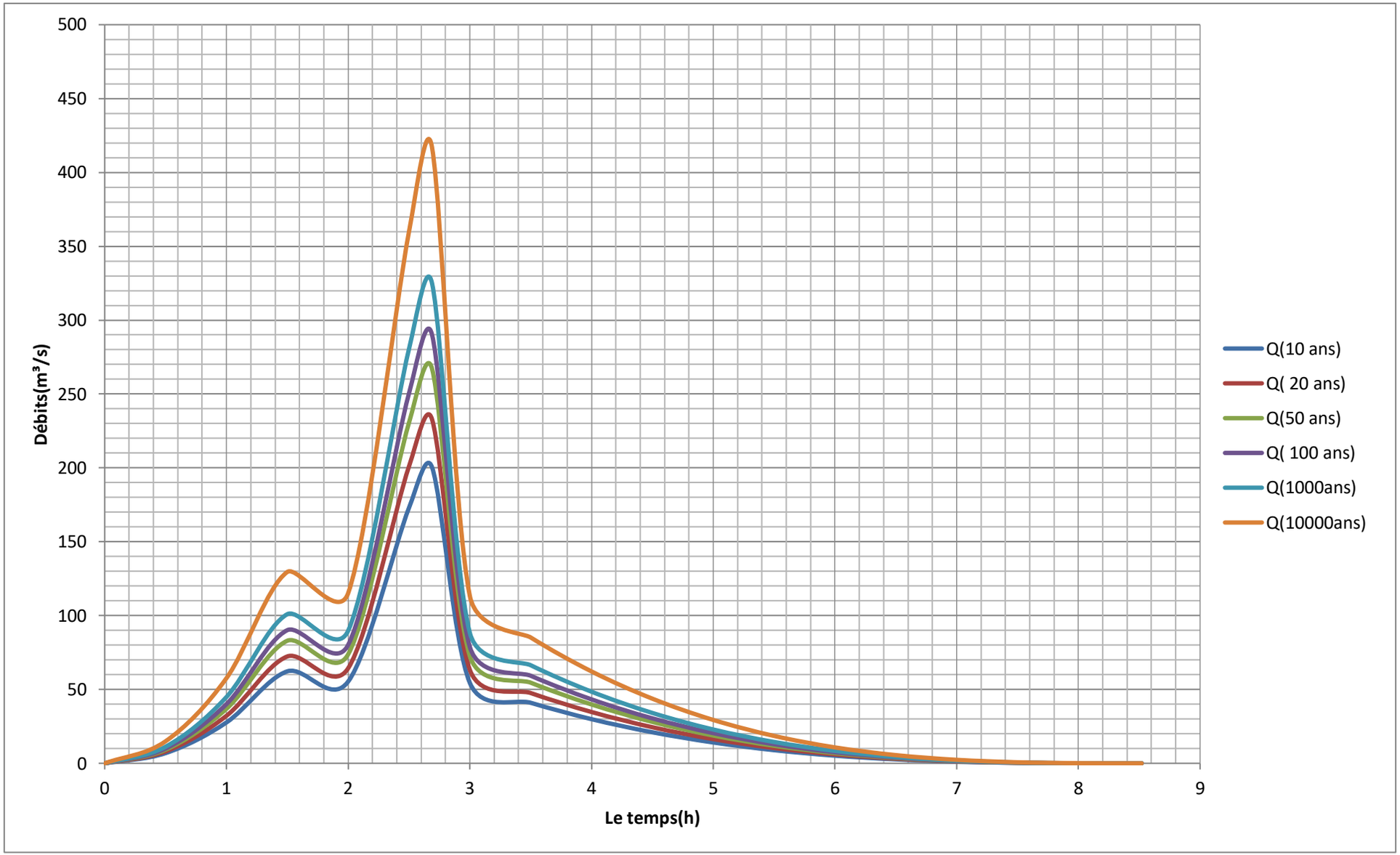


Figure II.20: Hydro-gramme de crue

II.8.3 Choix de la crue de projet :

La crue de projet désigne la montée d'eau maximale qu'un ouvrage devrait pouvoir gérer selon une probabilité spécifiée, La détermination de cette crue est principalement influencée par l'importance de l'ouvrage, les risques potentiels en aval, et des facteurs techniques et économiques associés à la structure et à son environnement,

Il est important de souligner qu'une inondation même mineure d'un barrage en terre peut causer sa défaillance totale, En revanche, pour les barrages en béton, des réparations peuvent être effectuées après une crue exceptionnelle, Pour définir la crue de projet, nous avons deux méthodologies à considérer :

- L'approche déterministe repose sur des observations et des données historiques,
- L'approche probabiliste s'appuie sur des méthodes statistiques,
- La fiabilité de la relation entre le débit et la fréquence est principalement influencée par la qualité et la quantité des informations disponibles,
- La précision,
- La bonne estimation,

En d'autres termes, l'objectif est de trouver un équilibre idéal entre le coût de construction et les dangers des crues en aval, Pour estimer cela, nous nous référons aux directives du Comité Australien des Grands Barrages.

Tableau II.37: Crues de projet recommandées (Source CNAGB)

Catégories des dommages	**Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle**
Elevés -Perte de vie -Dommage considérable	1/100000 à1/10000
Importants -Pas de perte de vie -Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles -Pas de perte de vie -Dommage légers	1/1000 à 1/100

Pour la détermination de la crue de projet peut également s'appuyer sur les attributs géologiques et hydrologiques du bassin versant, tels que les précipitations, la superficie et la perméabilité, Il

est nécessaire de calculer l'indice global "Ig", qui intègre l'ensemble de ces paramètres, selon la formule :

$$Ig = Ia \times Id \times Ir$$

Où :

Ia : correspond au produit des indices mineurs, comme l'intensité des crues et les contraintes topographiques,

Id :symbolise la combinaison des indices liés aux difficultés géologiques et géotechniques,

-Ir : évoque les risques associés,

Selon la valeur d'Ig :

- Si (**Ig=1)** cela indique un faible risque, Dans ce cas, on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue survenant tous les cent ans (crue centennale),
- Si (**Ig=2)** le risque est modéré, Le dimensionnement est alors réalisé pour la crue centennale, tout en vérifiant avec la crue survenant tous les cinquante ans (crue cinquantenier),
- Si **(Ig=3)** le risque est considéré comme élevé, Dans cette situation, la crue de dimensionnement la plus faible ne doit en aucun cas être inférieure à celle survenant tous les mille ans (crue millénaire).

Le tableau suivant présent le choix de le crue de projet :

Tableau II.38 : Choix de le crue de projet.

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modére)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
A crue de projet	Qmax(1%)+ revanche	Qmax(1%) +revanche Majorée avec vérification Pour Qmax(0,1%) et Qmax(0,2%)	Qmax(0,1%)

[Mémoire ENSH 2014]

D'après les directives suisses, la crue de référence est fixée sur une période de retour de 1 000 ans, Cela signifie pour un débit donné que : Qmax= 324,72m³/s,

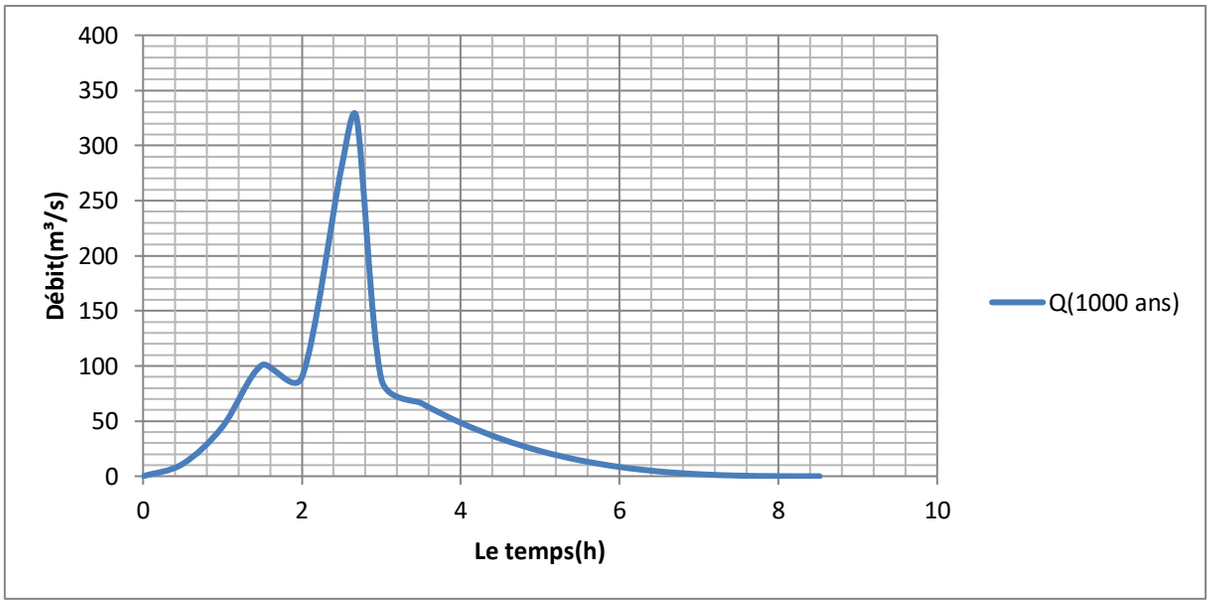


Figure II.21 : Hydro-gramme des crues de période de retour 1000 ans,

II-9 – Laminage de crue :

L'analyse de laminage vise à déterminer le niveau maximal que le plan d'eau atteindra pendant une crue (le niveau correspondant au volume forcé), le niveau d'eau le plus élevé s'écoulant par l'évacuateur de crue, et son évolution temporelle pendant la crue, Cette étude est réalisée pour diverses formes et durées de crues afin d'établir le niveau maximal du plan d'eau et le débit maximal de l'évacuateur de crue dans les conditions de laminage les plus critiques,

Ainsi, l'évaluation du laminage vise à minimiser la taille et le coût de la structure d'évacuation tout en préservant la performance globale de l'installation, Cette approche optimise la capacité de stockage temporaire du réservoir et le débit d'évacuation, qui varie en fonction de l'apport entrant de la crue, Cette relation est exprimée par la formule :

$$\boldsymbol{Q.dt = q.dt + S.dh} \qquad \textbf{(II.63)}$$

Où :

Q : est le débit entrant durant la crue,

q : représente le débit évacué par l'évacuateur de crue (débit laminé),

S : désigne la surface du plan d'eau du bassin,

Le débit cumulatif à un moment donné-t- est donné par :

$$Q - q = S.\frac{dh}{dt} \qquad \textbf{(II.64)}$$

Avec :

$\frac{dh}{dt}$: représentant la vitesse de montée du réservoir,

Il existe plusieurs procédés de calcul comme HILDENBLAT, Sorensen, BLACKMORE, KOTCHERINE, STEP by STEP et méthode de MUSKINGUM qui est largement utilisé et donne de bon résultats fiables,

II.9 .1.La méthode de kotchrine :

La méthode de Kotcherine est une technique grapho-analytique reposant sur les postulats suivants :

•L'hydrogramme de crue est représenté soit par un triangle, soit par un trapèze,

• Les débits passant par l'évacuateur de crue s'écoulent suivant une relation linéaire,

•Le laminage débute lorsque la cuvette est remplie au niveau NNR,

•Les pertes dues à l'infiltration et à l'évaporation sont considérées comme inexistantes pendant la crue,

- **Estimation du débit de crue laminé :**

Le volume stocké peut être exprimé par la relation :

$$\textbf{VF=}Vc\left(1 - \frac{q_{lamin\acute{e}}}{Q\%}\right) \quad \textbf{(II.65)}$$

où :

VF : est le volume d'eau en charge, qlame

Vc :est le volume de la crue,(Vc= 4,74 Mm^3)

$Q\%$: Représente le débit de la crue,

qlam : est le débit laminé,

De cette relation, on peut déduire le débit de crue laminé :

$$\mathbf{q_{lamine}} = \boldsymbol{Q\%} \cdot \left(\mathbf{1} - \frac{\mathbf{V_F}}{\mathbf{Vc}}\right) \quad \textbf{(II.66)}$$

Cette formule indique que le débit de crête de la crue diminue progressivement à mesure que le niveau d'eau dans la cuvette augmente,

- **Estimation de la charge au-dessus du déversoir :**

En faisant passer ces volumes à travers un évacuateur de crue de dimensions définies, plusieurs variantes sont analysées, Le débit de crue passant par l'évacuateur est donné par :

$$\boldsymbol{q = m.L.\sqrt{2.g}H^{3/2}} \quad \textbf{(II.67)}$$

où :

m : est un coefficient de débit, basé sur la forme du déversoir (m=0,49)

b : est la largeur du déversoir (m)

H0 : est la charge sur le déversoir, variant entre 0,5 et 4m,

On suppose B=50(initialement) et m=0,49

-On donne différents lames d'eau H

-Puis on définit la cote PHE=NNR + Hd

-A l'aide de la courbe cpacité-hauteur, on déterminé le volume VPHE relative à chaque PHE,(NPHE : Niveau des plus hautes eaux),

-On définit aussi le volume en charge pour chaque lame tel que :

VF=VPHE-VNNR

H : la charge d'eau sur le déversoir,

V0 : la vitesse d'écoulement dans le canal d'approche, qui est définie par :

Cette procédure itérative produit des courbes qui peuvent se croiser avec la relation de qlam Ces intersections définissent le débit de crue laminé en fonction de la largeur optimale,

Le débit laminé est évalué pour différentes charges "H" et différentes largeurs de l'évacuateur de crue "b", Les graphiques sont alignés avec la table de calcul, en modifiant les variables H et L, et les relations s'ajustent en conséquence,

On a:

NNR=110mNGA PHE=NNR+Hd Qmax (crue)=324,73 m³/s

Les résultats des calcules de débit déversant dans le tableau suivant :

Tableau II.39: Calcule de débits déversant pour déferlant largeurs b et la charge déversant Hd,

Hd(m)	PHE	VPHE	Vf	Qmax	Débits diverses pour différent largeurs du déversoir q(lamin)				
0	110	5	0	324,73	B=20	B=30	B=40	B=50	B=60
0,5	110,5	5,2	0,2	311,02	15,35	23,03	30,70	38,44	46,06
1	111	5,25	0,25	307,60	43,43	65,15	86,86	108,73	130,29
1,5	111,5	5,5	0,5	290,47	79,78	119,68	159,57	199,74	239,35
2	112	6	1	256,22	122,83	184,27	245,67	307,53	368,51
2,5	112,5	6,25	1,25	239,09	171,67	257,52	343,34	429,79	515,01
3	113	7	2	187,71	225,66	338,52	451,33	564,97	677,00
3,5	113,5	7,25	2,25	170,58	284,37	426,59	568,75	711,95	853,12
4	114	7,6	2,6	146,60	347,44	426,59	694,88	869,84	1042,32
4,5	114,5	7,9	2,9	126,05	414,58	621,91	829,16	1037,93	1243,74
5	115	8,2	3,2	105,50	485,56	728,39	971,12	1215,63	1456,68
5,5	115,5	8,5	3,5	84,95	560,18	840,34	1120,37	1402,46	1680,564
6	116	8,75	3,75	67,82	638,28	957,50	1276,57	1597,99	1914,86

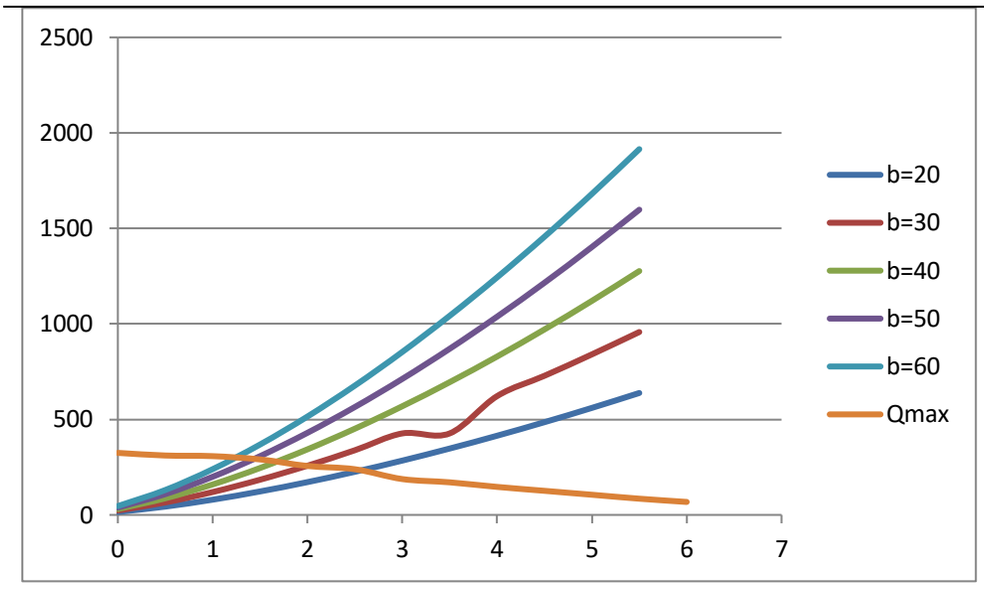


Figure II.22 : Laminage de la crue de projet pour défirent largeurs du déversoirs.

Les résultats des calcules de débit laminé dans le tableau suivant :

Tableau II.40 : Résultats de calcule débits laminé.

Hdév	B	Qlamin
1,5	60	239,35
2	40	245,67
2,5	30	257,52
3	20	225,66

II.10.Etude d'optimisation :

L'objectif de l'étude d'optimisation est de trouver la largeur adéquate de l'évacuateur de crue qui coïncide avec la hauteur idéale de la digue, Cela permet d'élaborer le devis le plus rentable pour l'aménagement, Cette démarche implique une estimation du coût approximatif de la structure,

II.10.1. Calcule de la revanche :

La revanche représente la différence de hauteur entre le niveau forcé et le sommet de la digue, Dans les calculs de la hauteur de la digue, cette valeur est ajoutée pour considérer l'effet des vagues qui pourraient lancer de l'eau au-delà du sommet de la digue, ainsi que pour compenser les affaissements de la retenue au fil du temps, La revanche prend en compte :

- La surélévation pendant les crues maximales,

- La surélévation du plan d'eau en cas de vagues ou de vents extrêmes,

- Un supplément pour la sécurité,

Cette valeur est déterminée par les formules suivantes :

$$R = H + \frac{V^2}{2} \quad \textbf{(II.68)}$$

-La hauteur des vagues calculé pales formules suivants :

a) Formule de Stevenson-Aillard :

$$H=0,75+0,34F^{0,5} - 0,26\,F^{0,25} \quad \textbf{(II.69)}$$

Avec : F : le Fectch(F=1,5 km)

AN : **H=0,878 m**

V= 1,5+2H =1,5+2(0,878)=**3,26 m/s**

R=1,416m

b) Formule de MOLITOR:

$$H=0,75+0,032(U,F)^{0,5} - 0,27F^{0,25} \quad \textbf{(II.70)}$$

Avec :

U : Vitesse du vent mesurée (U=100 km/h)

H=0,843 m

V=3,186m/s

R=1,4m

C) Formule simplifier :

$$R=1+0,3\sqrt{F} \quad \textbf{(II.71)}$$

R=1,37 m

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-après :

Tableau II-41:Résultats du calcule de la revanche,

La formule	La valeur (R)
Formule de Stevenson-Aillard	1,42
Formulede MOLITOR	1,36
Formule simplifier	1,37
La moyenne	1,38

D'après le tableau :on prend la valeur de Rde méthode simplifier plus satifaisont

Donc:

R= 1,37m

H=0,843m

V=3,186m/s

II.10.2.Calcule de largeur en crête :

La largeur en crête peut étre calculée par les formules suivants :

Formules de KNAPEN :

$$bcr=1{,}65 \times \sqrt{H_b} \quad \textbf{(II.72)}$$

Formules de F- PREECE :

$$bcr=1{,}1 \times \sqrt{H_b} \quad \textbf{(II.73)}$$

Formules Simplifiée :

$$bcr=3{,}6 \times \sqrt{H_b} - 3 \quad \textbf{(II.74)}$$

Formules Pratique :

$$bcr=\frac{5}{3} \times \sqrt{H_b} \quad \textbf{(II.75)}$$

Avec :

Hb=hauteur du barrage (m)

Hb=NNR-Cf+Hd+R+t (II.76)

NNR: niveau normale de retenue (110 m)

Cf:cote de fond du barrage (cf= 86,24 m)

Hd : hauteur déversante,

R : la revanche (R=1,37)

t:tassement : t=0,015 x Hb

le tassement sont estimé à 0,65

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-après :

Tableau II.42 : Résultats du calcule largeur en crêtebcr,

B	Hd	Hb	Largeur en crête **(bcr)**			
			KNAPEN	F-PREECE	Simplifiée	Pratique
60	1,50	27,28	8,61	8,70	15,8	6,74
40	2	27,78	8,69	6,79	15,97	8,80
30	2,5	28,28	8,77	6,84	16,14	8,88
20	3	28,78	8,85	6,90	16,31	8,95
		La moyenne	8,75	7,30	16,05	8,34

Donc on optenue largeur en crête est **; bcr=8,00m**

II.10.3.Calcule du cout approximatif de la digue :

$$Vb = \sum Vi \qquad \textbf{(II.78)}$$

$$Vi = \frac{S_i + S_{i+1}}{2L} \qquad \textbf{(II.79)}$$

Vi=volume du barrage à la cote

Li=Distances entre deux coupes voisines

Si=section transversales correspondante à la coupe i , donnée par la formule

$$S_i = \frac{bcr + B_i}{2Hi} \qquad \textbf{(II.80)}$$

Bi : Largeur de base est calcule par la formule suivant :

$$[Bi = (m1 + m2)Hi + bcr] \quad \textbf{(II.81)}$$

m1 et m2 : Les fruits des talus , (Amont : m1=3 et m2=2,5)

B : largeur en crête (m)

Hi : Hauteur de la tranche au point i

$$Hi=NNR-Cf+Hd+R+t \quad \textbf{(II.82)}$$

R : Revanche en (R=1,37m)

T :Tassement en(t=0,65)

En établissant le prix du mètre cube de béton à 22 000 DA et celui du remblai à 400 DA, le coût du déversoir selon les différentes largeurs est illustré dans le tableau ci-après :

Tableau II.43 : Cout de la digue,

B	Hd	Hb	V(m³)	Cout (DA)
60	1,50	27,28	298667,85	119467140
40	2	27,78	306610,218	122644087
30	2,5	28,28	312723,966	125089586
20	3	28,78	320579,366	128231746

II.10.4.Cout de déversoir :

Nous choisissons le déversoir de type Greager car il est mieux adapté à la dynamique de l'écoulement de la lame d'eau qui suit constamment ce profil, Cette sélection vise à réduire les risques liés aux phénomènes hydrauliques qui pourraient causer des dommages significatifs et compromettre la stabilité de la structure,

Pour obtenir la section transversale du déversoir, nous utilisons une schématisation basée sur l'équation du profil associée à la charge déversant,

$$\frac{Y}{H} = 0{,}47\left(\frac{X}{H}\right)^{1{,}80} \quad \textbf{(II.83)}$$

H : charge sur le seuil

Y : Ordonnée du profil(m)

X :Abscisse du profil(m)

Le volume du déversoire :

$$Vd=S*b \quad \textbf{(II.84)}$$

S :Section de déversoir

B : Largeur de déversoir

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-après :

Tableau II.44 : Cout de déversoir,

B	Hd	Hb	S (m^2)	V(m^3)	Cout x 10^6(DA)
60	1,50	27,28	20,505	1230,3	27,0666
40	2	27,78	22,43	897,2	19,1884
30	2,5	28,28	23,936	717,9	15,7938
20	3	28,78	25,933	518,6	11,4092

II.10.5 .Cout du canal de proche :

Calculons par la formule suivant :

$$Hca=Hd+P+R \quad \textbf{(II.86)}$$

P : hauteur de pelle (P=3,8m)

Le volume du canal de proche est :

V=S x b

L : Langueur du canal d'approche, d'après la topographie est égale à 20 m

e : L'épaisseur du mur : 0,5 m

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-après :

Tableau II.45 : Cout du canal d'approche,

B	Hd	Hca	S (m^2)	V(m^3)	Cout x

					10^6(DA)
60	1,5	6,7	3,25	67	1,675
40	2	7,2	3,4	72	1,8
30	2,5	7,7	3,51	77	1,925
20	3	8,2	3,66	82	2,050

II.10.6.Calcule du cout du coursier :

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

La longueur approximative du coursier est 20 mètre(selon le plan topographique),

Longueur du coursier :20 m

L'épaisseur :e=0,5m

Vbéton =Sbéton x L coursier

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-après :

Tableau II.46 : Résultats du calcule de coursier,

Largeur déversant(m)	Débit déversant (m^3/s)	Longueur du coursier (m)	La section (m^2)	Volume de béton (m^3)	Cout (DA)
60	239,35	8,58	7,29	1458,14	32079080
40	245,67	8,19	7,09	1419,81	31235820
30	257,52	7,86	6,93	1386,05	30493100
20	225,52	7,31	6,56	1331,16	29285520

II.10.7.Le cout totale du barrage :

Les résultats des calcules le cout totale du barrage dans le tableau suivant :

Tableau II.47 : Le cout totale du barrage.

B	**Hd**	**La digue**	**La déversoir**	**La coursier**	**Canal d'approche**	**Totale**
20	**3**	128231746	11409200	29285520	2050000	170976466

30	**2,5**	125089586	15793800	30493100	1925000	173301486
40	**2**	122644087	19188400	31235820	1800000	174868307
60	**1,5**	119467140	27066600	32079080	1675000	180287820

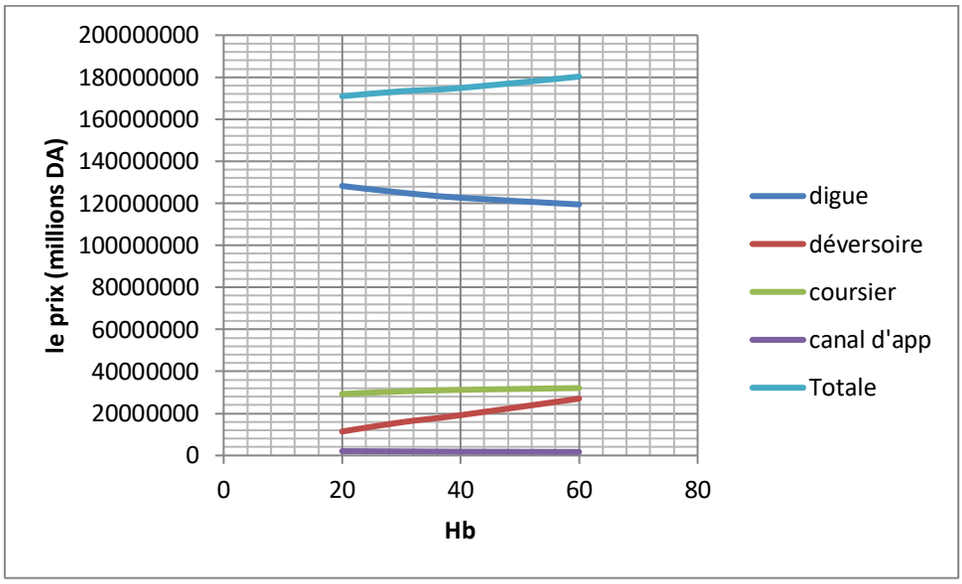


Figure II.23: Courbe d'optimisions.

Suite au tracé de la courbe d'optimisation pour la digue et l'évacuateur de crue (qui montrent les coûts en relation avec la hauteur), nous avons basé notre choix sur le coût total le plus avantageux, Cela équivant à une hauteur de déversement de h = 2 m et un débit lisse Q = 245,67 m3/s, avec une hauteur du barrage Hb = 40 m,

Conclusion :

L'étude hydrologique que nous avons menée nous a permis de déterminer différents paramètres essentiels pour appréhender le comportement hydrologique du bassin versant en question, Étant donné que ce bassin n'est pas jaugé, nous avons dû nous appuyer sur des formules empiriques spécifiques au nord de l'Algérie, Nos analyses ont révélé que le bassin présente un relief particulièrement accidenté, entraînant un ruissellement rapide et un temps de concentration bref, le rendant ainsi susceptible à l'érosion, Pour atténuer et contrôler cette érosion, il est recommandé d'accroître la couverture végétale par le reboisement.

III.1.Introduction :

La sélection du type de barrage est influencée par les conditions locales, y compris la qualité du sol sur lequel il sera fondé, la forme de la vallée, les contraintes de transport et d'approvisionnement, et les aspects économiques liés à l'extraction des matériaux depuis leurs lieux de prélèvement. Une étude hydrologique, géologique et géotechnique est essentielle pour déterminer les options adaptées. En effet, c'est principalement en fonction de la nature du sol et des matériaux de construction disponibles à proximité du site que certaines solutions sont retenues et d'autres écartées.

Il semble que vous listiez différents types d'évacuateurs de crue utilisés dans le contexte des barrages hydrauliques. Les évacuateurs de crue sont essentiels pour la sécurité des barrages car ils permettent d'évacuer le trop-plein d'eau pendant les périodes de fortes précipitations ou de crue pour éviter une surcharge et une possible rupture du barrage. Voici un aperçu basé sur la liste que vous avez fournie:

III.2.Synthèse de variante :

III.2.1.Classification des évacuateurs des crues :

- ❖ **Selon le type de fonctionnement hydraulique :**
- ✓ **Evacuateur de surface :** Il évacue l'eau qui dépasse une certaine hauteur à la surface du réservoir
- ✓ **Evacuateur en charge :** L'eau s'écoule sous une certaine pression, plutôt que librement à la surface. Ces évacuateurs peuvent avoir plusieurs formes:

-**forme puits :** l'eau entre verticalement et est ensuite évacuée horizontalement ou avec un certain angle.

-**forme siphon sommaire pour petit barrage :** un siphon simple utilisé pour des barrages de petite taille.

-**forme siphon à faible charge et fort débit :** adapté pour des situations où le débit est important mais la pression n'est pas très élevée.

- ❖ **Selon L'emplacement par rapport à la digue :**

✓ **Evacuateur central :**

- **posé sur la digue :** placé directement sur la structure du barrage.

- **posé sur la fondation :** utilisé pour des barrages poids, où l'évacuateur est souvent intégré dans la fondation du barrage. Les évacuateurs en marches d'escalier sont un bon exemple, tout comme les barrages déversoirs profilés.

✓ **Evacuateur latéral:**

- **à entonnement frontal:** l'entrée de l'évacuateur est placée à l'avant, face au flux d'eau.

-**à entonnement latéral:** l'entrée est placée sur le côté, permettant à l'eau de s'écouler latéralement dans l'évacuateur.

La conception et le choix de l'évacuateur dépendent de plusieurs facteurs, notamment la taille du barrage, le volume d'eau qu'il retient, la géologie du site, les précipitations locales et les risques de crue. Assurer un fonctionnement efficace et sûr de l'évacuateur est essentiel pour la sécurité des barrages.

III .2.2. Critère de choix de l'évacuateur de crue :

Le choix du type d'évacuateur de crue pour un barrage est une décision cruciale lors de sa conception. L'évacuateur de crue est un dispositif essentiel qui permet d'évacuer le surplus d'eau d'un réservoir afin de prévenir les débordements et garantir la sécurité de l'ouvrage.
Le choix du type d'évacuateur de crue dépend de plusieurs facteurs :

- **Caractéristiques hydrologiques:** La taille et la fréquence des crues anticipées influencent la capacité et le design de l'évacuateur.
  - **Les exigences topographie du site :** La configuration du terrain, telle que la pente, la hauteur du barrage, et la vallée en aval, joue un rôle dans le choix.
  - **Les exigences géologiques :** La nature du sol et de la roche, leur résistance et leur perméabilité peuvent influencer le type d'évacuateur choisi.
  - **Le cout d'ouvrage :** Le coût de construction, d'entretien et de fonctionnement des différents types d'évacuateurs est une considération majeure.

- **Fiabilité et sécurité :** Certains types peuvent être plus fiables et sécuritaires dans certaines conditions que d'autres.
- **Facilité d'entretien et de modification :** La capacité à maintenir et, si nécessaire, à modifier ou à moderniser l'évacuateur est un critère important.
- **Capacité de l'évacuateur :** La capacité doit être suffisante pour gérer les crues les plus importantes prévues, en tenant compte des changements climatiques possibles qui pourraient augmenter la fréquence et l'intensité des crues.
- **Environnement :** Les impacts environnementaux, tels que les effets sur la faune aquatique ou la modification des habitats en aval, doivent être considérés lors du choix du type d'évacuateur.
- **Coûts de cycle de vie:** Au-delà du coût initial de construction, il est crucial d'examiner les coûts d'exploitation, de maintenance et de remplacement à long terme.

III .2.3.Le choix du site du barrage :

La sélection de l'emplacement pour une structure doit considérer les éléments suivants :

- ✓ La pertinence technique et économique de l'endroit, en tenant compte des zones d'irrigation ou de fourniture en eau à la population. Il faut également évaluer les éventuels défis liés au transfert de l'eau de l'emplacement vers les points de distribution.
- ✓ Le site du barrage doit offrir un rapport optimal entre le volume d'eau utile et l'espace qu'il occupe. De plus, l'espace doit être suffisamment grand pour permettre une régulation efficace du barrage.
- ✓ Les considérations économiques, comme les terrains, les habitations et les infrastructures susceptibles d'être affectés par les crues.
- ✓ La faisabilité d'accès au site, la disponibilité d'électricité, l'approvisionnement en eau potable et d'autres éléments essentiels.

III .2.4.Différents types d'évacuateurs de crues :

Les évacuateurs de crues, également connus sous le nom de déversoirs ou de déversoirs de crues, sont des structures conçues pour réguler le débit des cours d'eau en cas de crues importantes. Ils sont utilisés pour prévenir les inondations en permettant à une partie de l'eau de s'écouler hors du lit de la rivière ou du réservoir de retenue. Il existe différents types d'évacuateurs de crues en fonction de leur conception et de leur utilisation spécifique. Voici quelques-uns des principaux types d'évacuateurs de crues :

A) Évacuateurs de surface:

- **Évacuateur frontal :** Lorsque le niveau de l'eau excède une certaine hauteur, elle se déverse au-dessus de la crête frontale.
- **Évacuateur latéral :** Dans ce cas, l'eau se déverse par un déversoir situé sur le côté du barrage.
- **Évacuateur en labyrinthe :** Ce déversoir possède une conception labyrinthique permettant un écoulement maîtrisé de l'eau.

B) Évacuateurs sous pression:

- **Siphon basique pour les barrages de petite taille :** Un mécanisme de siphonage simplifié permettant l'évacuation d'eau sous pression pour les structures plus modestes.
- **Siphon à débit élevé et faible pression :** Ce siphon est conçu pour décharger de grands volumes d'eau avec une pression relativement basse.

1. **Selon la position par rapport au barrage:**

- **Évacuateur central :** Implanté au milieu du barrage, il garantit une libération équilibrée de l'eau excédentaire.
- **Évacuateur latéral :** Placé sur les extrémités du barrage, son orientation peut être soit frontale soit latérale.

2. **Selon la méthode de régulation du débit:**

- **Seuil avec vannes :** L'évacuation d'eau est ajustée à l'aide de vannes, assurant un contrôle rigoureux du débit.
- **Seuil sans vannes :** Dans ce scénario, l'eau se déverse naturellement au-dessus du seuil, sans mécanisme de contrôle actif.

Le tableau suivant présent résumé les types d'évacuateur de crues :

Tableau III.1 : Résument des types d'évacuateur de crue **[Source : Etude technico-économique ANBT]**

Type d'évacuateur de crue	Commentaires
Déversoir frontal	• Choisi comme évacuateur favori puisque la topographie est favorable pour ce type d'aménagement.
Déversoir latéral	• Mieux convenable pour des sites où les rives deviennent plus raides.
Déversoir frontal avec seuil en labyrinthe	• Réduira la largeur du coursier d'évacuateur, mais le effet sera négligeable ce cas, parce que le crue de projet est peu importante.
Evacuateur en puits	• Utilisé où il n'existe pas d'options d'évacuateur à surface libre à cause de facteurs géologiques ou topographiques.

III .2.5.choix de tracé de l'axe :

Pour une conception optimale, l'orientation de l'évacuateur de crue devrait suivre les principes suivants :

- ❖ Être aussi directe et courte que possible,
- ❖ Suffisamment éloigné du pied aval du barrage .
- ❖ Rectiligne (si possible).

Deux variantes de l'évacuateur de crue seront analysées :

1. **Première variante :** Évacuateur de crue latéral à entonnement frontal.
2. **Deuxième variante :** Evacuateur de crue à déversoir en labyrinthe.

III .2.6. Dimensionnement hydraulique :

Les évacuateurs de crue à écoulement libre intègrent généralement les structures en aval suivantes :

- ❖ Canal d'approche.
- ❖ Seuil de déversement.
- ❖ Chute ou conduit incliné (coursier).
- ❖ Mécanismes de dissipation d'énergie.
- ❖ Canal de fuite pour l'évacuation des eaux vers l'oued.

Conclusion

D'après la géographie et la structure géologique de notre emplacement, nous avons opté pour un évacuateur de crue à écoulement à surface libre, qu'il soit à déversement frontal ou latéral sur la berge droite. Ces structures offrent de nombreux avantages, tels que :

- ❖ Entretient facile

- Pas risque de saturation
- Ouvrages très sur
- une bonne sécurité.
- Un bon rendement.

III.3.Dimensionnement de variante choisis :

Le dimensionnement de variantes, ou le choix de différentes versions d'un produit ou d'un processus, dépend généralement de plusieurs facteurs. Voici quelques étapes à suivre pour dimensionner efficacement des variantes :

III.3.1. Evacuateur latéral à entonnement frontal (1ere variante).

1. Dimensionnement et calcule hydraulique :

L'évacuateur de crue de surface à entonnement frontal est un type spécifique d'évacuateur de crues utilisé pour le relâchement contrôlé de l'eau des barrages. Il est conçu de manière à optimiser l'évacuation des eaux en excès, tout en minimisant l'impact sur la structure du barrage et en aval.

Voici les éléments généralement associés à un tel évacuateur :

- **Canal d'approche** **:** Voie d'acheminement
- **Déversoir** : Passerelle d'évacuation
- **Chenal d'écoulement** : Canal de déversement
- **Convergent** : Zone de rétrécissement
- **Coursier** : Goulotte d'écoulement
- **Bassin de dissipation** : Zone d'amortissement d'énergie

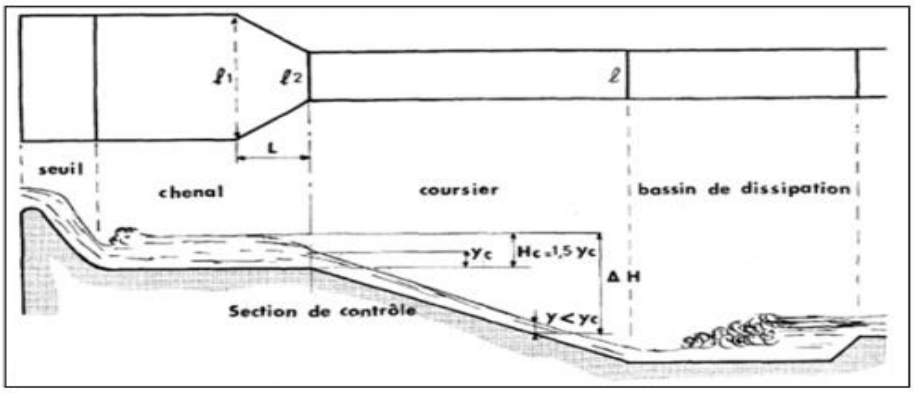


Figure III.1 : Schéma générale d'un évacuateur latéral à entonnement frontal.[Mémoire ENSH 2014].

Pour la modélisation hydraulique de l'évacuateur de crues, les données essentielles sont les suivantes :

- Débit d'évacuateur maximale : qév = 245.67 m³/s.

- Largeur de déversent : L =40 m.

- Hauteur d'eau au-dessus du déversoir: H =2 m.

- Altitude du niveau d'eau normal : NNR = 110mNGA.

2. Canal d'approche :

Le canal d'approche est conçu pour minimiser les pertes de charge et orienter sereinement le flux de crue vers le point de déversement. En règle générale, l'eau y circule paisiblement à une vitesse modérée. Il est essentiel de déterminer la vitesse d'approche (Va) afin d'évaluer son impact sur le fonctionnement du canal d'approche. Le canal d'approche doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Le canal d'acheminement doit guider l'eau vers le déversoir de manière calme et sans remous.
- ✓ La taille du canal, en termes de largeur et de longueur, dépendra de la longueur, du modèle, de la position du déversoir et des spécificités du sol.
- ✓ Les flux d'eau doivent être assez lents afin de limiter la perte d'énergie et l'érosion.

- ✓ Pour garantir une distribution uniforme des débits, les lignes de flux doivent être perpendiculaires à la partie frontale du déversoir.

- **Hauteur de la pelle :**

La hauteur de la pelle au sein du canal d'approche est définie par l'équation suivante :

$$0.4 \leq \frac{P}{H} \leq 1.6 \quad \textbf{(III.1)}$$

H : Hauteur de la nappe déversant [2 m].

P : la pelle

➔ $1 \leq P \leq 4$ ==> P=3 m

h :la charge hydraulique

h=p+h=3+2=**5 m**

- **Largeur en fond du canal d'approche :**

La formule pour déterminer la largeur au fond du canal d'approche est la suivante :

bc = Kc

b : Largeur du déversoir (b = 40 m) ;

Kc : Coefficient sans dimension associé à la largeur du déversoir.

On détermine la valeur de Kc en se basant sur le tableau ci-après, qui est fonction de la largeur au fond du déversoir.

Voici un tableau résumant toutes les valeurs collectées :

Tableau III.2: Coefficients Kc associés à chaque catégorie de largeur du déversoir.

Largeur de déversoir (m)	Kc
$b \leq 30$	1.1
$30 \leq b \leq 60$	1.05
$b \geq 60$	1.00

[Memoire ENSH 5-0026-21]

La largeur au fond du canal d'approche est approximativement de bc = 40m.

- **Section mouillé :**

La formule qui représente la section immergée du canal d'approche est la suivante :

$$S = (P + H) \times B \quad \textbf{(III.2)}$$

H : Hauteur de la nappe versante, avec H égal à 2 m ;

P : Hauteur de la pelle, soit P = 3.00 m .

B : Largeur du canal, soit B = 40 m ;

La section d'écoulement du canal d'approche est approximativement de :

S=(3+2) x 40 =220m² **Sc= 220** m²

- **Vitesse admissible :**

La vitesse admissible dépend de la lithologie des terrains adjacents au canal d'approche ainsi la hauteur la lame d'eau dans le canal d'approche.
Comme (H + P = 5,50 m) > 5 m et la lithologie du terrain d'assis de l'évacuateurs de crues est un sol calcaire compact, Alors la vitesse admissible est de l'ordre de :
Vadm = 5,6 m/s.

- **Vitesse d'approche :**

La vitesse de l'écoulement dans le canal de rapprochement se présente sous la formes suivante :

$$\text{Vap}=\frac{Qev}{Sc} \quad \textbf{(III.3)}$$

Avec :
Q : Débit laminé, [Q = 245.76 m³/s] ;

Sm : Section mouillée, [Sm = 220m²]
La vitesse d'écoulement dans le canal d'approche est de l'ordre de :

Vap= 1.12 m/s

Puisque la vitesse d'écoulement dans le canal d'approche **(Vap =1.12 m/s)** est inférieure à la vitesse admissible **(Vadm = 5,6 m/s**) pour la l'apparition de l'érosion, alors le canal d'approche ne
sera pas érodé sous l'effet de l'écoulement.

- **Hauteur du mur du canal d'approche :**

La revanche du canal est déterminée en utilisant la formule suivante :

$$\boldsymbol{R = 0.6 + 0.05v \times H^{1/3}} \quad \textbf{(III.4)}$$

R=0.68m

D'où la hauteur du mur est :

$$Hm=H+P+R \quad \textbf{(III.5)}$$

Hm=6.18m

- **Hauteur d'eau dans canal d'approche :**

La hauteur de l'eau dans le canal d'approche est donnée par l'expression :

$$Hc = P + H + \frac{Vap^2}{2g} \textbf{(III.6)}$$

Où :

- P :est la hauteur de la pelle, avec P égale à 5.00 m ;

- H : représente la hauteur de la nappe se déversant, soit H = 2.5 m ;

- g :est l'accélération due à la gravité, et sa valeur est de 9,81 m/s^2 ;

- Vap :la vitesse de l'eau s'écoulant dans le canal d'approche

La hauteur de l'eau s'accumulant dans le canal d'approche est approximativement de :

Vap=1.12 m/s

Hca =7.6 m

- **Rayon de raccordement entre le déversoir et le bassin de dissipation :**

- **Si (P=4 m < 10 m),** alors R est déterminé comme la moitié de P

R = 0,5 x P =0.5 x 3 =1.5m

- **La pente du canal d'approche :**

$$Q = \frac{1}{n} \times S \times R^{2/3} \times I0^{1/2} \quad \textbf{(III.7)}$$

$I0 = \left(\frac{Q.n}{S.R^{2/3}}\right) = \left(\frac{245.67 \times 0.013}{220 \times (1.5^{2/3}}\right) = 0.11\ \%$

- **Hauteur des parois latéral du canal d'approche :**

La hauteur des parois latérales du canal d'approche est déterminée par la formule :

$$Hca = P + H + HL \quad \textbf{(III.8)}$$

Où :

- P : désigne la hauteur de la pelle.

- H : la hauteur de la nappe se déversant.

- HL : représente la hauteur libre, qui varie entre 0,6 m et 1 m, avec HL établie à 1 m dans ce cas.

La hauteur des parois latérales du canal d'approche est approximativement de :

Hca=6.5 m

La longueur du canal d'approche, fixée à 20 m, est basée sur la topographie**(ANBT).**

3 .Déversoir (seuil profil Greager) :

L'objectif du déversoir est de recueillir les eaux stockées. Il agit comme une section de contrôle et est conçu en tenant compte des exigences de stabilité et du débit maximal de l'hydrogramme.

Nous optons pour un déversoir avec un profil Creager, bénéfique car il empêche toute suppression susceptible de causer de la cavitation et, ultérieurement, de l'érosion.

La figure ci-après illustre les différents éléments du profil standard du déversoir.

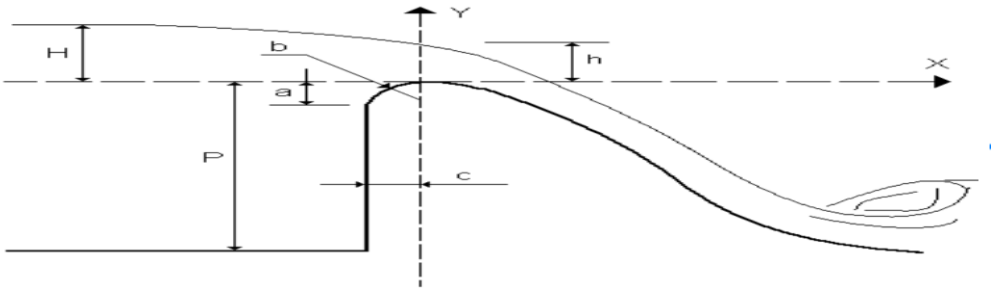


Figure III.2 : Paramètre du profil d'un déversoir.

Source[https://www.researchgate.net/figure/Figure-N-IV03-Les-parametres-du-profil-dun-deversoir-On-a-a-012-H-012-24_fig11_334544683]

1.1. Quadrant Amont :

La partie amont du seuil est constituée de trois arcs de cercles consécutifs. Les coordonnées des centres de ces arcs, mesurées à partir de la crête, ainsi que les dimensions de leurs rayons, sont présentées dans le tableau ci-après :

$$\begin{cases} a = 0.12 \times Hdév = 0.12 \times 2 = 0.375 & (\mathbf{III.9}) \\ b = 0.4 \times Hdév = 0.4 \times 2 = 0.8 & (\mathbf{III.10}) \\ c = 0.3 \times Hdév = 0.3 \times 2 = 0.6 & (\mathbf{III.11}) \end{cases}$$

1.2. Quadrant aval :

La détermination des coordonnées du profil d'un déversoir s'effectue habituellement à l'aide d'une formule ou d'une expression. Toutefois, votre texte s'est interrompu avant que vous ne fournissiez cette information.

Si vous disposez d'une formule précise ou si vous avez des interrogations sur le profil de Creager ou sur les déversoirs de manière plus générale, n'hésitez pas à partager davantage d'informations ou à poser votre question. Je suis ici pour vous assister.

$$Y = \frac{X^{1.85}}{2.H^{0.85}} \quad \textbf{(III.12)}$$

Le tableau ci-après présente l'ensemble des points du profil Greager.

Tableau III.3 : Les points de référence du profil du Greager.

X(m)	Y(m)
0	0
0.5	0.0636
1	0.2294674
1.5	0.485836
2	0.82723
2.5	1.25
3	1.75

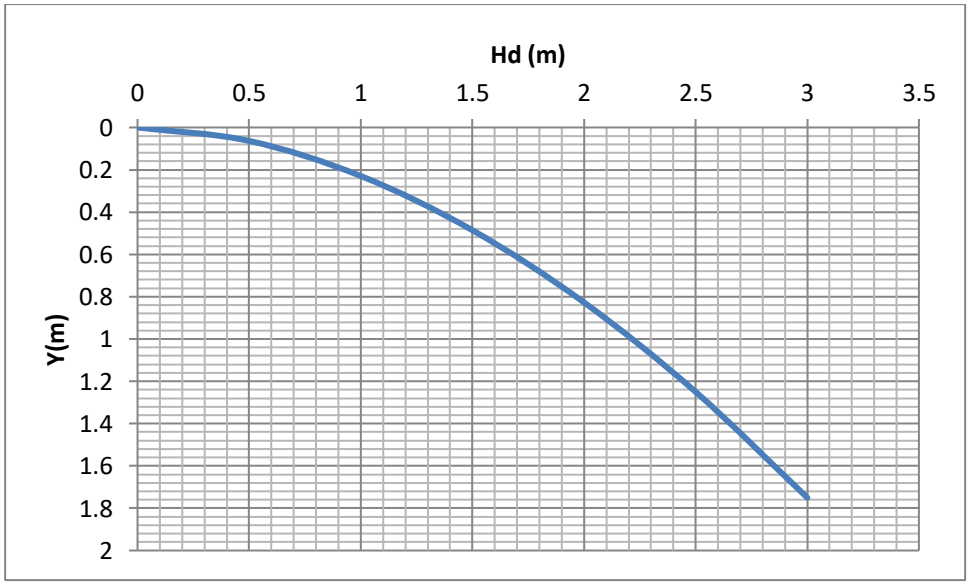


Figure III.3: Profile du creager.

1.1.Calcule hydraulique du déversoir :

L'étude hydraulique se concentre sur l'analyse de l'influence de l'introduction d'air dans le flux ainsi que sur la quantification de l'énergie dissipée durant le déversement.

Au cours de ce déversement, la couche limite turbulente s'accroît jusqu'à atteindre la base aval du déversoir.

Voici une reformulation de votre texte pour une meilleure lisibilité :

1.4. Calcule la longueur du déversoir :

Soit la formule général du débit :

$$Q = m.L.H^{3/2}.\sqrt{2.g} \quad \textbf{(III.13)}$$

Donc : $$L = \frac{Q}{m.H^{3/2}.\sqrt{2.g}} \quad \textbf{(III.14)}$$

Q :débit évacué en m³/s

m : coefficient de débit (m=0.49)

H : la charge hydraulique (H=5.5)

L : longueur du déversant

on prend h=2m, Ensuite, nous affinerons cette valeur de (h) à l'aide des calculs ultérieurs.

L=37m

Nous avons arrondi la valeur de **L=37 m** afin de réduire la quantité d'eau déversée.

D'où : $$h = \left(\frac{Q}{m.L.\sqrt{2.g}}\right)^{2/3} \quad \textbf{(III.15)}$$

AN : $\left(\frac{245.76}{0.49.37.\sqrt{2.9.81}}\right)^{2/3}$=**2.11m**

$$V = \frac{Q}{S} \quad \textbf{(III.16)}$$

AN : $$\frac{Q}{b.h} = \frac{245.76}{40 \times 2.11} = \mathbf{2.91}\boldsymbol{m/s}$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g.h}} \qquad \textbf{(III.17)}$$

AN : F $\frac{2.91}{\sqrt{2.11\times9.81}} = \mathbf{0.64}$

Comme le nombre de Froude (Fr = 0,69) est inférieur à un (1), cela indique que le type d'écoulement est fluvial.

$\propto$: Coefficient de Coriolis = (1 ÷ 1.1). Pour simplifier les calculs, nous utilisons $\propto$ = 1.

$$H = h + \alpha\frac{V^2}{2.g} \quad \textbf{(III.18)}$$

D'où :

$\alpha\frac{V^2}{2.g}$ =1 $\times \frac{2.91^2}{19.62} = 0.43$

Hseuil=$h + \alpha\frac{V^2}{2.g}$=2.11+0.43

Hseuil=2.54m

La cote du plan d'eau : Zp=NNR+Hseuil=110+2.42 =112.54m

Zp =112.54 m

- Division de la tranchée :

La tranchée est subdivisée en plusieurs segments. Les distances qui séparent ces segments de l'extrémité amont de la tranchée sont notées comme.

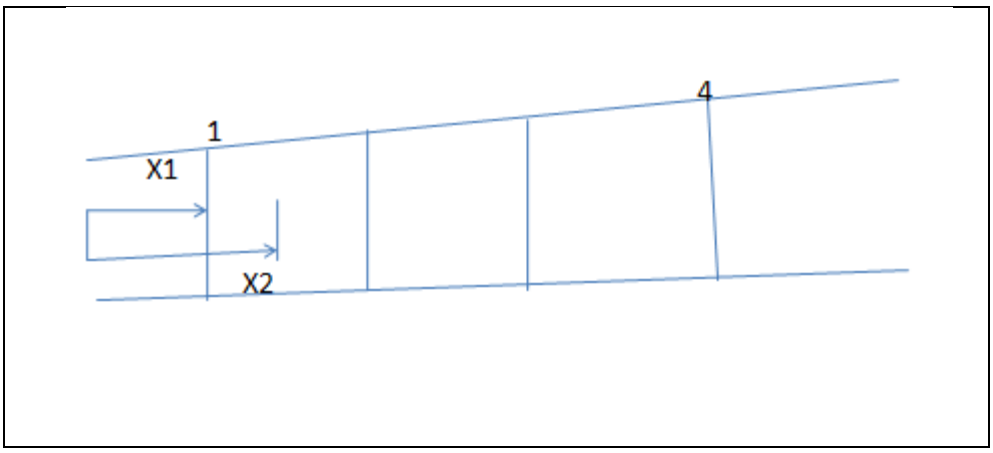


Figure III.4 : Les tranches de la largeur du déversant.

•Nous définissons la vitesse moyenne de l'eau à l'extrémité de la tranchée ainsi que celle à la fin comme étant 0.

•Nous déterminons les largeurs en fonction de la topographie.

•Nous estimons la profondeur de l'eau, telle que (h= $\frac{Q}{b.v}$)

- On établit le coefficient de Chézy selon la méthode suivante.

$$V = C.\sqrt{R.I} \qquad \textbf{(III.19)}$$

$$C = \frac{1}{n}.R^{\frac{1}{6}} \qquad \textbf{(III.20)}$$

- On calcule la pente moyenne :

$$Imoy = \left(\frac{V}{C}\right) \times R \quad \textbf{(III.21)}$$

- Calcule la pente de charge :

$$\Delta h = Imoy \times (X2 - X1) \quad \textbf{(III.22)}$$

➢ **Calcule la ligne d'eau :**

La distance de la section complète est mesurée depuis l'extrémité de l'auge de réception lors d'un écoulement libre via le déversoir.

voir le tableau suivant résumons du résultats du calcule :

Tableau III.4 : Résultats du calcule de l'auge de réception

Section	X	Qi	V	Bi	Hi	$Imax$	I	ΔH
1	10	4.4	2.7	2.5	0.52	0.098	0.011	0.52
2	20	20.2	4.3	2.5	0.52	0.01	0.0095	0.52
3	30	36.5	5.8	3.8	1.51	0.013	0.014	1.51
4	40	68.3	5.8	5.8	1.89	0.013	0.0095	1.89

voir le tableau suivant résumons du résultats de les cotes :

Tableau III.5 : Les cotes de l'auge et de la ligne d'eau.

Section	X	ΔH	Cote de l'auge(m)	Cote de la ligne d'eau (m)
1	10	0.52	82.56	92.89
2	20	0.52	83.06	92.89
3	30	1.51	85.57	92.89
4	40	1.89	86.09	93.00

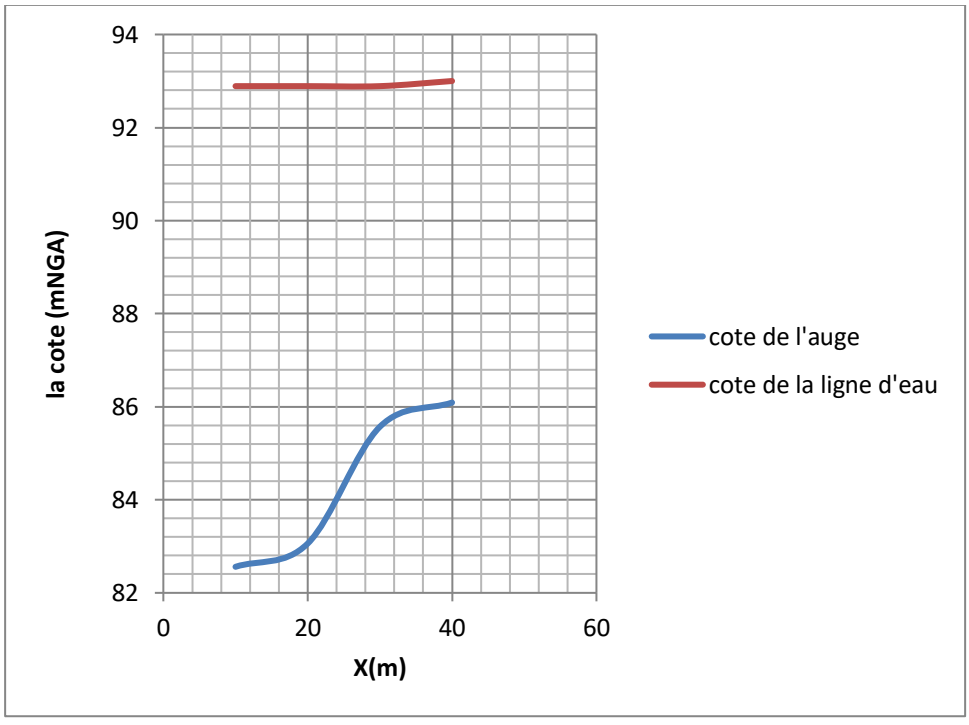


Figure III.5 : profile des cotes de l'auge de réception et la ligne d'eau

4. Chenal d'écoulement :

Le tracé du chenal devrait être aussi droit que possible, avec une inclinaison minimale (moins que la pente critique) pour maintenir un flux fluvial. Habituellement, sa section est rectangulaire. Dans notre situation, le chenal mesure 50m de large, présente une pente de 0,1% et sa longueur, définie topographiquement, est de 40 m.

- **La Profondeur critique :**

$$hc = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.b^2}} \quad \textbf{(III.22)}$$

Avec :

Q : Le débit maximal à décharger en(m³/s).

b : La largeur du canal en (m).

$$hc = \sqrt[3]{\frac{(245.76)^2}{9.81 \times 40^2}} \quad \rightarrow \quad \textbf{hc=1.57 m}$$

- **La pente critique :**

La pente critique est établie grâce à la formule de Manning-Strickler lorsque h=hcr(L'écoulement est simultanément uniforme et critique). Évidemment, pour le débit examiné :

-Si I< Icr on a hn>hcr (régime fluvial).

Si I> Icr on a hn<hcr (régime torrentiel).

La formule est :

$$Icr = \left[\frac{Q \times (b+(2 \times hc)^{2/3}}{K \times (b \times hc)^{5/3}}\right]^2 \quad \textbf{(III.23)}$$

RH : Rayon hydraulique en (m);

I : Inclinaison en m/m ;

S : Section en contact avec l'eau en m² ;

K : Coefficient de Manning-Strickler, qui varie selon la nature des parois.

- **K** est entre 20 et 40 pour des canaux rocheux en mauvais état.

- **K** est entre 80 et 100 pour le béton lisse et la fonte revêtue.

Nous choisissons K= 80 $m^{\frac{1}{3}}/s$pour une section rectangulaire.

$$\boldsymbol{Icr = 0.15 m/m}$$

I=0.1% >$Icr = 15$ % ➔ régime torrentiel .

- **La profondeur normale :**

La profondeur normale (hn)est celle qui se manifeste pour le débit Q et l'inclinaison I du chenal en cas d'écoulement uniforme. On peut déduire cette profondeur à partir de la formule de Chézy.

$$Q = C \times S \times \sqrt{R.I} \quad \textbf{(III.24)}$$

Avec :

S : Section du chenal d'écoulement en m², donné par la formule :

$$S = b \times hn \quad \textbf{(III.25)}$$

C : Coefficient de Chézy (représentant le frottement), donné par la formule :

$$\left[C = \frac{R^{1/6}}{n}\right] \text{ en } \frac{m^{1/2}}{S} \qquad \textbf{(III.26)}$$

n : Coefficient de rugosité de Manning en $\frac{S}{m^{1/2}}$.

Tableau III.6 : Le coefficient de rugosité de Manning (n) [Source [mémoire 2009]

N°	Type du canal ouvert	n
1	Ciment très lisse, bois bien raboté	0.010
2	Bois raboté, rigoles de bois neuves, fonte revetue	0.012
3	Bon tuyau d'égout vitifié, bonne maçonnerie de brique, tuyau de béton moyen, bois non raboté, canivaux de métal lisse	0.013
4	Tuyau d'égout de terre moyen et tuyau de fonte moyen, garniture de ciment moyenne.	0.015
5	Canaux à même la terre droits et en bon état	0.023
6	Canaux à même la terre, état moyen	0.027
7	Canaux découpés dans le roc	0.040
8	Rivières en bon état	0.030

[Mémoire ENSH 5-0016-10]

R : Rayon hydraulique **[R=S/P)** en m(m).

P : Périmètre en contact avec l'eau, en mètres.

b : Largeur du chenal d'écoulement, en mètres.

Donc :

$$Q=\frac{1}{n}\times I^{\frac{1}{2}}(b\times hn)^{5/3}\times(2hn+b)^{-2/3} \quad \textbf{(III.27)}$$

L'équation est résolue en utilisant la méthode d'itération. Les résultats obtenus sont affichés dans le tableau ci-après.

Tableau III.7: Calcul de la hauteur normale par itération pour le canal d'écoulement.

Q(m/s)	Hn
145.11	1
209.15	1.25
22.99	1.3

245.68	1.38
251.67	1.4

hn=1.38m

V=Q/b*hn **(III.28)**

AN : **v=4.45m/s**

(hn< hc)Par conséquent, la condition de hauteur normale pour le chenal d'écoulement est respectée, indiquant un écoulement torrentiel.

5 .Calcule le convergent :

Le convergent sert de liaison entre le chenal d'écoulement et le coursier. Sa largeur initiale correspond à celle du chenal d'écoulement et finalement à celle du coursier. Sa fonction est de diriger les courants d'eau vers le coursier, en facilitant la transition d'un écoulement fluvial à la fin du chenal vers un écoulement torrentiel au début du coursier.

- **La longueur de la convergence :**

La formule suivante détermine la longueur de la convergence :

$$\boldsymbol{L = 2.5 \times (L1 - L2)} \quad \textbf{(III.29)}$$

L1 : la largeur au plafond du bief amont (b1=40m)

L2 : la largeur au plafond de la section de contrôle, où

b2= L2=$Q^{0.4}$ **(III.30)**

Donc :L2=9.07m

on prend **:** **L2=10 m**

$$L = 2.5 \times (40 - 9) = 80m$$

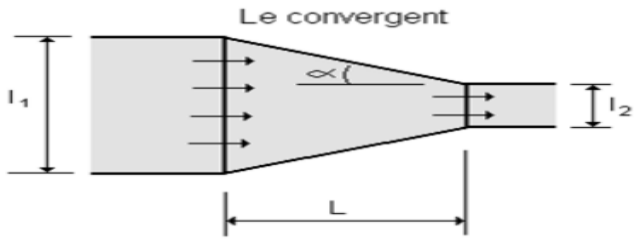


Figure III.6 : Profil du convergent

- **Vitesse à l'entrée du convergent :**

$$V = \frac{Q}{b \times h} \quad \textbf{(III.31)}$$

AN: **V= 4.26m/s**

❖ **La profondeur a la fin du convergent (Yc) :**

La section d'écoulement située entre le convergent et le coursier sert de section de contrôle. La hauteur d'eau dans cette section est équivalente à la profondeur critique. Elle marque une transition de l'écoulement fluvial vers un écoulement torrentiel.

$$Yc = hc = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{L2^2 \times g}} \quad \textbf{(III.32)}$$

AN : Yc=3.95m

- **Vitesse à la sortie du convergent :**

$\boldsymbol{V = \frac{Q}{L2 \times h} = \frac{245.67}{10 \times 3.95}}$ **=6.23 m/s**

Icr=11 %

6) Le coursier :

Après le convergent, le coursier achemine l'eau vers le bassin de dissipation. Il est vivement recommandé d'opter pour une section rectangulaire afin de garantir un écoulement stable. Passé le déversoir, le coursier se rétrécit sur une distance d'environ 40 mètres pour finalement atteindre une largeur de 10 mètres.

- **Calcule de la ligne d'eau dans le coursier :**

Les paramètres hydrauliques déterminés à l'issue du convergent sont utilisés comme références pour le dimensionnement et l'évaluation de la ligne d'eau au sein du coursier.

Le tableau ci-après présente l'ensemble des paramètres initiales du coursier.

Tableau III.8 : Les paramètres initiales de le coursier.

Q(m³/s)	Coefficient de strickler	$I(\frac{m}{m})$	$hn(m)$	$hc(m)$	B(m)	L(m)
245.67	**80**	**0.11**	**1.38**	**3.95**	**10**	**260**

- **Méthode indirecte d'intégration numérique:**

La méthode indirecte d'intégration numérique propose une résolution de l'équation différentielle associée au mouvement dans les canaux prismatiques. Si l'on assume que

L'équation à traiter devient$\left(\frac{dX}{dY}\right) = 0$:

$$\frac{dX}{dY} = \frac{(S_0 - S_f)}{(1 - Fr^2)} \quad \textbf{(III.33)}$$

où :

-S0 : représente la pente du fond du canal.

-Sf: est la pente de la surface de l'eau.

Si l'on prend en compte que la pente de la ligne d'énergie Sf est déterminable à chaque profondeur par l'équation de Manning, alors l'équation en différences finies s'exprime comme :

$$\frac{dX}{dY} = \frac{S0 - \frac{n^2.Q^2}{A^2.R^{4/3}}}{1 - \frac{Q^2.B}{g.A^2}} \quad \textbf{(III.33)}$$

En attribuant des valeurs choisies à yion peut déterminer la distanceΔXqui correspond à ces profondeurs yi La profondeur moyenne est alors calculée comme :

$$y_{moy} = \frac{yi+y_{i+1}}{2} \quad \textbf{(III.34)}$$

Cette valeur est utilisée pour déterminer la section mouillée moyenne ainsi que le rayon hydraulique moyen. À chaque valeur de yi basée sur y_{moy}on calcule dx et on l'ajoute au total cumulé deΔX. Si la somme totale dépasse la longueur L, on poursuit avec une valeur de$y0 < Yi$ jusqu'à ce que la somme totale de dx corresponde à la longueur L du coursier.

Voici un tableau résumant toutes les valeurs collectées :

Tableau III.9: Calcule de la ligne d'eau dans la coursier.

Y	$Ymoy$	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr²	1- Fr²	$\frac{n^2.Q^2}{A^2.R^{4/3}}$	$I0-IG$	ΔX	L
3.95		39.5	17.9	2.2067						
3.75	3.85	38.5	17.7	2.175	10.78	-9.78	0.0025	0.147	-2.65	2.652
3.55	3.65	36.5	17.3	2.109	12.65	-11.65	0.0029	0.147	-3.16	5.82
3.35	3.45	34.5	16.9	2.041	14.98	-13.98	0.0033	0.1466	-3.81	9.63
3.15	2.55	25.5	15.1	1.68	37.10	-36.10	0.0079	0.142	-10.16	19.80
2.95	2.45	24.5	14.9	1.644	41.83	-40.83	0.0089	0.141	-11.57	31.37
2.75	2.35	23.5	14.7	1.59	47.40	-46.405	0.0100	0.139	-13.26	44.634
2.55	2.25	22.5	14.5	1.551	54.01	-53.01	0.0113	0.138	-15.29	59.95
2.35	2.15	21.5	14.3	1.503	61.90	-60.90	0.0129	0.137	-17.780	77.71
2.15	2.25	22.5	14.5	1.551	54.01	-53.01	0.0113	0.138	-15.29	93.01
1.95	2.05	20.5	14.1	1.453	71.41	-70.41	0.0149	0.135	-20.85	113.86
1.75	1.85	18.5	13.7	1.3503	97.16	-96.16	0.0201	0.129	-29.62	143.49
1.55	1.65	16.5	13.3	1.2406	136.95	-135.95	0.0283	0.121	-44.68	188.18
1.38	1.47	14.7	12.94	1.136	193.679	-192.67	0.0399	0.110	-70.05	260.02

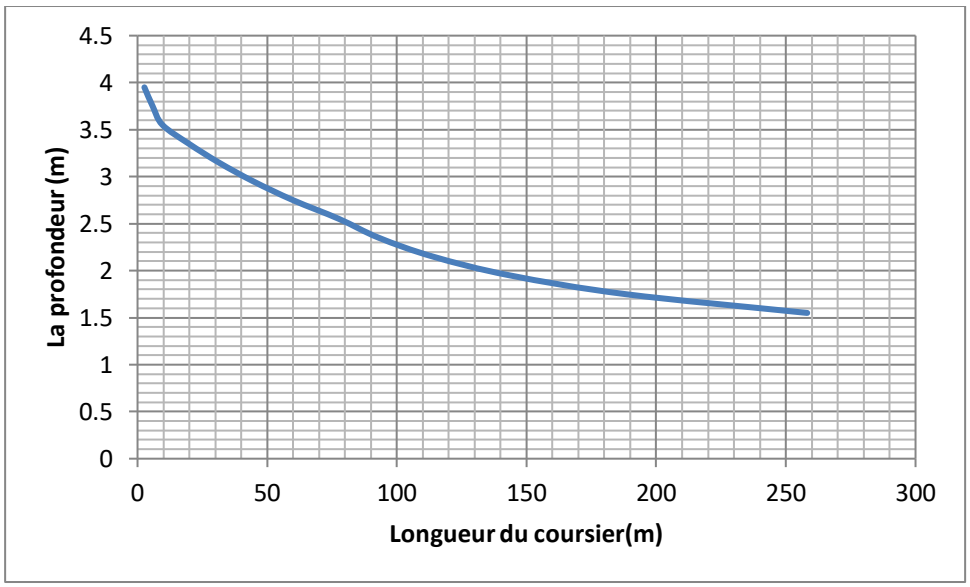


Figure III.8 : Graphe de la ligne d'eau de coursier.

a) Détermination de la hauteur des murs bajoyers :

Les hauteurs des murs bajoyers sont calculées comme suit :

$$Hboj=H+R \quad \textbf{(III.35)}$$

Avec :

R : la revanche (m)

$$R = 0.61 + 0.14 \times V^{1/3} \quad \textbf{(III.36)}$$

Selon la ligne d'eau, les hauteurs des murs fluctuent dans chaque section du coursier, dépendant de la profondeur de l'eau et de la vitesse de l'écoulement.

La hauteur des murs est détaillée dans le tableau ci-après :

Tableau III.10: Hauteurs des murs bajoyers dans le coursier.

L(m)	H(m)	V(m/s)	R(m)	Hbj
0	2.88	4.26	0.06	2.94
2.652	2.8	4.38	0.158	2.96

5.82	2.7	4.54	0.160	2.86
9.63	2.6	4.72	0.162	2.76
19.80	2.5	4.91	0.165	2.66
31.37	2.4	5.12	0.168	2.56
44.634	2.3	5.34	0.171	2.47
59.95	2.2	5.58	0.175	2.37
77.71	2.1	5.84	0.178	2.27
93.01	2	6.14	0.182	2.18
123.86	1.9	6.46	0.187	2.087
153.49	1.8	6.82	0.1920	1.99
198.18	1.7	7.22	0.197	1.89
300.02	1.6	7.67	0.202	1.80
	1.57	7.82	0.207	1.77

b) Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulants le long du coursier.

Aération du coursier :

Lorsque l'eau s'écoule rapidement dans le couloir, il y a un risque significatif de dommages dus à l'érosion du sol à cause de la cavitation. Le phénomène d'aération se manifeste dès que la vitesse dépasse Vcr dans une section donnée.

$$V_{cri} = 6.63.\sqrt{g.R.\cos\theta}.\sqrt{1+\frac{0.0011}{R^2}}.\left(1+\frac{8.71.n}{R^{1/6}}\right) \textbf{(III.37)}$$

Vcr : Vitesse critique.

θ: Angle d'inclinaison du fond du coursier (4.57°)

R : Rayon hydraulique.

n : Coefficient de rugosité (n = 0.013).

Voici un tableau résumant toutes les valeurs collectées :

Tableau III.11:Vérification de phénomène d'aération dans le coursier.

Section	Y	R	Vcr	V	Vcr>V
1	2.88	2.62	36.86	4.26	**Vérifier**
2	2.8	2.594	36.59519888	4.38	**Vérifier**
3	2.7	2.519	36.10784416	4.54	**Vérifier**
4	2.6	2.434	35.52466296	4.72	**Vérifier**
5	2.5	2.35	34.91070196	4.91	**Vérifier**
6	2.4	2.265	34.29199713	5.12	**Vérifier**
7	2.3	2.179	33.6538529	5.34	**Vérifier**
8	2.2	2.093	33.00236669	5.58	**Vérifier**
9	2.1	2.006	32.33003944	5.84	**Vérifier**
10	2	1.918	31.63430443	6.14	**Vérifier**
11	1.9	1.83	30.92210856	6.46	**Vérifier**
12	1.8	1.742	30.19224203	6.82	**Vérifier**
13	1.7	1.653	29.43471452	7.22	**Vérifier**
14	1.6	1.563	28.64723719	7.67	**Vérifier**
15	1.57	1.585	28.84182001	7.82	**Vérifier**

7 .Bassin de dissipation :

Les bassins à ressaut sont souvent utilisés pour réduire l'énergie cinétique de l'eau. Ces bassins sont particulièrement efficaces pour diminuer la vitesse de l'eau à un niveau qui préserve la stabilité des rives en aval. Ils fonctionnent en provoquant un ralentissement soudain de l'eau, transformant ainsi un écoulement rapide (torrentiel) en un écoulement plus lent (fluvial). La conception et la forme du bassin sont déterminées par l'intensité de l'écoulement torrentiel. Selon les études de l'USBR, l'efficacité du ressaut est directement liée au nombre de Froude.

Le tableau ci-après présente l'ensemble de choix type de bassin dissipation.

Tableau III.12: Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR.

Fourchette du nombre de froude	Type de ressaut hydraulique
$1 \leq Fr \leq 1.7$	Ressaut ondulé
$1.7 \leq Fr \leq 2.5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface
$2.5 \leq Fr \leq 14.5$	Ressaut oscillant
$4.5 \leq Fr \leq 9$	Ressaut stable
$Fr \geq 9$	Ressaut fort (écoulement très turbulent)

[Mémoire ENSH 5-0019-19]

- **Calcul de la vitesse d'entrée du bassin de dissipation:**

La vitesse à l'entrée du bassin de dissipation est identique à la vitesse de sortie du conduit. La formule est donnée par :

$$V1=\frac{Q}{s} \qquad \textbf{(III.38)}$$

Y1=h1=1.57(a la fin de coursier)

V1=**245.67/(10*1.38)=17.80 .64m/s**

- Détermination du nombre de Froude :

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g.hl}} \quad \textbf{(III.39)}$$

AN : Fr_1 **=4.84**

Donc : ressaut oscillant

- **Choix du type de dissipateur :**

La sélection du modèle de bassin de dissipation dépend du nombre de Froude et de la vitesse d'écoulement à l'entrée de ce bassin. D'après la classification de l'USBR, il existe trois catégories :

- Pour un nombre de Froude compris entre 2,5 et 4,5 (2,5 ≤ Fr1 ≤ 4,5), le saut est qualifié d'oscillant, ce qui nécessite un bassin de type I.

- Pour un nombre de Froude supérieur à 4,5 (Fr1 > 4,5),

-si (V1 < 15 m/s), un bassin de type II est recommandé.

-Si (V1 > 15 m/s), un bassin de type III est conseillé.

- ✓ La vitesse d'écoulement en entrant dans le bassin de dissipation est au maximum de 15m3/s, avec un nombre de Froude évalué à 6.5, ce qui est supérieur à 4.5. Selon les normes de l'USBR, le bassin de dissipation le plus adapté serait donc **un bassin à ressaut de typeIII.**

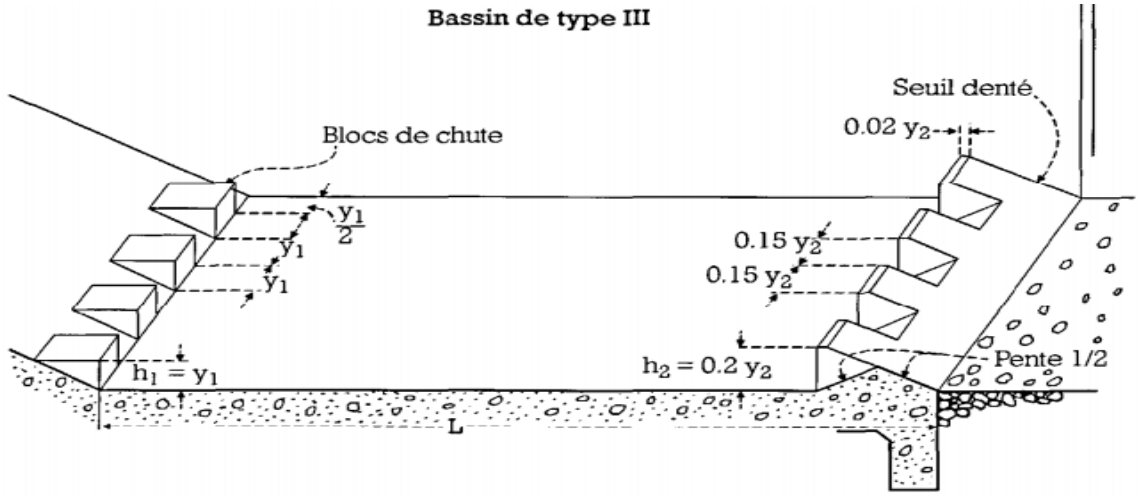


Figure III.9: Schéma du bassin de dissipation de type III(Source : USBR desigh of small dams (Duncun et al 1987)]

Dimension du bassin de dissipation :

Pour commencer, il est essentiel d'établir les profondeurs conjuguées ainsi que la longueur du bassin. Ces informations seront ensuite utilisées pour dimensionner les blocs chicanes.

- **La hauteur conjuguée de Y2 :**

$$\frac{Y1}{Y2} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{8 \times Fr_1^{\,2} + 1} - 1\right) \quad \textbf{(III.40)}$$

AN : $\frac{Y1}{Y2}$ =6.31➔ Y2=5.17 x Y1=9.91m ➔**Y2=10m**

- **La longueur du bassin de dissipation :**

AN: $\frac{L}{Y2}$ =2.65➔ Lb=Y2*2.624

Lb=30m

Avec :

d1 : profondeur d'eau avant le ressaut (en m) ;

d2 : profondeur d'eau après le ressaut (en m) ;

Lb : longueur du bassin de dissipation (en m).

- **Dimensionnement des blocs des chutes :**

h1=Y1=1.38m

W1=h1=1.38

S1=h1=1.38

e1=h1/2=0.69

Avec :

h1 : hauteur du bloc de chute (en m) ;

W1 : L'épaisseur du chute (en m) ;

S1 : espacement entre deux blocs de chute adjacents (en m) ;

e1 : espacement entre le mur latéral et le premier bloc de chicane (en m).

Le nombre de chute (n) :

N=$\frac{b}{2h1}$➔ N=4blocs

- **Dimension des blocs de chicane :**

$\frac{h3}{Y1}$ =1.4 ➔ h3 =1.4 x Y1 ➔**h3=1.93m**

W2 = 0.75 x h3 ➔ W2=1.44

S2 =0.15 Y2=0.289

e2 = 0.15 Y2=0.289 m.

h2 : hauteur du bloc de chicane (en m),

W2 : largeur du bloc de chicane (en m),

S2 : espacement entre deux blocs de chicane consécutifs (en m),

e2 : écart entre le mur latéral et le premier bloc de chicane (en m).

N=3blocs

8. Canal de fuite :

Après le bassin de dissipation, le canal d'évacuation prend le relais pour diriger l'eau vers le cours d'eau naturel. Le design prévu pour ce canal d'évacuation est une section rectangulaire avec une largeur b de 10m, des inclinaisons latérales m =1, et une pente i de 0,1%.

- **Profondeur critique :**

$$hc=\left(1-\frac{\sigma_{cr}}{3}+0.015\times\sigma_{cr}{}^{2}\right)\times k \qquad (\text{'}\textbf{III.41})$$

$$k=\sqrt[3]{\frac{Q^2}{g\times b^2}} \qquad \textbf{(III.42)}$$

AN : **K=3.94**

$$\delta_{cr}=\frac{k\times m}{b} \qquad \textbf{(III.43)}$$

AN: $\boldsymbol{\sigma_{cr}}$**=0.394**

hn=3.43m

- **Pente critique :**

$$Q=Sc\times Cc\times R^{1/2}\times Icr^{1/2} \quad \textbf{(III.44)}$$

•La pente critique donné par la formule suivant:

$$Icr = \left(\frac{Q^2}{Ccr^2 \times Scr^2 \times R}\right) \qquad \textbf{(III.45)}$$

•La surface donné par:

$$Scr = b * hc \qquad \textbf{(III.46)}$$

AN: **scr=34.3m²**

• Et Périmètre donné par:

$$P = b + 2hc \qquad \textbf{(III.47)}$$

AN: **P=16.86m**

•Le rayon:

$$Rcr = \frac{S}{p} \qquad \textbf{(III.48)}$$

AN: **Rcr=2.043m**

Ccr: coefficient de chézy : $Ccr = \frac{1}{n} \times Rcr^{1/6}$ **(III.49)**

AN : Ccr=86.23

$$Icr = \left(\frac{245.647^2}{34.3^2 \times 86.23^2 \times 2.043}\right)$$

Icr=0.0034 m/m = 0.34 %

- **Profondeur normal :**

La profondeur normale est calcule par la formule de Chézy :

$$Q = C \times S \times \sqrt{R.I}$$

Avec :

S : Section du chenal d'écoulement en m², donné par la formule :

C : Coefficient de Chézy (représentant le frottement), donné par la formule :

n : Coefficient de rugosité de Manning en $\frac{s}{m^{1/2}}$.(n=0.013).

R : Rayon hydraulique **[R=S/P)** en m(m).

P : Périmètre en contact avec l'eau, en mètres.

b : Largeur du chenal d'écoulement, en mètres.

Donc :

$$Q=\frac{1}{n}\times I^{\frac{1}{2}}(b\times hn)^{5/3}\times(2hn+b)^{-2/3}$$

Hn=4.53m (par itération)

- **Vitesse dans le canal :**

$V_1=\frac{Q}{S_n}$➔**V=5.42 m/s**

III.3.2.Evacuateur de crue à déversoir en labyrinthe (2éme variante) :

Un évacuateur de crues en forme de labyrinthe est composé de séquences répétées de modules ou cycles ayant une géométrie polygonale vue de dessus (qu'ils soient rectangulaires, triangulaires ou trapézoïdaux). L'objectif de cette configuration est d'étendre la longueur effective du seuil déversant tout en restant dans l'espace alloué. Cette augmentation de la longueur de crête par rapport à un déversoir rectiligne va, par conséquent, améliorer la capacité d'évacuation pour une même hauteur d'eau. Un cycle ou module d'un déversoir en labyrinthe est caractérisé par sa largeur W ,sa longueur de déversement l=4a+2b et l'angle α formé par ses parois latérales par rapport à la direction de l'écoulement.

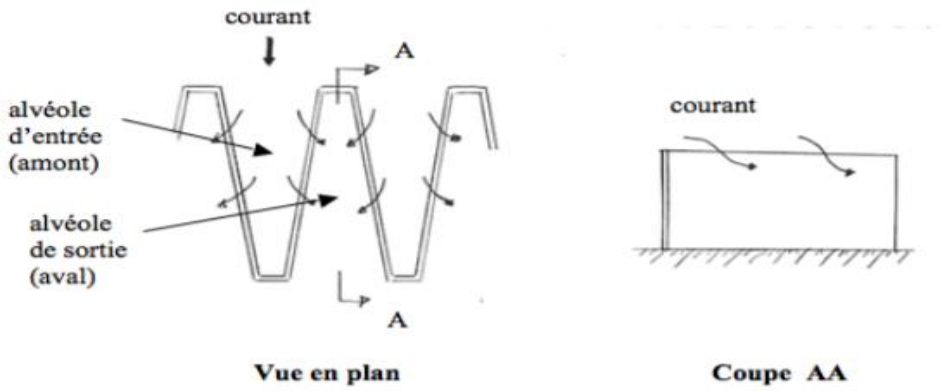


Figure III.10 : Principe et forme du déversoir labyrinthe [(Source : support de cours de M. Zeroual)].

Les données de départ :

- D'ébit d'évacuateur maximale : qév = 245.67 m³/s.

- Largeur de déversent : L =40 m.

- Hauteur d'eau au-dessus du déversoir : H =2 m.

- Altitude du niveau d'eau normal : NNR = 110mNGA

- **Mode de fonctionnement des déversoirs en labyrinthe:**

Le déversoir en labyrinthe se distingue par sa conception non linéaire, entraînant un écoulement complexe et tridimensionnel. Des études, notamment celle menée par H, ont révélé la complexité de cet écoulement. Selon cette analyse, l'écoulement au sein du déversoir peut être segmenté en deux régions distinctes:

- La première, proche des coins, est dominée par un écoulement tridimensionnel.

- La seconde, éloignée des coins, présente un écoulement principalement bidimensionnel.

1. Dimensionnement de déversoir en labyrinthe :

L'analyse d'optimisation nous a conduit à sélectionner une longueur déversante de 40 mètres pour un déversoir rectiligne. Cependant, ce critère est spécifique aux déversoirs rectilignes. Nous avons opté pour une alternative "Seuil en labyrinthe" qui nous permet d'avoir un

évacuateur plus rentable s'étendant sur une distance de 35 m, correspondant à la même largeur du canal que celle obtenue avec le déversoir rectiligne.

Pour les évacuateurs qui ne sont pas rectilignes, le mode d'évacuation change. Ainsi, nous allons conserver le même débit et la même charge, mais explorer la longueur déversante sous une configuration en labyrinthe, avec plusieurs échancrures similaires à des becs de canards.

Les données de départ :

- D'ébit d'évacuateur maximale : qév = 245.67 m³/s.

- Largeur de déversent : L =15 m.

- Hauteur d'eau au-dessus du déversoir : H =2 m.

- Altitude du niveau d'eau normal : NNR = 110mNGA

- **Détermination du rapport de l'accroissement de longueur (L/W) :**

On utilise les formules suivants:

1. **Formule de Darvas (1972) :**

En utilisant les notations suivantes :

$$Ql = \frac{C_w}{W.h^{3/2}} \quad \textbf{(III.50)}$$

-Ql: débit du labyrinthe,(245.67 m³/s).

- Cw :coefficient de décharge.

-W: largeur totale du labyrinthe (m)

-h: hauteur de déversement (h=H+P=5m)

h/p=0.454=0.5

C_w =4.14

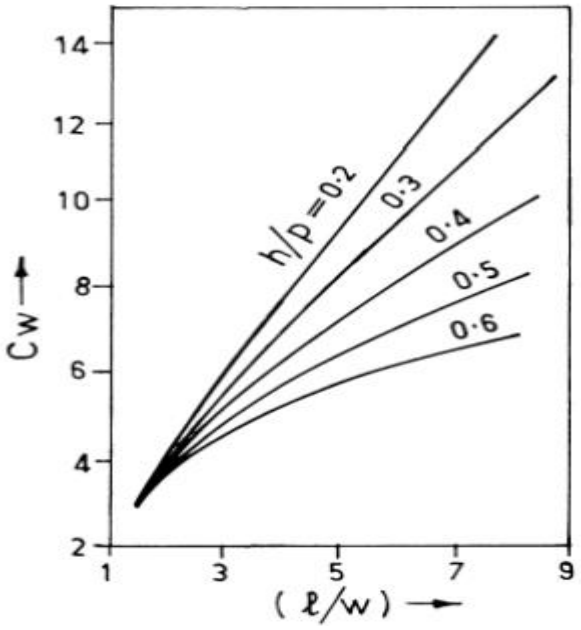


Figure III.11 : L'abaque de Darvas (1971) [Darvace 1991].

Avec :

l : Longueur du seuil d'un cycle de labyrinthe.

w : Largeur d'un seuil cycle du déversoir

Pour Cw=6.22 et h/p= 0.5 d'après l'abaque :

l/w=4.78

2-Formule de zerrouk ,Magalhaes(1985) :

$$\mu_w = \frac{Ql}{W.\sqrt{2.g}.h^{322}} \quad \textbf{(III.51)}$$

μ_w=0.94

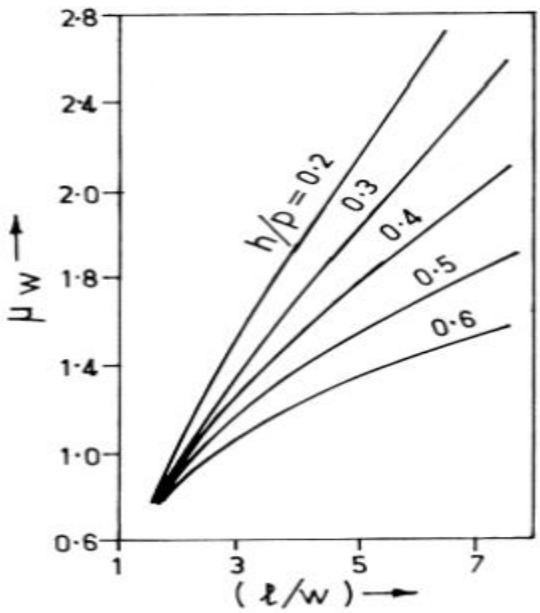


Figure III.12 :L'abaque de relationμ_w,l/w,h/p [(Source : Zarrouk, Seqqat-Dakhma, and Chérif 1995].

Avec :

μ_w : Coefficient de débit du déversoir labyrinthe.

l : Longueur du seuil d'un cycle de labyrinthe.

w : Largeur d'un seuil cycle du déversoir

D'après l'abaque ➔ l/w=2.85

L/w=(2.85+0.94)/2=1.89

Nombre de cycle =3

Largeur d'un seuil cycle est : w=15/3=5m

Donc la largeur L=w x 2.85➔ L=14.25m

- **On calcule les détailles de déversoir :**

-La longueur totale du déversoir :on utilise cette formule :

L=4a+2b **(III.52)**

Avec :

a : demi longueur du mur perpendiculaire à l'écoulement.

b : Longueur du mur latéral du labyrinthe.

On pose a=0.6 donc b=(L-4a)/2

Donc : b=(17.7-4 x 1.2)/2 ➔**b=5.93m**

- **Calcule l'angleα_{max}:**

On utilise les formules suivants :

$$\alpha_{max} = \sin^{-1}\left(\frac{\frac{W}{10}}{2a+b}\right) \quad \textbf{(III.53)}$$

•Calcule l'angle α par la formule :

$$\boldsymbol{\alpha = \sin^{-1}\left(\frac{\frac{w}{10}-2a}{b}\right)} \textbf{ (III.54)}$$

Avec :

W : Largeur totale du déversoir labyrinthe

b :5.93m

a :0.6m

donc : $\boldsymbol{\alpha}$ =2.92°

α_{max}**=12.12°**

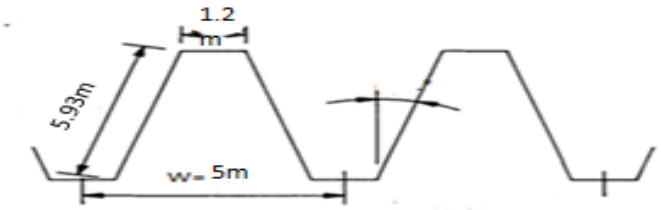


Figure III.13 : Dimensionnement du déversoir.

2. Le coursier :

A) Dimensionnement :

Pour dimensionner un coursier de forme trapézoïdale, on utilise les mêmes étapes de calcul que pour un coursier rectangulaire.

1. **Calcule la profondeur critique :**

On utilise la formule e maning – strickler :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.b^2}} \quad \textbf{(III.55)}$$

Q : débit évacue du déversoir (Q=245.67 m²/s)

b :Largeur de l'évacuateur de crue (b=15m)

hc=3.012m

2 .calcule la profondeur normale :

Calculons par la formule de chézy :

$$Q = S \times C \times \sqrt{R.I} \qquad \textbf{(III.56)}$$

Donc :

$$Q=\frac{1}{n} \times I^{\frac{1}{2}}(b \times hn)^{5/3} \times (2hn + b)^{-2/3} \quad \textbf{(III.57)}$$

Avec :

Q : débit laminé en (m²/s)

b : Largeur de l'évacuateur de crue en(m)

S : Section du chenal d'écoulement en m².(S=b x hn)

C : Coefficient de Chézy (représentant le frottement) $\left[C = \frac{R^{1/6}}{n}\right]$ en $\frac{m^{1/2}}{s}$

n : Coefficient de rugosité de Manning en $\frac{s}{m^{1/2}}$ (n=0.013)

R : Rayon hydraulique **(R=S/P)** en (m)

Icr=0.17 % En remplaçant chaque terme par sa valeur respective, nous obtenons l'équation suivante que nous résolvons à l'aide de la méthode itérative.

Donc : hn=1.44m ➔V=11.37m/s

*On utilise la méthode d'intégration numérique indirecte, qui est définie par l'équation suivante :

$$\frac{dX}{dY} = \frac{S0 - \frac{n^2.Q^2}{A^2.R^{4/3}}}{1 - \frac{Q^2.B}{g.A^2}} \quad \textbf{(III.58)}$$

Voici un tableau résumant toutes les valeurs collectées .

Tableau III.12: Calcule de la ligne d'eau dans la coursier

Y	$Ymoy$	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr²	1- Fr²	$\frac{n^2.Q^2}{A^2.R^{4/3}}$	$I0 - IG$	Δx	L
3.01		45.15	21.02	2.147						
2.8	2.905	43.575	20.81	2.093	7.435	-6.435	0.002	0.1479	-8.7002	8.7
2.6	2.7	40.5	20.4	1.985	9.261	-8.261	0.0025	0.1474	-11.207	19.9
2.5	2.55	38.25	20.1	1.902	10.993	-9.993	0.003	0.1469	-16.99	36.9
2.3	2.4	36	19.8	1.818	13.186	-12.186	0.0036	0.1463	-20.812	57.71

2.1	2.45	36.75	19.9	1.8467	12.395	-11.395	0.0034	0.1465	-19.43	77.15
1.9	2.35	35.25	19.7	1.789	14.046	-13.046	0.0038	0.1461	-22.32	99.46
1.7	2.25	33.75	19.5	1.73	16.003	-15.003	0.0043	0.1456	-25.76	125.23
1.5	2.15	32.25	19.3	1.67	18.341	-17.341	0.005	0.1449	-29.90	155.13
1.44	1.47	22.05	17.94	1.229	57.386	-56.386	0.016	0.1339	-84.18	240

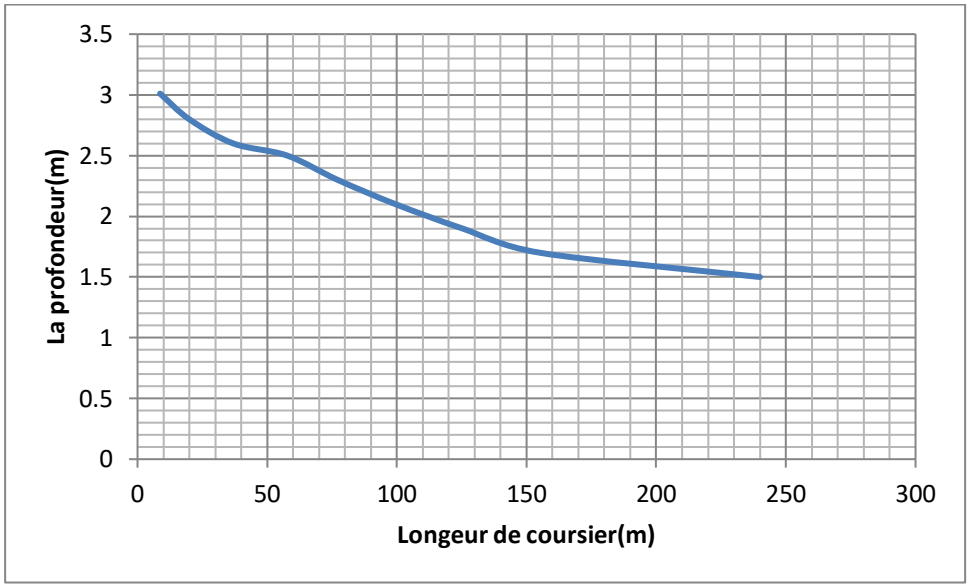


Figure III.14 : Graphe de la ligne d'eau.

a) Détermination de la hauteur murs bajoyers du coursier :

Les murs bajoyers ont pour fonction de canaliser l'écoulement de l'eau au sein du coursier. Ils jouent ainsi un rôle essentiel de protection, guidant l'écoulement de l'eau de manière optimale. La hauteur de ces murs est déterminée par la formule :

$$Hm=hn+R \quad \textbf{(III.59)}$$

Avec :

$$R = 0.61 + 0.14 \times V^{1/3} \quad \textbf{(III.60)}$$

Hn : Profondeur normale (hn=1.44m)

R : la revanche (m)

V : la vitesse de l'écoulement dans le coursier (v=11.37 m/s).

La revanche vise à protéger la structure contre des écoulements d'eau exceptionnels. Cette revanche est calculée comme suit :

R=0.702

Hm=2.16m

b) Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulants le long du coursier.

Aération du coursier :

Un écoulement rapide dans le coursier comporte un danger significatif d'endommagement en raison de l'érosion du fond causée par la cavitation. Le processus d'aération commence dès lors qu'une section présente une vitesse (vcr>v).

La valeur de Vcr est déterminée par la formule de VOINITCH SYANOGENSKY

$$V_{cri} = 6.63.\sqrt{g.R.\cos\theta}.\sqrt{1+\frac{0.0011}{R^2}}.\left(1+\frac{8.71.n}{R^{1/6}}\right) \quad \textbf{(III.61)}$$

Vcr : Vitesse critique.

θ: Angle d'inclinaison du fond du ccoursier (4.57°)

R : Rayon hydraulique.

n : Coefficient de rugosité (n = 0.013).

Voici un tableau résumant toutes les valeurs collectées :

Tableau III.13:Vérification de phénomène d'aération dans le coursier (2 eme variante).

Y	R	Vcr	V	Vcr>V
3.01	2.147	39.5625669	5.44	**Vérifier**
2.8	2.093	38.17195847	5.63	**Vérifier**
2.6	1.985	36.81255986	6.06	**Vérifier**
2.5	1.902	36.12093737	6.42	**Vérifier**

2.3	1.818	34.66977722	6.82	**Vérifier**
2.1	1.8467	33.12021279	6.68	**Vérifier**
1.9	1.789	31.51887214	6.96	**Vérifier**
1.7	1.73	29.82922441	7.27	**Vérifier**
1.5	1.67	28.03496729	7.61	**Vérifier**
1.44	1.229	27.60361517	11.14	**Vérifier**

3. Ouvrage de restitution :

En tenant compte de la géologie globale et du fait que nous disposons d'un barrage en BCR, la solution privilégiée est un ouvrage de restitution sous forme de saut de ski. Cette approche est couramment adoptée pour les barrages en béton.

La méthodologie de conception implique de placer un bec au bas de l'évacuateur, qui dirige l'eau vers le haut à un angle θ, complété par une fosse d'affouillement. Cela engendre en aval une fosse d'érosion. Il est essentiel de sécuriser la base du barrage jusqu'à la profondeur maximale de cette fosse pour assurer sa protection.

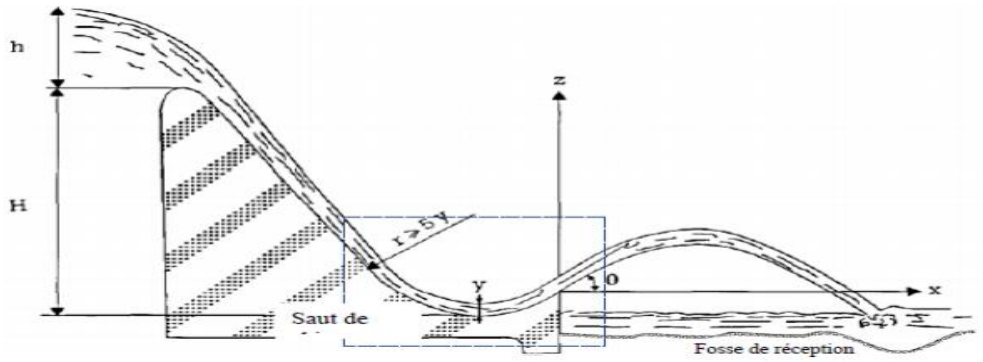


Figure III.15 : Schéma d'un évacuateur présentant un saut de ski [Source: "Design of Small Dams" par USBR, Duncan et al., 1987].

- **Dimennetionement :**

le rayon de courbure R (rayon minimum nécessaire) :

Le Rmin est fonction de la charge H1 et du nombre de Froude**.**

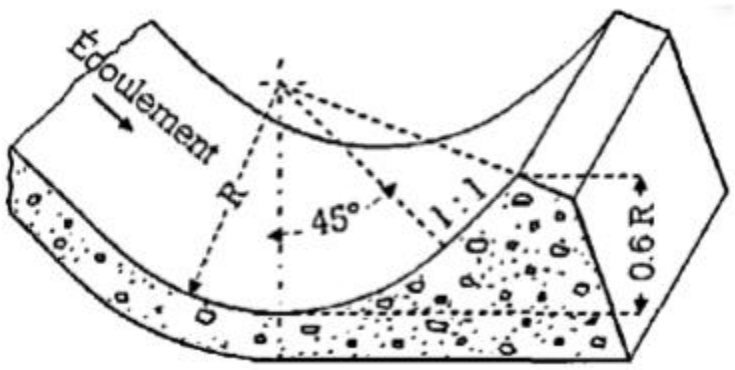


Figure III.16 : Schéma d'un saut de ski (source : Images Google).

Caractéristiques de l'écoulement :

Il est primordial de définir d'abord les spécificités de l'écoulement en amont, au niveau de l'auge

-Débit unitaire :$q_1 = \frac{Q}{W} = \frac{245.67}{15}$➔$q_1$=16.40 m²/s/m

-La hauteur d'eau à l'amont :h1=1.44m

-La vitesse :V=11.37 m/s

-Nombre de Froude :Fr= $\sqrt[3]{\frac{q^2}{g.h^2}}$➔ Fr=3.02

-La charge d'eau $H = h1 + \frac{V^2}{2g}$➔ H1=8.03m

Le Graphe dans l'Annexe

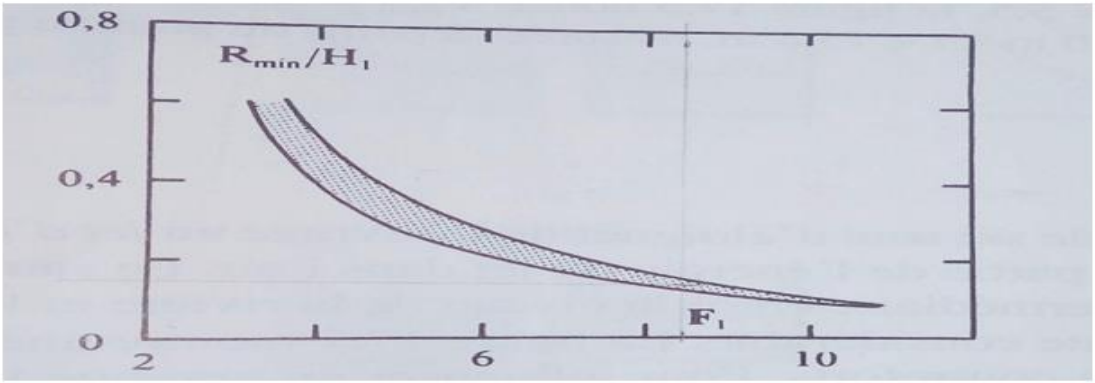


Figure III-17 : Graphe représente le rayon minimal (Rmin /H1) relatif défini par le facteur F1 du saut de ski.[Source :Mémoire 2017].

D'après l'abaque Ona : $\frac{R_{min}}{h1+\frac{V^2}{2.g}}$=0.58➔Rmin=0.58 x H1 ➔Rmin=4.66m

Donc on prend ➔**Rmin=5m**

- **Détermination des longueurs de trajectoire de jet :**

L'angle de décollage d'un jet désigne généralement l'angle initial que fait la trajectoire du jet par rapport à l'horizontale lorsqu'il quitte sa source ou son point de départ. Dans le contexte des jets d'eau ou des tirs paraboliques, cet angle est essentiel car il influence directement la hauteur maximale atteinte par le jet et la distance horizontale qu'il parcourt avant de retomber.

Dans le contexte que vous avez mentionné précédemment, il est évoqué que cet angle est généralement compris entre 20° et 40°, ce qui suggère qu'il s'agit d'un jet parabolique et non d'un avion.

- La trajectoire du jet est symétrique: il parcourt la même distance en montant qu'en redescendant :

$$X = 1.8(h1 + \frac{V^2}{2.g}) \sin(2\theta) \quad \textbf{(III.62)}$$

-et La hauteur du jet est définie par rapport à son point de départ :

$$X = 0.9 \times \sin(\theta)^2 \times H_t \quad \textbf{(III.63)}$$

Avec : X : distance maximale du jet (m).

θ : angle d'envol en degrés.

V : vitesse au moment du décollage.

$$H_t = cote_{NNR} - cote_{fond} - h1 \quad \textbf{(III.64)}$$

AN : Ht=112-86.24-1.11 ➔$\boldsymbol{Ht}$ **=22.32 m**

Le tableau résumé les résultats du calcule suivant :

Tableau III.15 :les valeurs de X et Y.

Θ	20	30	40
X	9.28	12.52	14.24
Y	2.61	5.58	9.22

Nous allons diminuer de 30° l'angle.

Alors : X=12.52m et Y=5.58 m

III.3.Choix type de l'évacuateur :

La décision concernant la variante la plus avantageuse se base sur divers éléments : efficacité de l'infrastructure, stabilité, complexité et contraintes liées à la mise en œuvre et à la maintenance, coûts, et temps de construction.

Coté de conception :

a) Le déversoir selon la méthode GREAGER est plus aisé à mettre en œuvre comparé au déversoir de type labyrinthe.
b) Réduire la largeur du coursier dans la seconde variante accentue le risque de débordement en cas d'événement exceptionnel.
c) La conception du bassin de dissipation de la première variante est plus simple à mettre en place par rapport au saut de ski avec la fosse d'affouillement, qui présente une longueur importante de 10 mètres.

Coté cout de conception :

Le tableau ci-après présente le cout des variantes d'évacuateur de crue.

Tableau III.16 : Coût total de conception pour chaque variante.

La variante	Type d'évacuateur	Le volume totale (m^3)	Cout totale de conception(Da)
1er Variante	Evacuateur latérale à entonnement frontal au déversoir de type Greager, coursier seuil libre	1032.1258	3612440.3
2eme variante	Evacuateur centrale avec déversoir de type labyrinthe et saut de ski	V béton=4895.320 V remblais=34687.456	209788713.2

III.4.Conclusion :

Après a cette étude, Suite à notre analyse, nous pouvons affirmer que les deux variante sont dans technique et hydraulique viable. Cependant, d'un point de vue économique, elles diffèrent légèrement. La variante de l'évacuateur de crues latéral à entonnement frontal est la plus économique, principalement en raison de moindres excavations nécessaires et de méthodes de mise en œuvre plus simples. C'est pour cette raison que nous avons choisi cette variante.

IV.1.Introduction:

Ce chapitre est consacré au calcul des renforcements nécessaires pour l'évacuateur de crues afin d'assurer sa résistance face aux diverses sollicitations, telles que la pression terrestre, la force hydrodynamique de l'eau ou encore le poids propre de l'ouvrage.

L'évacuateur sera réalisé en béton armé, un matériau composé à la fois de béton et d'acier. Le béton, économique, est principalement résistant à la compression mais vulnérable en traction. L'acier, quant à lui, présente une bonne résistance tant en compression qu'en traction, mais son coût est plus élevé.

La composition du béton inclut de l'eau, des granulats tels que le sable et le gravier, du ciment, et des adjuvants. Ces derniers, éléments chimiques, peuvent remplir diverses fonctions, comme fluidifier, retarder ou accélérer la prise du béton. Il existe également des adjuvants hydrofuges qui rendent le béton étanche.

De nos jours, effectuer un calcul manuel pour un tel ouvrage est presque inconcevable. L'utilisation d'ordinateurs et de logiciels spécialisés est essentielle. Pour nos calculs, nous utiliserons les dimensions des différentes parties de l'évacuateur, telles que déterminées dans le chapitre II, ainsi que le résumé des forces agissant sur la structure.

IV.2.Etude de stabilité :

Avant de procéder aux calculs relatifs au béton armé, nous devons assurer la stabilité de la structure. Trois types de stabilité doivent être confirmés :

- La résistance au renversement.
- La résistance au poinçonnement.
- La résistance au glissement.

IV.2.1.Stabilité de déversoir:

La stabilité du déversoir est évaluée dans la situation la plus critique, où la hauteur de déversement Hdév= 2 m.

IV.2.1.1.Détermination des forces :

Avant d'estimer les forces, il est essentiel de dimensionner préliminairement le radier du déversoir et de vérifier l'analyse des infiltrations selon la méthode de Bligh.

- **Pré-dimensionnent de l'ouvrage :**

$H_1 = P + H_{dév}$=3+2 ➔$\boldsymbol{H_1}$ **=5 m**

1) Pré-dimensionnement initial du radier principal :

- **Avant radier :**

-**Longueur :**$L_{avr} = (0-2) \times H1$➔$\boldsymbol{L_{avr}}$ **= 10 m**

Avec : - L_{avr} : Longueur de l'avant radier.

-H1 : La charge hydraulique

-**Epaisseurs :** On à

Tar1=(0.4—0.5) ➔**Tar1=0.3**

Tar2=0.75+0.05 x H1 ➔**Tar2=1m**

- **Radier :**

Lr=(3-5)xH1 ➔**Lr=15m**

Epaisseur Tr1=(0.25-0.3) x H1 ➔**Tr1=1.5m**

Epaisseur Tr2=(0.13-0.15) x H1 ➔**Tr2=0.75m**

S1=(2-7) ➔S1=2 m

S2=Tr2 ➔S2=1 m

Sp=(0.02-0.05) x Lr➔Sp=0.23

t_{rf} = Sp+Tr2 ➔t_{rf}=0.98

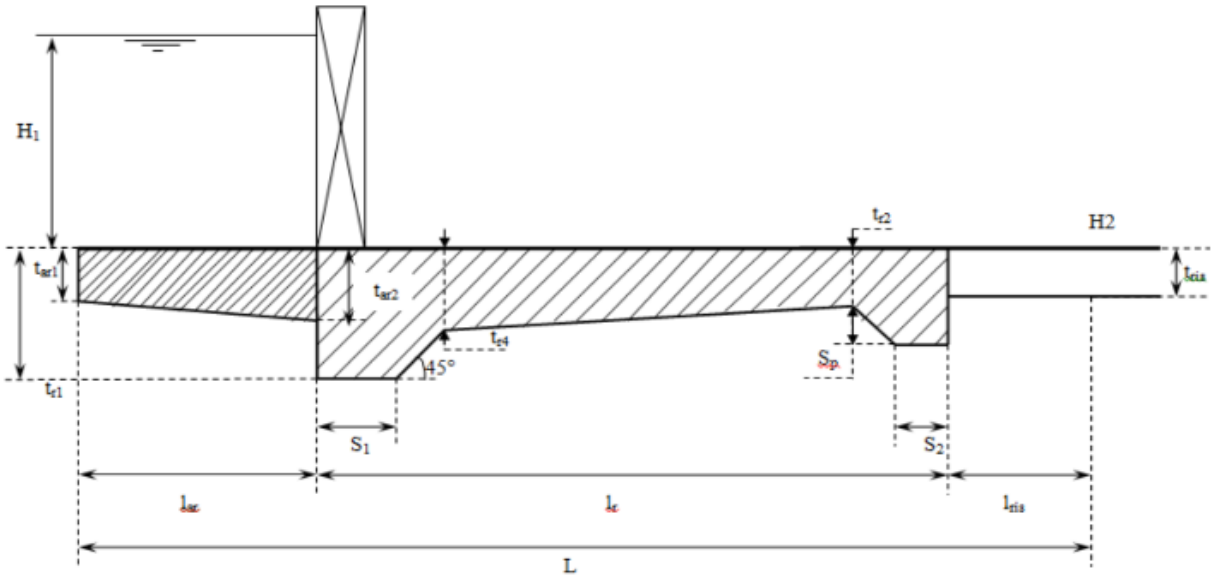


Figure IV.1 : Coupe longitudinale d'un ouvrage hydrotechnique.

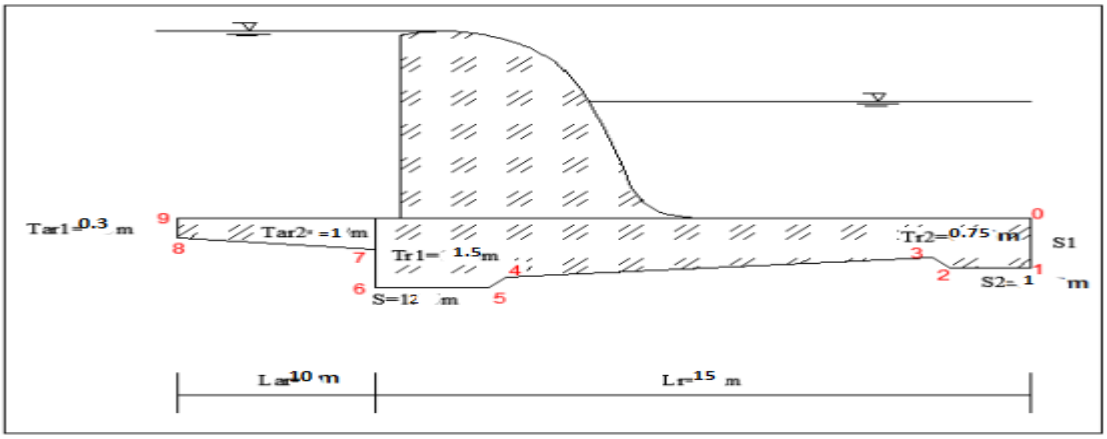


Figure IV.2: Pré-dimensionnement du déversoir.

Méthode de tracé linéaire : (Méthode de Bligh).

Afin d'identifier ces paramètres, veuillez suivre les étapes ci-dessous :

- Marquez tous les points angulaires à partir de l'extrémité du radier, allant du point 0 au point 9 (là où commence l'avant radier).

- Estimez la longueur déployée en dessinant le contour souterrain comme la ligne droite allant du point 0 au point 9.

-La longueur requise du contour déployé est déterminée en utilisant la formule de Bligh :

LCD= C.H

où :

C : (c=3) est le coefficient de proportionnalité (relié à la nature du matériau),

H1 :est la hauteur de la charge d'eau sur la structure.

$$Lc_{théorique} = \Delta H \times C$$

Avec :

ΔH=H1-H2=5- 0.8 =4.2 m

$\boldsymbol{Lc_{théorique}}$**=12.6 m**

$$L_{rcd} = t_{ar1} + \sqrt{lar^2 + (t_{ar2} - t_{ar1})^2} + (t_{r1} - t_{ar2}) + S_1 + \frac{t_{r1} - t_{ar2}}{\sin(45°)} + \sqrt{(lr - S_1 - (t_{r1} - t_{ar2}) - S_2)^2 + (t_{ar2} - t_{r2})^2} + \frac{S_p}{\sin(45°)} + S_2 + t_{rf}$$

$\boldsymbol{L_{rcd}}$**=28.54 m**

Donc :$\boldsymbol{L_{rcd}}$**=28.04 m** >$\boldsymbol{L_{cd}}$**=12.6m**

Ainsi, la condition de Bligh est satisfaite. Par conséquent, nous devons déterminer les pressions sous-jacentes et les épaisseurs des composants du radier en utilisant les relations suggérées par Bligh :

$$h_x = \frac{H}{Lrcd} \times Lx$$

$$t_x = n \times \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w}\right) \times h_x$$

Avec :-h_x : Pression due à l'infiltration (pression sous-jacente) au point spécifié

Lx: Distance depuis l'extrémité du radier

-H : Charge hydraulique

- L_{rcd}: : Longueur initiale du contour déployé

-t_x : Épaisseur du radier au point x

-γ_w : Masse volumique de l'eau = 1 t/m^3

-γ_b : Masse volumique du béton = 2.4 t/m^3

- n : Facteur de sécurité (n=(0.85 – 1.25)) on prend (n=1)

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-après :

Tableau IV .1 : Calcule les sous pressions par la méthode de Bligh.

	Lx	h_x	t_x	t(m)	t(m) corrigé
0	0	0	0	0	0
1	0.98	0.17168886	0.12189909	0.86	1
2	1.98	0.34688157	0.24628591	0.86	1
3	2.31	0.40469516	0.28733357	0.48	0.5
4	13.11	2.29677645	1.63071128	1.23	1.3
5	14.8	2.59285214	1.84092502	1.76	1.8
6	16.8	2.94323756	2.08969867	1.76	1.8
7	18	3.15346882	2.23896286	1.62	1.7
8	28.24	4.94744219	3.51268395	0.38	0.5
9	28.54	5	3.55	0	0

a- Les forces verticales :

-sous pressions dynamiques :

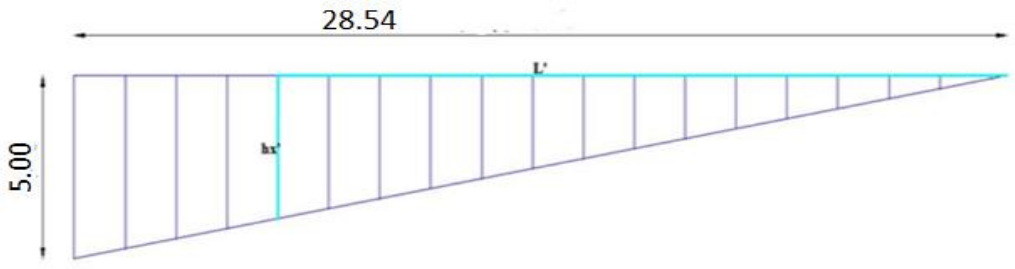


Figure IV.3: Diagramme des sous-pressions dynamiques.

$$F_{sp}^{d} = \gamma_w \times S_{sp}^{h} \times l$$

S_{sp}^{d} :La superficie épurée sous pression en (m²).

Et l: Largeur du déversoir.

S_{sp}^{d}=71.35 m²

Donc : **F_{sp}^{d}=71.35 m²**

-sous pressions statiques :

$$F_{sp}^{s} = \gamma_w \times S_{sp}^{s} \times l$$

S_{sp}^{s} **:** Epure des sous pressions statiques.

l=Longueur de tranché (1m)

S_{sp}^{s} =L_{radier} × h_{aval}= 15 x 2.26=33.9m²

F_{sp}^{s}=33.9 m²

•Poids de rideau :

$$p_r = \gamma_b \times s_d \times l$$

s_d **:** Section transversale du déversoir.(s_d =31.2 m²)

l=Longueur de tranché (1m)

p_r=74.95 t

•Poids de la semelle :

$$p_s = \gamma_b \times s_s \times l$$

s_s :Surface de la semelle (Ss=23.95m²)

Ps= 57.48 t

•Poids de l'eau amont :

$$p_w = \gamma_w \times s_w \times l$$

s_s : Surface de l'eau amont(Ss=22.56m²)

γ_w : Poids volumique du l'eau (γ_w =1 t/m³)

p_w=22.56t

•Poids de l'eau aval :

$$p'_w = \gamma_w \times s'_w \times l$$

s_s : Surface de l'eau aval (Ss=16.62m²)

p'_w =16.62t

b -Les forces horizontales :

-Poussé de l'eau amont :

$$F_w = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h^2_{amont}$$

F_w=2.65t

-Poussé de l'eau aval :

$$F'_w = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h^2_{aval}$$

F'_w =0.65 t

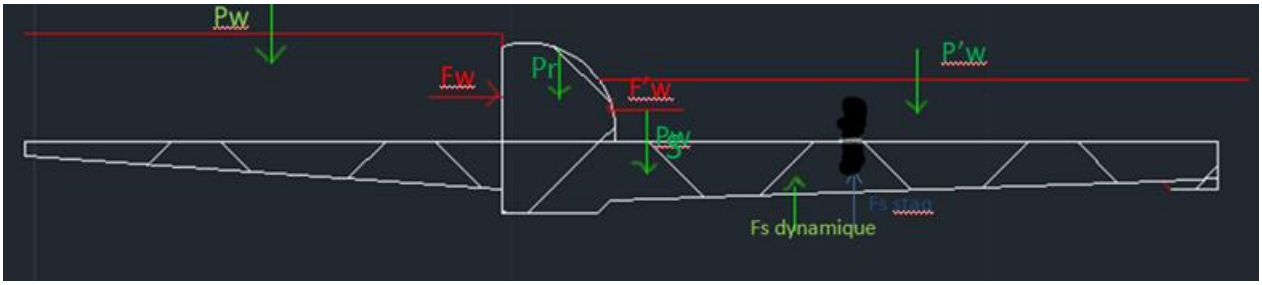


Figure IV.4: représentation des forces agissantes sur le déversoir et la semelle (Autocade).

IV.2.1.2 Stabilité au renversement :

La stabilité au renversement nécessite de s'assurer que les forces horizontales et verticales n'occasionnent pas de pivotement de l'ouvrage autour de l'axe A. La stabilité est établie quand cette condition est remplie : $\frac{M_s}{M_r} \geq (\mathbf{1} \div \mathbf{3})$.

M_s :La somme des moments résultant des forces qui stabilisent.

M_s =(Pr x 13.82)+(P x 11.97)+(Pw x 19.82) +(Pw x 6.28)+ (F'w x 1.54)

M_s = **2276.36 t.m**

M_r : La somme des moments résultant des forces qui déstabilisent.

M_r =(F_{Sp}^{S} x 9.43) +(F_{Sp}^{d}x 10.56)+(Fw x 1.92)

M_r = **1581.93t.m**

$\frac{M_s}{M_r}$=**1.43**

Donc la stabilité en renversement et vérifié.

IV.2.1.3 La stabilité au glissement :

La stabilité au glissement est assuré si :

$$\frac{\sum Forceshorizontales}{\sum Forcesverticales} \leq fs$$

fs= (0.2 à 0.4)

$\sum \boldsymbol{Fv}$=27.18t

$\sum Fh$=2 t

$\frac{\sum Fh}{\sum Fv}$ =0.073 < 0.2

Donc : la stabilité au glissement est vérifié.

IV.2.1.4 Stabilité au poinçonnement :

La stabilité du déversoir est garantie lorsque la contrainte exercée par le radier de la structure reste inférieure à la contrainte limite du sol, définie comme δsol=0.8 bar.

- **Contraintes maximales et minimales de radier :**

$$\boldsymbol{\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6.Mg}{100\beta^2}}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{2=\frac{N}{100\beta}-\frac{6.Mg}{100\beta^2}}}$$

Avec : - N=$\sum Fv$=27.18t : Somme des forces verticales.

-$\boldsymbol{Mg}$ **:** somme des moments par rapport au centre de gravité du radier (Mg=255.49).

- $\boldsymbol{\beta}$ **:** Largeur de radier de déversoir.

σ_1=0.32 bar

σ_2=0.8 bar

σ_{moy}=0.56 <σ_{sol}=0.8 bar

Donc: La stabilité au poinçonnement est vérifié.

IV.2.2 Stabilité des mures bajoyers :

Les murs latéraux et les bajoyers, parfois nommés murs de soutènement, sont érigés dans le but de résister à la pression engendrée par les terres environnantes, la force de l'eau dans les espaces interstitiels, et toute charge supplémentaire éventuelle.

1) **Pré-dimensionnement :**

H=2.18 m

B1 (Semelle arrière)= H/3=0.73

B2 (Semelle avant)=(B coursier /2)=5 m

Les épaisseurs des murs :

$e_1 = \frac{H}{10} = 21.8\ cm$

$e_2 = 15à30$, on prend $e_2 = 20\ cm$

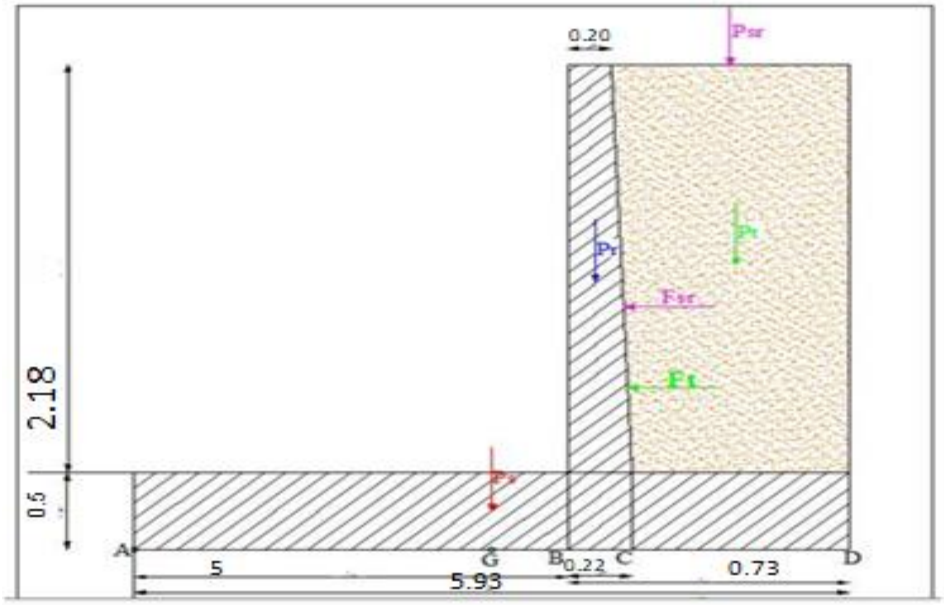


Figure Ⅳ. 5: Les agissantes sur les murs bajoyers.

2) Calcule les forces :

a)Les forces verticales :

- Poids de rideau : Pr = $\gamma_b \times Sr \times l$ =2.4 x 4.82x 1=11.56t
- Poids de la semelle : Ps =$\gamma_b \times Ss \times l$ =2.4 x 0.73x 1 =1.75t
- Poids surcharges : Psr= $Sr \times l$s=1x 1.2 x 1 =1.2t
- Poids des terres sur la semelle : Pt= $\gamma_b \times St \times l$ =1.4 x 3.12 x 1=4.37t

b) Les forces horizontales :

- Poussé de surcharges :$F_{sr} = Ap \times Sr \times l$=0.97t
- Poussé des terres : Ft=$Ap \times t \times H^2/2 \times l$ =4.23t

Avec :

Ap=$tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$, φ=30°

Ap=0.333

H : Hauteurs des terres.

IV.2.2.1.Stabilité en reversement :

Afin d'assurer la stabilité contre le renversement du mur, il est nécessaire que la condition suivante soit validée :

Ms /Md > 1.5

Avec :

Ms : moments des forces stabilisatrices par rapport au point A .

Ms=Pr*2.06+Ps*1.65+Psr*1.57+Pt*2.22= 38.23 t.m

Md : moments des forces déstabilisatrice par rapport au point A.

Md= Ft*1.03+Fsr*1.34=5.65 t.m

Ms/Md =6.76 >1.5

Donc le mur est stable au renversement.

IV.2.2.2.Stabilité au glissement :

$$\frac{\tan\theta * \sum Fv + C * S}{\sum Fh} \geq 1.2$$

Fv=Pr+Ps+Psr+Pt=18.88 t
Fh=Ft+Fsr=5.2 t.
Avec :
C : Cohésion (C=50Kpa = 50KN/m²).
θ : Angle de frottement (θ=30°).
S : Largeur de la semelle * 1m unitaire de longueur =3.12 m²
$\frac{\tan\theta * \sum Fv + C * S}{\sum Fh}$= 31.81 > >1.2

Donc le mure bajoyer est stable au glissement

IV.2.2.3.Stabilité au poinçonnement.

$$\boldsymbol{\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6.Mg}{100\beta^2}}$$

$$\boldsymbol{\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6.Mg}{100\beta^2}}$$

N=$\sum F_v$=18.88 t

Mg= Pr*0.425+Pt*1.234+Psr*1.2- Fsr*1.48 –Ft*0.85=6.71t.m

β=3.12 m

σ_1=0.1014bar

σ_2=0.0186bar

σ_{moy}=0.06 bar < < σ_{sol} =150 bar

Alors, les stabilité de mur bajoyer est vérifié.

Conclusion :

Ce chapitre s'est consacré à l'analyse de stabilité assure que les éléments resteront solidement fixés à leur base pour éviter tout déplacement, renversement ou affaissement, tout en préservant leur intégrité structurelle face aux contraintes internes de la construction.

V.1.Introduction :

Organiser un chantier consiste à mettre en place des mesures permettant de réaliser un travail de la manière la plus efficace et rentable possible. L'objectif est de minimiser les coûts de production en créant un environnement favorable pour maximiser la productivité des travailleurs et des machines.

Une connaissance approfondie du site de chantier est primordiale pour établir un planning adapté des équipements et garantir leur utilisation optimale lors des différentes tâches. Ceci est essentiel pour répondre aux exigences spatiales et temporelles du marché. Ainsi, une organisation de chantier efficace joue un rôle majeur dans la réduction des coûts du projet, veillant à ce qu'il demeure économiquement viable.Les chantiers de construction sont souvent jalonnés de défis. Malgré cela, et quelles que soient les contraintes rencontrées, il est vital d'avoir une maîtrise parfaite de l'organisation du chantier .Pour réaliser ces ambitions, il est nécessaire de :

- Établir clairement les méthodes de travail et les procédures qui intègrent les techniques de construction modernes pour maximiser l'efficacité.
- Assigner et coordonner les responsabilités en recourant à une main-d'œuvre qualifiée.
- Organiser efficacement les postes de travail, en privilégiant une mécanisation croissante.
- Déterminer avec précision la quantité et la qualité du personnel nécessaire, sachant que les coûts de main-d'œuvre ont un impact significatif sur le coût total du projet.

V.2. Rôle et responsabilité des intervenants sur chantier :

Avant d'aborder en détail le projet de construction du barrage, il est essentiel de préciser les fonctions des différents acteurs impliqués dans le processus de construction.

V.2.1. Le maître de l’ouvrage :

La personne physique ou morale pour qui l'ouvrage est construit. Il est le commanditaire et le financeur du projet. Il définit les besoins, les exigences et s'assure que l'ouvrage répond à ses attentes une fois achevé. C'est à lui que revient la responsabilité de sélectionner et de contracter

avec les différents intervenants du chantier, tels que le maître d'œuvre, les entrepreneurs ou les consultants.

V.2.2. Le maître d'œuvre :

C'est une personne physique ou morale chargée de concevoir et de superviser la réalisation d'un projet de construction selon les exigences et les besoins définis par le maître de l'ouvrage. Sa mission couvre généralement la conception, le suivi et la coordination des travaux, la garantie du respect des normes techniques, du budget et du calendrier, ainsi que la livraison de l'ouvrage conformément au cahier des charges établi avec le maître de l'ouvrage.

V.2.3. L'entrepreneur :

L'entrepreneur est une personne physique ou morale qui prend l'initiative de réaliser un projet, notamment dans le domaine de la construction, en assumant les risques financiers, techniques et commerciaux associés. Dans le secteur du bâtiment, l'entrepreneur s'engage à exécuter les travaux définis par un contrat en échange d'une rémunération. Il est responsable de la fourniture des matériaux, de la main-d'œuvre, de l'équipement et de la gestion de la réalisation du projet jusqu'à son achèvement, tout en respectant les délais, le budget et les normes de qualité établies.

V.2.4. L'architecte :

C'est un professionnel formé et habilité à concevoir, planifier et superviser la réalisation d'édifices et d'aménagements d'espaces. Ses principales responsabilités consistent à traduire les besoins et les désirs de son client en solutions architecturales esthétiques, fonctionnelles et conformes aux normes et réglementations en vigueur. L'architecte combine des compétences techniques, artistiques et sociales pour créer des environnements bâtis adaptés et harmonieux.

V.2.5. Le contrôle technique :

Il désigne une procédure d'examen et de vérification visant à s'assurer de la conformité d'un objet, d'un équipement ou d'une installation par rapport à un ensemble de normes ou de réglementations préétablies. Cette définition peut varier selon les domaines d'application.

Dans le domaine de la construction, par exemple, le contrôle technique vise à garantir la sécurité des constructions et leur conformité aux normes en vigueur. Il s'agit d'un examen réalisé par des organismes agréés pour vérifier la solidité du gros œuvre, la sécurité des installations électriques, thermiques, sanitaires, etc.

V.2.6. Entreprise :

Une entreprise est une organisation ou une entité économique qui combine des ressources humaines, matérielles et financières dans le but de produire des biens ou de fournir des services à des clients ou à d'autres entreprises. Elle opère généralement avec l'objectif de réaliser un profit.

V.2.7. Sous-traitant :

Un sous-traitant est une entreprise ou une personne qui est engagée par une entreprise principale, appelée donneur d'ordre, pour réaliser une partie spécifique d'un contrat ou d'un projet. Le sous-traitant est responsable de mener à bien la tâche ou le service qui lui est confié selon les termes convenus, mais c'est le donneur d'ordre qui reste généralement responsable vis-à-vis du client final pour l'achèvement complet et la qualité du projet ou du produit.

V.2.8. Bureau d’étude :

Un bureau d'étude est une entreprise ou une organisation spécialisée dans la réalisation d'études, de conseils et d'expertises techniques dans des domaines spécifiques. Son rôle est de concevoir, d'analyser, de simuler et de recommander des solutions pour divers projets, qu'ils soient industriels, environnementaux, architecturaux ou autres.

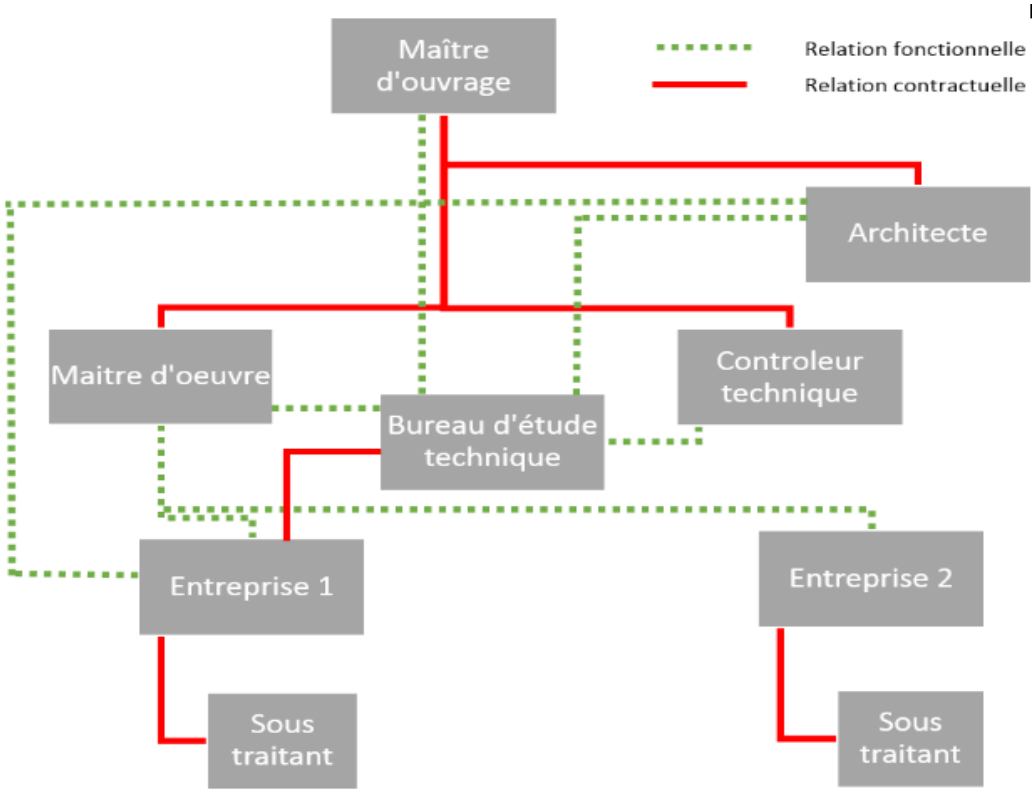


Figure V.1 : Schéma fonctionnel représentant les liens entre intervenants.

Source:(https://methodesbtp.com/articles/organiser-management-chantier/)

V.3. Organisation technique et données préparatoires :

Les étapes clés de l'organisation technique pour un projet de construction débutent par la création des documents qui autorisent l'entité à réaliser les travaux.

Les phases essentielles de cette organisation technique comprennent :

- Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.
- Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

V.4. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

Les travaux préparatoires et l'installation d'une entreprise sont des étapes cruciales pour assurer un démarrage réussi. Voici un guide général pour vous aider dans ce processus :

a) Installations destinées au personnel :

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

b) Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour le rangement du ciment, nous optons soit pour des silos métalliques, soit pour des structures en bois ou en métal. Tandis que les agrégats peuvent être stockés à l'extérieur, il est essentiel de garantir une séparation entre les différents types pour éviter toute confusion et simplifier le dosage du béton. Les aciers, de leur côté, sont entreposés dans des installations comme des hangars ou des abris similaires.

c) Installations destinées à la répartition des engins :

En générale, les grosses répartitions ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipe pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

d) Installations pour la préfabrication :

Il s'agit généralement de hangars équipés du matériel requis pour fabriquer les composants de la construction, tels que les poutres, les dalles, les conduites, les petits murs, etc.

V.5. Successions des opérations :

La succession des opérations se réfère généralement à la manière dont différentes étapes d'un processus ou d'une activité sont organisées ou exécutées. Cela peut s'appliquer à divers domaines, tels que la production, la gestion de projet, ou les opérations quotidiennes d'une entreprise. Voici quelques points à considérer :

V.5.1. Travaux des préparatoires :

Mise en place du chantier, positionnement du barrage et éventuelle création de voies de déviation routière, réalisation d'analyses supplémentaires des carrières de ballast.

- Édification d'une dérivation temporaire du cours d'eau.
- Enlèvement de la couche superficielle des fondations, avec éventuelle excavation pour la clé d'ancrage du barrage.
- Préparation des zones d'emprunt.

- ❖ Abattage des arbres et défrichage du creux, avec éventuelle démolition des infrastructures immergées.

V.4.2. Excusions de l'ouvrages:

Exécution de l'ouvrage relie à la mise en œuvre ou à la réalisation d'un projet ou d'une tâche spécifique. Cela pourrait s'appliquer à divers domaines tels que la construction, la fabrication, ou d'autres projets.Voici quelque points :

- Remplissage de la clé de l'ouvrage et des fondations jusqu'au niveau du sol naturel.

- Installation de la conduite de vidange.

- Approvisionnement en matériaux filtrants.

- Réalisation du remblayage.

- Travaux de génie civil pour les structures d'admission et de restitution.

- Travaux de génie civil pour l'évacuateur.

- Application des revêtements sur les talus.

- Installation des équipements hydrauliques.

- Travaux finaux, clôture des zones d'emprunt, aménagement du sommet et voie d'accès.

V.6. Ordre d'exécution des travaux :

Ordre d'exécution des travaux se réfère généralement à un document émis par le maître d'ouvrage, l'architecte, ou la personne responsable du projet, indiquant à l'entrepreneur ou aux entrepreneurs la séquence dans laquelle les différentes phases ou tâches du projet doivent être effectuées. Cet ordre est généralement établi dans le cadre d'un contrat de construction ou d'un accord similaire.

- ✓ Mise en place du site de construction.
- ✓ Définition des emplacements des divers ouvrages.
- ✓ Détournement et redirection de l'oued.
- ✓ Une fois les travaux dans le réservoir terminés, nous finaliserons simultanément les travaux de l'évacuateur de crues.
- ✓ Détournement final et remplissage d'eau.

V.6.1. Terrassement au niveau des installations du chantier:

Le terrassement au niveau des installations du chantier est le processus de manipulation et de modification du sol afin de créer une plate-forme de travail stable et conforme aux exigences du projet de construction. Il comprend les éléments suivants :

- **Exécutions des voies d'accès :**

Nous envisageons la création d'une route permettant d'accéder à tous les ouvrages durant la phase de construction. Les équipements utilisés comprennent :

- Un bulldozer pour effectuer les travaux de déblaiement et de remblaiement.
- Un ripeur pour travailler sur des terrains semi-durs.
- Une pelle rétro pour l'extraction des alluvions.
- Des camions à benne pour transporter les terres.
- Une niveleuse et un compacteur à pneus sont employés pour les travaux de finition, notamment le nivellement et le compactage.
- Un camion-citerne est utilisé pour l'arrosage.

- **Exécution des plates formes :**

Les bureaux et les résidences seront érigés à 500 mètres en aval de l'axe principal du barrage, sur la rive droite. Il est à noter que le matériel utilisé pour les accès et les plateformes sera identique, pour des raisons d'économie.

- **Détermination des engins nécessaires :**

Pour l'aménagement des accès, nous aurons besoin d'un chargeur et d'une pelle rétro, avec un rendement de :

$$R=\frac{60\times G\times Kr\times Kt}{T\times Kf}$$

Avec :

- **G :** représente la capacité du godet en (m^3/h).
- **Kr :** est le coefficient qui indique à quel point le godet est rempli.
- **Kt :** est le coefficient qui représente le pourcentage d'utilisation effective du temps de l'engin.
- **T :** durée d'un cycle.

- **Kf :** est le coefficient de foisonnement, qui prend en compte l'expansion du matériau lorsqu'il est excavé ou déplacé.

- Pour le transport des matériaux, des camions à benne seront nécessaires, avec un rendement de Le nivellement sera réalisé à l'aide d'un bulldozer avec un rendement de :

$$Rc=\frac{60\times G\times Kt}{T}$$

Avec :

- **G :** représente la capacité du godet en (m^3/h).

- **Kt :** est le coefficient qui représente le pourcentage d'utilisation effective du temps de l'engin.

- **T :** durée d'un cycle.

Il convient de mentionner que, avant d'aménager les routes d'accès, une préparation initiale à l'aide d'un bulldozer de haute capacité est nécessaire. Si le délai est important, un second bulldozer pourrait être requis pour accélérer le processus.

- **Exécution de la digue :**

Exécution de la digue est une expression utilisée dans le contexte de la construction ou de l'entretien des digues. Cependant, sans plus de contexte, il est difficile de fournir une définition précise. Voici quelques interprétations possibles :

a) Décapage de la couche végétale:

- Pour l'excavation et le déplacement de la terre, on emploie des bulldozers.
- Pour le chargement, on utilise un chargeur.
- Pour le transport, des camions-bennes sont utilisés.

b) Exécution de la fouille d'ancrage du noyau :

- Les terrains meubles sont travaillés avec un chargeur.
- Les terrains rocheux sont traités à l'aide d'explosifs.

- **Exécution de l'évacuateur de crue :**

Coffrage :

Il est essentiel que les coffrages soient suffisamment rigides pour résister à la pression du béton pendant son coulage et surtout lors de sa vibration. Ils doivent être parfaitement ajustés entre eux pour éviter les fuites de mortier. Les fixations des coffrages internes au béton doivent être conçues pour permettre un démontage sans endommager le béton.

V.7. Les moyens du chantier :

Pour ce qui est des ressources humaines, la société doit spécifier le nom de l'individu en charge du chantier ainsi que son remplaçant, en détaillant leurs qualifications, antécédents professionnels et expertise. Des informations similaires doivent être fournies pour les techniciens spécialisés, tels que le géotechnicien expert en étanchéité, injection, etc., qui interviendront sur le site.

La mise en place d'une digue terrestre exige le recours à divers équipements mécaniques pour le scarifiage, l'excavation, le transport, la mise à niveau et le compactage des matériaux. Il est possible de catégoriser les équipements de compactage en se basant sur leur fonction, leurs caractéristiques principales, et leur efficacité. Ceci concerne également les divers engins de terrassement et de compactage qui pourraient être employés lors de la construction du barrage.

V.7.1 Les moyens humaines :

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en en précisant leurs titres et leurs compétences.Le personnel nécessaire pour le projet du barrage est :

- Conducteur des travaux : pour le suivi de chantier et le suivi d'ouvrier.
- Ingénieurs en hydraulique et en génie civile
- Ouvriers
- Contre maitre.
- Chauffeurs pour les engins et les camions.
- Topographes
- Coffreurs.
- Soudeurs
- Ferrailleurs

V.7.2. Les engins de terrassement :

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblaiement - enrochement) :

- Le bulldozer.
- Pelle mécanique.
- Chargeur à pneu ou à chenilles.
- Décapeuse.
- Niveleuse et les camions.

V.7.3. Le matériel de bétonnage :

Nous utilisons le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur, tour de prise, canal de dérivation)

V.7.4. Le matériel spécifique :

Nous utilisons comme matériel :

- ✓ Les engins de forages et de d'injection.
- ✓ Le matériel pour la fabrication des produits de bitumineux

V.8. Programme de travaux :

Un plan de réalisation des travaux est présenté sous la forme d'un diagramme de Gantt, élaboré à partir des hypothèses suivantes :

- ✓ Une période de 6 mois est allouée pour la mobilisation de l'entreprise et la mise en place du site de travail.
- ✓ La redirection de l'oued est prévue pour le début du premier hiver, en considérant que la mobilisation démarrera au commencement de l'année.
- ✓ Le remblai sera déposé à un rythme approximatif de 2 000 m³ par jour.
- ✓ La clôture de la déviation temporaire est prévue pour le début du hiver de la deuxième année de construction.

Évidemment, la durée effective des travaux dépendra des ressources déployées par l'entreprise ou les entreprises concernées. Lors de l'élaboration du plan de travaux présenté dans le document N ..., des rendements, que des entreprises de taille intermédiaire peuvent raisonnablement atteindre, ont été retenus. Ceci est particulièrement vrai pour les rendements les plus représentatifs.

V.9. La planification :

Elle vise à rechercher continuellement comment utiliser de manière économe la main d'œuvre et les autres ressources pour garantir l'efficacité de l'action à réaliser :

- Installation des postes de travail.
- Observations instantanées.
- Analyse des taches.
- Chronométrage.
- Définitions des objectifs et des attributions.
- Simplification des méthodes.
- Stabilisation des postes de travail.

V.9.1. Attribution du durée de chaque opération :

Pour estimer la durée nécessaire d'un projet, il faut se concentrer sur deux critères essentiels :

a. La quantité de ressources disponibles (tant humaines que matérielles) ;

b. L'ampleur du projet.

La formule à utiliser est la suivante :

$$T = \frac{Q.N}{n}$$

où

-Q : représente la quantité totale de travail

N : rendement.

n : Nombre d'équipe

Il y a deux approches majeures en matière de planification :

A .Plan de travail au plus tôt

Ici, chaque tâche commence dès que possible. Cette approche est adoptée par les entreprises bien équipées en ressources et qui gèrent plusieurs projets simultanément.

B. Plande travail au plus tard :

Toutes les tâches sont démarrées au dernier moment possible sans causer de retard. Cette stratégie est privilégiée lorsque les ressources de l'entreprise sont limitées, car elle s'avère souvent plus économique.

V.9.2. Durée de construction et programmation des activités :

La durée totale de construction est définie en prenant en compte la durée de chaque tâche individuelle. Il est à noter que certaines tâches peuvent être effectuées simultanément. Une gestion efficace nécessite une planification rigoureuse. Cette planification vise à optimiser l'utilisation des ressources humaines et matérielles pour répondre à des critères spécifiques tels que :

- Une séquence logique des tâches ;

Le respect strict des échéances pour chaque tâche ;

- Une réalisation aussi économique que possible.

V.9.3. Symboles des déférentes opérations :

Les symboles représentant les différentes tâches sont détaillés dans le tableau ci-après :

Tableau. V.2 : Symboles des opérations [Source ANBT]

Nombres d'opération	Nom de la tache	Durée(mois)
1	Mobilisation et installation de chantier	6mois
2	Excavations phase	1mois
3	Bétonnage de contuite de dérivation	5mois
4	Batardeau	1.5mois
5	Dérivation de l'oued	0
6	Excavations phase2	6mois
7	Forages et injections	3mois
8	Remblais	12mois
9	Bétonnage de prise d'eau et évacuateur de crue	6mois
10	Equipement hydromécanique et électriques	3mois
11	Equipement d'auscultation	2mois
12	Mise en eau du barrage	0
13	Démobilisation	3mois

V.9.4. Les étapes de planification :

La planification désigne le processus d'établissement des directives des travaux à effectuer et s'articule autour des étapes suivantes :

- Recueil d'informations : il s'agit de créer une synthèse basée sur l'analyse des données obtenues à partir d'études comparatives, ce qui facilite la mise en œuvre adéquate du plan de notre projet.
- Détail du projet : cela implique de diviser le projet en différentes tâches. Pour chaque tâche, nous définissons un responsable, identifions les ressources nécessaires et estimons sa durée, en tenant compte du rythme de travail de chaque machine.
- Interdépendance des tâches : deux principales liaisons existent entre les tâches lors de leur exécution, l'une basée sur une séquence logique et l'autre sur une séquence préférentielle.
- Sélection de la technique de calcul : ce choix dépend principalement du genre d'ouvrage à réaliser. Pour des opérations se déroulant de manière séquentielle, comme c'est le cas ici, la méthode C.P.M est recommandée.

V.9.2. Technique de planification :

Il existe deux méthodes de planification :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

a) Méthodes basées sur le réseau :

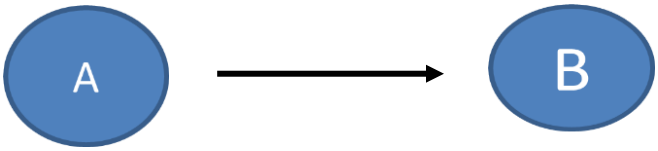
Le réseau est une illustration graphique d'un projet, illustrant les liens entre diverses opérations, qu'elles soient consécutives, simultanées ou convergentes, toutes cruciales pour atteindre l'objectif fixé dans la planification. Il existe deuxtypes de réseaux :

- **Réseau à flèche :**

L'opération est symbolisée par une flèche, tandis que la connexion entre deux activités est marquée par un cercle, nommé "nœud".

- **Réseau à Nouds :**

L'opération est représentée par un noud et la succession les opérations par des flèches



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

Cette méthode implique un calcul aller-retour en se basant sur les critères de la grille ci-après :

Tableau N° V-1 : les paramètres d réseau à nouds

DCP	**TR**
DFP	**DCPP**
DFPP	**MT**

DCP : Date de commencement au plus tôt.

DFP : Date de finition au plus tôt.

DFPP : Date de finition au plus tard.

TR : Temps de réalisation.

DCPP : Date de commencement au plus tard.

MT : Marge total.

Avec :

$$\begin{cases} \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \\ \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{MT = DFPP - DFP} \\ \mathbf{DCPi + TR = DFPi} \\ \mathbf{DFPi = DCPi + 1} \end{cases}$$

- **Chemin critique(C.C) :**

Le chemin critique est défini comme la séquence d'opérations reliant celles ayant une marge totale de zéro. Ainsi, pour identifier un chemin critique, il faut simplement vérifier la double condition suivante :

C.C $\begin{cases} MT = 0 \\ DRC.C = D.T.P \end{cases}$

Voir **l'annexe (K)**

V.10. Conclusion :

L'organisation du chantier du barrage CHARCHAR nécessite une coordination rigoureuse des ressources afin d'accomplir les tâches requises pour sa construction dans les conditions les plus optimales et, si les circonstances le permettent, dans les délais prévus.

Bien qu'un planning soit déjà en place, la réalité du terrain présente souvent des défis imprévus qui peuvent entraver la progression des travaux. Ces défis peuvent inclure des conditions météorologiques imprévisibles, des pénuries de matières premières comme l'acier, le ciment ou les produits chimiques, entre autres.

Le travail sur l'évacuateur de crue du barrage CHARCHAR est prévu pour une durée approximative de 16 mois, avec une période de 7 mois allouée à la création du bassin de dissipation et à l'excavation du canal de décharge.

VI.1.Introduction :

Les barrages ont historiquement joué un rôle prédominant dans la production d'énergie, la fourniture d'eau potable et l'irrigation. Néanmoins, leur construction peut engendrer des impacts significatifs sur l'environnement et affecter les zones habitées, constituant un obstacle potentiel à leur mise en place. Toutefois, malgré ces défis, l'hydraulique demeure une source d'énergie renouvelable majeure, bénéfique pour l'environnement si elle est correctement planifiée et gérée. Afin de prévenir et de minimiser les désagréments écologiques et socio-économiques, une étude d'impact environnemental est systématiquement requise pour guider la planification, la conception, la mise en œuvre et l'exploitation de tout nouveau projet de barrage.

VI.2.Avantages et inconvenants associés aux barrages:

Voici un résumé des avantages et inconvénients associés aux barrages :

VI.2.1. Avantages :

- ✓ **Production d'énergie renouvelable** : Les barrages hydroélectriques produisent une énergie propre, renouvelable et fiable qui ne dégage pas de gaz à effet de serre.
- ✓ **Approvisionnement en eau** : Ils permettent le stockage d'eau pour l'agriculture, l'industrie et la consommation domestique.
- ✓ **Régulation des crues :**Certains barrages sont conçus pour contrôler les inondations, protégeant ainsi les zones en aval.
- ✓ **Développement économique : Ils** peuvent générer des emplois et stimuler l'économie locale, notamment par le tourisme et les activités récréatives.

VI.1.2. Inconvenants:

- ✓ **Impact sur les écosystèmes** : Les barrages peuvent perturber les écosystèmes aquatiques et terrestres locaux. Ils peuvent également entraver la migration des poissons.
- ✓ **Déplacement des populations :** La création d'un réservoir peut nécessiter le déplacement de communautés locales, avec toutes les conséquences socio-économiques que cela implique.
- ✓ **Sédimentation :** Les réservoirs peuvent s'envaser au fil du temps, réduisant leur capacité de stockage et leur efficacité.

- ✓ **Risques associés à la structure :** Si un barrage cède, cela peut avoir des conséquences catastrophiques pour les régions en aval.
- ✓ **Modification des régimes hydrologiques :** Les barrages modifient le débit naturel des rivières, ce qui peut avoir des répercussions en aval.

VI.3. Couses des accidents de travail:

Les accidents de travail peuvent être causés par une variété de facteurs. Comme vous l'avez mentionné, ces facteurs peuvent être regroupés en deux grandes catégories : les facteurs humains et les facteurs matériels. Voici une description détaillée de ces deux catégories :

VI.3.1. Facteurs humains:

- **Erreur humaine :** Une mauvaise décision ou une action inappropriée d'un employé peut conduire à un accident. Cela peut être dû à une formation insuffisante, à une compréhension erronée ou à une distraction.
- **Fatigue excessive :** Travailler de longues heures sans pauses adéquates ou travailler lorsque l'on est fatigué peut entraîner des erreurs de jugement.
- **Stress :** Le stress au travail, qu'il soit causé par une pression excessive, des conflits avec des collègues ou d'autres raisons, peut distraire et réduire la capacité d'une personne à travailler en toute sécurité.
- **Comportement à risque** : Certains employés peuvent prendre des risques inutiles, soit parce qu'ils ne reconnaissent pas le danger, soit parce qu'ils sont trop confiants dans leurs capacités.

VI.3.2.Facteurs matériels :

- **Équipements défectueux :** Un équipement mal entretenu ou défectueux peut soudainement cesser de fonctionner ou fonctionner de manière imprévue, entraînant des accidents.
- **Mauvaise conception du lieu de travail :**Un aménagement inapproprié, des surfaces glissantes, un éclairage insuffisant ou d'autres problèmes de conception peuvent augmenter les risques.

- **Absence ou défaillance des dispositifs de sécurité** : Si les équipements de sécurité, tels que les garde-corps ou les détecteurs de fumée, ne sont pas présents ou ne fonctionnent pas correctement, le risque d'accident est plus élevé.
- **Exposition à des substances dangereuses :**Dans certains environnements de travail, les employés peuvent être exposés à des produits chimiques, des gaz ou d'autres substances dangereuses qui peuvent causer des blessures ou des maladies.

VI.4 .Couses des maladies professionnelles:

Les maladies professionnelles sont des troubles de santé directement ou indirectement causés par une exposition à des dangers spécifiques dans le cadre professionnel. À la différence des accidents du travail qui se produisent de façon abrupte, ces maladies émergent souvent progressivement à la suite d'une exposition continue ou récurrente à certains éléments de l'environnement professionnel. Voici deux facteurs majeurs responsables de ces maladies :

- **Les Poussières :**

L'inhalation de poussières est l'une des principales sources de pathologies professionnelles sévères. Parmi celles-ci, la silicose, provoquée par l'inhalation de poussières de silicium, est l'une des maladies professionnelles les plus courantes et les plus graves. Il y a aussi l'asbestose causée par l'inhalation de poussières d'amiante et la sidérose due à l'inhalation de poussières d'oxyde de fer. Les symptômes associés à ces affections comprennent :

- **Dyspnée :** initialement manifestée par une difficulté à respirer lors d'efforts, cette dyspnée peut évoluer vers une insuffisance respiratoire plus sévère.
- **Hémoptysie :** crachats de sang, avec un risque potentiel de tuberculose.

- **Le Bruit :**

Les expositions à des bruits nocifs, en particulier des sons impulsifs aigus de courte durée, peuvent causer des surdités professionnelles. Ces surdités sont perceptives car elles affectent l'oreille interne. Un exemple typique de cette surdité est celle causée par l'utilisation prolongée d'un marteau-piqueur. C'est une surdité caractérisée par des dommages irréversibles à l'oreille interne, nécessitant une exposition minimale de deux ans pour se manifester.

VI.5. Organisation de la prévention des accidents du travail :

La structuration de la prévention au sein des activités professionnelles s'apparente à une vaste chaîne de solidarité. Chaque élément de cette chaîne représente différents acteurs ou services impliqués.

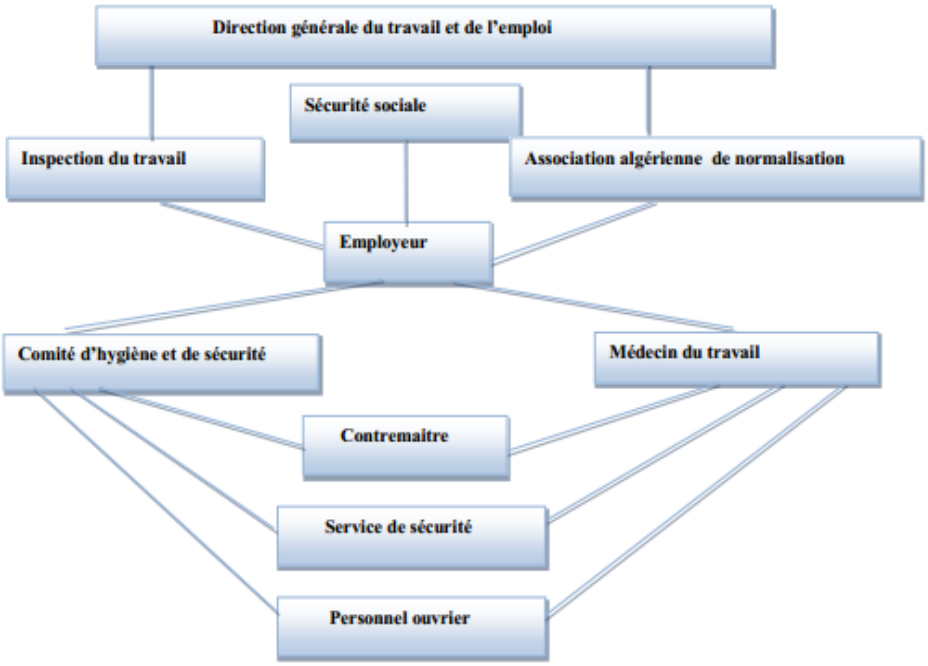


Figure VI-1 : Organigramme de prévention

VI.6.Moyens employées pour promouvoir la sécurité de travail :

La promotion de la sécurité au travail peut être organisée à travers les différentes méthodes couramment utilisées, classées comme suit :

Voici une reformulation des points mentionnés :

- **Législation et Règlementation :**

Il s'agit de mettre en place des directives obligatoires concernant les normes de travail, la conception, la maintenance, l'inspection, les tests, ainsi que l'utilisation d'équipements et d'outils industriels. Cela couvre également les obligations des employeurs et des employés, la formation professionnelle, la surveillance médicale, et les premiers secours.

- **Normalisation :**

Cela se réfère à l'élaboration de standards, qu'ils soient officiels ou non, relatifs à la conception d'équipements et d'outils industriels, aux protocoles de sécurité et d'hygiène, et aux équipements de protection individuelle.

- **Inspection :**

Il s'agit de surveiller et de vérifier la mise en œuvre des directives obligatoires.

- **Recherche Technique:**

Elle englobe l'exploration des mécanismes de sécurité pour les machines, des stratégies pour prévenir les explosions, la recherche des meilleurs matériaux et conceptions pour les outils industriels, et la recherche d'alternatives pour remplacer les substances dangereuses.

- **Recherche Médicale :**

Elle s'attache à étudier les impacts physiologiques et pathologiques des environnements de travail et des techniques utilisées, ainsi que les prédispositions individuelles aux accidents.

- **Recherche Psychologique :**

Elle se penche sur les traits psychologiques pouvant rendre une personne plus susceptible d'être impliquée dans un accident.

- **Recherche Statistique:**

Son objectif est d'analyser la fréquence, la nature, les causes des accidents, les profils des victimes, et les contextes dans lesquels ces accidents se produisent.

- **Éducation :**

Elle vise à intégrer l'enseignement de la sécurité dans les cursus des écoles techniques et professionnelles, et les formations pour apprentis.

- **Formation :**

Il s'agit de fournir une formation pratique en sécurité, en particulier pour les nouveaux employés.

- **Sensibilisation :**

Cela englobe l'utilisation de diverses méthodes de communication et de sensibilisation pour inculquer une culture de sécurité.

- **Incitations Financières des Assurances :**

Par exemple, offrir des réductions sur les primes d'assurance pour les entreprises qui adoptent de solides mesures de sécurité.

VI.7. Conditions dangereuses dans le chantier :

Les sites de construction sont des lieux exposés à divers risques en raison des activités menées et des outils employés.

- Risques de tomber de haut.
- Dangers liés à la chute d'objets.
- Exposition à l'électricité.
- Utilisation de machines et d'équipements.
- Manipulation de substances dangereuses.
- Installations insuffisamment sécurisées ou mal protégées.
- Exposition à des conditions météorologiques adverses.

VI.7.Conclusion:

Chaque employeur est tenu de garantir un environnement de travail sain pour ses employés en mettant en place des mesures de sécurité pour prévenir les risques tant physiques que psychologiques, assurant ainsi une bonne exécution des tâches. Cette protection est mise en place à la suite d'une analyse approfondie des potentiels dangers. Il est impératif de mentionner les divers équipements et dispositifs conçus pour contrer les menaces physiques. De plus, l'aspect psychologique ne doit pas être négligé et nécessite une surveillance régulière.

Conclusion

Le projet de barrage sur l'oued Charchar s'inscrit dans les initiatives destinées à optimiser la collecte des eaux de surface, soutenant ainsi l'expansion du secteur agricole. De plus, il contribue à la régénération des nappes phréatiques, facilitant ainsi l'approvisionnement des réservoirs d'eau potable.

Pour notre projet, nous avons entrepris une analyse approfondie concernant les différentes méthodes d'évacuation de crue du barrage Chercher. En exploitant l'ensemble des informations disponibles, qu'il s'agisse de données géologiques, hydrologiques ou des modalités d'organisation du chantier, nous nous sommes appuyés sur les relations et formules les plus couramment utilisées, que ce soit pour comprendre l'hydrologie de la région ou pour le dimensionnement nécessaire. Suite à cette étude, nous avons proposé deux alternatives d'évacuateur de crue. Après évaluation, la solution retenue comme étant la plus adaptée à un barrage en remblai est celle de l'évacuateur central avec déversoir en profil GREAGER, coursier lisse et un bassin de dissipation USBR type III.

Cette étude a débuté avec une consolidation des principales découvertes des chapitres antérieurs, dans le but de préparer le terrain pour les phases subséquentes. En tant que première étape majeure dans la mise en œuvre d'un barrage, nous avons entamé une étude géologique, présentant les résultats clés des tests d'exploration (tels que la géologie, la lithologie et les tests de laboratoire) pour la région concernée, ensuite la retenue et le site du barrage.

Dans la phase suivante, nous avons mené une étude hydrologique approfondie couvrant à la fois la région entourant le barrage et le site de construction envisagé. Pour ce faire, nous nous sommes basés sur les données fournies par l'ANBT et l'ANRH d'Alger et avons utilisé des outils logiciels tels qu'Arc Gis 10.5 et Hyfran, afin d'assurer une analyse précise, jetant ainsi les bases pour l'étude de mise en œuvre.

Finalement, la construction de l'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal ne présente aucune difficulté technique spécifique.

Références bibliographiques

1.Touaibia, B. (2004). Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.

2.Touaibia, B. (2001). Régularisation des débits.

3.Mihoubi, M. K. (2004). Polycopie d'ouvrage hydrotechnique: 4ème Année. ENSH.

4.Mihoubi, M. K. (2014). Barrage en terre: Polycopie de cours. ENSH.

5.Hassane, M. Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue à entonnement frontale.

6.Hassane, M. (2016). Ouvrage hydrotechnique: Ouvrages annexes, 5ème Année. ENSH.

7.Hassane, M. Ouvrages annexes.

8.CIGB-151 Manual. (1989). Choix de la crue de projet.

9.ANBT. Mémoire de synthèse d'études du barrage CHARCHAR (W. Skikda)

10.ANBT. Synthèse d'étude géologique de la région du CHARCHAR (W. Skikda)

11.ANBT. Synthèse d'étude hydrologique de la région du barrage CHARCHAR (W. Skikda)

12.ANBT. Synthèse sur la protection du travail dans la conception des ouvrages: Barrages et retenues.

13.ANBT. Rapport sur l'organisation de chantier du barrage CHARCHAR (W. Skikda)

14.Benlaoukli. B. (2020). Polycopie d'organisation de chantier II: La planification des travaux par les M.M.O. ENSH Blida.

15. Chollet, J.-P. &Cunge, J. A. (1980). Simulation of unsteady flow in alluvial streams. AppliedMathematicalModelling, 4(4).

16.ZEROUAL AYOUB en 2023, "Analyse des bassins de dissipation de types USBR Ⅰ, Ⅱ et Ⅲ" à l'ENSH de BLIDA

Les sites Web visits

a. https://earthexplorer.usgs.gov/
b. https://methodesbtp.com/articles/organiser-management-chantier/
c. [https://www.researchgate.net/figure/Figure-N-IV03-Les-parametres-du-profil-dun-deversoir-On-a-a-012-H-012-24_fig11_334544683].

ANNEXES

Annexe A: Coefficient d'accélération du séisme. (Source ANBT).

Groupe	Zone I	Zone II-a	ZoneII-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
IA	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
IB	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

Annexe B:résumé des informations des puits de reconnaissance (ANBT)

N°. de puits	Profondeur (m)	% Graviers cailloux	% Sables	% Limon	% Argiles	Total des % Granulométriques par puits				Total des % Granulomé - triques au niveau de la cuvette			
						% G	% S	% L	% A	%G	%S	%L	%A
P1	0.40 – 0.95	50	42	8*	-								
	0.95 – 1.20	31	55	14*	-								
	1.20 – 1.90	9	57	34*	-								
P2	0.30 – 1.50	14	22	34	30	14	22	34	30				
	1.50 – 1.70	-	-	-	-								
P4	0.70 – 0.90	-	-	-	-	1	11	60	28				
	0.40 – 2.00	1	11	60	28								
P5	0.60 – 0.90	-	-	-	-	2	15	71	12				
	0.45 – 1.00	2	15	71	12								
P6	0.30 – 0.50	-	-	-	-	2	18	67	13				
	0.30 – 0.70	2	18	67	13								
P7	0.60 – 0.75	-	-	-	-	5	33	62	18				
	0.60 – 1.20	5	33	62	18								
P8	0.00 – 1.00	2	18	65	15	2	18	65	15	5	20	56	21
P9	0.25 – 0.85	14	19	37	30	7	22	49	23				
	0.85 – 1.60	0	25	60	15								
P10	0.30 – 1.80	2	24	40	34	2	24	40	34				
P12	0.00 – 0.85	4	18	66	12	2	18	59	21				
	0.85 – 3.00	0	18	52	30								
P13	0.00 – 0.25	9	33	32	26	6	20	54	22				
	1.10 – 2.00	1	11	60	28								
	2.00 – 3.00	2	16	69	13								
P14	1.10 – 2.70	0	18	67	15	3	18	64	15				
	0.25 – 1.10	6	18	61	15								
P15	1.60 – 1.50	15	19	43	23	10	20	51	20				

N°. de puits	Profondeur (m)	% Graviers cailloux	% Sables	% Limon	% Argiles	Total des % Granulométriques par puits				Total des % Granulomé - triques au niveau de la cuvette			
						% G	% S	% L	% A	%G	%S	%L	%A
	1.50 – 3.50	4	21	59	16								
P16	0.30 – 0.80	4	40	56*	-								
	0.80 – 2.60	1	11	88*	-								
	2.60 – 3.40	3	12	85*	-								
P17	0.35 – 0.65	18	22	32	28	12	20	47	22				
	0.65 – 2.10	6	18	61	15								
	2.10 – 3.00	-	-	-	-								

Annexe C : *Résumé des essais de perméabilité ouessai de lugeons du site de barrage de Charchar.*

No. de Sondage	Location	Lieu d'essai (m)	Pourcentage de Carotte (%)	RQD (%)	Géologie		Etendu de valeurs de Lugeons	Observations
					Type de Roche	Altération		
1. SONDAGES DANS L'AXE DE LA DIGUE PRINCIPALE								
S1	Flanc gauche	5-10	46-90	0-13	Schistes micacé et Marne	Fortement dégradé	3	Perméabilité faible
		10-15	55-62	11-22	Schistes micacé	Fortement dégradé à Moyennement dégradé	<2	Imperméable
		15-20	64-83	6-13	Schistes micacé	Moyennement dégradé	<2	Imperméable
		20 -25	70-100	0-33	Schistes micacé	Moyennement dégradé	<2	Imperméable
		25-30	60-100	0-82	Schistes micacé, satiné	Moyennement dégradée à peu dégradé	<2	Imperméable
		30-35	88-100	46-80	Schistes micacé, satiné	Peu dégradé	<2	Imperméable
		35-40	73-98	6-60	Schistes micacé, satiné	Peu dégradé	<2	Imperméable
S2	Flanc gauche	15-20	56-100	0-70	Schistes micacé, satiné et Grès	Peu dégradé	<2	Imperméable
		20-25	75-100	18-40	Schistes micacé, satiné	Peu dégradé	<2	Imperméable
S3	Emprise du sol du flanc gauche	5-10	83-95	0-75	Schistes satiné et Schistes	Moyennement dégradée à peu dégradé	<2	Imperméable
		10-15	93-96	62-78	Schistes, Schistes micacé et Schistes micacé satiné	Moyennement dégradée à peu dégradé	<2	Imperméable
		15-20	85-97	51-85	Schistes, Schistes micacé	Moyennement dégradée à peu dégradé	<2	Imperméable

No. de Sondage	Location	Lieu d'essai (m)	Pourcentage de Carotte (%)	RQD (%)	Géologie		Etendu de valeurs de Lugeons	Observations
					Type de Roche	Altération		
		20-25	77-96	76-92	Schistes, Schistes micacé	Moyennement dégradée à peu dégradé	<2	Imperméable
S4	Flanc droit	6-10	94-96	24-57	Schistes satiné	Moyennement dégradée à peu dégradé	6	Perméable faible
		10-15	85-95	10-64	Schistes et Schistes micacé	Peu dégradé	<2	Imperméable
		15-20	50-93	0-46	Schistes micacé	Peu dégradé	<2	Imperméable
		20-25	79-100	79-93	Schiste	Peu dégradé	<2	Imperméable
S5	Flanc droit	5-10	93-100	55-88	Schistes micacé, satiné	Non dégradé à peu dégradé	<2	Imperméable
		10-15	92-100	42-66	Schistes micacé, satiné	Non dégradé à peu dégradé	<2	Imperméable
		15-20	83-100	46-72	Schistes micacé, satiné	Non dégradé à peu dégradé	3	Perméable faible
		20-25	91-97	43-85	Schistes micacé, satiné	Non dégradé à peu dégradé	3	Perméable faible
		25-30	92	12-32	Schistes micacé, satiné	Non dégradé à peu dégradé	3	Perméable faible
		30-35	60-96	42-84	Schistes micacé, satiné	Non dégradé à peu dégradé	3	Perméable faible
		35-40	87-100	35-86	Schistes micacé, satiné	Non dégradé à peu dégradé	2	Imperméable

No. de Sondage	Location	Lieu d'essai (m)	Pourcentage de Carotte (%)	RQD (%)	Géologie		Etendu de valeurs de Lugeons	Observations
					Type de Roche	Altération		
1. GALERIE DE DERIVATION								
S6	Ouvrages de vidange en amont	5-10	77-100	55-77	Schistes satiné et Schiste	Moyennement dégradé à peu dégradé	<2	Imperméable
		10-15	92-100	54-67	Schistes micacé,	Peu dégradé	<2	Imperméable
S7	Ouvrages de vidange en aval	6 -10	77-97	10-33	Schistes satiné et Schiste micacé	Moyennement dégradé à non dégradé	5	Perméable faible
		10-15	94-100	5	Schistes micacé, satiné	Peu dégradé à non dégradé	3	Perméable faible
2. AXE DE LA DIGUE DE COL								
S8	Digue de col gauche	10-15	36-94	0-60	Calcaire marneux, Grès à ciment calcaire et Marnes calcaires		6	Perméabilité faible
S9	Digue de col	10-15	48-71	0	Marnes calcaires		3	Perméabilité faible
S11	Digue de col droit	10-15	49-78	0	Marnes sableuse		2	Imperméable

Annexe D :Résumé des mesures des niveaux d'eau souterraines.

SONDAGE		NIVEAU D'EAU		
No du Sondage	Profondeur (m)	Date	Profondeur verticale (m)	Elévation (m)
S1	40	6/12/2003 à 31/7/2004	16.61	94.99
S2**	25	-	7.15*	79.05
S3	25	6/12/2003 à 31/7/2004	1.91	78.87
S4	25	27/12/2003 à 31/7/2004	7.42	85.63
S5**	40	-	2.75*	99.96
S6	15	10/1/2004 à 31/7/2004	4.41	79.33
S7	15	19/6/2004 à 31/7/2004	8.35	78.42
S8	15	-	3.90*	101.60
S9	15	-	3.38*	97.12
S10	Annulé	-	-	-
S11	15	-	3.54*	118.46
S12	60	-	7.40*	113.19
S13	20	-	5.40*	104.10
S14	20	-	7.40*	78.60

Annexe E :Classification *des Sols en Fonctionde la Granulométrie et des Limites D'Atterberg(ANBT).*

Puits	Profondeur (m)	Description (effectué sur le terrain)	D_{60} (mm)	D_{30} (mm)	D_{10} (mm)	C_u	C_c	P0.075 (%)	P4.76 (%)	LL	LP	IP	Classification	No sur le Figure 9.2-1 point
P1	0.40 – 0.95	Sable limoneux	6.914	0.556	-	-	-	10	57	-	-	-	Sable	P1-1
	0.95 – 1.20	Sable limoneux argileux	1.115	0.298	-	-	-	18	79	-	-	-	Sable	P1-2
	1.20 – 1.90	Sable et gravier	0.161	-	-	-	-	44	95				Sable	P1-3
P2	0.30 – 1.50	Argile plastique	0.032	0.002	-	-	-	65	91	55	29.41	25.59	CL	P2
P4	0.40 – 2.00	Argile	0.013	0.002	-	-	-	91	99	62	31.39	30.61	CL	P4
P5	0.45 – 1.00	Argile	0.023	0.008	0.002	1.60	14.03	88	98	65	31.49	33.51	CL	P5
P6	0.30 – 0.70	Argile	0.019	0.005	0.001	1.03	14.88	85	95	56	26.51	29.49	CL	P6
P7	0.60 – 1.20	Argile	0.012	0.004	-	-	-	84	98	68	32.18	35.82	CL	P7
P8	0.00 – 1.00	Argile	0.019	0.005	0.001	1.24	19.04	85	95	73.5	37.53	35.97	CL	P8
P9	0.25 – 0.85	Argile	0.026	0.002	-	-	-	69	91	72.5	36.31	36.19	CL	P9-1
	0.85 – 1.60	Marne argileuse	0.016	0.004	-	-	-	78	100	47.5	25.27	22.23	CL	P9-2
P10	0.30 – 1.80	Argile	0.017	0.001	-	-	-	75	97	72.5	34.56	37.94	CL	P10

Puits	Profondeur (m)	Description (effectué sur le terrain)	D_{60} (mm)	D_{30} (mm)	D_{10} (mm)	C_u	C_c	P0.075 (%)	P4.76 (%)	LL	LP	IP	Classification	No de point sur le Figure 9.2-1
P12	0.00 – 0.85	Argile	0.026	0.007	0.002	1.07	16.17-	83	99	71.5	35.31	36.19	CL	P12-1
	0.85 – 3.00	Grès jaune et argile crayeuse	0.015	0.002	-	-	-	86	100	71.5	35.40	36.10	SC	P12-2
P13	0.00 – 0.25	Argile	0.081	0.003	-	-	-	59	96	29.5	16.23	13.27	CL	P13-1
	1.10 – 2.00	Argile marneuse	0.012	0.003	-	-	-	92	100	59.5	28.02	31.42	CL	P13-2
	2.00 – 3.0	Marnes argileuse	0.020	0.006	0.001	1.45	17.09	86	99	51.5	25.75	25.75	CL	P13-3
P14	0.60 – 1.60	Sable argileux	0.015	0.004	0.001	0.93	14.92	78	98	-	-	-	Sable	P14-1
	1.10 – 2.70	Argile sableuse	0.019	0.004	0.001	0.96	17.08	86	100	-	-	-	El fin	P14-2
P15	1.50 – 3.50	Argile marneuse	0.037	0.004	-	-	-	68	92	49.5	25.76	23.74	CL	P15-1
	1.50 – 3.50	Argile marneuse	0.015	0.004	-	-	-	77	98	47.5	25.70	21.80	CL	P15-2
P16	0.30 – 0.80	Sable argileux	-	-	-	-	-	60	99	66.5	33.62	32.88	Sable	P16-1
	0.80 – 2.60	Argile marneuse	-	-	-	-	-	90	99	60.5	30.99	29.51	CL	P16-2

Puits	Profondeur (m)	Description (effectué sur le terrain)	D_{60} (mm)	D_{30} (mm)	D_{10} (mm)	C_u	C_c	P0.075 (%)	P4.76 (%)	LL	LP	IP	Classification	No de point sur le Figure 9.2-1
	2.60 – 3.10	Argile	-	-	-	-	-	86	99	66	34.62	31.38	CL	P16-3
P17	0.35 - 0.65	Argile sableuse	0.055	0.003	-	-	-	62	93	37.5	20.22	17.28	CL	P17-1
	0.65 – 2.10	Argile	0.016	0.004	-	-	-	79	97	66.5	33.35	33.15	CL	P17-2

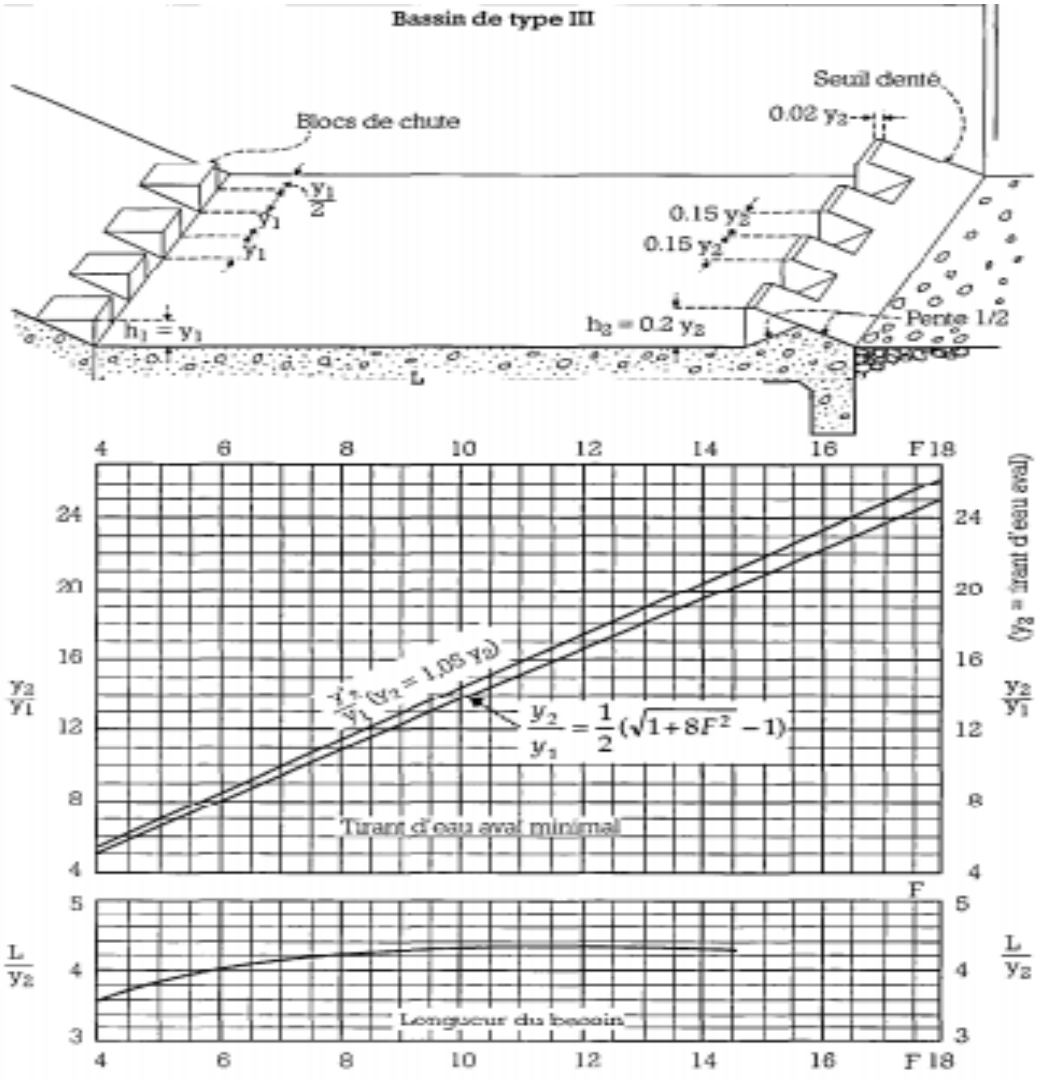
ANNEXE. F: Séries des pluies journaliers maximales(1968-2018)[Source ANRH]

Année	Pj max	Année	Pj max	Année	Pj max
1978	22	1991	21.85	2004	23.316
1979	16.916	1992	18.808	2005	18.525
1980	14.9	1993	13.091	2007	22
1981	18.175	1994	15.15	2008	27.333
1982	24.22	1995	20.26	2010	34.9
1983	19.216	1996	13.633	2011	24.375
1984	21.883	1997	23.55	2012	23.383
1985	15.633	1998	23.053	2013	22.108
1986	25.076	1999	17.567	2014	22.108
1987	16.633	2000	15.667	2015	24.858
1988	16.65	2001	15.525	2016	19.375
1989	22.583	2002	19.791	2017	22.588
1990	23.433	2003	23.291	2018	22.791

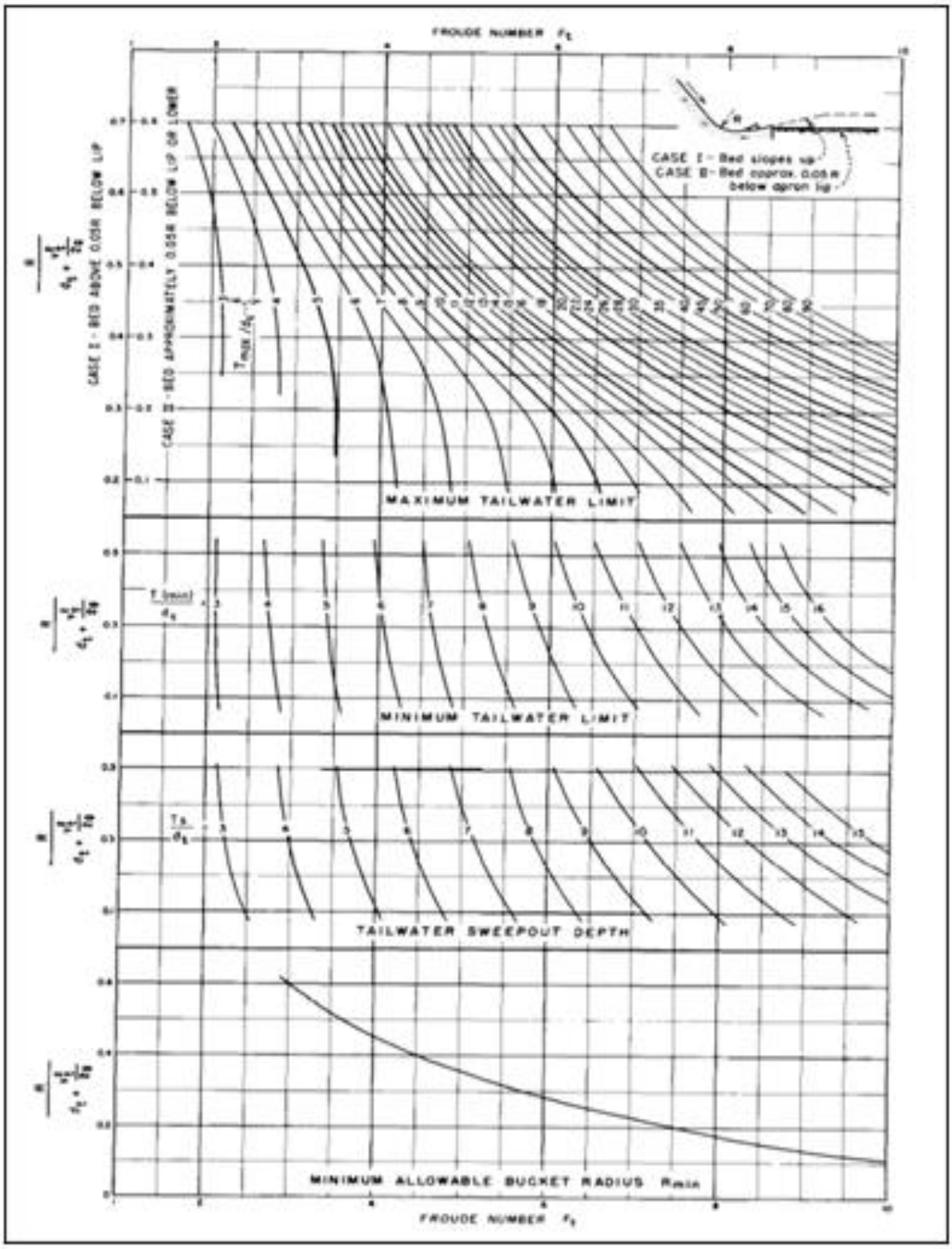
ANNEXE .G : Répartition mensuelle des besoins en eau**x[Source : ANBT]**

Moi	**Sep**	**Oct**	**Nov**	**Déc**	**Jan**	**Fév**	**Mrs**	**Avr**	**Mai**	**Juin**	**Juill**	**Aout**	**Annuelle**
U(%)	4.63	3.9	3.52	3	2.57	2.14	10	13.1	16.1	17.5	13.9	9.65	100
U(Mm^3)	**0.11**	**0.09**	**0.08**	**0.07**	**0.06**	**0.05**	**0.23**	**0.31**	**0.37**	**0.41**	**0.33**	**0.23**	**2.33**

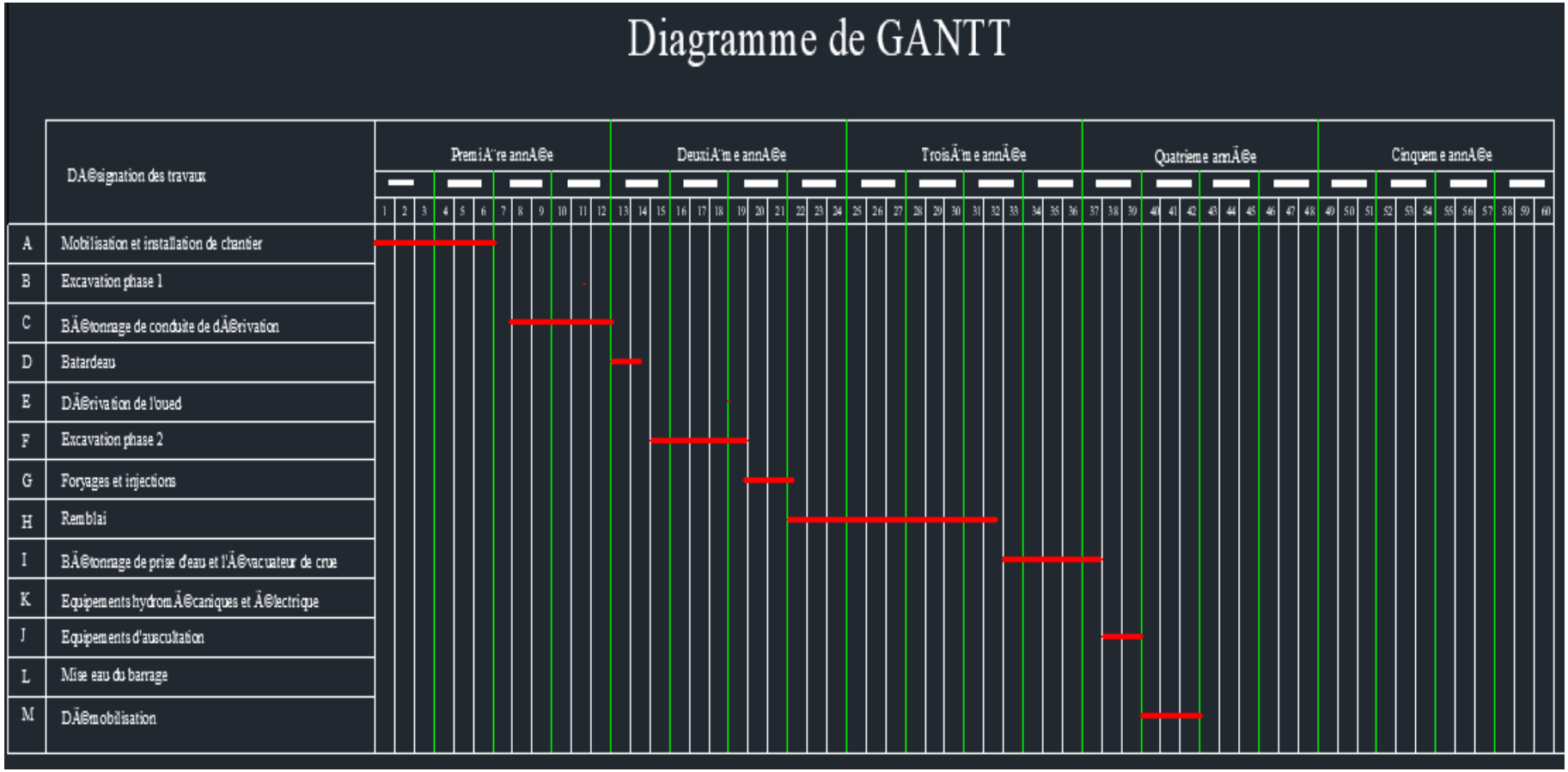
ANNEXE. H: Dimensionnement du bassin dissipation type III(Source :support de cours de M. Zeroual)



ANNEXE .I: Abaque de dimensionnement de saut de ski.



ANNEXE .J: Diagramme de GANTI(Autocade)



Annexe .K : Représente le chemin critique (Autocade).

