

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPÉRIEUR DE L'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abedalah -

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME :

**ETUDE DE LA RETENUE COLLINAIRE BOUZOR SUR
OUED SFOULIA (W. TIARET)**

PRESENTE PAR:

M^r : AMRANE HOCINE

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Garde	Qualité
M^r : M.K. MIHOUBI	Professeur	Président
M^{me} : D. DJOUDAR	M.C.B	Examinatrice
M^r: M.D. BENSALAH	M.A.A	Examineur
M^r: I. ZAIBAK	M.A.A	Examineur
M^r: A.HADJ SADOK	M.C.A	Promoteur

Session 2018

Dédicace

*Je dédie Ce Modeste Travail En Signe De Respect Et De Reconnaissance
A Mes Très Chers Parents Pour Tous Leurs Sacrifices Consentis A Mon
Egard Pour Que Je Réussisse
A Mes Sœurs Et Mon Frère : Ramzi
A Mes Cousins : Djamel, Bouaalem, Faiçal
A Mes Copains De Chambres : Ali, Hichem et Zakaria
A Tous Mes Amies : Rami, Amer, Nabil, Bilal, Saïd, Kaci, Abd Elrahim,*

A/Hocine

Remerciement

*Avant tout, je remercie le bon Dieu pour m'avoir donné la santé et la volonté
pour achever ce modeste travail.*

*Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements
A Dr A. HADJ SADOK (mon promoteur) pour m'avoir guidé tout au long de ce
travail de fin d'études.*

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

*Je remercie beaucoup **ma chère famille notamment, mère, père, et frère
(Ramzi)** pour leurs sacrifices, amour et soutien, que dieu vous garde pour moi.
Je remercie également **mes amis** soit à l'hydraulique ou à KHERRATA avec qui
J'ai passé des moments qui resteront gravés en ma mémoire : merci
sincèrement. Trouverez ici l'expression de ma reconnaissance.*

A/Hocine

ملخص:

خلال هذا العمل قمنا بدراسة شاملة على مستوى واد سفوليا (بلدية سيدي علي ملال ولاية تيارت) من أجل إنشاء حاجز مائي، الذي يعمل على توفير مياه من أجل سقي حوالي 70 هكتار من الأراضي الفلاحية للمنطقة المجاورة له. بعد دراسة معمقة وشاملة لمختلف الجوانب الجيولوجية، الهيدرولوجية والطبوغرافية قمنا باختيار الاقتراح المناسب حيث صممنا الحاجز المائي وتحققنا من ثباته، أما فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح معمق و دقيق يضم مختلف أطوار الإنجاز.

Résume :

Dans ce travail, nous avons réalisé une étude de faisabilité d'une retenue collinaire sur Oued SFOULIA (Commune de Sidi Ali Mellal Wilaya de TIARET) pour satisfaire l'irrigation des 70 ha des terres agricoles avoisinantes.

Après une étude précise et complète des différentes étapes « géologique, hydrologique et topographique », nous avons choisi la variante adaptée, puis implanté la digue et nous finalisons notre travail en vérifiant sa stabilité. Pour la réalisation, nous avons donné une explication intégrale contenant les différentes étapes de calcul.

Abstract:

In this work, we made a study on the river of SFOULIA, Town of SIDI ALI MELLAL, city of TIARET to construct a small dam to irrigate 70 ha of the neighboring agricultural lands.

After a precise complete study of the various geological, hydrological, topographic stages, we chose the best alternative, we established the dam and we checked its stability. For the realization we gave further explanation containing the various calculation steps.

Sommaire

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

Chapitre I : Etude topographique

CHAPITRE I : ETUDE TOPOGRAPHIQUE	2
Introduction	2
I.1 Situation géographique	2
I.1.1 Situation géographique de la commune.....	2
I.1.2 Situation géographique de la retenue collinaire.....	3
I.1.3 Caractéristiques morphologiques du site.....	4
I.2 Choix du l'axe de l'ouvrage	4
Conclusion	5

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

CHAPITRE II: ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE	6
Introduction	6
II.1 Description géologique d'ensemble	6
II.1.1 Géologie régionale.....	6
II.1.1.1 La structure.....	6
II.1.1.2 Lithologie.....	9
II.1.2 Géologie du site	12
II.1.3 Géologie de la cuvette.....	12
II.2 Zones d'emprunt des matériaux de construction	13
II.3 Sismicité	13
II.4 Etude géotechnique	14
II.4.1 Essais in situ.....	14
II.4.2 Essais au laboratoire.....	16
Conclusion	18

Sommaire

Chapitre III : Etude hydrologique

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE	19
Introduction	19
III.1 Bassin versant	19
III.1.1 Caractéristique géographiques du bassin versant	19
III.1.2 Caractéristiques géométriques du bassin versant	20
III.1.3 Caractéristiques morphologiques du bassin versant	20
III.1.3.1 Indice de compacité	20
III.1.3.2 Coefficient d'allongement	21
III.1.3.3 Rectangle équivalent	21
III.1.4 Hypsométrie du bassin versant	22
III.1.4.1 Relief	22
III.1.5 Indices	23
III.1.6 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant	24
III.1.6.1 Réseau hydrographique	24
III.2 Caractéristiques climatologiques	27
III.2.1 Températures	28
III.2.2 Humidité relative	28
III.2.3 Evaporation	28
III.2.4 Pluviométrie	29
III.2.4.1 Stations et données disponibles	29
III.2.4.2 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin	29
III.2.5 Précipitations maximales journalières	30
III.2.5.1 Estimation des pluies journalières maximales	30
III.3 Choix de la loi d'ajustement	31
III.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	32
III.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON	34
III.3.3 Test de validité de l'ajustement (Test de Khi carrée)	36
III.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	37
III.5 Etudes des apports	37

Sommaire

III.5.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A0).....	38
III.5.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	39
III.5.3 Coefficient de variation.....	40
III.5.4 Estimation fréquentielle des apports	41
III.5.4.1 Estimation à partir de la distribution log normale (Body).....	41
III.5.4.2 Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80%.....	41
III.6 Apports solides et estimation du volume mort	42
III.6.1 Apport solide en suspension.....	42
III.7 Etude des crues	44
III.7.1 : Formules empiriques pour la détermination de la crue.....	44
III.7.2 Hydrogramme de crue.....	47
III.7.2.1 Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovski.....	47
III.7.2.2 : Choix de la crue de projet.....	48
III.8 : La régularisation	50
III.8.1 Répartition mensuel de l'apport 80%.....	51
III.8.2 Répartition mensuel des besoins.....	51
III.8.3 Courbes «Hauteurs - Capacités - Surfaces».....	52
III.8.4 Calcul du volume utile.....	53
III.8.4.1 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	53
III.8.4.2 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	55
III.9 Laminage des crues.....	60
III.9.1 Méthode de KOTCHERINE.....	61
III.10 Etude d'optimisation.....	65
III.10.1 Revanche.....	65
III.10.2 Largeur en crête.....	66
III.11 Calcul des coûts.....	67
III.11.1 Coût de la digue.....	67
III.11.2 Coût de l'évacuateur de crues.....	68
III.11.2.1 Coût du déversoir.....	68
III.11.2.2 Calcul du coût du coursier.....	69
III.11.3 Coût total du barrage.....	70
Conclusion.....	72

Sommaire

Chapitre IV : Etude des variantes de la digue

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE	73
Introduction	73
IV.1 Le choix du site du barrage	73
IV.2 Le choix du type du barrage	73
IV.3 Le choix des variantes de la digue	73
IV.4 Le profil générale de la retenue	74
IV.4.1 La hauteur de la digue.....	74
IV.4.2 La largeur en crête.....	74
IV.4.3 La longueur en crête.....	74
IV.4.4 Pentes des talus.....	74
IV.4.5 Les bermes.....	75
IV.4.6 Revêtement des talus de la digue.....	76
IV.4.7 Etanchéité du barrage.....	76
IV.4.7.1 Le noyau.....	76
IV.4.7.2 Les drains.....	78
IV.4.7.3 Les filtres.....	79
IV.4.7.4 Etanchéité de la fondation.....	79
IV.5 Calcul du volume des différents matériaux	79
IV.5.1 Barrage homogène en argile.....	79
IV.5.2 Barrages à zones.....	81
IV.5.3 Barrage en enrochement avec masque en béton.....	84
IV.6 L'estimation du coût des variantes	85
Conclusion	86

Chapitre V : Etude de la variante retenue

CHAPITRE V : ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE	87
Introduction	87

Sommaire

V.1 Calcul des filtres	87
V.1.1 Vérification de l'absence du RENARD dans le sol des filtres.....	87
V.1.2 Vérification de la condition de TERZAGUI.....	88
V.2 Etude des infiltrations	88
V.2.1 Tracer de la ligne de saturation.....	88
V.2.2 Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite).....	89
V.2.3 Vérification de la résistance à l'infiltration de sol du corps de barrage.....	89
V.3 Etude de stabilité	90
V.3.1 Principe de la méthode	90
V.3.2 Ordre de calcul	91
V.3.3 Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	92
V.3.4 Classement des forces.....	93
V.3.5 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement.....	94
Conclusion	95

Chapitre VI : Etude des ouvrages annexes

CHAPITRE VI : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES	96
Introduction	96
VI.1 L'évacuateur de crues	96
VI.1.1 Choix de l'évacuateur de crue.....	96
VI.1.2 Dimensionnement de l'évacuateur de crue.....	96
VI.1.2.1 Canal d'amenée.....	97
VI.1.2.2 Le déversoir.....	98
VI.1.2.3 Auge de réception.....	99
VI.1.2.4 Chenal d'écoulement.....	101
VI.1.2.5 Coursier.....	102
VI.1.2.6 Calcul de divergent.....	106
VI.1.2.7 Bassin amortisseur.....	106
VI.1.2.8 Canal de restitution.....	109
VI.2 Vidange du fond	110
VI.2.1 Détermination du diamètre de la vidange de fond.....	110

Sommaire

VI.3. La prise d'eau	112
VI.4. Dérivation provisoire	112
Conclusion	113

Chapitre VII : Organisation de chantier

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER	114
Introduction	114
VII.1 Les installations de l'entreprise	114
VII.1.1 Installations destinées au personnel.....	114
VII.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux.....	114
VII.1.3 Installation destinée pour la préfabrication.....	114
VII.1.4 Installations destinées à la réparation des engins.....	114
VII.2 Travaux de réalisation	115
VII.2.1 Travaux de terrassements.....	115
VII.2.2 Travaux d'excavations.....	115
VII.3 Planification	115
VII.3.1 Attribution des durées de chaque opération.....	115
VII.3.2 les plannings.....	115
VII.3.3 Délai de construction et programme des travaux.....	116
VII.3.4 Symboles des différentes opérations.....	116
VII.3.5 Techniques de la planification.....	117
VII.3.5.1 méthodes basées sur le réseau.....	117
VII.3.5.2 Les étapes de la planification	118
VII.3.5.3 Les paramètres de la méthode C.P.M.....	119
VII.4 Devis estimatif	122
Conclusion	123
Conclusion générale	124

Liste des tableaux

Tableau II.01 : Résultats des différents essais.....	18
Tableau III.01 Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	22
Tableau III.02 : Classification du relief.....	24
Tableau III.03 Tableau récapitulatif des résultats du temps de concentration.....	26
Tableau III.04 Tableau Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant.....	27
Tableau III.05 : Répartition mensuelle de Température.....	28
Tableau .III.06 : Répartition mensuelle de l'humidité relative.....	28
Tableau III.07 Evaporation au barrage Bakhada.....	28
Tableau III.08 Station pluviométrique.....	29
Tableau III.09 Répartition des pluies moyennes mensuelles.....	29
Tableau III.10 Pluies maximales journalières prise de la station 012501(Source ANRH)....	31
Tableau III.11 Caractéristique de la série pluviométrique (30 ans).....	31
Tableau III.12 : résultat de l'ajustement a la loi GUMBEL.....	33
Tableau III.13 Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon.....	34
Tableau III.14 : résultat de l'ajustement à la loi de GALTON.....	35
Tableau III.15 Comparaison des caractéristiques de la loi de GALTON et de l'échantillon..	36
Tableau III.16 : Résultat du test du χ^2	36
Tableau III.17 : Pluies fréquentielles en mm de durée (tc).....	37
Tableau III.18 : Récapitulatif des résultats.....	39
Tableau III.19 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	41
Tableau III.20 Déférentes valeurs de « α ».....	43
Tableau III.21 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER).....	45
Tableau III.22 : Débit de crues fréquentielles d'Oued Tameslout (Fréquentielle) (Taïbi)....	45
Tableau.III.23 : Valeur de γ en fonction du bassin versant.....	46
Tableau III.24 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY).....	46
Tableau III.25 : Débit des crues fréquentielles d'Oued Sfoulia.....	46
Tableau III.26 : Crues de projet recommandé.....	49
Tableau III.27 Choix de la crue de projet.....	50
Tableau III.28 : Répartition mensuelle de l'apport 80%.....	51

Tableau III.29 : Répartition mensuelle des besoins.....	51
Tableau III.30 Courbe topographiques et volumétriques.....	52
Tableau III.31 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	54
Tableau III.32 : Calcul des pertes dans la retenue.....	55
Tableau III.33 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	56
Tableau III.34 : Calcul des pertes dans la retenue.....	58
Tableau III.35 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	59
Tableau III.36 : Calcul de Q (h) et Vch et Qlam.....	62
Tableau III.37 : Calcul de Q (h0)	63
Tableau III.38 : Résultats de l'étude du laminage.....	65
Tableau III.39 : Les résultats de calcul.....	67
Tableau III.40 : Coût de la digue.....	68
Tableau III.41 : Coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes.....	69
Tableau III.42 : Coût du coursier pour les différentes largeurs déversante.....	70
Tableau III.43 Coût Totale du barrage.....	71
Tableau III.44 Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage.....	72
Tableau IV.01 : Les valeurs indicatives des fruits de talus.....	75
Tableau IV.02 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_s	76
Tableau IV.03 Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	77
Tableau IV.04 : Valeur de Iadm en fonction du type d'ouvrage.....	78
Tableau IV.05 : Volume de recharge (Argile).....	79
Tableau IV.06 : Volume du sable.....	80
Tableau IV.07 : Volume du gravier.....	80
Tableau IV.08 : Volume d'encrochement.....	81
Tableau IV.09 : Volume de recharge.....	81
Tableau IV.10 : Volume de noyau.....	82
Tableau IV.11 : Volume du sable.....	82
Tableau IV.12 : Volume du gravier.....	83
Tableau IV.13 : Volume d'encrochement.....	83
Tableau IV.14 : Volume de recharge.....	84
Tableau IV.15 : Volume du béton.....	85
Tableau IV.16 : Coûts des différentes variantes étudiées.....	85
Tableau V.1 : Coordonnées de la parabole de KOZENY.....	89
Tableau V.2 : Les différentes valeurs de K1et K2	91

Tableau V.3 : Les valeurs de K1, K2, R1 et R2.....	91
Tableau V.4 : Coefficient de stabilité admissible des talus.....	92
Tableau VI.1 coordonnées du quadrant aval de déversoir type Creager.....	98
Tableau VI.2 : Détail quadrant amont de déversoir (Les origines O, rayons de courbure R).98	
Tableau VI.3: hauteurs d'eau et pertes de charge.....	100
Tableau VI.4 Récapitulatif du calcul du canal latéral.....	101
Tableau VI.5: Calcul itératif de la hauteur normale pour le coursier.....	103
Tableau VI.6 Calcul de ligne d'eau par la méthode indirecte d'intégration numérique.....	105
Tableau VI.7 Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.....	106
Tableau VII.1 Symboles des opérations.....	117
Tableau VII.2 Détermination de chemin critique.....	121
Tableau VII.3 Devis estimatif et quantitatif de la retenue collinaire d'oued Sfoulia.....	122

Liste des figures

Figure I.1 : Localisation de la commune Sidi Ali Mellal (Echelle 1/40.000).....	2
Figure I.2 : Photo satellite Google earth de la retenue collinaire Bouzor.....	3
Figure II.01 : Croquis structural du bassin versant de l'oued Rhiou Echelle 1/400000 (DRE Tiaret).....	8
Figure II.02 : Lithologie du bassin versant de l'oued Rhiou Echelle 1/400000 (DRE Tiaret).....	11
Figure II.03 : Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 2003.....	14
Figure II.04 : Le resultat de deux sondages (S1 et S2).....	15
Figure II.05 : Le resultat des quatre puits (P1,P2,P3 et P4).....	16
Figure III.01 Délimitation du bassin versant du site de la retenue.....	19
Figure III.02 : Courbe hypsométrique du bassin de l'oued Sfoulia.....	23
Figure III.03 Répartition mensuelle d'évaporation.....	29
Figure III.04 Répartition mensuelle des précipitations.....	30
Figure III.05 : Représentation graphique des résultats d'ajustement à la loi de Gumbel.....	33
Figure III.06 : représentation graphique de la loi de log-normale (Galton).....	35
Figure III.07 Répartition mensuelle des apports 80% de site de barrage.....	42
Figure.III.08: hydrogramme de crues pour différents périodes de retour.....	48
Figure III.09 Courbe hauteur-surface-volume.....	53
Figure III.10 Courbes $Q=f(V_{ch})$ et $Q_{lam}=f(V_{ch})$	64
Figure III.11 Courbes $Q=f(H)$ et $Q_{lam}=f(H)$	64
Figure V.1 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenuis.....	90
Figure VI.1 Détail du quadrant amont. ($H_d=1$ m.).....	98
Figure VI.2 Graphique de la ligne d'eau dans le coursier.....	104
Figure VI.3. Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE entre 2.5 et 4.5 et une vitesse de l'eau à l'entrée inférieure à 15 m/s.....	108
Figure VII.1 : Réseau à nœuds.....	120

Liste des planches

Planche 1/5 : Plan d'aménagement de la retenue collinaire BOUZOR sur l'oued SFOULIA

Planche 2/5 : Coupe géologique de l'axe de la digue

Planche 3/5 : Profil type de la digue

Planche 4/5 : Profile en long de l'évacuateur

Planche 5/5 : Profile en long de la vidange

INTRODUCTION GENERALE

Les ressources en eau sont considérées aujourd'hui comme un facteur décisif pour l'augmentation de la production agricole, et un élément déterminant pour la croissance économique du pays.

Avec une demande en eau croissante, l'Algérie en générale et particulièrement la wilaya de TIARET est contrainte de mobiliser au maximum ses ressources en eau superficielles par la réalisation d'un nombre assez important des retenues collinaires sur son territoire.

A cet effet La direction de l'hydraulique de la Wilaya de TIARET, lancer un programme de réalisation des retenues collinaires à travers le territoire de la wilaya. Et parmi ces retenues, on trouve celle de BOUZOR sur l'oued de SFOULIA commune de SIDI ALI MELLAL.

Notre projet d'étude a pour but l'étude de cette retenue qui est destiné à l'irrigation des terres agricole de cette région.

Le contenu comprendra sept chapitres. Nous allons faire une analyse des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable. Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique. Ensuite on a l'analyse des variantes de la digue et le l'étude de la variante choisie et ces ouvrages annexes, et on terminera par l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes taches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

CHAPITRE I : ETUDE TOPOGRAPHIQUE

Introduction

L'étude topographique a pour but de connaître les potentialités topographiques du site et établir les documents nécessaires pour l'étude du projet (cartes, plans et profils) qui nous impose plusieurs variantes du choix des axes de l'implantation du barrage et on devra choisir la meilleure solution du point de vue économique et technique.

I.1 Situation géographique

I.1.1 Situation géographique de la commune

La commune de Sidi Ali Mellal est limitée comme suit :

- ❖ Au nord : la wilaya de Relizene.
- ❖ A l'est : La commune de Tidda.
- ❖ Au sud : La commune de Oued Lili.
- ❖ A l'ouest : La commune de Rahouia.

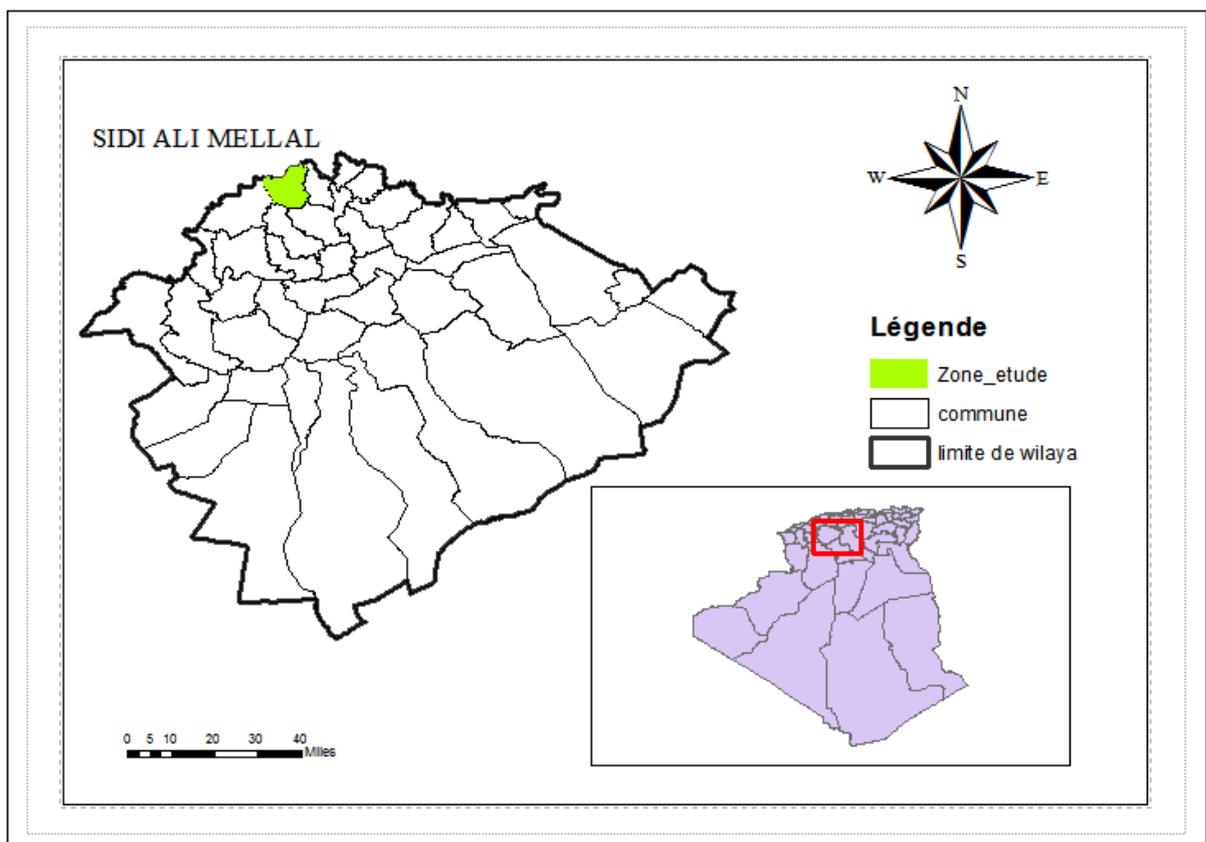


Figure I.1 : Localisation de la commune Sidi Ali Mellal (Echelle 1/40.000)

I.1.2 Situation géographique de la retenue collinaire

La retenue collinaire se situe sur l'Oued Sfoulia juste en amont de sa confluence avec l'oued Temda et ce dernier rejoint à 4km à l'aval Oued Rhiou.

Le site de BOUZOR appartient administrativement à la commune de Sidi Ali Mellal (Daïra de Oued Lili) soit à environ 30 km au Nord Ouest du chef lieu de wilaya de Tiaret.

On accède au site en empruntant le chemin de wilaya reliant Oued Lili à Rahouia et en prenant une piste au niveau de l'embranchement menant à l'agglomération de Bouzor.



Figure I.2 : Photo satellite Google earth de la retenue collinaire Bouzor

I.1.3 Caractéristiques morphologiques du site

La région de Bouzor se caractérise par un relief assez accidenté faisant partie de l'Ouarsenis occidental avec un réseau hydrographique assez dense et des sols de faible valeur pédologique. L'emplacement du site offre une cuvette allongée tout au long de l'oued avec un léger rétrécissement des épaulements des rives de l'Oued.

I.2 Choix du l'axe de l'ouvrage

Le choix de bassin versant est basé essentiellement sur des conditions géologiques, hydrologiques et topographiques.

Parmi ces conditions, on distingue les différents points suivants :

- Garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans la retenue.
- Bonne géologie pour l'emplacement du barrage et de la retenue.
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume du barrage sera minimum.
- Choisir l'emplacement rapproché des zones d'accès existantes, facile afin d'éviter la création d'autres voies importantes pour les engins et la main d'œuvre.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

Après avoir visité plusieurs sites dans la région, Le choix a porté sur le site dit « BOUZOR » en référence avec le nom de l'agglomération secondaire qui se situe à proximité du site retenu.

L'identification de ce site ainsi que sa désignation en vue d'engager l'étude, on été dictés pour les considérations suivantes :

- Resserrement des rives de l'Oued au niveau du site.
- Existence d'une cuvette.
- Conditions topographiques favorables.
- Géologie appropriée pour ce type d'ouvrage.
- Accessibilité relativement facile.

Le site choisi a pour coordonnées :

X : 362,800 km

Y : 254,400 km

Z : 382 m

Conclusion

D'après les travaux exécutés sur le site de la future retenue de Bouzor sur l'oued de Sfoulia. On peut dire que les conditions topographiques sont bien réunies pour l'implantation définitive de la digue et ses ouvrages annexes.

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Introduction

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

- L'étanchéité et la stabilité mécanique des fondations.
- L'étanchéité de la cuvette de la retenue.
- L'existence des eaux souterraines très apparentées et des remontées de nappe au niveau de l'axe du barrage.

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

II.1 Description géologique d'ensemble

II.1.1 Géologie régionale

Le bassin versant de Bouzor appartient au grand bassin versant de l'Oued Rhiau et il se situe à l'extrémité Sud-ouest de ce dernier. Le recueil de données et d'informations sur la géologie de la région ont été pris à partir d'une documentation portant sur l'étude du bassin versant d'Oued Rhiau.

II.1.1.1 La structure

L'analyse géologique du Bassin versant de l'Oued Rhiau ne peut être cernée dans le cadre de la structure générale de l'Ouarsenis Occidental, en raison de l'extrême complexité de la région. En effet la structure du Bassin Versant est représentée par des nappes de charge juxtaposées, et qui se superposent sur des terrains autochtones.

Globalement, notre région peut être divisée en sept (07) zones tectoniques, en allant du sud vers le nord nous avons :

1. La zone des hauts plateaux :

Elle est représentée par une étroite frange tabulaire dite, « Plateau du Sersou ». Sa limite nord est formée par un haut talus de grès numilitique à regard nord, sur lequel est bâtie la ville de « Tiaret ».

2. La bordure Sud Tellienne :

C'est une zone de passage entre le tell proprement dit et les hauts plateaux (plateau de Sersou). Elle est constituée par des formations Tertiaires (Oligocènes et Miocène).

3. La nappe Oligo-miocène :

Elle occupe toute la partie méridionale du bassin versant et est représentée par (la dépression de Sidi Hosni, Oued Lili, Rahouia).

4. La nappe des Chouala :

Son extension est très importante, puisqu'elle s'étend depuis la bordure Sud Tellienne jusqu'au miocène du Cheliff au Nord. Elle est constituée d'un mélange de terrains Crétacés et Paléogène, soit toute la zone centrale de l'aire d'étude. Les formations de cette unité sont marneuses, dont la structure est très disloquée, jalonnée par des contacts anormaux et sillonnée par des copeaux du trias (gypse) en raison d'une tectonique extrêmement complexe.

5. L'unité Albo-Cenomanième :

Elle constitue l'Ossature « Para-autochtone du massif de l'Ouarsenis Occidental. Elle est représentée le plus souvent par des affleurements schisteux à faciès de « Flysch » et couvre tout le secteur nord-est du bassin.

6. La nappe Numidienne :

Elle est représentée par deux principaux lambeaux gréseux, visibles au nord du bassin versant. Cette unité Numidienne marque profondément le relief par des séries de crêtes gréseux.

7. La dépression intra-tellienne de Cheliff :

Elle occupe toute la région Nord Ouest du Bassin Versant de l'Oued Rhio. Elle n'est constituée que par le Néogène, essentiellement marneux.

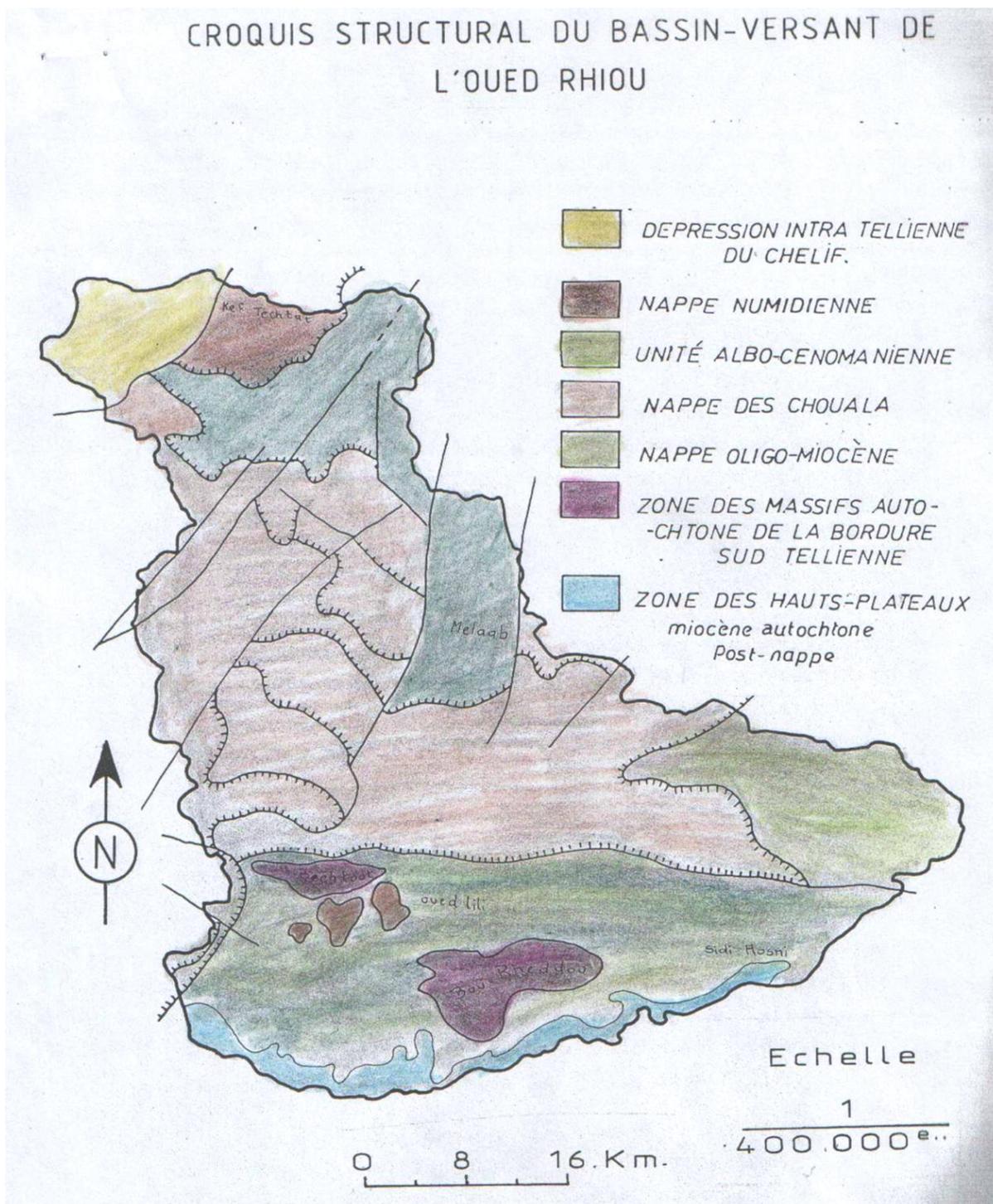


Figure II.01 : Croquis structural du bassin versant de l'oued Rhiyou Echelle 1/400000
(DRE Tiaret)

II.1.1.2 Lithologie

Du point de vue lithologique, le bassin versant de l'Oued Rhiou, présente plusieurs types de roches de divers âges, qui datent depuis le primaire jusqu'au quaternaire.

1. Le Primaire :

Le seul affleurement primaire visible dans le bassin versant est représenté par le Bechtout, situé au Sud-ouest, à 4km au Nord de la localité d'Oued Lili. Il forme un massif individualisé, long d'une quinzaine de km, large de 3 à 4 km. Il est constitué par une roche éruptive, très homogène et très résistante, il s'agit d'une roche alcaline nommée « Rhyolite à albite ».

2. Le Secondaire :

Le Trias : Il affleure ponctuellement dans le bassin versant, sous forme de lames discontinues. Habituellement cet étage est caractérisé par des affleurements de Gypse, de couleur blanche rosé. Sachant toute fois, que le faciès Gypseux constitue une importante source de sels solubles que les eaux du ruissellement se chargent de véhiculer.

Le Jurassique : Les terrains jurassiques sont très limités dans le bassin versant de l'Oued Rhiou. On ne peut les rencontrer, en dehors de quelques amas allochtone de blocs caliaires reposant sur les marnes de la « nappe des Chouala » et dans la bordure Sud – Tellienne.

Le Crétacé : Les terrains crétacés sont très répandus et couvrent une superficie notable de la zone septentrionale du bassin versant de l'Oued Rhiou. Dans l'ensemble on distingue successivement les étages suivants :

1) Le Crétacé Inférieur : N'apparaît que très localement dans la nappe des Chouala, ce sont des dépôts qui forment un ensemble homogène représenté pratiquement par des calcaires marneux facilement reconnaissable sur le terrain, grâce à leur couleur blanche verdâtre caractéristique, et des marnes à faciès pyriteux qui constituent l'albien inférieur de cette unité.

2) Le Crétacé Moyen : c'est exclusivement dans l'unité des Chouala que l'on observe des dépôts Albo-Aptien marneux et marno-Calcaire rapporté au crétacé moyen.

3) Le crétacé Supérieur : présente des affleurements nombreux et important avec des faciès très variés et couvre de vastes superficies.

3. Le Tertiaire :

L'Eocène : On peut grossièrement diviser les dépôts Eocène visibles dans notre région en trois étages :

1) Le Paléocène : Les formations appartenant à cet étage sont habituellement constitués par des marnes noires, parfois schisteuses et très calcaires. Les seuls affleurements observés se localisent à Aïn Chéga.

2) Les Lutétien : Les assises, très peu épaisses lutetien n'intéressent qu'une zone très limitée au lieu dit « Bou Rkba ». La série supérieure du lutetien est composée d'une argilite schisteuse de couleur noire.

3) L'Eocène Supérieur : La série terminale de l'Eocène est formée le plus souvent par des dépôts marneux localisés uniquement au Boujetou

L'Oligicène : c'est sous deux faciès que l'oligicène est représenté dans notre région. En effet, on distingue successivement un Oligicène à faciès « Numidien » et un Oligicène à faciès dit « Oranais ».

1) L'Oligicène à faciès « Numidien » : Est caractérisé par une épaisse série grés-argileuse, visible dans les massifs des « Kef Techta ».

2) L'Oligicène à faciès « Oranais » : est constitué par un épais ensemble de marnes blanchâtres et de grès calcaireux, moyennement résistant. Ces couches très érodables affleurent longuement dans l'unité Oligo-Miocène (dépressions de Sidi Hosni et d'Oued Lili, Oued Temda).

Le Miocène : Une phase tectonique majeure intra-miocène inférieure responsable de la mise en place des nappes est venue bouleverser la sédimentation Néogène.

4. Le Quaternaire : Les terrains regroupent aussi bien les alluvions récentes formés le long des oueds que les terrasses et les dépôts continentaux superficiels. Sans entrer dans les détails morphogénétiques et chronologiques complexes, on peut globalement distinguer les formations suivantes :

1) Les dépôts Plio-quaternaires : sont représentés par des formations détritiques plus ou moins encroûtés attribuables au début du quaternaire.

2) Les terrasses anciennes : Correspondent aux niveaux alluviales les plus élevés (hautes terrasses) des principaux oueds. Elles sont constituées par un matériel caillouteux enveloppés dans une matrice argilo-marneuse de couleur Ocre, fortement entreillées, elles se présentent le plus souvent sous formes de lambeaux logeant les deux rives des artères principales de l'Oued Rhiou (voire confluence des oueds, Rhiou et Tiguiguet et Temda).

3) Les terrasses récentes et niveaux alluviales actuels : Sont représentés par des cônes de déjections, et des deux niveaux de terrasses s'étageant au dessus du lit actuel des principaux oueds.

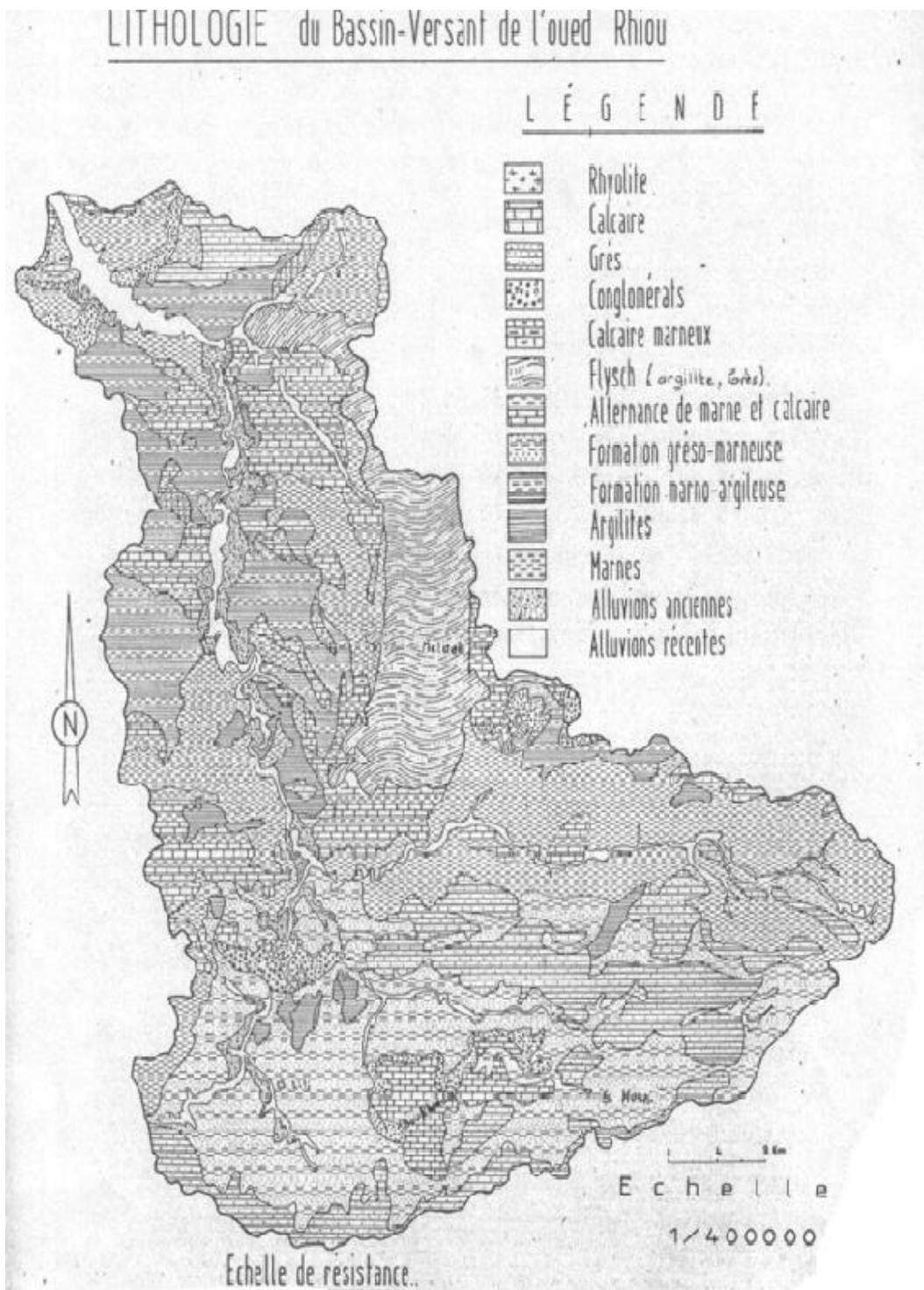


Figure II.02 : Lithologie du bassin versant de l'oued Rhiou Echelle 1/400000 (DRE Tiaret)

II.1.2 Géologie du site

Le bassin versant de la retenue collinaire de Bouzor se situe au sud-ouest du grand bassin d'oued Rhiou au nord du socle primaire du Djebel Bechtout. Sur le plan structural, il se trouve à la limite de la nappe oligo-miocène et la nappe des chouala. Au niveau géologique, ce bassin versant de Bouzor se caractérise par une géologie monotone sur l'ensemble de sa superficie dans la mesure où on retrouve un recouvrement de marnes avec intercalation de bancs gréseux. Cette formation marno-gréseux est datée du miocène et sur les flancs des collines, on retrouve des éboulis de pente provenant de l'érosion des bancs gréseux.

On remarquera également que les lits des différents talwegs sont occupés par des dépôts de conglomérats plus ou moins arrondis charriés par les écoulements superficiels.

Le bassin versant de Bouzor étant occupé totalement par des affleurements marneux, et compte tenu de ce type de faciès à caractère très tendre, cela a induit une forte activité érosive sur les reliefs de ce bassin versant qui se trouve ainsi accidenté avec un important chevelu hydrographique. Au niveau de la faisabilité, on peut considérer que les conditions géologiques du bassin versant auront pour conséquence un apport solide appréciable au niveau du site projeté.

II.1.3 Géologie de la cuvette

La géologie de la cuvette de la retenue collinaire de Bouzor découle de manière naturelle des conditions géologiques qui ont été décrites dans l'étude du bassin versant.

La cuvette dans sa totalité est occupée par des affleurements de marnes grises sur l'emprise de la digue et du lac. Les escarpements en rive droite et rive gauche offrent des coupes très nettes confirmant cette géologie monotone sans discontinuité de ces marnes grises. Ces marnes se caractérisent par une imperméabilité importante et en conséquence, au niveau de faisabilité de la retenue, on peut considérer que l'étanchéité de la cuvette est totalement assurée et ainsi les pertes par infiltration seront quasi-nulles.

Le lit de l'oued Sfoulia ainsi que les terrasses alluviales sont le siège d'un important dépôt de conglomérat de dimension variable et des gros éléments dépassent parfois 1 m de longueur. Egalement, on peut observer que ces éléments gréseux charriés ne sont pas totalement arrondis.

On remarquera également que sur les flancs de la cuvette et sur la cuvette en surface, on peut observer des blocs de grès provenant de l'érosion des reliefs environnants.

Ces blocs peuvent constituer un excellent matériau pour les enrochements de protection du talus amont de la digue et il ne sera donc pas nécessaire de procéder à l'ouverture de carrière ou effectuer un transport pour ce matériau.

II.2 Zones d'emprunt des matériaux de construction

La délimitation de la zone d'emprunt a été effectuée en relation avec les paramètres liés à l'homogénéité du matériau sur l'ensemble de la surface, la disponibilité en quantité suffisante pour la réalisation de l'ouvrage et enfin sa proximité de la digue pour réduire les coûts de transport du remblai.

En tenant compte de l'ensemble de ces paramètres, la zone d'emprunt a été délimitée en amont de la digue sur la rive droite dans le but d'augmenter le volume stocké de la future retenue.

II.3 Sismicité

Le tremblement de terre d'El Asnam (1954), confirmant que l'Algérie n'était pas à l'abri de secousses destructives, a attirés l'attention des pouvoirs publics sur la nécessité de mettre un règlement parasismique ayant pour objet d'assurer une certaine protection des personnes et des biens contre les effets des secousses. Les travaux d'une commission technique ont conduit, dès 1954, à préconiser des recommandations provisoires (recommandations A.S. 1954) dans le but d'atténuer les effets des séismes sur les constructions et leur stabilité.

Ces recommandations contiennent, d'une part des conseils généraux à l'établissement des projets de construction (conception générale des bâtiments, fondations, superstructure), d'autre part des règles de calcul des contraintes qui tiennent compte des forces d'inertie développées dans les constructions par les ondes sismiques.

Depuis, plusieurs règlements parasismiques algériens, plus exigeants, ont été élaborés, et actuellement, on utilise le règlement parasismique 99 qui a été modifié après le séisme de 2003. Ce dernier divise le territoire algérien en quatre zones :

- **Zone 0 : sismicité négligeable**
- **Zone 1 : sismicité faible**
- **Zone 2 : sismicité moyenne**
- **Zone 3 : sismicité élevée**

La wilaya de Tiaret se situe dans la **zone 1**, elle est considérée comme une zone de sismicité faible à négligeable avec un coefficient d'accélération de **0.07**.

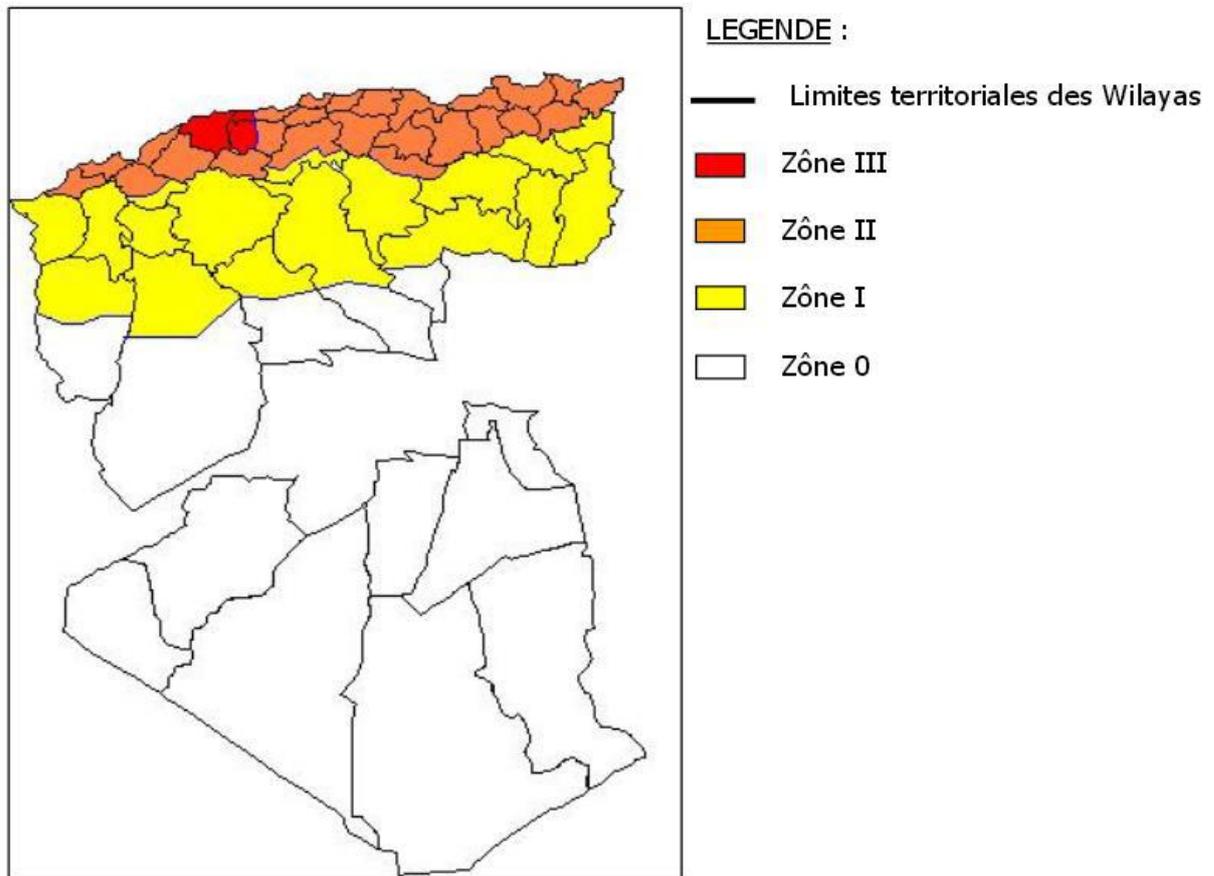


Figure II.03 : Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 2003

II.4 Etude géotechnique

L'étude géotechnique basée essentiellement sur l'ensemble des reconnaissances effectuées in-situ et au laboratoire, durant lesquelles établi un programme des travaux de terrain (exécution des puits, tranchées et sondages) suivi des prélèvements des échantillons de sol de différentes zones d'emprunt afin d'évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction et l'état géo-mécanique de la fondation par ces essais.

II.4.1 Essais in situ

a) Travaux de reconnaissance effectués

En vue de connaître les caractéristiques mécaniques et physiques de la formation géologique appelée à recevoir le corps de la digue ainsi que la détermination des écoulements éventuels sous le barrage, le bureau d'études a programmé deux sondages de reconnaissances situés dans l'axe de la digue.

- Le sondage S1 à proximité du lit mineur de l'oued.
- Le sondage S2 en rive droite.

En rive gauche, du fait d'une part de son inaccessibilité et du talus à forte pente qui offre une excellente coupe géologique naturelle, il n'a pas été nécessaire de prévoir un sondage.

Le résultat sur le plan de la stratigraphie géologique de ce programme de reconnaissance a permis d'obtenir les coupes ci-après.

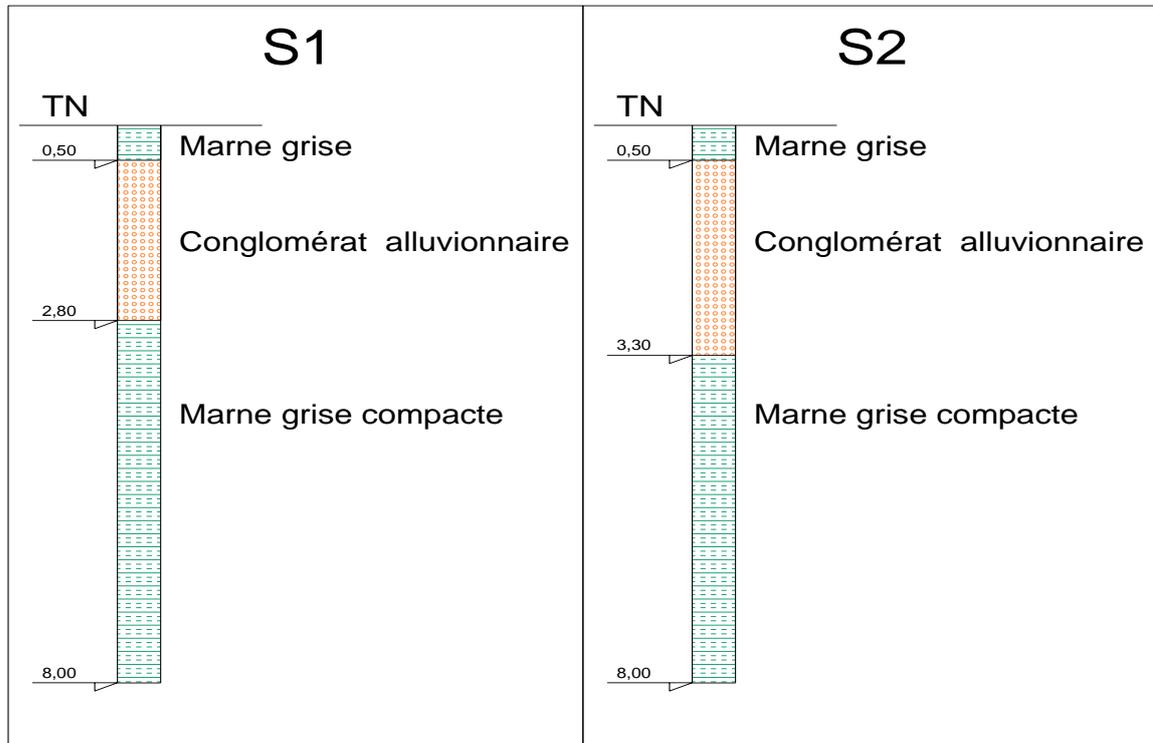


Figure II.04 : Le résultat de deux sondages (S1 et S2)

Pour connaître les caractéristiques du matériau appelé à être utilisé en remblai, il a été programmé quatre (04) puits de reconnaissance répartis sur l'ensemble de la zone d'emprunt.

Les coupes obtenues à travers la réalisation de ce programme s'établissent comme suit.

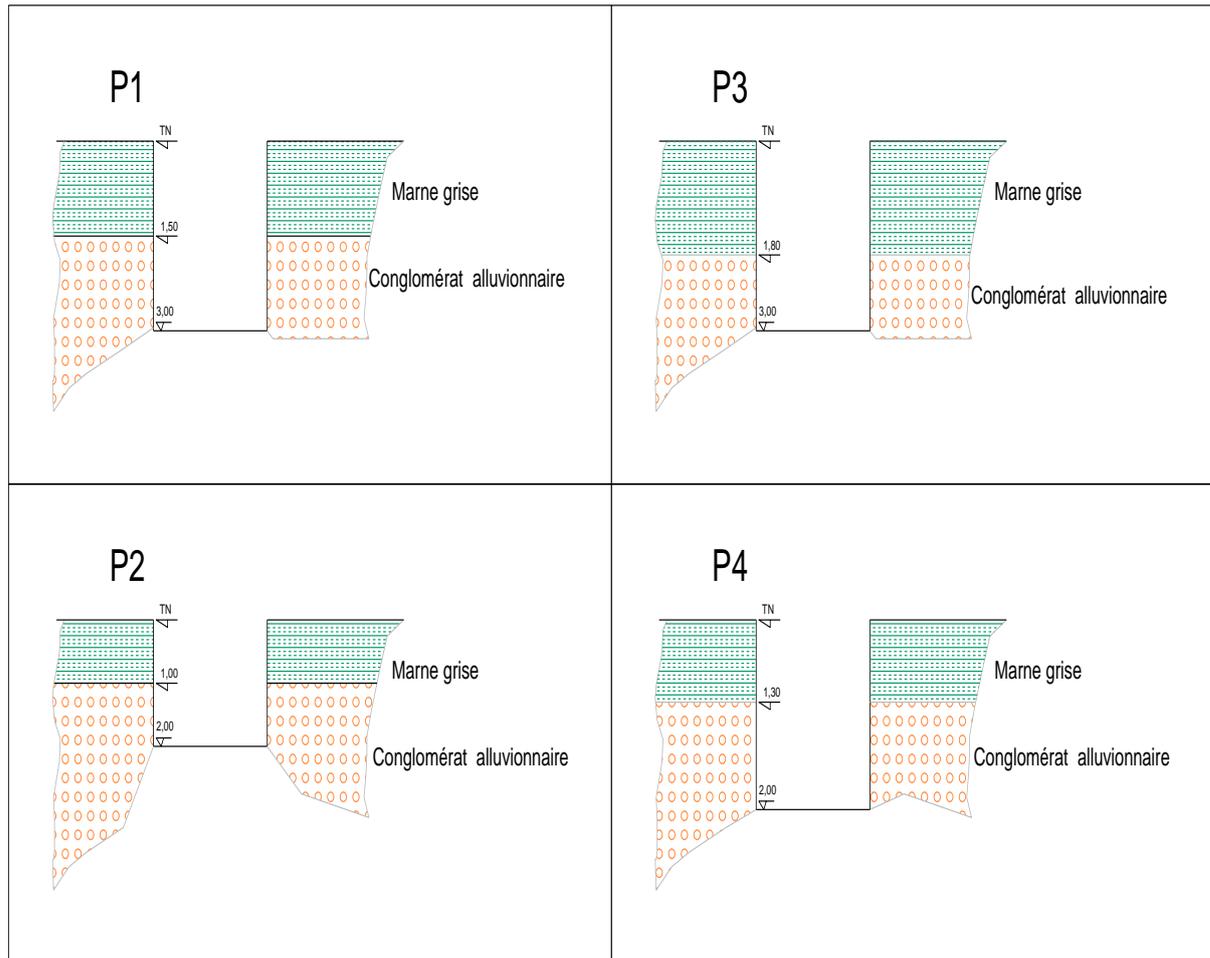


Figure II.05 : Le resultat des quatre puits (P1,P2,P3 et P4)

b) Essais de perméabilité

Essai LEFRANC

L'essai LEFRANC est essentiellement destiné à évaluer la circulation de l'eau dans les sols meubles. Il consiste à injecter ou à pomper l'eau dans une cavité appelée lanterne aménagée dans le terrain dont on veut tester la perméabilité.

Essai LUGEON

L'essai LUGEON est destiné à la formation rocheuse ; il s'agit d'un essai d'eau. Les essais se feront sous une pression croissante allant jusqu'à 10 bars puis décroissante

II.4.2 Essais au laboratoire

Une série d'essai d'identification physico-chimique et mécanique a été entamée pour les six puits.

- Les essais d'analyse granulométrique ont été réalisés sur tous les échantillons des puits selon la norme NF P 94-056 et NF P 94-057 (tamisage sous l'eau et sédimentométrie).

- Les essais des limites d'ATTERBERG ont été réalisés sur tous les échantillons selon la norme NF P 94-051.
- Les essais de densité (humide et sèche) ont été réalisés sur tous les échantillons selon la norme NF P 94-053 et NF P 94-054.
- Les essais triaxiaux ont été réalisés sur tous les échantillons selon la norme NF P 94-074.
- Les essais de cisaillement à la boîte ont été réalisés sur tous les échantillons selon la norme NF P 94-071-1.
- Les essais Proctor Normal ont été réalisés sur tous les échantillons selon la norme NF P 94-093.
- Les essais de compactage au Proctor normal ont donné des valeurs moyennes de 1,76 t/m³ pour une teneur en eau optimale de 13 %.
- Les essais de compressibilité sur les puits SN1 et SN2 montrent qu'il s'agit d'un sol très peu compressible car leurs coefficients de compressibilité sont compris entre 2% et 5%. ($0,02 < C_c < 0,05$). Par contre, il présente un coefficient de gonflement moyen $C_g \geq 4\%$.
- Les différentes analyses montrent qu'il s'agit d'un sol à tendance marneuse limoneuse plastique avec une faible limite de retrait, donc une moyenne tendance au gonflement.
- La forte teneur en CaCO₃ (% > 60%) et les valeurs de la Surface Spécifique Totale (> 90 g/m²) de ces échantillons corroborent les résultats de l'identification physico-chimique.

D'après les résultats des essais de perméabilité a charge variable, il est à conclure que le sol d'assise de la retenue à une très faible perméabilité. Ceci offre de bonnes conditions d'étanchéité de la cuvette de la retenue.

Seuls des essais de cisaillement non drainés (à la boîte de Casagrande et au triaxial) ont été effectués et ont permis l'obtention de la cohésion C_u et l'angle de frottement ϕ_u non drainés qui ne permettent que de vérifier la portance et la stabilité à court terme.

Le récapitulatif des résultats des différents essais est donné par le tableau suivant :

Tableau II.01 : Résultats des différents essais :(Source : DRE TIARET)

Paramètres	Sn°1	Sn°2	Pn°1	Pn°2	Pn°3	Pn°4
Teneur en eau naturelle (%)	18.92	16.23	/	/	/	/
Degré de saturation (%)	87.35	92	/	/	/	/
Poids volumique γ_d (t/m ³)	1.64	1.58	/	/	/	/
Poids volumique γ_h (t/m ³)	1.92	1.86	/	/	/	/
Poids volumique γ_s (t/m ³)	2.68	2.68	/	/	/	/
Limite de liquidité (%)	47.17	59.53	63.4	72.65	49.62	54.53
Limite de plasticité (%)	20.48	28.67	24.54	34.23	24.30	28.74
Indice de plasticité (%)	26.69	30.86	37.86	38.42	25.32	25.79
Limite de retrait (%)	14.31	17.31	16.8	16.61	16.7	16.23
Surface spécifique totale (m ² /g)	178	144.2	120.3	96.7	102.2	118.4
% en Ca CO ₃	60.8	66.4	72.4	84.31	86.28	88.17
Teneur en eau optimale (%)	/	/	13.8	12.9	15.2	13.6
Densité sèche optimale (t/m ³)	/	/	1.78	1.76	1.74	1.79
Cu (kpa)	82.6	74.5	/	/	/	/
ϕ_u (°)	0	0	/	/	/	/
Cu (kpa) (triaxial)	114	/	/	/	/	/
ϕ_u (°) (triaxial)	5	/	/	/	/	/
σ_c (bars)	0.61	0.58	/	/	/	/
Cc	0.051	0.046	/	/	/	/
Cg	0.04	0.04	/	/	/	/
Perméabilité (m/s)	1.9 10 ⁻⁸	1.68 10 ⁻⁷	/	/	/	/

Conclusion

Les travaux de reconnaissance, ainsi que les analyses qui ont été effectuées nous permettent de dire que toutes les conditions géotechniques sont favorables pour la réalisation d'une retenue collinaire sur le site d'oued Sfoulia la willaya de Tiaret.

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

L'étude du bassin versant de la retenue collinaire Bouzor permet de caractériser la zone du point de vue écoulement des eaux de pluie en fonction de la géomorphologie et du type du réseau hydrographique du bassin versant. Il faut tout d'abord délimiter la surface du bassin versant sur une carte et en suite déterminer le réseau hydrographique et les différents types des sols. La superficie est déterminée à partir de la délimitation du bassin versant sur les cartes ou sur les photos aériennes par planimétrie. Cette délimitation se fait en suivant la ligne de partage des eaux. La forme du bassin à une influence sur l'écoulement. L'étude hydrologique du bassin versant de l'Oued Sfoulia permet aussi de déterminer certains paramètres de base pour la réalisation du barrage, comme le volume mort, le volume utile, le débit régularisé, le débit de crues, le débit solide, le laminage des crues....etc.

III.1 Bassin versant

III.1.1 Caractéristique géographiques du bassin versant

Les coordonnées Lambert de l'axe du barrage sont les suivantes :

X = 362,800 km

Y = 254,400 km

La délimitation du bassin versant sur la carte topographique au 1/50 000 est données dans la figure suivante :

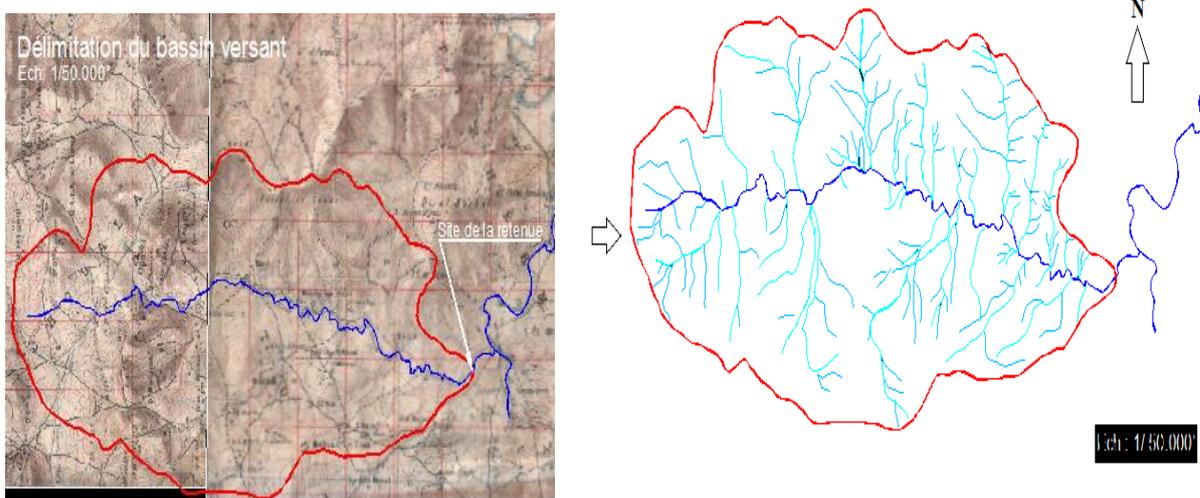


Figure III.01 Délimitation du bassin versant du site de la retenue

III.1.2 Caractéristiques géométriques du bassin versant

- a. Surface du bassin versant : **S = 33,4 km².**
- b. Périmètre du bassin versant : **P = 25,71 km.**
- c. Longueur du thalweg principal : **L_{ep} = 12,23 km.**
- d. Altitude du bassin versant :
- Altitude maximale **900 m.**
 - Altitude minimale **382 m.**
 - L'altitude moyenne du bassin est de **627 m.**
- e. Pente moyenne de l'Oued : **I₀ = 2,2%**

III.1.3 Caractéristiques morphologiques du bassin versant**III.1.3.1 Indice de compacité**

L'indice de compacité K_c d'un bassin versant est défini comme étant le rapport entre le périmètre du bassin et la circonférence du cercle ayant la même superficie que celle du bassin versant et qui sert à déterminer la forme du bassin versant. Il dépend de la surface du bassin et de son périmètre. Nous avons :

$$K_c = \frac{P}{P_c} \dots\dots\dots(III.01)$$

$$D'où: P_c = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

$$Donc: K_c = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} = 0,28 \frac{25,71}{\sqrt{33,4}}$$

$$D'où: \quad \mathbf{K_c = 1,25}$$

Avec :

K_c : Indice de compacité (sans dimension)

S : Surface du bassin versant [Km²]

P : Périmètre du bassin versant [Km]

P_c : Périmètre du cercle [Km]

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

Si $K_c = 1 \Rightarrow$ bassin parfaitement circularisé.

Si $K_c = 1.128 \Rightarrow$ bassin ramassé.

Si $K_c > 1.128 \Rightarrow$ bassin allongé.

Selon la valeur de $K_C = 1.25$, on pourra dire que notre bassin est de forme allongé.

III.1.3.2 Coefficient d'allongement

Est obtenu par la formule suivante :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \dots \dots \dots (III.02)$$

L : la longueur du talweg principal.

S : la superficie du bassin versant.

Nous aurons, donc : $C_a = \frac{12,23^2}{33,4} = 4,48$

Plus C_a est grand, plus le bassin versant est allongé, plus le temps de concentration (le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus loin en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire) est grand et plus la crue est moins violente.

III.1.3.3 Rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est défini comme le rectangle de longueur (L) et de largeur (l) qui a la même surface (s), même périmètre (p), même indice de compacité (K_C) et même hypsométrie que le bassin versant étudié.

Ce périmètre permet la comparaison facile du bassin entre eux du point de vue de l'influence de leur caractéristique sur la courbe ; d'où les dimensions rectangles équivalent qui sont :

Longueur du rectangle équivalent

$$L_r = K_C \frac{\sqrt{S}}{1,128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right] \dots \dots \dots (III.03)$$

$L_r = 9,30 \text{ Km}$

Largeur du rectangle équivalent

$$l_r = K_C \frac{\sqrt{S}}{1,128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right] \dots \dots \dots (III.04)$$

$l_r = 3,59 \text{ Km}$

III.1.4 Hypsométrie du bassin versant

III.1.4.1 Relief

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude. Cette dernière, a été identifiée à partir des résultats des calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes, après planimétrie des surfaces partielles à partir de la carte topographique. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau III.01 et la figure III.02.

Tableau III.01 Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude(H_i) (m)	Altitude moyen (m)	Surfaces partielles (S) (km²)	Surfaces partielles (S) (%)	Surfaces cumulées (km²)	Surfaces cumulées (%)
900-850	875	0,30	0,90	0,30	0,90
850-800	825	0,86	2,6	1,16	3,50
800-750	775	1,90	5,69	3,06	9,19
750-700	725	4,28	12,81	7,34	22,00
700-650	675	6,60	19,77	13,94	41,77
650-600	625	6,86	20,54	20,80	62,31
600-550	575	5,49	16,44	26,29	78,75
550-500	525	3,96	11,85	30,25	90,60
500-450	475	2,33	6,97	32,58	97,57
450-382	416	0,82	2,43	33,40	100

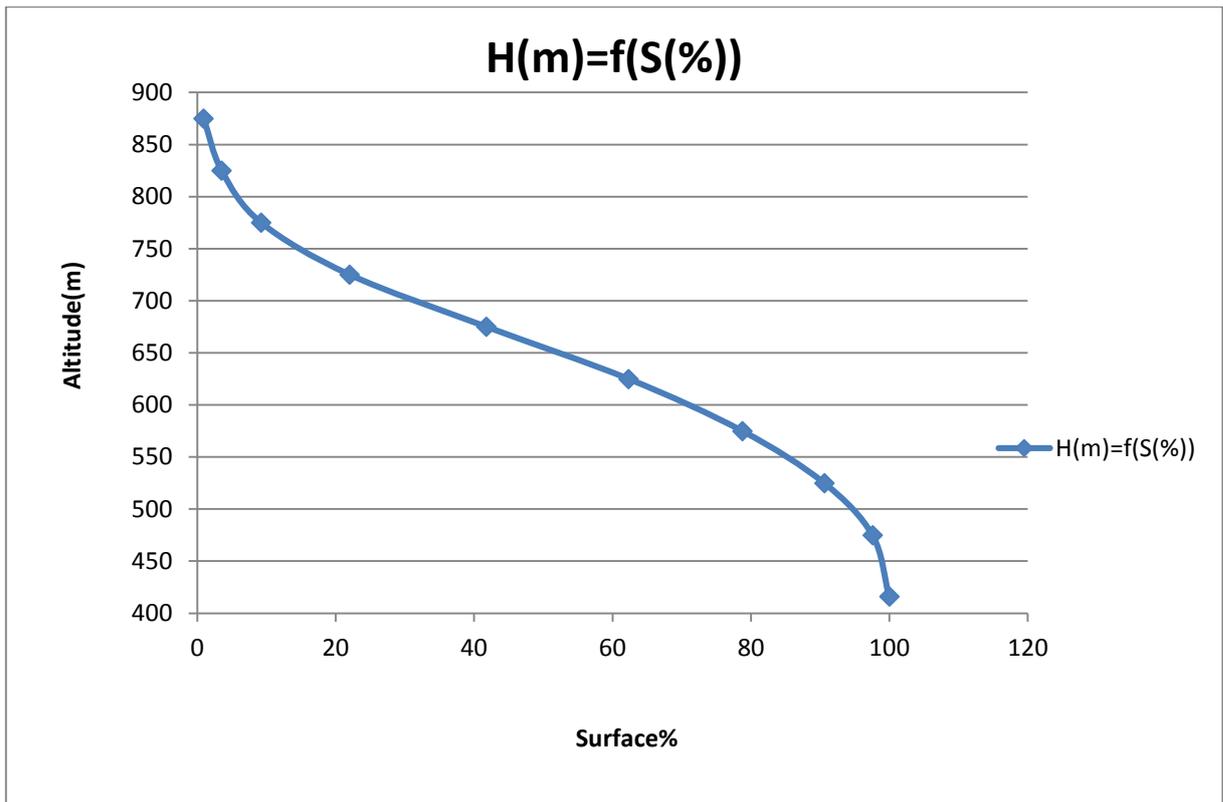


Figure III.02 : Courbe hypsométrique du bassin de l'oued Sfoulia

III.1.5 Indices

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

a. Indice de la pente de roche :

I_p est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots \dots \dots (05)$$

L : Longueur de rectangle équivalent (m).

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

AN :

$I_p=6.79$

b. Indice de la pente globale :

Est calculé par la formule de (P. Dubreuil. 1974)

$$I_g = \frac{D}{L} \dots \dots \dots (06)$$

D = Dénivelée entre H_{5%} et H_{95%}

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

AN :

Ig=3.4%

c. Indice de pente moyenne :

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

$$I_{pm} = \frac{H_{max}-H_{min}}{L} \dots\dots\dots(07)$$

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

AN :

Ipm=5.5%

Tableau III.02: Classification du relief

Relief		Ig
1	Très faible	Ig<0.002
2	Faible	0.002<Ig<0.005
3	Assez faible	0.005<Ig<0.01
4	Modéré	0.01<Ig<0.02
5	Assez modéré	0.02<Ig<0.05
6	Fort	0.05<Ig<0.1
7	Très fort	0.05<Ig

Le relief de notre bassin versant est assez modéré.

III.1.6 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

III.1.6.1 Réseau hydrographique

a. Densité de drainage : C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs « L_i »du bassin versant, à la surface « S »Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface .Elle est exprimée en Km/Km².

$$D_d = \frac{\sum_{i=0}^n L_i}{S} \dots\dots\dots(III.08)$$

∑_{i=0}ⁿ L_i: Longueur totale des talwegs de tous les ordres (108.55 Km).

S : surface du bassin versant (33.4 Km²).

D_d = 3,25 Km/Km²

b. Temps de concentration : Le temps de concentration est le temps qui sépare la fin de la pluie efficace de la fin du ruissellement direct. C'est le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire. C'est une caractéristique importante de tout bassin versant.

L'estimation du temps de concentration est obtenue grâce à des formules empiriques suivantes :

➤ Formule de GIANDOTTI (1937)

Le temps de concentration est calculé comme suit :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_{cp}}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III.09)$$

Avec :

S : surface du bassin versant (Km²).

L_{cp} : longueur de cours d'eau principal (Km).

L_{cp} = 12,23 Km.

T_c : temps de concentrations exprimé en heure.

H_{moy} : altitude moyenne (627 m).

H_{min} : altitude minimale (400 m).

D'où :

T_c = 3,31 h

➤ Formule de SOGREAH – ANRH

Est donnée par :

$$T_c = 3 * \left(\frac{S * L_{cp}}{(10 * I_{cp})^{1,5}} \right)^{0,25} \dots\dots\dots (III.10)$$

Avec :

S : Surface du bassin versant en km²

L_{cp} : longueur du cours d'eau en km.

I_{cp} : Pente du cours d'eau principal en %.

D'où :

T_c = 4,23 h

➤ Formule de VENTURA

Est donnée par :

$$T_c = 73,3 * \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{I_{cp} * 100}} \dots \dots \dots (III.11)$$

Avec :

I_{cp} : Pente moyenne du cours d'eau principal.

S : Surface du bassin versant.

D'où :

$$T_c = 4,76 \text{ h}$$

Voici un tableau qui récapitule toute les valeurs obtenues :

Tableau III.03 Tableau récapitulatif des résultats du temps de concentration

Formule utilisée	Tc : temps de concentration trouvé (h)
Formule de GIANDOTTI (1937)	3,31
Formule de SOGREAH – ANRH	4,23
Formule de VENTURA	4,76
La moyenne	4,10

On prend la valeur la plus proche à la moyenne Donc, **Tc=4,23 h** qui égale à 4h et 14 min

c. Vitesse de ruissellement : On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météorologiques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. C'est, tout simplement, le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration.

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} \dots \dots \dots (III.12)$$

Avec :

L_{cp} : Longueur du thalweg principal en (Km).

T_c : Temps de concentration en (h).

$$V_r = 2,89 \text{ km/h}$$

Le tableau suivant récapitule toutes les caractéristiques du bassin versant

Tableau III.04 Tableau Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	33,4
Périmètre		P	km	25,71
Longueur du thalweg principal		Lcp	km	12,23
Indice de compacité		Kc	/	1,25
Coefficient d'allongement		Ca	/	4,48
Rectangle équivalent	Longueur	Lr	km	9,30
	Largeur	lr	km	3,59
Altitudes	Maximale	Hmax	m	900
	Moyenne	Hmoy	m	627
	Médiane	Hmed	m	658,82
	Minimale	Hmin	m	382
Indice de pente globale		Ig	%	3,4
Indice de pente moyenne		Ipm	%	5,5
Densité de drainage		Dd	km/km ²	3,25
Temps de concentration		Tc	h	4,23
Vitesse de ruissellement		Vr	km/h	2,89

III.2 Caractéristiques climatologiques

L'absence de station climatologique dans le bassin versant d'Oued Sfoulia nous a amené à retenir la station climatologique de Guertoufa, analogue et proche du lieu d'étude.

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

Les conditions climatiques au niveau du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont :

III.2.1 Températures

Les températures de la région d'étude sont traitées à l'aide de la station climatologique TIARET.

Tableau III.05 : Répartition mensuelle de Température. (Source :DRE TIARET)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
Tc°	20,7	16	10,3	6,6	6,1	6,9	9,1	12,1	16,1	21	25,9	26	14,8

III.2.2 Humidité relative

L'humidité relative est élevée à moyenne et varie d'un mois à un autre durant toute l'année.

Tableau .III.06 : Répartition mensuelle de l'humidité relative. (Source DRE TIARET)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
H%	44	53	62	68	67	55	54	47	44	39	29	37	50

III.2.3 Evaporation

L'évaporation représente un paramètre essentiel dans l'analyse de la ressource en eau.

Dans ce cas, sa bonne estimation est nécessaire dans les calculs de la régularisation des apports au site de la retenue collinaire.

Pour ce paramètre, on va considérées les mesures d'évaporation au barrage Bakhada.

Tableau III.07 Evaporation au barrage Bakhada. (Source DRE TIARET)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	An
Evap (mm)	177	105	61	44	44	53	85	105	162	215	266	253	1 570

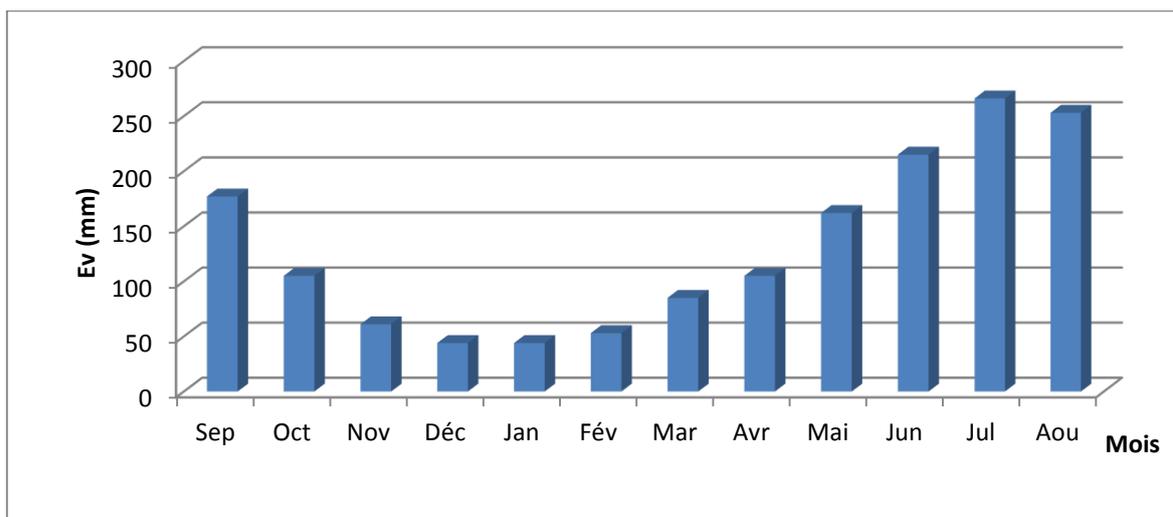


Figure III.03 Répartition mensuelle d'évaporation.

III.2.4 Pluviométrie

L'étude pluviométrique sera effectuée à partir des données des précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station la plus proche de la zone d'étude.

III.2.4.1 Stations et données disponibles

Les données d'observation utilisées sont celles enregistrées au niveau de la station climatique de Guertoufa pour la période allant de 1974 à 2003.

Tableau III.08 Station pluviométrique. (Source DRE TIARET)

Station	Code	Source	Coordonnées			Année de service	N (ans)
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
Guertoufa	012501	A.N.R.H	368.10	233.35	920	1974-2003	30

III.2.4.2 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin

Tableau III.09 Répartition des pluies moyennes mensuelles. (Source DRE TIARET)

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
P (mm)	18,60	34,51	46,84	44,88	50,90	44,83	44,70	46,91	31,96	6,95	3,12	6,03	380,23
P %	4,89	9,08	12,32	11,80	13,39	11,79	11,76	12,34	8,41	1,83	0,83	1,56	100

La répartition mensuelle des précipitations est présentée dans la figure ci-dessous :

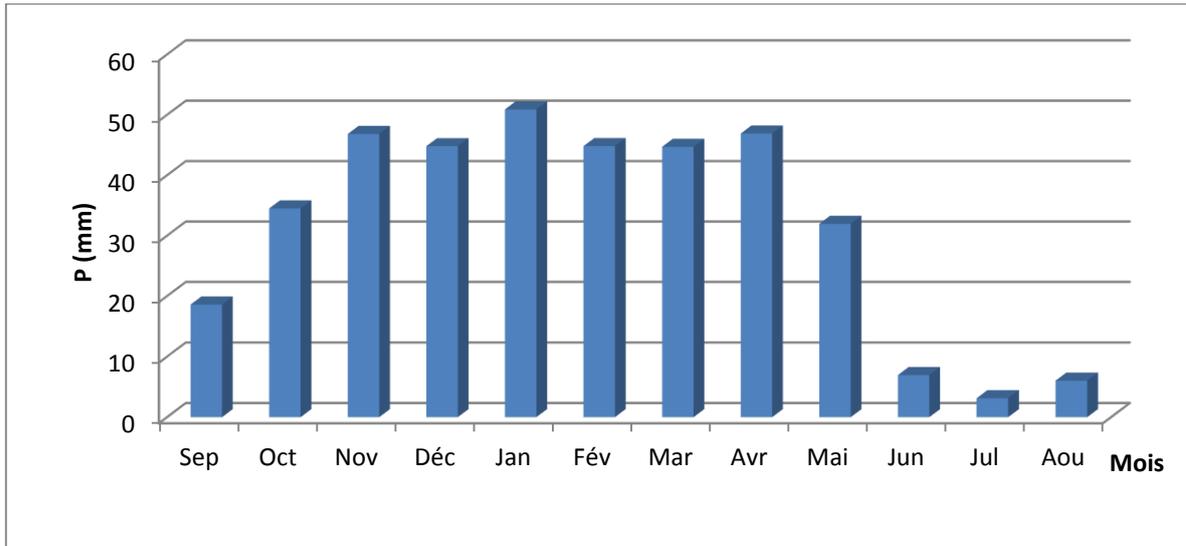


Figure III.04 Répartition mensuelle des précipitations

III.2.5 Précipitations maximales journalières

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage. L'étude fréquentielle des pluies journalières maximales a pour but l'estimation des valeurs limites atteintes pendant une période de retour donnée. Ceci nous ramène à chercher la loi d'ajustement la mieux adaptée à la distribution des pluies.

III.2.5.1 Estimation des pluies journalières maximales

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières à l'aide d'une loi théorique afin de déterminer l'intensité de pluie pour une période de retour. Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau suivant.

Tableau III.10 Pluies maximales journalières prise de la station 012501 (Source DRE TIARET)

Année	Pjmax(mm)	Année	Pjmax(mm)	Année	Pjmax(mm)
1974	31	1984	27,1	1994	31,3
1975	38	1985	27,4	1995	27,7
1976	21,7	1986	24,7	1996	23,4
1977	61,5	1987	37	1997	33
1978	54	1988	24,2	1998	26,9
1979	39,7	1989	24	1999	21
1980	17,5	1990	47	2000	20
1981	47,4	1991	64	2001	42,3
1982	38,2	1992	30	2002	60,1
1983	25	1993	38,3	2003	48,8

Tableau III.11 Caractéristique de la série pluviométrique (30 ans)

Caractéristiques	Formule	Valeurs
Moyenne des Pmaxj en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=30} X_i}{n}$	35,1
Ecart type « σ_x »	$\sigma_{\bar{X}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{30} (X - \bar{X})^2}{30}} \right]$	13
Coefficient de variation « Cv »	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,37

L'exposant climatique: **0,36**

III.3 Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de :

- La loi de probabilité.
- La taille de l'échantillon.
- Certaines caractéristiques de l'échantillon.

Toutefois, de nombreuses études comparatives, empiriques et théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

1. la loi de log-normale (droite de GALTON).
2. la loi de GUMBEL (droite de HENRY).

III.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

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

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{X-X_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots(III.13)$$

Tel que: $Y = \frac{X-X_0}{\alpha} \dots\dots\dots(III.14)$

F(x) : fréquence au dépassement de la valeur de x.

α, x_0 : coefficients d'ajustement.

α : paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi (gradex).

y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : paramètre de position (mode)

On peut écrire : $y = - \ln (- \ln (F (x)))$

Avant de procéder à l'ajustement, il faut suivre les étapes suivantes :

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.
- Calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN :

$$F(X) = \frac{m-0,5}{n} \dots\dots\dots(III.15)$$

m : rang de précipitation et n : nombre d'observations (30)

- Calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

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

- Calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 »
- Représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL.
- Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/\alpha) y + x_0$$

Avec : (1 / α) : la pente de la droite de GUMBEL

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.12 : résultat de l'ajustement a la loi GUMBEL

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.999	97.0	10.6	76.1 - 118
100	0.990	74.3	7.39	59.8 – 88.8
50	0.980	67.5	6.43	54.9 – 80.1
20	0.950	58.3	5.15	48.2 – 68.4
10	0.900	51.2	4.20	43.0 – 59.5
5	0.800	43.9	3.26	37.5 – 50.2
2	0.500	32.7	2.10	28.6 – 36.8

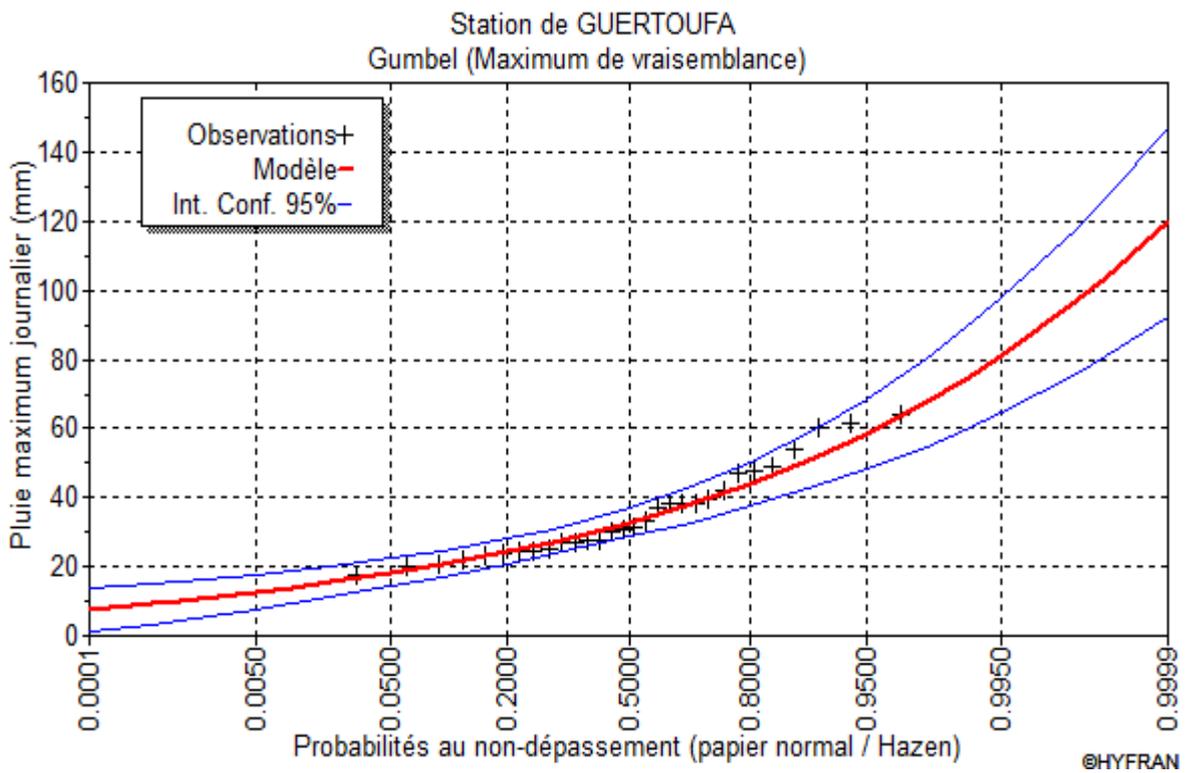


Figure III.05 : Représentation graphique des résultats d'ajustement à la loi de Gumbel

Tableau III.13 Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	17.5
Maximum	Aucun	64
Moyenne	34.8	35.1
Ecart-type	12.6	13
Médiane	32.7	31.1
Coefficient de variation (Cv)	0.362	0.371
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.826
Coefficient d'aplatissement(Ck)	2.40	2.43

III.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur papier log-normale.

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

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\left(\frac{1}{2}\right)u} du \dots\dots\dots(III.16)$$

Avec :

$$U = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x} \text{ (Variable réduite de GAUSS)}$$

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

$$\log x(p\%) = \log x + \sigma \log u(p\%) \dots\dots\dots(III.17)$$

$$\log x = \frac{\sum_{i=1}^{30} \log x_i}{N} \dots\dots\dots(III.18)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de log-normal (Galton) sont résumés dans le tableau III.14.

Tableau III.14: résultat de l'ajustement à la loi de GALTON.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.999	99.1	15.7	68.3 - 130
100	0.990	75.5	9.57	56.7 – 94.2
50	0.980	68.5	7.95	52.9 – 84.1
20	0.950	59.2	5.97	47.5 – 70.9
10	0.900	52.0	4.60	43.0 – 61.0
5	0.800	44.5	3.38	37.8 – 51.1
2	0.500	32.9	2.14	28.7 – 37.1

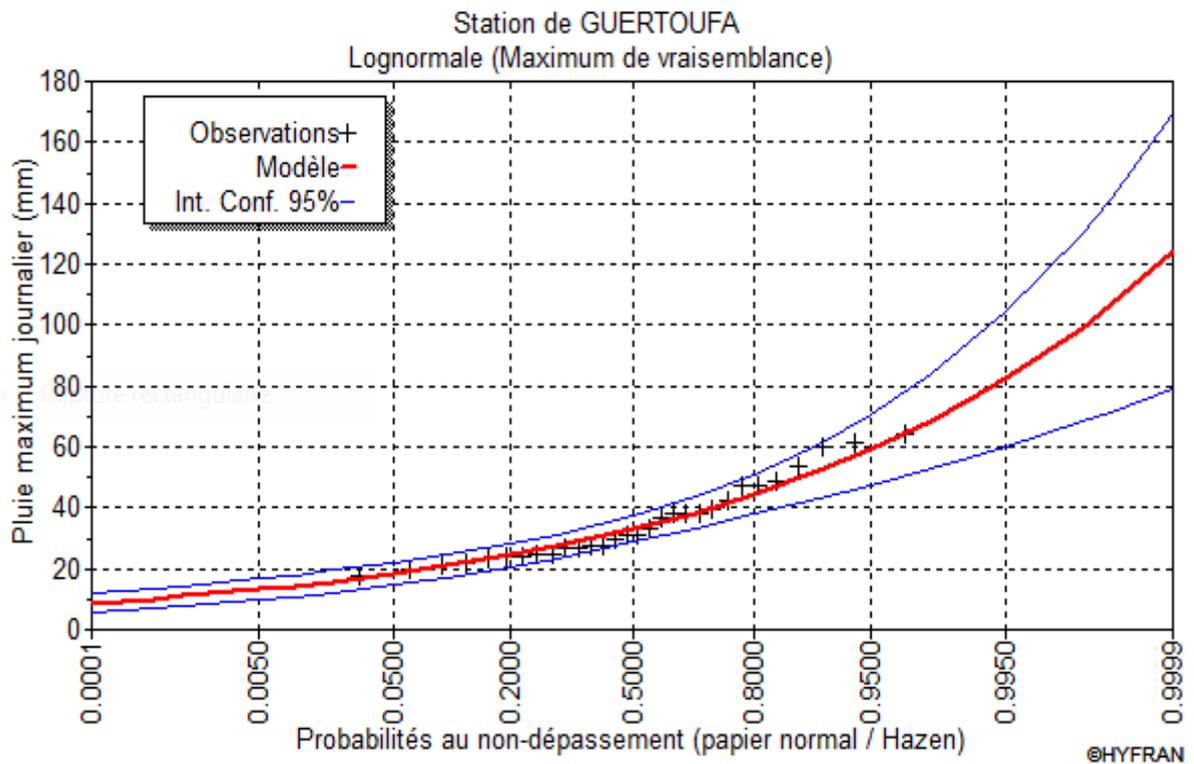


Figure III.06 : représentation graphique de la loi de log-normale (Galton)

Tableau III.15 Comparaison des caractéristiques de la loi de GALTON et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	17.5
Maximum	Aucun	64
Moyenne	35.1	35.1
Ecart-type	12.9	13
Médiane	32.9	31.1
Coefficient de variation (Cv)	0.368	0.371
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.15	0.826
Coefficient d'aplatissement (Ck)	5.46	2.43

III.3.3 Test de validité de l'ajustement (Test de Khi carrée)

On détermine le χ^2 calculé et le nombre de degré de liberté γ :

On détermine χ^2 théorique sur la table de Pearson (voir tableau dans l'annexe B)

Avec : χ^2 théorique = $g(\gamma, \alpha)$

La loi est adéquate pour une erreur $\alpha = 0.05$ si et seulement si :

χ^2 calculé < χ^2 théorique.

Les résultats du test pour les deux distributions statistiques d'après le logiciel HYFRAN sont donnés dans le tableau 17 suivant :

Tableau III.16: Résultat du test du Khi²

Distribution statistique	Nombre de classe	Degré de liberté	Khi ² calculé	Khi ² théorique ($\alpha=5\%$)	H0
Gumbel	7	4	1.27	9.488	Vérifiée
Log-normale	7	4	1.73	9.488	Vérifiée

Après examen des ajustements obtenus, il ressort que la loi de Gumbel ajuste mieux la série des Pjmax à la station de GUERTOUFA

III.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Pour une période donnée (24h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la formule suivante :

$$P_{\max, p\%} = P_{\max, j} * \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots(III.19)$$

$P_{\max, p\%}$: pluie de courte durée de même fréquence que $P_{\max, j, p\%}$ (mm)

$P_{\max, j}$: pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm)

t: temps [heure]

b : Exposant climatique (pour notre région est de 0.36

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

$$I_0 = \frac{P_{\max, p\%}}{t} \dots\dots\dots(III.20)$$

Les valeurs des pluies de courtes durées (inférieur à 24 heures) et les intensités pour les différentes fréquences sont présentées dans l'annexe A.

Et valeurs des pluies fréquentielles de courte durée correspondant au temps de concentration (t_c) du bassin versant d'Oued Sfoulia sont présentées dans le Tableau III.17

Tableau III.17: Pluies fréquentielles en mm de durée (t_c)

Période de retour (ans)	Valeurs (mm)
5	23.50
10	27.41
20	31.21
50	36.13
100	39.77
1000	51.93

III.5 Etudes des apports

L'absence d'une station hydrométrique contrôlant Oued Sfoulia au site de la retenue collinaire nous a conduits à estimer l'apport liquide moyen annuel au moyen de formules empiriques souvent utilisées en Algérie dans le cas de petits bassins versants.

III.5.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A0)

En raison de manque de données hydrométriques (absence de station hydrométriques sur le site de la future retenue), l'estimation de l'apport moyen annuel est faite moyennant les formules empiriques.

➤ Formule de l'A.N.R.H

$$A_0 = 0,915 * P_{\text{moy}}^{2,684} * S^{0,842} \dots\dots\dots (III.21)$$

Avec :

A_0 : Apport liquide annuel (Mm³).

P_{moy} : Précipitations moyennes annuelle en m.

S : Surface du bassin versant en Km².

AN :

$$A_0 = 1,31 \text{ Mm}^3$$

➤ Formule de SAMIE

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 * (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (III.22)$$

Avec :

L_e : lame d'eau ruisselée interannuelle en mm.

P_{moy} : Précipitations moyenne annuelle en m.

S : Surface du bassin versant en Km².

AN:

$$L_e = 40,52 \text{ mm}$$

$$A_0 = L_e * S \dots\dots\dots (III.23)$$

AN:

$$A_0 = 1,35 \text{ Mm}^3$$

➤ Formule de DerieII

$$A_0 = 0,513 * P_{\text{moy}}^{2,684} * S^{0,842} * D_d^{0,5} \dots\dots\dots (III.24)$$

Avec :

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

S : Superficie du bassin versant (Km²).

Dd : Densité de drainage (Km/Km²).

AN : $A_0 = 1,32 \text{ Mm}^3$

Tableau III.18 : Récapitulatif des résultats

Formules	A0 (Mm ³)
I'A.N.R.H	1,31
SAMIE	1,35
DerieII	1,32
Moy	1.33

On remarque d'après les résultats obtenus suite à l'utilisation des différentes estimations données dans le tableau ci-dessus que les valeurs des apports se rapprochent entre elles. Pour cela on retiendra la valeur moyenne donné par les trois formules empirique.

Donc on prend la valeur la plus proche à la moyenne **$A_0 = 1,32 \text{ Mm}^3$**

III.5.2 Caractéristiques de l'écoulement

A) -Module de l'écoulement

Il est donné par :

$$Me = A_0 / T \dots\dots\dots(III.25)$$

A0 : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes.

$$\mathbf{Me = 41.86 \text{ l/s}}$$

B) -Module de l'écoulement relatif

On a:

$$M_0 = Me / S \dots\dots\dots(III.26)$$

Me: Module de l'écoulement (l/s);

S : Superficie du bassin (Km²).

$$\mathbf{M_0 = 1.25 \text{ l/s/Km}^2}$$

C) -Lame d'eau écoulée

$$Le = A_0/S. \dots\dots\dots(III.27)$$

$$\mathbf{Le = 39.52 \text{ mm}}$$

D) -Coefficient de l'écoulement

Il est donné par :

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

$$C_e = 0.10$$

III.5.3 Coefficient de variation

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

A) Formule de SOKOLOVSKY

$$C_v = 0,78 - 0,29 \log q - 0,063 \log (S + 1) \dots \dots \dots (III.29)$$

Avec :

q : Module de l'écoulement relatif ;

S : Superficie du bassin (Km²).

AN:

$$C_v = 0,66$$

B) Formule OURKGUIPROVODKHOZ

Cette formule est basée sur les données de 21 petits oueds de l'Algérie du Nord.

$$C_v = 0,70 / M_0^{0,125} \dots \dots \dots (III.30)$$

M_0 : Module spécifique de l'apport moyen annuel en l/s.km².

A.N :

$$C_v = 0,68$$

C) Formule de KRISTEKLY MENKEL

$$C_v = 0,83 / (S^{0,06} * q^{0,27}) \dots \dots \dots (III.31)$$

Avec q : module de l'écoulement relatif

AN :

$$C_v = 0,63$$

Le coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc :

$C_v = 0.66$, Vu que les 3 formules donnent des valeurs proches.

III.5.4 Estimation fréquentielle des apports

III.5.4.1 Estimation à partir de la distribution log normale (Body)

Les apports liquides fréquents sont donnés par la formule suivante et estimés en fonction de l'apport moyen annuel (A0) et du coefficient de variation (Cv)

L'apport moyen fréquentiel peut être calculé par la relation proposée par Body qui est la suivante:

$$A_{80\%} = \frac{A_0}{\sqrt{1+C_v^2}} e^{-u \sqrt{\ln(C_v^2+1)}} \dots\dots\dots (III.32)$$

Avec :

A_{80%}: Apport fréquentiel (F=0.80) en m³.

u : Variable réduite de Gauss, qui est fonction de (u_{80%}=0.841).

A₀: Apport moyen annuel en m³.

C_v : Coefficient de variation des apports.

AN :

A_{80%} = 0,664Mm³

III.5.4.2 Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle de l'apport annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : **A_{80%}= 0,664Mm³**

Tableau III.19 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
A_{80%} (Mm³)	0,032	0,060	0,082	0,079	0,089	0,078	0,078	0,082	0,056	0,012	0,006	0,010	0,664
A_{80%}(%)	4,89	9,08	12,32	11,80	13,39	11,79	11,76	12,34	8,41	1,83	0,83	1,56	100

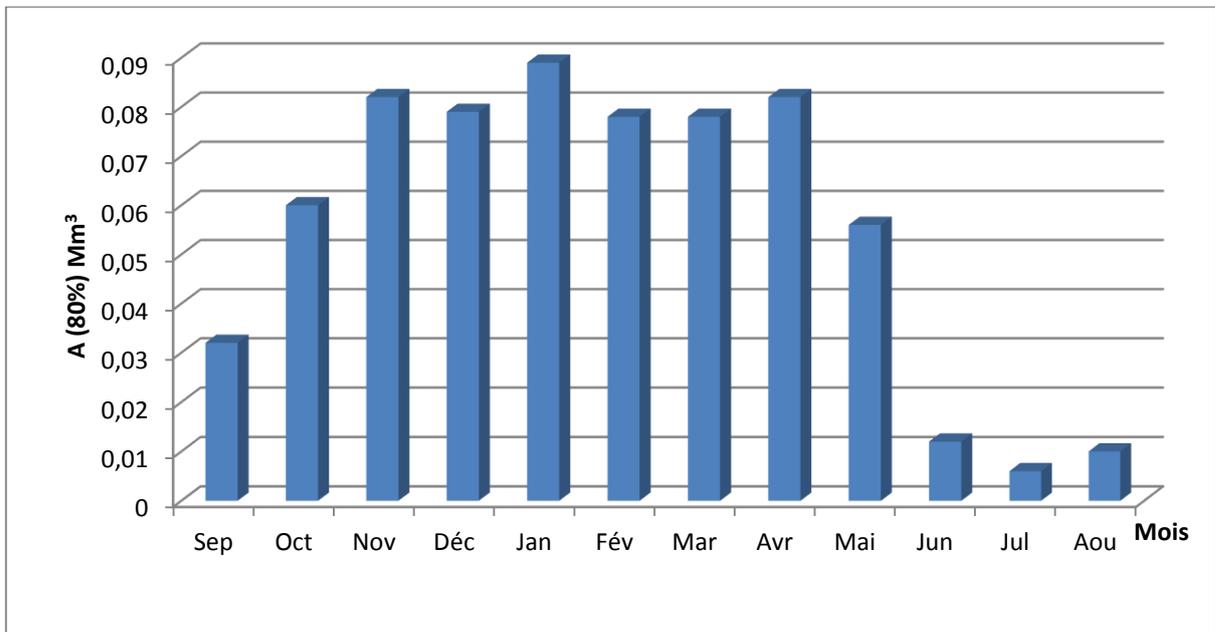


Figure III.07 Répartition mensuelle des apports 80% de site de barrage

III.6 Apports solides et estimation du volume mort

L'écoulement de sédiments est le composant solide du torrent qui coule par la voie. Le transport des solides est entamé avec les processus d'érosion qui se produisent dans les cours d'eau du bassin versant vers le courant hydrique. Du point de vue hydrologique, ce qui nous intéresse c'est l'écoulement qui afflue au réseau de drainage; lequel comprend à son tour, par rapport à la rivière et à la vallée d'inondation, l'érosion des berges, le transport par le courant et la déposition du matériau dans différents tronçons.

Pour la détermination du transport solide, nous avons utilisé les formules empiriques appliquées aux bassins versants de l'Algérie du Nord.

III.6.1 Apport solide en suspension

A) Formule de Fournier

$$E_s = \frac{1}{36} \left(\frac{P^2 m}{P_a} \right)^{2,65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0,46} \dots\dots\dots(III.33)$$

Avec :

Es : Taux d'abrasion en (t/Km2 /an).

Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux.

Pa: Pluie moyenne annuelle.

h= 45%(Hmax - Hmin) [m].

S: Surface du bassin versant.

AN: $E_s = 134.71t/Km^2/an$

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.3 \text{ t/m}^3$, en fonction de la géologie du bassin versant.

Le volume mort annuel est exprimé comme suit :

$$V_m = \frac{E_s * S * T}{\gamma_s} \dots \dots \dots (III.31)$$

T : Duré de vie de l'ouvrage T=10ans

$$V_m = 34610 \text{ m}^3$$

B) Formule de Tixeront (1960)

Cette formule tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit :

$$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s * T}{\gamma_s} \dots \dots \dots (III.32)$$

$$\text{Avec } Q_s = \alpha * L_e^{0,15} * S$$

Et

Q_s : Débit solide en [tonne/an].

γ_s : Poids spécifique des sédiments [1,3 t/m³].

T : temps d'exploitation [T = 10 ans].

α : Caractéristique de perméabilité.

Tableau III.20 Différentes valeurs de « α »

Variation de perméabilité	α
Elevée	8,5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

Pour une perméabilité moyenne faible $\alpha = 350$

AN:

$$E_s = 607,56 \text{ t/Km}^2/\text{an}$$

$$V_m = 163900 \text{ m}^3$$

En opte pour la formule de TIXERONT comme volume mort de notre retenue c'est la relation

la plus adaptée en Algérie donc le volume mort est de **V_m=163900 (m³)**

III.7 Etude des crues

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer les Hydrogrammes des crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maximums probables correspondants. L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à construire.

Les paramètres définissant une crue sont :

- Le débit maximum (débit de pointe).
- Le volume.
- Le temps.
- La forme (Hydrogramme de crues).

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, 1000, 50, 20, et 10ans et l'application de la méthode de l'hydrogramme synthétique pour le la détermination du débit de période de retour 100ans, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul.

III.7.1 : Formules empiriques pour la détermination de la crue

A) Formule de Maillet et Gauthier

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

Avec :

T : Période de retour en année.

K: Coefficient topographique entre(1-3),on prend K=2.

S : Superficie du bassin versant en Km².

L : Longueur du thalweg principale en Km.

P : Précipitations moyennes annuelles en m.

Tableau III.21: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER)

T (années)	5	10	20	50	100	1000
Q (m ³ /s)	53.83	66.62	77.26	89.43	97.64	120.97

B) Méthode fréquentielle TAIBI-ANRH

Elle a été établie par Taibi R. (ANRH) pour les cours d'eau d'Algérie. Cette méthode est donnée par la relation suivante :

$$Q_{pt} = e^{0,95\mu} * Q_p \dots \dots \dots (III.34)$$

Q_{pt} : Débit de pointe fréquentiel (m³/s).

μ : Variable réduite de Gauss.

Q_p : Débit de pointe annuel (m³/s).

Le débit de pointe moyen annuel est calculé par la relation de Bennie/Athkins :

$$Q_p = 0,000781 * S^{0,688} * P^{1,275} \dots \dots \dots (III.35)$$

P : Pluie moyenne annuelle reçue par le bassin versant (mm).

S : Surface du bassin versant en Km²

AN: **Q_p = 17,00 m³/s**

Tableau III.22 : Débit de crues fréquentielles d'Oued Tameslout (Fréquentielle) (Taïbi)

T ans	5	10	20	50	100	1000
μ	0,81	1,28	1,64	2,05	2,32	3,09
Q _f (m ³ /s)	36,70	57,35	80,74	119,19	154,04	320,13

C) Formule de SOKOLOVSKY

Selon cet auteur, la crue est considérée comme un débit max généré par une averse (une pluie) de courte durée correspondant au temps de concentration. Le temps de montée de la crue est donc pris égal au temps de concentration.

$$Q_{max, p\%} = \frac{0.28 * (P_{ct} - H_0) * \alpha_p * F * S}{T_c} \dots \dots \dots (III.36)$$

Avec :

F : Coefficient de forme de la crue :

$$F = 12 / (4 + 3 * \gamma) \dots \dots \dots (III.37)$$

H0 : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie H0=7 mm

Tableau.III.23 : Valeur de γ en fonction du bassin versant

Condition	γ
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km ²	$\gamma = 2$
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq \gamma \leq 4.$

On prend $\gamma = 2$ donc **F=1.2**

Tc=4.23h

S : Superficie du bassin (Km2).

α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée.

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{X_p} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_p} + \sqrt{H_0}}$$

Xp : précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.

Tableau III.24 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY)

T ans	5	10	20	50	100	1000
α_p %	0.29	0.33	0.36	0.39	0.41	0.46
Pct(mm)	23.5	27.41	31.21	36.1	39.77	51.9
Qmax p%(m ³ /s)	12.69	17.87	23.12	30.11	35.65	54.80

Sur la lumière de ces formules on opte les résultats de la formule de (Maillet et Gauthier) parce que cette formule donnée presque la valeur moyenne.

Tableau III.25 : Débit des crues fréquentielles d'Oued Sfolia

T (années)	5	10	20	50	100	1000
Q (m3/s)	53.83	66.62	77.26	89.43	97.64	120.97

III.7.2 Hydrogramme de crue

III.7.2.1 Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovski

L'Hydrogramme de crue est une identité de la crue, il détermine ses caractéristiques principales qui sont :

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

Pour tracer l'Hydrogramme de crue, nous sommes tenus de suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculé à partir des temps de montée et de la décrue.

a) Pour le temps de montée

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \dots \dots \dots (III.38)$$

$T_m = T_c = 4.23h$ Temps de montée.

b) Pour le temps de décrue

$$Q_d = Q_{\max} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \dots \dots \dots (III.39)$$

$T_d = \delta T_m$ (Sokolovski)

Q_m : Débit instantané de la montée (m³/s).

Q_d : Débit instantané de la décrue (m³/s).

t_m : Temps de la montée de la crue en heures.

t_d : Temps de la décrue en heures.

Q_{\max} : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m³/s).

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant, il est pris en général compris entre (2 — 4), celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin, on prend $\delta = 2.5$.

$T_d = \delta T_m = 2.5 * 4.23 = 10.58h$

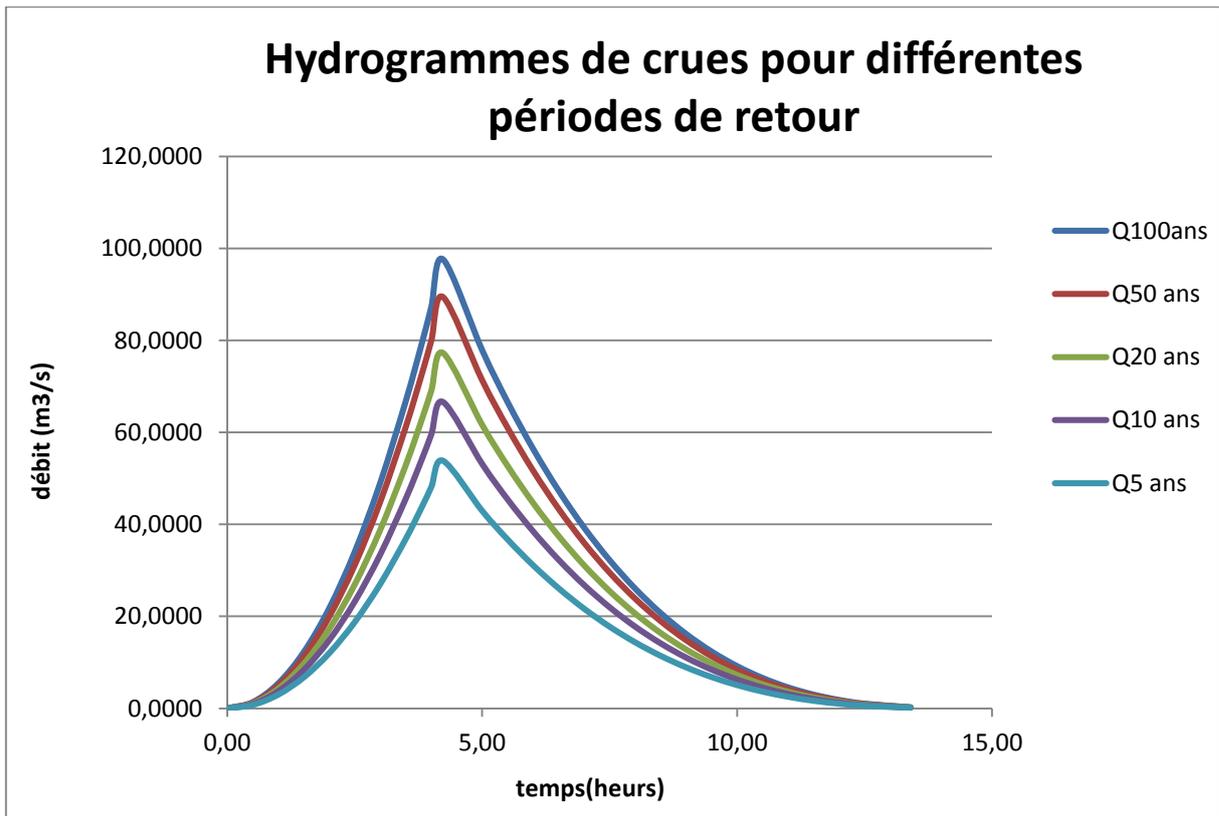


Figure.III.08: Hydrogramme de crues pour différents périodes de retour

III.7.2.2 : Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer. Le passage de cette crue doit se faire sans causer à l'ouvrage de dommage qui pourrait avoir des conséquences graves pour l'aval. En outre le laminage de la crue par la retenue ne doit pas provoquer de submersion dommageable à l'amont.

Plusieurs comités et écoles ont données des recommandations pour le choix de la crue de projet.

On site :

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

Recommandations du comité national Australien des grands barrages.

Tableau III.26 : Crues de projet recommandé.

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé
Elevés - Perte de vie; - Dommage considérable	1/100000 à 1/10000
Importants - Pas de perte de vie; - Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles - pas de perte de vie; - Dommages légers.	1/1000 à 1/100

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

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

$$I_g = I_a * I_d * I_r$$

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

I_d : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).

I_r : représente les risques.

Lorsque :

- Le risque est faible (I_g = 1), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.
- Le risqué est moyen (I_g =2), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.
- Le risqué est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Tableau III.27 Choix de la crue de projet.

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modère)	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	$Q_{\max}(1\%)+\text{revanche}$	$Q_{\max}(1\%)$ +revanche majorée avec vérification pour $Q_{\max}(0,1\%)$ et $Q_{\max}(0,2\%)$	$Q_{\max}(0,1\%)$

Pour notre cas, on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines), donc on accepte un risque moyen ($I_g = 2$) et on opte pour la crue centennale : $Q_{\max 1\%} = 97.64 \text{ m}^3/\text{s}$

III.8 : La régularisation

L'étude de régularisation de la retenue collinaire BOUZOR sur l'oued Sfoulia a pour objectif de déterminer le volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant. Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière :

Elle est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

- La régularisation interannuelle :

Elle sera effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation, on stocke les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons sèches.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport (A80% en Mm³).
- La consommation totale (Mm³).
- Les infiltrations et l'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

III.8.1 Répartition mensuel de l'apport 80%

Tableau III.28 : Répartition mensuelle de l'apport 80%.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
A80% (Mm ³)	0,032	0,060	0,082	0,079	0,089	0,078	0,078	0,082	0,056	0,012	0,006	0,010	0,664
A80%(%)	4,89	9,08	12,32	11,80	13,39	11,79	11,76	12,34	8,41	1,83	0,83	1,56	100

III.8.2 Répartition mensuel des besoins

Les barrages destinés pour l'irrigation ont une garantie de restitution généralement égale à $P = 80\%$ qui répond à une marge de risques pondérés qui sont liés à un ou plusieurs facteurs influant directement ou indirectement sur le développement optimum de la culture.

La restitution est la quantité d'eau qu'on doit garantir pour satisfaire les besoins en eau d'un secteur utilisateur donné. Dans notre cas, il s'agit des besoins en eau pour l'irrigation.

Durant lesquels on prend les quantités nécessaires de la retenue collinaire pour l'irrigation. Les besoins exprimées en Mm³ pour le projet est $U = 990000\text{m}^3$ (obtenue d'après DHW TIARET).

Tableau III.29 : Répartition mensuelle des besoins (Source DRE TIARET)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Tot
U(%)	14,3	2,5	1	0	0	0	1	6	12	17,6	22,6	23	100
U(Mm ³)	0.142	0.025	0.01	0	0	0	0.01	0.059	0.119	0.174	0.224	0.228	0.99
U80%	0.064	0.011	0.005	0	0	0	0.005	0.027	0.054	0.079	0.102	0.104	0.45

III.8.3 Courbes «Hauteurs - Capacités - Surfaces»

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

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

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

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

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

ΔV : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm^3 .

Le Tableau III.30 donne les caractéristiques topographiques de la retenue :

Courbe capacité-hauteur $H=f(V)$

Courbe surface-hauteur. $H=f(S)$

Tableau III.30 Courbe topographiques et volumétriques

cote (m)	surface (m^2)	H(m)	Smoy(m^2)	$\Delta H(m)$	$\Delta V(m^3)$	Vcumilé (m^3)
382	0	0	533,70	1	533,70	533,70
383	1067,39	1	2590,86	1	2590.86	3124,56
384	4114,26	2	7343,48	1	7343.48	10468,04
385	10572,7	3	14370,17	1	14370.17	24838,21
386	18167,63	4	23788,64	1	23788.64	48281,43
387	29409,65	5	35443,22	1	35443.22	83724,65
388	41476,78	6	47869,70	1	47869.70	131594,35
389	54262,62	7	60656,96	1	60656.96	192251,31
390	67051,23	8	74434,54	1	74434.54	266685,85
391	81817,84	9	88878,03	1	88878.03	355563,88
392	95938,22	10	102988,5	1	102988,5	458552,38
393	110038,78	11	117348,99	1	117348,99	575901,37
394	124659,18	12	132279,35	1	132279,35	708180,72
395	139899,89	13	147631,08	1	147631,08	855811,8

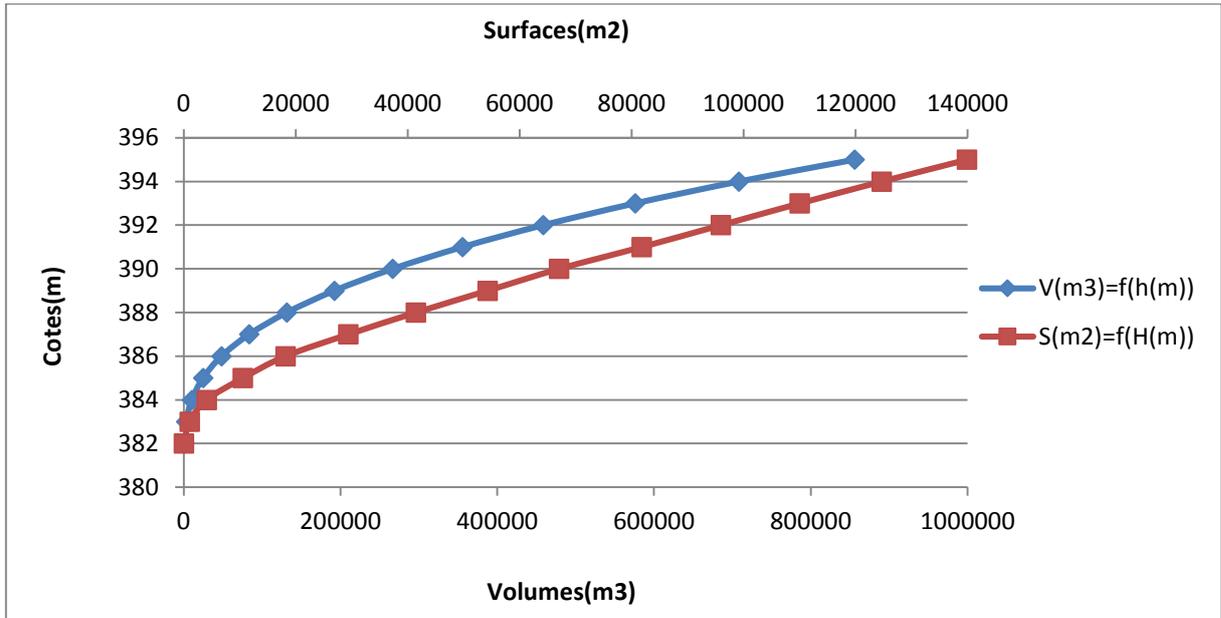


Figure III.09 Courbe hauteur-surface-volume

III.8.4 Calcul du volume utile

Pour calculer le volume utile du barrage, nous avons besoin de :

- ❖ L'apport annuel A80%.
- ❖ La consommation totale.
- ❖ Le volume mort de la retenue.

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

III.8.4.1 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau (III.31).

Du Tableau (III.31) on a :

$$V_s = 0.50225Hm^3$$

$$V_d = 0.28815Hm^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

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

$$\text{Alors : } V_u = 0.28815Hm^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$VNNR = V_u + V_m \dots \dots \dots (III.41)$$

AN :

$$VNNR = 0.28815 + 0.16390$$

$$VNNR = 0.45205 Hm^3$$

Tableau III.31 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes									
Mois	W (Hm3)	U (Hm3)	W-U (Hm3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (Hm3)	Vri (Hm3)	S (m3)	Vrf (Hm3)	Vri (Hm3)	S (Hm3)
				0,16390	0,16390		0,16390	0,16390	
Octobre	0,0603	0,01125	0,04905	0,21295	0,21295		0,21295	0,21295	
Novembre	0,0818	0,00450	0,07730	0,29025	0,29025		0,29025	0,29025	
Décembre	0,0784	0,00000	0,07840	0,36865	0,36865		0,36865	0,36865	
Janvier	0,0889	0,00000	0,08890	0,45755	0,45755		0,45755	0,45755	0,21410
Février	0,0783	0,00000	0,07830	0,53585	0,45205	0,08380	0,53585	0,32175	
Mars	0,0781	0,00450	0,07360	0,52565	0,45205	0,07360	0,39535	0,39535	
Avril	0,0819	0,02700	0,05490	0,50695	0,45205	0,05490	0,45025	0,45025	
Mai	0,0558	0,05400	0,00180	0,45385	0,45205	0,00180	0,45205	0,45205	
Juin	0,0122	0,07920	-0,06700	0,38505	0,38505		0,38505	0,38505	
Juillet	0,0055	0,10170	-0,09620	0,28885	0,28885		0,28885	0,28885	
Août	0,0104	0,10350	-0,09310	0,19575	0,19575		0,19575	0,19575	
Septembre	0,0325	0,06435	-0,03185	0,16390	0,16390		0,16390	0,16390	
Total	0,6641	0,45000	0,21410			0,21410			

III.8.4.2 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

1.1^{ère} approximation : Les pertes dans la retenue donnée dans le tableau (III.32)

Tableau III.32 : Calcul des pertes dans la retenue

Pertes par évaporation et infiltration (1er approximation)						
Mois	V moy (Hm3)	S moy (km2)	E vp (mm)	V evp (Hm3)	V inf (Hm3)	P (m3)
Octobre	0,18843	0,05288	105	0,00555	0,00188	0,00744
Novembre	0,25160	0,06445	61	0,00393	0,00252	0,00645
Décembre	0,32945	0,07644	44	0,00336	0,00329	0,00666
Janvier	0,41310	0,08944	44	0,00394	0,00413	0,00807
Février	0,45480	0,09514	53	0,00504	0,00455	0,00959
Mars	0,45205	0,09498	85	0,00807	0,00452	0,01259
Avril	0,45205	0,09498	105	0,00997	0,00452	0,01449
Mai	0,45205	0,09498	162	0,01539	0,00452	0,01991
Juin	0,41855	0,09041	215	0,01944	0,00419	0,02362
Juillet	0,33695	0,07761	266	0,02064	0,00337	0,02401
Août	0,24230	0,06312	253	0,01597	0,00242	0,01839
Septembre	0,17983	0,05161	177	0,00913	0,00180	0,01093
Total			1570	0,11131	0,04171	0,16216

Tableau III.33 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (1er approximation)									
Mois	W (m3)	U+P (m3)	W-(U+P) (m3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)	Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)
				0,1639	0,1639		0,17143	0,1639	
Octobre	0,06030	0,01869	0,04161	0,20551	0,20551		0,20551	0,20551	
Novembre	0,08180	0,01095	0,07085	0,27637	0,27637		0,27637	0,27637	
Décembre	0,07840	0,00666	0,07174	0,34811	0,34811		0,34811	0,34811	
Janvier	0,08890	0,00807	0,08083	0,42894	0,42894		0,42894	0,42894	
Février	0,07830	0,00959	0,06871	0,49765	0,49765		0,49765	0,49765	0,051944
Mars	0,07810	0,01709	0,06101	0,55866	0,54712	0,01154	0,50671	0,50671	
Avril	0,08190	0,04149	0,04041	0,58753	0,54712	0,04041	0,54712	0,54712	
Mai	0,05580	0,07391	-0,01811	0,52901	0,52901		0,52901	0,52901	
Juin	0,01220	0,10282	-0,09062	0,43839	0,43839		0,43839	0,43839	
Juillet	0,00550	0,12571	-0,12021	0,31818	0,31818		0,31818	0,31818	
Août	0,01040	0,12189	-0,11149	0,20668	0,20668		0,20668	0,20668	
Septembre	0,03250	0,07528	-0,04278	0,16390	0,16390		0,16390	0,16390	
Total	0,66410	0,61216				0,05194			

Du Tableau (III.33) on a :

$$V'_s = 0.43516Hm^3$$

$$V'_d = 0.38322Hm^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V'_s > V'_d \quad \text{D'ou : } V'_u = V'_d$$

$$\text{Alors : } V'_u = 0.38322Hm^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V'_{NNR} = V'_u + V'_m$$

AN :

$$V'_{NNR} = 0.38322 + 0.16390$$

$$V'_{NNR} = 0.54712 Hm^3$$

- Estimation de l'erreur :

Il faut vérifier la condition suivante $\varepsilon < 1\%$ à 2%

Avec :

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \dots \dots \dots (III.42)$$

AN:

$$\varepsilon = 32,99\%$$

La condition n'est pas vérifiée donc on doit refaire le calcul par des approximations jusqu'à ce qu'on trouve $\varepsilon < 2\%$

2.2^{ème} approximation : Les pertes dans la retenue donnée par le tableau.III.34

Tableau III.34 : Calcul des pertes dans la retenue

Pertes par évaporation et infiltration (2eme approximation)						
Mois	V moy (m3)	S moy (m2)	E vp (mm)	V evp (m3)	V inf(m3)	P (m3)
Octobre	0,18471	0,05165	105	0,00542	0,00185	0,00727
Novembre	0,24094	0,06213	61	0,00379	0,00241	0,00620
Décembre	0,31224	0,07465	44	0,00328	0,00312	0,00641
Janvier	0,38852	0,08645	44	0,00380	0,00389	0,00769
Février	0,46330	0,09613	53	0,00509	0,00463	0,00973
Mars	0,52239	0,10049	85	0,00854	0,00522	0,01377
Avril	0,54712	0,10234	105	0,01075	0,00547	0,01622
Mai	0,53807	0,10107	162	0,01637	0,00538	0,02175
Juin	0,48370	0,09834	215	0,02114	0,00484	0,02598
Juillet	0,37828	0,07954	266	0,02116	0,00378	0,02494
Août	0,26243	0,06565	253	0,01661	0,00262	0,01923
Septembre	0,18529	0,05432	177	0,00961	0,00185	0,01147
Total			1570	0,11597	0,04322	0,15918

Tableau III.35 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2eme approximation)									
Mois	W (m3)	U-P (m3)	W-(U-P) (m3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)	Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)
				0,16390	0,1639		0,16390	0,16390	
Octobre	0,06030	0,01852	0,04178	0,20568	0,20568		0,20568	0,20568	
Novembre	0,08180	0,01070	0,07110	0,27678	0,27678		0,27678	0,27678	
Décembre	0,07840	0,00641	0,07199	0,34877	0,34877		0,34877	0,34877	
Janvier	0,08890	0,00769	0,08121	0,42998	0,42998		0,42998	0,42998	0,04345
Février	0,07830	0,00973	0,06857	0,49856	0,49856		0,49856	0,49856	
Mars	0,07810	0,01827	0,05983	0,55839	0,55363	0,00477	0,51494	0,51494	
Avril	0,08190	0,04322	0,03868	0,59231	0,55363	0,03868	0,55363	0,55363	
Mai	0,05580	0,07575	-0,01995	0,53367	0,53367		0,53367	0,53367	
Juin	0,01220	0,10518	-0,09298	0,44069	0,44069		0,44069	0,44069	
Juillet	0,00550	0,12664	-0,12114	0,31955	0,31955		0,31955	0,31955	
Août	0,01040	0,12273	-0,11233	0,20722	0,20722		0,20722	0,20722	
Septembre	0,03250	0,07582	-0,04332	0,16390	0,1639		0,1639	0,16390	
Total	0,66410	0,61216	0,05194			0,04345			0,04345

Du Tableau (III.35) on a :

$$V''_s = 0.43317Hm^3$$

$$V''_d = 0.38973Hm^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V''_s > V''_d \quad \text{D'ou : } V''_u = V''_d$$

Alors : $V''_u = 0.38973Hm^3$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V''_{NNR} = V''_u + V''_m$$

AN :

$$V''_{NNR} = 0.38973 + 0.16390$$

$V''_{NNR} = 0.55363 Hm^3$

- Estimation de l'erreur :

Il faut vérifier la condition suivante $\epsilon < 1\%$ à 2%

Avec : $\epsilon = \frac{V''_u - V''_u}{V''_u} \dots\dots\dots(III.43)$

AN : $\epsilon = 1,69\%$

La condition est vérifiée donc le volume normal de la retenue est de :

$V_{NNR} = 0.55363 Hm^3$

III.9 Laminage des crues

Le calcul du laminage des crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation, sans affecter la sécurité globale de l'aménagement. Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, Cette relation peut être formulée comme suit :

$$Qdt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots(III.44)$$

Q : Le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q - q = S * \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots(III.45)$$

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

Il existe plusieurs procédés de calcul comme ceux de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step , Muskingum. Nous retenons la méthode de Kotcherine.

III.9.1 Méthode de KOTCHERINE

La méthode de Kotcherine est un procédé grapho-analytique, qui se base sur les principes suivants :

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

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

$$Q = mb\sqrt{2g}H_0^{3/2} \dots\dots\dots(III.46)$$

m: coefficient de débit dépend de la forme de déversoir m=0.49 ;

b: largeur du déversoir (m) ;

H₀: charge globale d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

$$H_0 = H + \alpha \frac{V_0^2}{2g} \dots\dots\dots(III.47)$$

H:charge d'eau sur le déversoir.

V₀:vitesse d'écoulement dans le canal d'approche déterminée d'après la formule:

$$V_0 = \frac{Q}{S} \quad \text{avec } S = b \times (H + P)$$

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

$$Q_{lam} = 0.85Q\%(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}) \dots\dots\dots(III.48)$$

Q%: débit maximum de crue considérée en m³/s.

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

V_{cr}: volume de la crue correspondant au Q%.

$$V_{cr} = \frac{1}{2} Q\% * t_b \dots\dots\dots(III.49)$$

t_b: temps global de la crue.

Pour les différents calculs on a besoin des données suivantes :

$$m = 0.49$$

$$Q(1\%) = 97.64 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{cr} = 1486862 \text{ m}^3$$

$$g = 9.81$$

Tableau III.36 : Calcul de Q (h) et Vch et Qlam

données	Valeur	largeur	hauteur	débit	surface	vitesse	Vch	Qlam
g	9,81	10	0,5	7,67362525	5	1,53472505	61963	93,6
α	1	12	0,6	12,1046908	7,2	1,68120706	75194	92,7
2*g	19,62	14	0,7	17,7959295	9,8	1,81591117	88425	91,8
$2 \cdot g^{0,5}$	4,429446918	16	0,8	24,8485209	12,8	1,9412907	101656	91
Q _{1%}	97,64	18	0,9	33,3566055	16,2	2,05904972	114886	90,1
V _{cr}	1486862	20	1	43,4085796	20	2,17042898	128117	89,2
m	0,49	22	1,1	55,0880359	24,2	2,27636512	141348	88,4
		24	1,2	68,4744718	28,8	2,37758582	154551	87,5
		26	1,3	83,6438388	33,8	2,47466979	169217	86,5
		28	1,4	100,668979	39,2	2,5680862	183884	85,6
		30	1,5	119,619979	45	2,65822176	198551	84,6
		32	1,6	140,564461	51,2	2,74539963	213217	83,6
		34	1,7	163,567825	57,8	2,82989317	227884	82,7
		36	1,8	188,693456	64,8	2,91193605	242551	81,7
		38	1,9	216,002898	72,2	2,99172989	257217	80,7
		40	2	245,556008	80	3,0694501	271884	79,8
		42	2,1	277,411086	88,2	3,14525041	286551	78,8

Tableau III.37 : Calcul de Q (ho)

H	v	H0	Q(H0) (m3/s)																
			10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42
0,5	1,53	0,62	10,6	12,7	14,8	17,0	19,1	21,2	23,3	25,4	27,6	29,7	31,8	33,9	36,0	38,1	40,3	42,4	44,5
0,6	1,68	0,74	13,9	16,7	19,5	22,3	25,1	27,9	30,6	33,4	36,2	39,0	41,8	44,6	47,4	50,1	52,9	55,7	58,5
0,7	1,82	0,87	17,6	21,1	24,6	28,1	31,6	35,1	38,6	42,1	45,6	49,2	52,7	56,2	59,7	63,2	66,7	70,2	73,7
0,8	1,94	0,99	21,4	25,7	30,0	34,3	38,6	42,9	47,2	51,5	55,8	60,1	64,3	68,6	72,9	77,2	81,5	85,8	90,1
0,9	2,06	1,12	25,6	30,7	35,8	40,9	46,1	51,2	56,3	61,4	66,5	71,7	76,8	81,9	87,0	92,1	97,2	102,4	107,5
1	2,17	1,24	30,0	36,0	42,0	48,0	54,0	59,9	65,9	71,9	77,9	83,9	89,9	95,9	101,9	107,9	113,9	119,9	125,9
1,1	2,28	1,36	34,6	41,5	48,4	55,3	62,2	69,2	76,1	83,0	89,9	96,8	103,7	110,7	117,6	124,5	131,4	138,3	145,2
1,2	2,38	1,49	39,4	47,3	55,2	63,0	70,9	78,8	86,7	94,6	102,4	110,3	118,2	126,1	134,0	141,8	149,7	157,6	165,5
1,3	2,47	1,61	44,4	53,3	62,2	71,1	80,0	88,9	97,7	106,6	115,5	124,4	133,3	142,2	151,1	159,9	168,8	177,7	186,6
1,4	2,57	1,74	49,7	59,6	69,5	79,4	89,4	99,3	109,2	119,2	129,1	139,0	149,0	158,9	168,8	178,7	188,7	198,6	208,5
1,5	2,66	1,86	55,1	66,1	77,1	88,1	99,1	110,1	121,1	132,2	143,2	154,2	165,2	176,2	187,2	198,2	209,2	220,3	231,3
1,6	2,75	1,98	60,7	72,8	84,9	97,1	109,2	121,3	133,5	145,6	157,7	169,9	182,0	194,1	206,2	218,4	230,5	242,6	254,8
1,7	2,83	2,11	66,4	79,7	93,0	106,3	119,6	132,9	146,2	159,4	172,7	186,0	199,3	212,6	225,9	239,2	252,5	265,7	279,0
1,8	2,91	2,23	72,4	86,9	101,3	115,8	130,3	144,8	159,2	173,7	188,2	202,7	217,2	231,6	246,1	260,6	275,1	289,5	304,0
1,9	2,99	2,36	78,5	94,2	109,9	125,6	141,3	157,0	172,7	188,4	204,1	219,8	235,5	251,2	266,9	282,6	298,3	314,0	329,7
2	3,07	2,48	84,8	101,7	118,7	135,6	152,6	169,6	186,5	203,5	220,4	237,4	254,3	271,3	288,2	305,2	322,2	339,1	356,1
2,1	3,15	2,60	91,2	109,5	127,7	145,9	164,2	182,4	200,7	218,9	237,2	255,4	273,6	291,9	310,1	328,4	346,6	364,9	383,1

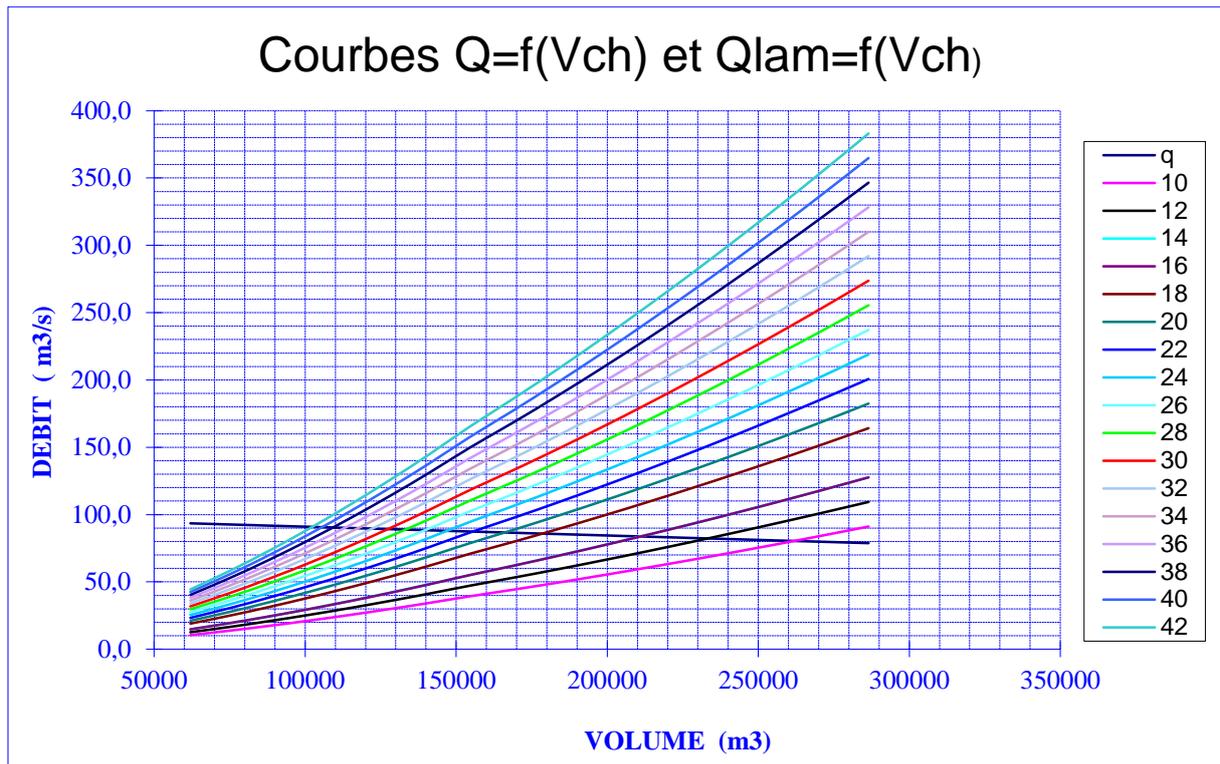


Figure III.10 Courbes $Q=f(V_{ch})$ et $Q_{lam}=f(V_{ch})$

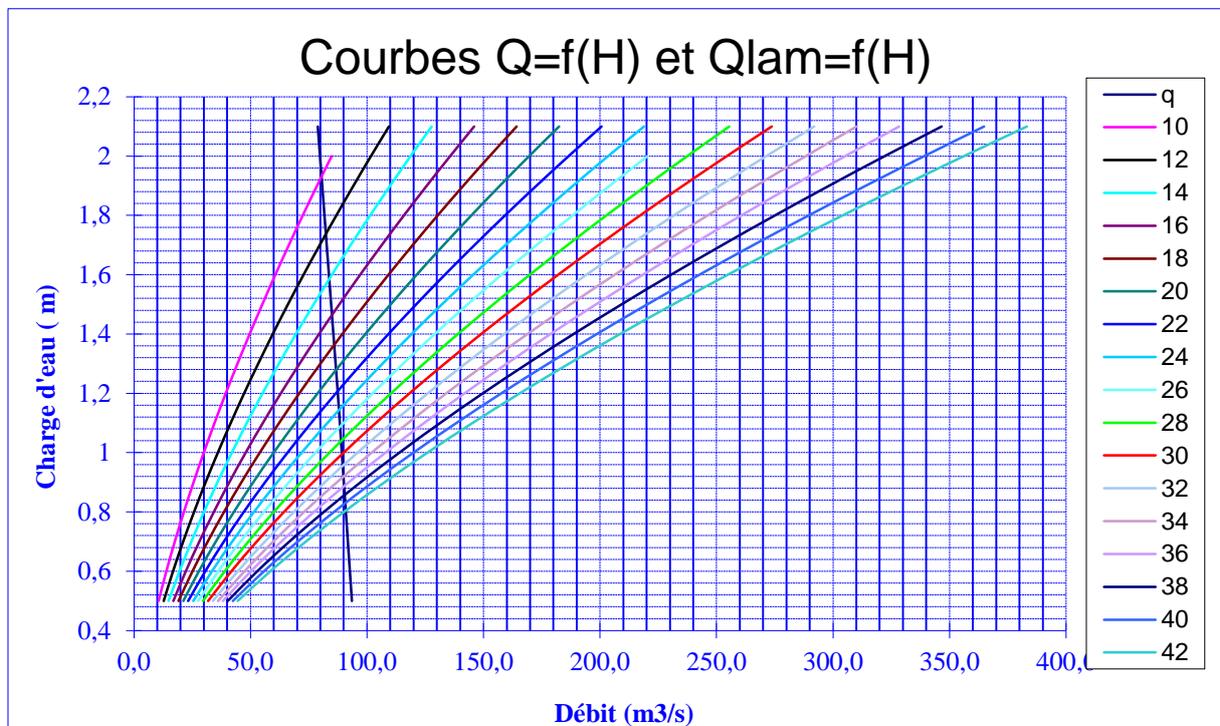


Figure III.11 Courbes $Q=f(H)$ et $Q_{lam}=f(H)$

Tableau III.38 : Résultats de l'étude du laminage

NNR	B	H	NPHE	q(m3/s)	NNR	B	H	NPHE	q(m3/s)
392,8	10	1,92	394,72	80,00	392,8	28	1,03	393,83	89,97
392,8	12	1,74	394,54	82,50	392,8	30	1,00	393,8	90,00
392,8	14	1,58	394,38	83,40	392,8	32	0,96	393,76	90,01
392,8	16	1,46	394,26	86,00	392,8	34	0,92	393,72	90,02
392,8	18	1,36	394,16	87,20	392,8	36	0,89	393,69	90,04
392,8	20	1,27	394,07	88,80	392,8	38	0,87	393,67	90,06
392,8	22	1,21	394,01	89,30	392,8	40	0,85	393,65	90,08
392,8	24	1,14	393,94	89,75	392,8	42	0,81	393,61	90,10
392,8	26	1,08	393,88	89,92					

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, on doit faire une étude d'optimisation.

III.10 Etude d'optimisation

III.10.1 Revanche

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD

$$R = 0.75H + \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (III.50)$$

$$H = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F} \dots \dots \dots (III.51)$$

Avec :

$$V=1.5+2H$$

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch.

[F = 1km].

AN :

$$H=0.83$$

$$V=3.16 \text{ m/s}$$

Donc: **R=1.13m**

b) Formule de MALLET et PAQUANT

$$R = 0.75H + \frac{V^2}{2g} + S \dots \dots \dots (III.52)$$

$$H = 0.5 + 0.33\sqrt{F} \dots \dots \dots (III.53)$$

Avec:

S : marge de sécurité on prend (S=0,5m).

$$V=1.5+0.66H$$

AN:

$$H=0.83$$

$$V=2.05 \text{ m/s}$$

Donc: **R=1.34m**

c) Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \dots \dots \dots (III.54)$$

AN : **R=1.3m**

On prend la valeur la plus proche à la moyenne R=1.30

III.10.2 Largeur en crête

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

a) Formule de Knapen

$$b_{cr} = 1.65\sqrt{H_b} \dots \dots \dots (III.55)$$

b) Formule de E- F-Preece

$$b_{cr} = 1.1\sqrt{H_b} + 1 \dots \dots \dots (III.56)$$

c) Formule Anonyme (simplifiée)

$$b_{cr} = 3.6\sqrt[3]{H_b} - 3 \dots \dots \dots (III.57)$$

Avec :

H_b : La hauteur de la digue.

$$H_b = \text{NNR} - C_f + R + H_{dev} + T$$

T=Tassement de la crête du barrage

$$T = 0.001H_b^{3/2}$$

Les tassements sont estimés à 5cm

Tableau III.39 : Les résultats de calcul

B(m)	Hd(m)	Hb(m)	Largeur en crête de la digue (m)			
			Formule de KNAPEN	Formule de PREECE	Formule de simplifiée	Moyenne
10	1,92	14.07	6.19	5.13	5.69	5.67
12	1,74	13.89	6.15	5.10	5.65	5.63
14	1,58	13.73	6.11	5.08	5.62	5.60
16	1,46	13.61	6.09	5.06	5.59	5.58
18	1,36	13.51	6.06	5.04	5.57	5.56
20	1,27	13.42	6.04	5.03	5.55	5.54
22	1,21	13.36	6.03	5.02	5.54	5.53
24	1,14	13.29	6.01	5.01	5.53	5.52
26	1,08	13.23	6.00	5.00	5.52	5.51
28	1,03	13.18	5.99	4.99	5.51	5.50
30	1.00	13.15	5.98	4.98	5.50	5.49
32	0,96	13.11	5.97	4.97	5.49	5.48
34	0,92	13.07	5.96	4.96	5.48	5.47
36	0,89	13.04	5.95	4.95	5.47	5.46
38	0,87	13.02	5.94	4.94	5.46	5.45
40	0,85	13.00	5.93	4.93	5.45	5.44
42	0,81	12.96	5.92	4.92	5.44	5.43

On opte pour une largeur en crête de $b_{cr}=5$ m

III.11 Calcul des coûts

III.11.1 Coût de la digue

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on calcul les volumes de la digue correspondantes aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules suivantes :

$$V_{digue} = \sum V_i \dots \dots \dots (III.58)$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * L \dots \dots \dots (III.59)$$

Avec :

V_i : le volume de barrage à la cote i .

L_i : distance entre deux coupes voisines.

S_i : section transversale correspondante à la coupe i , donnée par la formule :

$$S_i = \frac{b+B_i}{2} * H_i \dots \dots \dots (III.60)$$

B_i : largeur de base, donnée par : $B_i = (m_1+m_2) H_i + b$

m_1, m_2 : fruits de talus amont et aval du barrage. ($m_1= 3, m_2=2.5$).

H_i : hauteur de la tranche au point i .

(Le prix du mètre cube de remblai est estimé 500 DA.)

Tableau III.40 : Coût de la digue

B (m)	Hb (m)	Vb (m3)	Coût (DA)
10	14.07	64288.98	32144490
12	13.89	63330.87	31665435
14	13.73	62488.93	31244465
16	13.61	61863.49	30931745
18	13.51	61346.22	30673110
20	13.42	60883.73	30441865
22	13.36	60577.02	30288510
24	13.29	60220.81	30110405
26	13.23	59916.88	29958440
28	13.18	59664.59	29832295
30	13.15	59513.65	29756825
32	13.11	59312.88	29656440
34	13.07	59112.69	29556345
36	13.04	58962.93	29481465
38	13.02	58863.26	29431630
40	13.00	58763.75	29381875
42	12.96	58565.13	29282565

III.11.2 Coût de l'évacuateur de crues

III.11.2.1 Coût du déversoir

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

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

$$\frac{Y}{H} = 0.47 \left(\frac{X}{H} \right)^{1.80} \dots \dots \dots (III.61)$$

H : Charge sur le seuil ;

Y : Ordonnée du profil (m) ;

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera :

$$V_d = S * B \dots \dots \dots (III.62)$$

S : Section transversale (m²).

B : Largeur De déversoir (m).

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 37.000(DA). (source :entreprise ozgun)

Tableau III.41 : Coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes

B (m)	Hd (m)	S (m²)	V (m³)	Coût (DA)
10	1,92	5.58	55.80	2064600
12	1,74	5.39	64.68	2393160
14	1,58	5.22	73.08	2703960
16	1,46	5.10	81.60	3019200
18	1,36	5.01	90.18	3336660
20	1,27	4.92	98.40	3640800
22	1,21	4.85	106.70	3947900
24	1,14	4.78	114.72	4244640
26	1,08	4.72	122.72	4540640
28	1,03	4.66	130.48	4827760
30	1.00	4.62	138.60	5123760
32	0,96	4.58	146.56	5422720
34	0,92	4.55	154.70	5723900
36	0,89	4.52	162.72	6020640
38	0,87	4.49	170.62	6312940
40	0,85	4.46	178.40	6600800
42	0,81	4.43	186.06	6884220

III.11.2.2 Calcul du coût du coursier

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire afin d'assurer les bonnes conditions de l'écoulement. La longueur approximative du coursier est de 224 mètres (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} * L_{\text{coursier}} \dots \dots \dots (III.63)$$

Les épaisseurs du radier et des murs bajoyer sont pris respectivement de 0.5m et 0.4m.

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{coursier}} = Q_{\text{lam}}^{0.4} \dots \dots \dots (III.64)$$

Tableau III.42: Coût du coursier pour les différentes largeurs déversante

B (m)	Hd(m)	q(m3/s)	b cour	S radier	H m baj	S m baj	S tot	V(m3)	Cout(DA)
10	1,92	80,00	5.771	2.886	2.42	1.936	4.822	1093.57	40462090
12	1,74	82,50	5.842	2.921	2.24	1.792	4.713	1055.71	39061270
14	1,58	83,40	5.868	2.934	2.08	1.664	4.598	1029.95	38108150
16	1,46	86,00	5.940	2.970	1.96	1.568	4.538	1016.51	37610870
18	1,36	87,20	5.973	2.987	1.86	1.448	4.435	993.44	36757280
20	1,27	88,80	6.017	3.008	1.77	1.416	4.424	990.97	36665890
22	1,21	89,30	6.030	3.015	1.71	1.368	4.383	981.79	36326230
24	1,14	89,75	6.042	3.021	1.64	1.312	4.333	970.59	35911830
26	1,08	89,92	6.047	3.023	1.58	1.264	4.287	960.29	35530730
28	1,03	89,97	6.048	3.024	1.53	1.224	4.248	951.55	35207350
30	1.00	90,00	6.049	3.024	1.47	1.192	4.216	944.38	34942060
32	0,96	90,01	6.049	3.024	1.43	1.160	4.184	937.22	34677140
34	0,92	90,02	6.049	3.024	1.39	1.136	4.160	931.84	34478080
36	0,89	90,04	6.050	3.025	1.35	1.112	4.137	926.69	34287530
38	0,87	90,06	6.051	3.025	1.33	1.096	4.121	923.10	34154700
40	0,85	90,08	6.051	3.025	1.31	1.080	4.105	919.52	34022240
42	0,81	90,10	6.052	3.026	1.30	1.064	4.090	916.16	33897920

III.11.3 Coût total du barrage

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

Tableau III.43 Coût Totale du barrage.

B (m)	Hd(m)	Coût digue	Coût déversoir	Coût coursier	Coût Totale du barrage
10	1,92	32144490	2064600	40462090	74671180
12	1,74	31665435	2393160	39061270	73119865
14	1,58	31244465	2703960	38108150	72056575
16	1,46	30931745	3019200	37610870	71561815
18	1,36	30673110	3336660	36757280	70767050
20	1,27	30441865	3640800	36665890	70748555
22	1,21	30288510	3947900	36326230	70562640
24	1,14	30110405	4244640	35911830	70266875
26	1,08	29958440	4540640	35530730	70029810
28	1,03	29832295	4827760	35207350	69867405
30	1,00	29756825	5123760	34942060	69822645
32	0,96	29656440	5422720	34677140	69756300
34	0,92	29556345	5723900	34478080	69758325
36	0,89	29481465	6020640	34287530	69789635
38	0,87	29431630	6312940	34154700	69899270
40	0,85	29381875	6600800	34022240	70004915
42	0,81	29282565	6884220	33897920	70064705

Conclusion

Ce chapitre a pour but de déterminer les paramètres et les caractéristiques hydrologiques nécessaires et fondamentales dans la conception de barrage, et qui sont :

Tableau III.44 Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage

Denominations	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	0.164
Volume utile	Mm ³	0.389
Volume au NNR	Mm ³	0.553
Côte du fond	m NGA	382
Côte NNR	m NGA	392.8
Côte NPHE	m NGA	393.76
Côte en crête	m NGA	395.11
Largeur en crête	m	5
Largeur du déversoir	m	32
Charge déversée	m	0.96

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

Introduction

Le choix de type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de la vallée, les problèmes de transport et de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que les conditions économiques.

IV.1 Le choix du site du barrage

En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie, le choix de l'axe du barrage est conditionné par certains critères économiques, sécurité et facilité d'exécution de l'ouvrage.

En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

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

IV.2 Le choix du type du barrage

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

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

IV.3 Le choix des variantes de la digue

La disponibilité des matériaux argileux et enrochement aux environs du site et à l'intérieur même de la cuvette nous conduit à choisir trois types de digue qui fait l'objet d'une étude comparative technico-économique, il s'agit de :

- Barrage en terre homogène en argile.
- Barrage en terre zonée à noyau d'argile.
- Barrage en enrochement avec masque en béton.

IV.4 Le profil générale de la retenue

IV.4.1 La hauteur de la digue

$$H_b = \text{NNR} - C_f + R + H_{\text{dév}} + T \dots \dots \dots (\text{IV.01})$$

Avec :

NNR : Côte du niveau normal de la retenue (NNR=392.8m).

Cf : Côte du thalweg (Cf=382m).

R : la revanche (R=1,3 m).

Hdev : La charge déversante (Hd=0.96m).

T : tassements affectant les sols de fondation (T=5cm).

Hb=13.11m

Donc :

La cote en crête : **395.11 m NGA.**

IV.4.2 La largeur en crête

La largeur en crête a été déjà définie dans l'étude d'optimisation dans le chapitre de l'hydrologie.

bcr = 5m

IV.4.3 La longueur en crête

La longueur en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à :

L = 236m

IV.4.4 Pentés des talus

La pente des talus doit assurer la stabilité statique de ces talus, c'est-à-dire que les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Les fruits de talus varient suivant la hauteur du barrage et en fonction de son type (matériau de construction).

Tableau IV.01 : Les valeurs indicatives des fruits de talus

Hauteur du barrage(m)	Type de barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
$H < 5$	- Homogène	2.5	2
	- A zones	2	2
$5 \leq H < 10$	- Homogène granularité étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2.5	2.5
	- A zones	2	2.5
$10 \leq H < 20$	- Homogène granularité étendue	2.5	2.5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2.5
	- A zones	2	3
$H \geq 20$	- Homogène granularité étendue	3	2.5
	- A zones	3	3

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

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

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

IV.4.5 Les bermes

Elles permettent la réalisation et la réparation des revêtements de talus. En outre, elles donnent la stabilité aux digues et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur les surfaces de talus aval, en contribuant à éviter l'érosion, elles servent aussi d'appui aux revêtements des talus en amont. On prévoit une berme sur le talus aval dont la largeur sera de 3m.

IV.4.6 Revêtement des talus de la digue

- **Talus aval** : Ce talus sera revêtu d'une couche de terre végétale de 30cm d'épaisseur.
- **Talus amont** : On retiendra une protection amont en enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la méthode de « T. V.A. ». (Tennessee-Valley- Authority).

Cette méthode déterminée par la formule suivante :

$$e = CV^2 \dots\dots\dots (IV.02)$$

e : Epaisseur de l'enrochement en m.

V : Vitesse de propagation des vagues déterminée par la formule de Gaillard en m/s, sachant que $V=3m/s$.

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique γ_s du matériau d'enrochement.

Tableau IV.02 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_s

Pentes des talus	Valeurs de «c» pour différents poids spécifiques		
	$\gamma_s=2.5$	$\gamma_s=2.65$	$\gamma_s=2.8$
1 / 4	0.027	0.024	0.022
1 / 3	0.028	0.025	0.023
1 / 2	0.031	0.028	0.026
1 / 2.5	0.036	0.032	0.030
1 / 1	0.047	0.041	0.038

D'après le tableau $C=0.028$, donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0.26m$, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à $0,3m$.

Donc :

On retiendra une protection amont en enrochement de diamètre moyen $e=30cm$ posé sur une couche de $40cm$.

IV.4.7 Etanchéité du barrage

IV.4.7.1 Le noyau

- **La hauteur du noyau**

$$H_n = H_b - 1 \dots\dots\dots (IV.03)$$

H_b : hauteur du barrage.

H_n : hauteur du noyau.

AN : $H_n=12.11m$

- **La largeur en crête du noyau**

$$L_{c,n}=1/6H_b \dots \dots \dots (IV.04)$$

AN: $L_{c,n}=2.19$

- **Classification de l'ouvrage**

Tableau IV.03 Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs du barrage (m)			
Sols rocheux	>100	70÷100	25÷70	<25
Sablonneux, pierreux, argileux non plastique	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau notre barrage appartient à la classe **IV**.

- **Les fruits des talus**

Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau. La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition suivante :

$$\frac{\Delta H}{b_{noy}} \leq I_{adm} \dots \dots \dots (IV.05)$$

Avec :

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

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

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont, $H_1 = 10.80 m$.

b_{noy} : Largeur à la base du noyau en m.

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

Tableau IV.04 : Valeur d' I_{adm} en fonction du type d'ouvrage

Type de sol	Classe de 'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.70	0.80	0.90	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre retenue appartient à la IV eme classe alors, on prend **$I_{adm}=1,95$**

- **Largeur moyenne en base du noyau**

$$b_{moy} \geq \frac{\Delta H}{I_{adm}} \dots\dots\dots(IV.06)$$

AN : **$b_{moy}= 5.58m$**

- **Largeur en base du noyau**

$$L_b=2*b_{moy} -L_{c,n} \dots\dots\dots(IV.07)$$

AN: **$L_b=8.89m$**

- **Détermination des fruits des talus**

$$L_b=2*m*H_n+L_{c,n} \dots\dots\dots(IV.08)$$

Donc:

$m=0.32$

IV.4.7.2 Les drains

A) Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme)

- **Hauteur**

$$H_p= (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots(IV.09)$$

H_b : Hauteur de la retenue ($H_b= 13.11m$)

On prend $H_p =0,2 H_b$, donc on aura : **$H_p = 2.6 m$** .

- **Fruit des talus**

$$m_1= (1 \div 2) ; m_2= (1.5 \div 2.5)$$

On prend : **$m_1=m_2=1.5$**

- **Largeur au sommet**

On prend la largeur en crête du prisme est la même que la largeur de berme aval, donc : **$b_p=3m$**

B) Dimensionnement du drain tapis• **La longueur du drain tapis**

$$L_d = L_b/3 \dots\dots\dots (IV.10)$$

L_b : Longueur transversale du barrage=77.11m

AN : $L_d=25.7m$

IV.4.7.3 Les filtres

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- Couches horizontales de sables.....0.15 m.
- Couches horizontales de graviers.....0.30 m.
- Couches verticales ou inclinées 0.50 m.

IV.4.7.4 Etanchéité de la fondation

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité du noyau en argile. Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau imperméable. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 3m (au niveau du lit de l'oued) et la pente des talus est $m = 1$.

IV.5 Calcul du volume des différents matériaux**IV.5.1 Barrage homogène en argile****A) Recharge (argile)**

Tableau IV.05 : Volume de recharge (Argile)

Coupe	Si (m ²)	Smoy(m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	19.875	10	198.75
2	39.75	153.75	17	2613.75
3	267.75	425.48	90	38293.2
4	583.20	425.48	40	17019.2
5	267.75	153.75	19	2921.25
6	39.75	19.875	60	1192.5
7	0			
236				62238.65

B) Filtres et drains**Tableau IV.06 : Volume du sable**

Coupe	Si (m2)	Smoy(m2)	Li (m)	Vi (m3)
1	0	2.025	10	20.25
2	4.05	7.595	17	129.115
3	11.14	13.505	90	1215.45
4	15.87	13.505	40	540.2
5	11.14	7.595	19	144.305
6	4.05	2.025	60	121.5
7	0			
236				2170.82

Tableau IV.07 : Volume du gravier

Coupe	Si (m2)	Smoy(m2)	Li (m)	Vi (m3)
1	0	4.045	10	40.45
2	8.09	15.185	17	258.145
3	22.28	27.01	90	2430.9
4	31.74	27.01	40	1080.4
5	22.28	15.185	19	288.515
6	8.09	4.045	60	242.7
7	0			
236				4341.11

C) Protection en enrochement**Tableau IV.08 : Volume d'enrochement**

Coupe	Si (m2)	Smoy(m2)	Li (m)	Vi (m3)
1	0	1.895	10	18.95
2	3.79	7.585	17	128.945
3	11.38	18.585	90	1672.65
4	25.79	18.585	40	743.4
5	11.38	7.585	19	144.115
6	3.79	1.895	60	113.7
7	0			
236				2821.76

IV.5.2 Barrages à zones**A) Recharge****Tableau IV.09 : Volume de recharge**

Coupe	Si (m2)	Smoy(m2)	Li (m)	Vi (m3)
1	0	17.045	10	170.45
2	34.09	131.92	17	2242.64
3	229.75	370.15	90	33313.05
4	510.54	370.15	40	14805.8
5	229.75	131.92	19	2506.48
6	34.09	17.045	60	1022.7
7	0			
236				54061.12

B) Noyau**Tableau IV.10 : Volume de noyau**

Coupe	Si (m2)	Smoy(m2)	Li (m)	Vi (m3)
1	0	2.83	10	28.3
2	5.66	21.83	17	371.11
3	38	55.33	90	4979.7
4	72.66	55.33	40	2213.2
5	38	21.83	19	414.77
6	5.66	2.83	60	169.8
7	0			
236				8176.88

C) Filtres et drains**Tableau IV.11 : Volume du sable**

Coupe	Si (m2)	Smoy(m2)	Li (m)	Vi (m3)
1	0	2.525	10	25.25
2	5.05	8.595	17	146.115
3	12.14	14.255	90	1282.95
4	16.37	14.255	40	570.2
5	12.14	8.595	19	163.05
6	5.05	2.525	60	151.5
7	0			
236				2339.06

Tableau IV.12 : Volume du gravier

Coupe	Si (m2)	Smoy(m2)	Li (m)	Vi (m3)
1	0	4.395	10	43.95
2	8.79	15.93	17	270.81
3	23.07	27.91	90	2511.9
4	32.74	27.91	40	1116.4
5	23.07	15.93	19	302.67
6	8.79	4.395	60	263.7
7	0			
236				4509.43

D) Protection en enrochement

Tableau IV.13 : Volume d'enrochement

Coupe	Si (m2)	Smoy(m2)	Li (m)	Vi (m3)
1	0	2.395	10	23.95
2	4.79	8.385	17	142.55
3	11.98	14.86	90	1337.4
4	17.74	14.86	40	594.4
5	11.98	8.385	19	159.32
6	4.79	2.395	60	143.7
7	0			
236				2401.32

IV.5.3 Barrage en enrochement avec masque en béton

L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivante :

$$e = 0.3 + 0.001 * H \dots \dots \dots (IV.11)$$

H : la hauteur de barrage

A.N : e = 0.313 m pour plus de sécurité on prend une épaisseur de 0.4m.

A) Recharge (enrochement)

Tableau IV.14 : Volume de recharge

Coupe	Si (m ²)	Smoy(m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	19.875	10	198.75
2	39.75	153.75	17	2613.75
3	267.75	425.48	90	38293.2
4	583.20	425.48	40	17019.2
5	267.75	153.75	19	2921.25
6	39.75	19.875	60	1192.5
7	0			
236				62238.65

B) Protection avec masque en béton**Tableau IV.15 :** Volume du béton

Coupe	Si (m2)	Smoy(m2)	Li (m)	Vi (m3)
1	0	1.895	10	18.95
2	3.79	7.585	17	128.945
3	11.38	13.91	90	1251.9
4	16.44	13.91	40	556.4
5	11.38	7.585	19	144.115
6	3.79	1.895	60	113.7
7	0			
236				2206.01

IV.6 L'estimation du coût des variantes**Tableau IV.16 :** Coûts des différentes variantes étudiées

Variante	Matériaux	Unité	Quantité	Prix _{uni} (DA)	Coût(DA)	Totale(DA)
Homogène	Recharge	m ³	62238.65	500	31119325	42080997.5
	Sable	m ³	2170.82	1250	2713525	
	Gravier	m ³	4341.11	1250	5426387.5	
	Enrochement	m ³	2821.76	1000	2821760	
zonée	Recharge	m ³	54061.12	500	27030560	42090932.5
	Noyau	m ³	8176.88	500	4088440	
	Sable	m ³	2339.06	1250	2923825	
	Gravier	m ³	4509.43	1250	5646787.5	
	Enrochement	m ³	2401.32	1000	2401320	
En enrochement	Recharge	m ³	62238.65	1000	62238650	143861020
	Béton	m ³	2206.01	37000	81622370	

D'après le tableau, la variante la plus économique est la 1^{ere} variante (barrage homogène en argile).

Conclusion

Les caractéristiques du site concerné par l'étude, la disponibilité des matériaux de construction de la digue au niveau de la zone du site, et l'analyse des résultats de l'étude comparative entre les trois variantes, nous permettent à choisir la première variante (digue homogène).

CHAPITRE V : ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE

Introduction

On se basant sur les résultats obtenus dans le chapitre précédant (l'étude des variantes de la digue), on a opté pour la première variante à savoir un barrage en terre homogène en argile. D'une hauteur totale de 13.11 m au-dessus de la fondation. La largeur en crête est de 5m, et les fruits des talus amont et aval sont donnés successivement de (3-2.5).

Dans ce chapitre, on va aborder tous les points essentiels de l'étude détaillée de la digue telle que l'étude d'infiltration et l'étude de stabilité afin de confirmer le choix de la variante.

V.1 Calcul des filtres

L'exigence primordiale aux sols des filtres est qu'ils doivent vérifier les conditions suivantes.

1. critères de TERZAGUI

$$\frac{d_{15 \text{ filtre}}}{d_{85 \text{ sol protéger}}} < 4 \dots\dots\dots (V.01)$$

2. la condition d'absence de phénomène de renard

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} (1 + 0.05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (V.02)$$

Avec :

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

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

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

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

Associer aux conditions citées en équations ci-dessus, l'US Bureau of réclamation préconise les relations suivantes :

$$\frac{d_{15 \text{ filtre}}}{d_{85 \text{ sol protéger}}} < 5 \quad ; \quad \frac{d_{15 \text{ filtre}}}{d_{15 \text{ sol protéger}}} < 20 \quad ; \quad \frac{d_{50 \text{ filtre}}}{d_{50 \text{ sol protéger}}} < 25$$

V.1.1 Vérification de l'absence du RENARD dans le sol des filtres

$d_5 = 0.0012\text{mm}$; $d_{10} = 0.0011\text{mm}$.

$d_{17} = 0.0019\text{mm}$; $d_{60} = 0.012\text{mm}$.

$n_0 = 0.45$

$\eta = 10.9$

$n = 0.35$

$d_{5/d17} = 0.63 > 0.39$

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

V.1.2 Vérification de la condition de TERZAGUI

$d_{15} = 0.0008 ; \quad d_{50} = 0.03 ; \quad d_{85} = 0.2$

$D_{15} = 0.026 ; \quad D_{50} = 0.27$

$D_{15}/d_{85} = 0.13 < 4$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

V.2 Etude des infiltrations

Pour les barrages en terre, avant le calcul de filtrations hydrauliques, il faut tout d’abord déterminer la ligne de saturation où le calcul suppose les hypothèses suivantes :

- Le sol est homogène et isotrope, c’est à dire que la perméabilité horizontale est identique à la perméabilité verticale.
- La ligne phréatique suit la loi de la parabole de KOZENY.
- Le calcul se fera pour la section critique de la digue.

V.2.1 Tracer de la ligne de saturation

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l’appelle aussi « ligne phréatique ». Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction.

Dans un barrage en terre, KOZENY a montré que la ligne de saturation est une parabole dont l’équation est :

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \dots\dots\dots(V.03)$$

Avec : $y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots(V.04)$

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

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

$b = m_b * h = 3 * 11.76 = \mathbf{35.28m}$

h : La hauteur d’eau en amont (h=11.76m)

$d = Lb - 0.7b$

Lb: L’emprise de la digue

AN :

$d = Lb - 0.7b = 51.4 - 0.7 * 35.28 = \mathbf{26.7m}$

Et: $y_0 = \mathbf{2.48m}$

On aura: $y^2 = 4.95x + 6.13$

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

Tableau V.1 : Coordonnées de la parabole de KOZENY

Y(m)	0	1.5	3.2	4.6	6	7.4	9.1	10.4	11.76
X(m)	-1.24	-0.78	0.83	3.05	6.03	9.82	15.49	20.61	26.7

V.2.2 Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite)

Le débit de fuite à travers le barrage est déterminé par la formule suivante :

$$q = K * I * A \dots\dots\dots (V.05)$$

Avec :

q : débit d'infiltration (m³ /s/ml).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité de la digue. (K=2*10⁻⁸ m/s).

A : section d'infiltration par unité de longueur = y*1

Le gradient hydraulique est déterminé par : I=dy/dx.

Donc :

$$q = K*y*dy/dx$$

$$\text{Et : } y*dy/dx = y_0$$

$$\text{D'où : } q = K* y_0 = 4.96*10^{-8} \text{ m}^3 \text{ /s/ml}$$

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q*L \dots\dots\dots(V.06)$$

$$\text{AN : } Q = 1.17*10^{-5} \text{ m}^3 \text{ /s}$$

Le volume total perdu sur une année est de V perdue =369m³

Et en comparant ce volume au volume régularisé on trouve :

V perdu / V régularisé =0.06 %, donc le volume perdu est trop faible par conséquent notre retenue est rentable du point de vue stockage.

V.2.3 Vérification de la résistance à l'infiltration de sol du corps de barrage

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

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

Avec :

ΔH : perte de charge dans le corps de la digue = 11.76m.

δn : épaisseur moyenne de la digue = 41.06.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible = 1.95.

AN :

$I = 0.29 < 1.95$

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

V.3 Etude de stabilité

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacté de la retenue collinaire d'oued Sfoulia, et la vérification des valeurs des fruits des parements adoptés, nous avons utilisé la méthode des tranches (Méthode de FELLENIUS). Cette vérification a fait l'objet d'un calcul détaillé effectué manuellement. Ce calcul manuel a été réalisé avec la contribution d'un programme Excel.

Quatre cas peuvent être vérifiés :

- Parement amont : cas fin de construction et vidange rapide.
- Parement aval : cas fin de construction et fonctionnement normal

V.3.1 Principe de la méthode

Cette méthode se base sur l'hypothèse que la surface de glissement BC (voir Figure V.01) est voisine de celle d'un arc de cercle supposé passant par le pied du talus C (arc de cercle de Fellenius). Elle consiste à décomposer le volume de sol limité par le contour ABC en tranches verticales de même épaisseur, l , et de chercher à établir une relation qui traduit son équilibre en supposant que les interactions entre les différentes tranches sont négligeables.

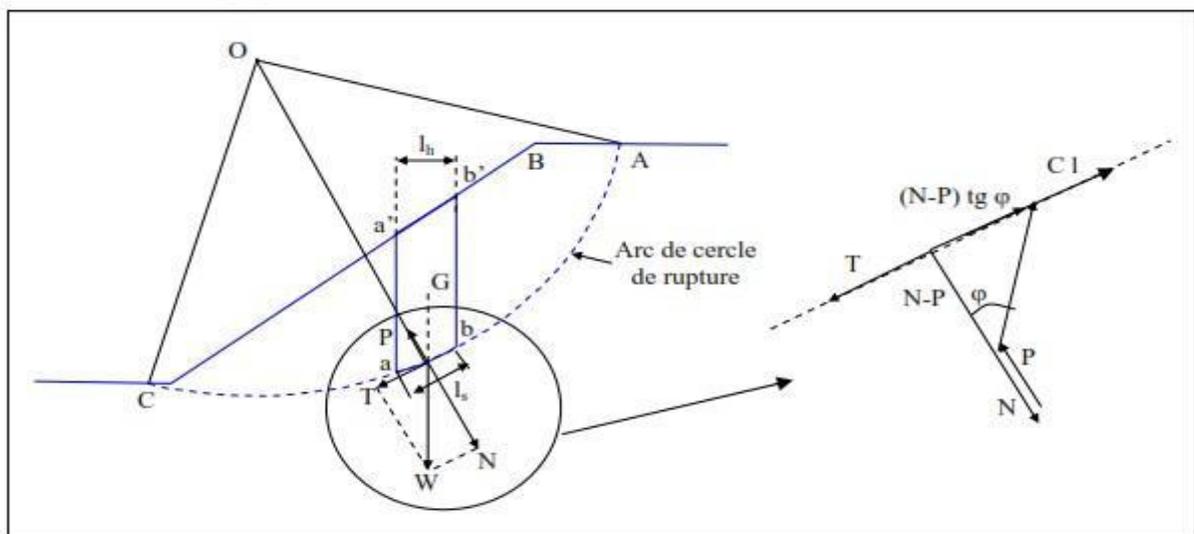


Figure V.01 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la Méthode de Fellenius

V.3.2 Ordre de calcul

- Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- Détermination du talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus, l'une verticale et l'autre faisant un angle 85° avec le talus moyen.
- Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2

Avec :

$$R_1 = K_1 H_b \text{ et } R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b = 13.11$ m).

(K_1 - K_2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau V.2

Tableau V.2 : Les différentes valeurs de K_1 et K_2

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0.75	0.75	1	1.5	2.2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

Tableau V.3 : Les valeurs de K_1 , K_2 , R_1 et R_2

Talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1	R_2
Amont	3	1	2.3	13.11	30.15
Aval	2.5	0.875	2.025	11.47	26.55

- Le centre des rayons étant le point « B »
- L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o ».
- On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b = 0,1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcul le coefficient de sécurité sans et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus. La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

La vérification des talus de la digue par la méthode grapho-analytique consiste à la détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité et le moment des efforts de basculement (forces motrices) par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être inférieur ou égal au coefficient admissible «kadm ».

$$K_s = \frac{M_{resis}}{M_{mot}} \dots\dots\dots(V.08)$$

Tableau V.4 : Coefficient de stabilité admissible des talus

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
sans séisme	1,3 ÷ 1,2	1,2 ÷1,15	1,15 ÷1,1	1,1 ÷1,05
avec séisme	1,1 ÷1,05	1,1 ÷1,05	1,1 ÷1,05	1.05

Donc :

$$K_{as, adm} = 1,1 \div 1,05$$

$$K_{ss, adm} = 1,05$$

V.3.3 Calcul des forces appliquées à chaque tranche

a) Force de pesanteur (poids propre de la tranche)

$$G_n = b (\gamma_1 .h_1 + \gamma_2 .h_2 + \gamma_3 .h_3 \dots\dots\dots (V.09)$$

Avec:

h1, h2, h3 : hauteurs des tranches.

γ1: densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation.

γ2: densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation.

γ3: densité de l'assise.

b : largeur de la tranche.

Remarque :

γsat : Densité saturée utilisée au dessous de la ligne de saturation.

γh : Densité humide utilisée entre la ligne de saturation et le niveaux NNR.

γd : Densité sèche utilisée entre le niveaux NNR et PHE.

γ' : Densité déjaugée utilisée pour le cas de vidange rapide.

1. Composante normale (forces stabilisatrices) :

$$N = G_n \cos \alpha \dots\dots\dots(V.10)$$

2. Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :

$$T = G_n \sin \alpha \dots\dots\dots(V.11)$$

Avec :

α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section dévisé}}{10} \dots\dots\dots(V.12)$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha} \dots\dots\dots(V.13)$$

b) Force de pression interstitielle

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

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots\dots\dots(V.14)$$

Avec:

U : pression interstitielle.

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

γ_w : poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

c) Forces de cohésion

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots(V.15)$$

Avec :

C : Cohésion du sol (Matériau).

d) Forces dues au séisme

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots(V.16)$$

Avec :

a : Coefficient de séisme.

V.3.4 Classement des forces

• Les forces stabilisatrices

1) Force de frottement

$$F_l = N \tan \phi - U \cdot dl \dots\dots\dots(V.17)$$

Avec:

ϕ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

2) Force de cohésion

$$F_c = c \, dl \dots\dots\dots(V.18)$$

Avec :

$$dl = \frac{2\pi R B_i}{360} \dots\dots\dots(V.19)$$

R : rayon de la courbe de glissement.

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U \, dl) \, \text{tg} \phi + c \, dl] \, R \dots\dots\dots(V.20)$$

• **Les forces motrices**

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

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots(V.21)$$

V.3.5 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

a) Vidange rapide (talus amont)

La vidange rapide par laquelle a été vérifiée la stabilité du talus amont, est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

• Sans séisme : $K_{ss} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum C \, dl}{\sum T_n} \dots\dots\dots(V.22)$

• Avec séisme : $K_{as} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum C \, dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a \, G_n \, d_n} \dots\dots\dots(V.23)$

Avec :

C: Cohésion.

dL: Longueur déployée de la surface de rupture.

a : Coefficient d'intensité sismique de la zone.

d_n: Bras de levier (en m).

R : Rayon du cercle de glissement.

P: Pression interstitielle.

N: Contrainte normale.

T: Contrainte tangentielle.

b) Fin de construction (talus amont et aval)

L'étape la plus critique se situe juste a la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

- Sans séisme : $K_{ss} = \frac{\sum N_n \text{tg}\phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \dots\dots\dots (V.24)$

- Avec séisme : $K_{as} = \frac{\sum N_n \text{tg}\phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots (V.25)$

c) Retenue normale (talus aval)

De même que pour la fin de construction, le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

- Sans séisme : $K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P) \text{tg}\phi + \sum Cdl}{\sum T_n}$

- Avec séisme : $K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) \text{tg}\phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n}$

Les coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement. Sont représenté dans l'Annexe C

Conclusion

D'après le calcul de stabilité, et les résultats de coefficients de sécurité minimum obtenus pour les différents cas de fonctionnement.

On peut dire que la sécurité des talus de notre ouvrage est assurée.

CHAPITRE VI : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

Introduction

Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites et des galeries.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue sont :

- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.

VI.1 L'évacuateur de crues

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux.

Un barrage s'il retient l'écoulement, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles, mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge. On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crue.

VI.1.1 Choix de l'évacuateur de crue

Il existe plusieurs types d'évacuateur de crues qui conviennent chacun à des conditions topographiques, géologiques, ainsi que sur le débit à évacuer.

En tenant compte ces conditions, on retient a un évacuateur de crue de type "Latéral à entonnement latéral" placé sur la rive gauche en partant de l'amont.

VI.1.2 Dimensionnement de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crue latéral constitue des éléments suivants :

- Canal d'amenée (canal d'approche).
- Un déversoir.
- Auge de réception.
- Chenal d'écoulement.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- canal de restitution.

Pour le dimensionnement des différents éléments de l'évacuateur, on a besoin des données suivantes :

- Longueur déversant : $L = 32 \text{ m}$
- Débit évacué : $Q_{\text{dév}} = 90.01 \text{ m}^3/\text{s}$
- Charge hydraulique : $H_o = 0.96 \text{ m}$
- Côte de la retenue normale : $\text{NNR} = 392.8 \text{ m}$

VI.1.2.1 Canal d'amenée

Le but est de vérifier que la vitesse d'approche est inférieure à la vitesse admissible, donc l'absence de risque d'érosion.

- **La vitesse d'approche**

La vitesse dans le canal d'approche est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{Q}{S} \dots \dots \dots \text{(VI.01)}$$

Avec :

Q : Débit à évacuer ($90.01 \text{ m}^3/\text{s}$).

S : section mouillée (section rectangulaire en m^2).

$$S = (P + H) * B$$

H : Charge déversant (0.96 m).

B : Largeur de déversoir (32 m).

P : Hauteur de pelle. $0.4 < P \leq 1.6$.

$$P = 0.7 \text{ m}$$

AN :

$$V = 1.69 \text{ m/s}$$

$V \leq V_{\text{adm}}$ ($4.4 - 10$) m/s (Donc pas de risque de l'érosion).

- **La hauteur du mur du canal d'approche**

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante:

$$R_e = 0.6 + 0.05VH^{1/3} \dots \dots \dots \text{(VI.02)}$$

$$R_e = 0.68 \text{ m}$$

D'où la hauteur de mur est:

$$H_m = P + H + R_e \dots \dots \dots \text{(VI.03)}$$

$$H_m = 2.34 \text{ m}$$

On adopte une valeur de : **$H_m = 2,4 \text{ m}$** .

VI.1.2.2 Le déversoir

Les propriétés de l'écoulement dans un déversoir sont dépendantes de la forme géométrique de ce dernier, pour cela on a opté pour un déversoir à paroi mince de profil Creager pour éviter le phénomène de cavitation.

• **Quadrant aval**

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante :

$$\frac{Y}{H} = 0.47 * \left(\frac{X}{H}\right)^{1.85} \dots\dots\dots(VI.04)$$

Où :

H: la charge sur le déversoir.

X, Y : Les coordonnées du seuil sont données dans le tableau VI.1 :

Tableau VI.1 coordonnées du quadrant aval de déversoir type Creager

x	0.00	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00	1.40	1.80	2.20	2.60	3.00
y	0.00	0.025	0.089	0.189	0.322	0.487	0.907	1.443	2.092	2.850	3.714

• **Quadrant amont**

La courbe de la crête du parement amont se compose de trois arcs circulaires. Le tableau suivant montre les origines O, rayons de courbure R et domaines de validité relatifs à Hd.

Tableau VI.2 : Détail quadrant amont de déversoir (Les origines O, rayons de courbure R)

i	Oi	Ri
1	(-0.5682/-0.3196)	0.094
2	(-0.2467/-0.5146)	0.47
3	(0/-1,175)	1.175

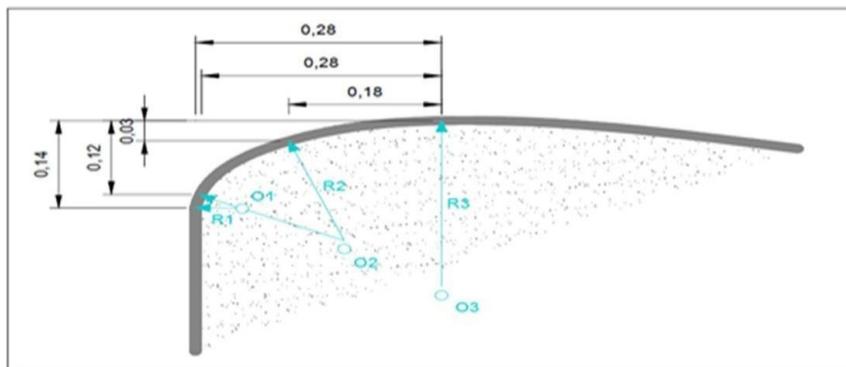


Figure VI.01 Détail du quadrant amont. (Hd=1 m.)

➤ Rayon de raccordement du déversoir

Dans le cas où $P < 10$ m on prend $R = 0.5 * P$.

On a : $P=0.7$

Donc : $R=0.5*0.7=0.35$ m

VI.1.2.3 Auge de réception

Pour des raisons économiques on a choisi de dimensionner une auge divergente en direction de l'écoulement.

• **Etapas du calcul**

- ✓ On divise la largeur déversant en tronçons et on établit les distances partielles de l'origine jusqu'à chaque site x_i .
- ✓ On fixe la vitesse moyenne de l'eau au bout de la tranchée et celle de la fin.
- ✓ Détermine les vitesses moyennes aux différents sites x_i .

• **Débits spécifiques**

$$q = \frac{Q}{B} \dots \dots \dots (VI.05)$$

Q : débit déversé.

B : largeur du déversoir.

AN : **q = 2.81 m³/s/ml**

• **Le débit de chaque site**

$$Q_i = q * x_i \dots \dots \dots (VI.06)$$

• **La vitesse de chaque site**

$$V_i = V_{in} + a(x_i - 1) \dots \dots \dots (VI.07)$$

a : Coefficient de proportionnalité.

$$a = \frac{V_f - V_{in}}{L - 1}$$

$V_{in} = (3 \div 5)$ m/s.

$V_f = (8 \div 10)$ m/s.

AN:

On prend: $V_{in}=4$ m/s, $V_f=9$ m/s

Donc: **a=0.16**

• **Sections mouillées aux sites**

$$S_i = Q_i / V_i \dots \dots \dots (VI.08)$$

• **Largeur aux sites**

$$b_i = L_1 + \frac{x_i(L_0 - L_1)}{L} \dots \dots \dots (VI.09)$$

• **Largeur du coursier**

$$L_c = Q^{0.4} \dots\dots\dots(VI.10)$$

AN : $L_c = 6.05m$

Pour éviter le phénomène de cavitation on opte pour **$L_c = 8m$** .

On prend : $L_c = L_0$ et $L_1/L_0 = 0.75$

Donc : $L_0 = 8m$ et $L_1 = 7m$

• **la profondeur d'eau aux sites**

$$h_i = \frac{-b_i + \sqrt{b_i^2 + 4mS_i}}{2m} \dots\dots\dots(VI.11)$$

m : pente du profile déversoir ($m=1/3$).

• **la pente de fond pour chaque site**

$$l_i = \frac{V_i^2}{R_i * C_i^2} \dots\dots\dots(VI.12)$$

V_i : Vitesse moyenne aux sites x_i .

R_i : Rayon hydraulique à chaque site x_i .

C_i : Coefficient de Chézy à chaque site x_i .

$$C_i = \frac{1}{n} * R_i^{1/6} \dots\dots\dots(VI.13)$$

n : Coefficient de Manning en (s/m^{1/2}). Pour le béton on prend $n=0.013$ s/m^{1/2}.

• **Pertes de charge de chaque site**

$$\Delta h_i = l_i * \Delta x_i \dots\dots\dots(VI.14)$$

$$\Delta x_i = x_i - x_{i-1}$$

Tableau VI.3: hauteurs d'eau et pertes de charge

N	$x_i(m)$	$Q_i(m^3/s)$	$V_i(m/s)$	$S_i(m^2)$	$b_i(m)$	$h_i(m)$	R_i	C_i	l_i	Δh_i
1	4	11.24	4.48	2.51	7.125	0.35	0.32	63.62	0.010	0.04
2	8	22.48	5.12	4.39	7.25	0.59	0.52	68.98	0.011	0.044
3	12	33.72	5.76	5.85	7.375	0.77	0.66	71.78	0.011	0.044
4	16	44.96	6.4	7.03	7.5	0.90	0.76	73.48	0.011	0.044
5	20	56.20	7.04	7.98	7.625	1.00	0.83	74.57	0.011	0.044
6	24	67.44	7.68	8.78	7.75	1.08	0.89	75.44	0.012	0.048
7	28	78.68	8.32	9.46	7.875	1.15	0.93	76.00	0.013	0.052
8	32	90.01	8.96	10.05	8	1.20	0.97	76.53	0.014	0.056

Tableau VI.4 Récapitulatif du calcul du canal latéral

N	Δh	Hi (m)	cote P.E	cote Fond
0	0	0	392.800	392.800
1	0.04	0.35	392.760	392.45
2	0.044	0.59	392.756	392.21
3	0.044	0.77	392.756	392.03
4	0.044	0.90	392.756	391.9
5	0.044	1.00	392.756	391.8
6	0.048	1.08	392.752	391.72
7	0.052	1.15	392.748	391.65
8	0.056	1.20	392.744	391.60

VI.1.2.4 Chenal d’écoulement

Pour des conditions topographiques, il est nécessaire de projeté un chenal d’écoulement qui suit directement l’auge de réception, sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d’aboutir au coursier. Il est en général de section rectangulaire, ayant une largeur $b = 8m$, une pente $i = 0,1\%$ m et une longueur $L = 34m$.

Le régime d’écoulement doit être fluvial où la pente du fond est inférieure à la pente critique.

1) Profondeur critique

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \dots\dots\dots(VI.15)$$

Avec :

Q: débit à évacuer ($Q=90.01m^3/s$).

b: largeur du canal ($b=8 m$).

g: Accélération de pesanteur ($g=9,81m^2/s$).

AN :

hc = 2.35m

2) Pente critique

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

$$Q = K \cdot S \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots(VI.16)$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en m.

I : pente en m/m.

S : section mouillée en m².

K : coefficient de Manning - Strickler : ce coefficient dépend de la nature des parois
($K=80m^{1/3}/s$)

AN :

$I_{cr} = 0.0021m/m$

$I < I_{cr} \rightarrow$ La condition de la pente pour le chenal d'écoulement est vérifiée.

VI.1.2.5 Coursier

Le passage de chenal d'écoulement au coursier se fait avec une rupture de pente afin d'assurer de passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier.

La pente du coursier est de 7.3%, avec une longueur de 150m et largeur de 8m.

1) Profondeur critique

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}}$$

$h_c = 2.35m$

2) Pente critique

$$Q = K \cdot S \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$I_{cr} = 0.0021m/m$

3) Profondeur normal

La profondeur normale est la profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme. Cette profondeur se déduit de la formule de Chézy :

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I} \dots \dots \dots (VI.17)$$

S : Section du chenal d'écoulement en m².

C : Coefficient de Chézy (caractérise le frottement).

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6} \dots \dots \dots (VI.18)$$

n : Coefficient de rugosité de Manning ($n=0.013s/m^{0.5}$).

R : Rayon hydraulique en m.

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

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{\frac{1}{2}} \cdot (b \cdot hn)^{5/3} \cdot (2hn + b)^{-2/3} \dots \dots \dots (VI.19)$$

La résolution de cette équation se fait par la méthode des itérations. Les résultats des calculs

sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau VI.5: Calcul itératif de la hauteur normale pour le coursier.

Q(m ³ /s)	hn(m)
82.40	0.7
87.79	0.73
88.96	0.74
91.79	0.75
93.09	0.76

Par itération on trouve : hn=0.75m.

On a : hn<hcr et In>Icr alors le régime d’écoulement est torrentiel. (Type de courbe de remous S2).

4) Calcul de la ligne d’eau

Pour le calcul de la ligne d’eau, on va utiliser la méthode indirecte d’intégration numérique.

• **Méthode indirecte d’intégration numérique**

Cette méthode est une solution de l’équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l’équation à résoudre, en considérant Dq/dx= 0, est :

$$dx/dy = (S_0 - S_f) / (1 - Fr^2) \dots\dots\dots(VI.20)$$

Avec:

S0 : pente du fond.

Sf : pente de la ligne d’énergie.

En tenant compte de l’hypothèse que la pente de la ligne d’énergie Sf peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l’équation de Manning. L’équation devient en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (n^2 Q^2) / (A^2 R^3)}{1 - (Q^2 B) / (g A^3)} \dots\dots\dots(VI.21)$$

On donne des valeurs arbitraires à yi et on calcul la distance Δxcorrespondante aux profondeurs yi, et on calcul la profondeur moyenne :

$$y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2} \dots\dots\dots(VI.22)$$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul Δx à chaque valeur de y_i , utilisant y_{moy} , et en l'ajoute à Δx cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieure à la longueur L , et on continue avec une valeur de $y_i < y_i$ jusqu'à trouver la somme de Δx égal à la longueur L de coursier. Dans notre cas toujours $y_i < y_0$ (courbe de remous type S2).

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau si dessous :

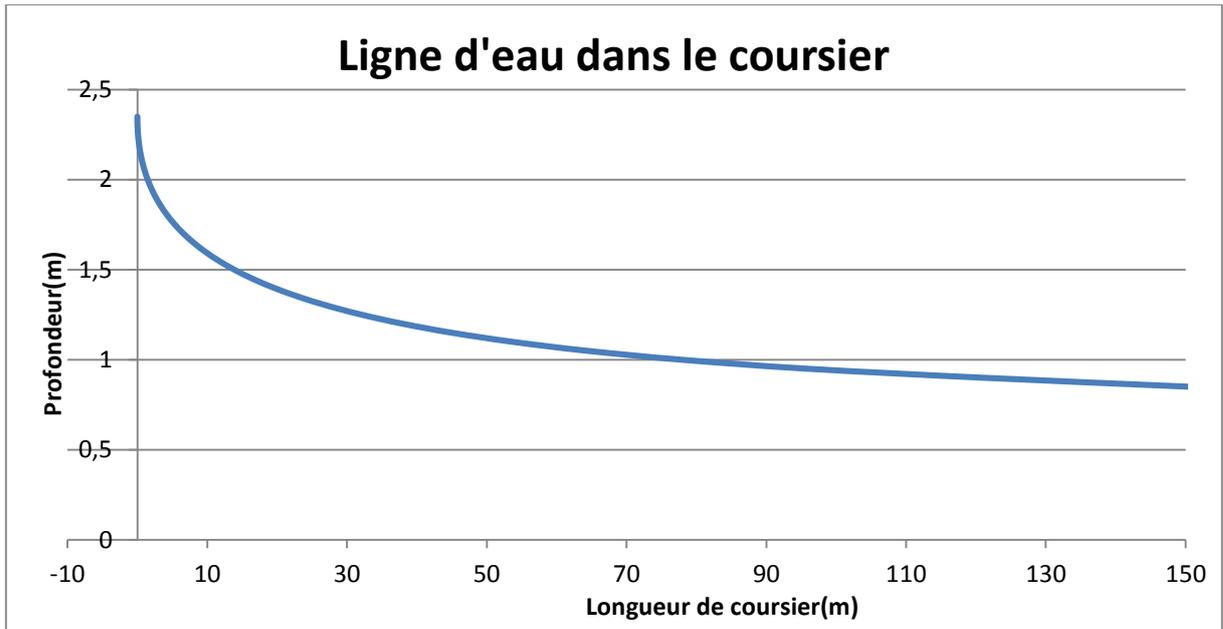


Figure VI.2 Graphique de la ligne d'eau dans le coursier.

Tableau VI.6 Calcul de ligne d'eau par la méthode indirecte d'intégration numérique

y	ymoy	smoy	Pmoy	Rmoy	Sf	S0-Sf	Fr ²	1-Fr ²	(S0-Sf)/(1-Fr ²)	ΔX	L
2,35											
2,30	2,33	18,60	12,65	1,47	0,00	0,06	1,03	-0,03	-2,42	-0,02	-0,02
2,25	2,28	18,20	12,55	1,45	0,00	0,06	1,10	-0,10	-0,67	-0,07	-0,10
2,20	2,23	17,80	12,45	1,43	0,00	0,06	1,17	-0,17	-0,38	-0,13	-0,23
2,15	2,18	17,40	12,35	1,41	0,00	0,06	1,25	-0,25	-0,25	-0,20	-0,43
2,10	2,13	17,00	12,25	1,39	0,00	0,06	1,34	-0,34	-0,19	-0,27	-0,70
2,05	2,08	16,60	12,15	1,37	0,00	0,06	1,44	-0,44	-0,14	-0,35	-1,04
2,00	2,03	16,20	12,05	1,34	0,00	0,06	1,55	-0,55	-0,11	-0,44	-1,48
1,95	1,98	15,80	11,95	1,32	0,00	0,06	1,68	-0,68	-0,09	-0,53	-2,02
1,90	1,93	15,40	11,85	1,30	0,00	0,06	1,81	-0,81	-0,08	-0,64	-2,66
1,85	1,88	15,00	11,75	1,28	0,00	0,06	1,96	-0,96	-0,07	-0,76	-3,42
1,75	1,78	14,20	11,55	1,23	0,01	0,06	2,31	-1,31	-0,05	-1,06	-5,38
1,70	1,73	13,80	11,45	1,21	0,01	0,06	2,51	-1,51	-0,04	-1,23	-6,61
1,65	1,68	13,40	11,35	1,18	0,01	0,06	2,75	-1,75	-0,03	-1,43	-8,05
1,60	1,63	13,00	11,25	1,16	0,01	0,06	3,01	-2,01	-0,03	-1,66	-9,71
1,55	1,58	12,60	11,15	1,13	0,01	0,06	3,30	-2,30	-0,03	-1,93	-11,64
1,50	1,53	12,20	11,05	1,10	0,01	0,06	3,64	-2,64	-0,02	-2,24	-13,88
1,45	1,48	11,80	10,95	1,08	0,01	0,06	4,02	-3,02	-0,02	-2,60	-16,48
1,40	1,43	11,40	10,85	1,05	0,01	0,06	4,46	-3,46	-0,02	-3,03	-19,51
1,35	1,38	11,00	10,75	1,02	0,01	0,06	4,96	-3,96	-0,01	-3,54	-23,05
1,30	1,33	10,60	10,65	1,00	0,01	0,05	5,55	-4,55	-0,01	-4,15	-27,20
1,25	1,28	10,20	10,55	0,97	0,01	0,05	6,23	-5,23	-0,01	-4,91	-32,11
1,20	1,23	9,80	10,45	0,94	0,02	0,05	7,02	-6,02	-0,01	-5,85	-37,96
1,15	1,18	9,40	10,35	0,91	0,02	0,05	7,95	-6,95	-0,01	-7,04	-45,00
1,10	1,13	9,00	10,25	0,88	0,02	0,05	9,06	-8,06	-0,01	-8,60	-53,59
1,05	1,08	8,60	10,15	0,85	0,02	0,04	10,39	-9,39	0,00	-10,69	-64,28
1,00	1,03	8,20	10,05	0,82	0,03	0,04	11,98	-10,98	0,00	-13,63	-77,91
0,95	0,98	7,80	9,95	0,78	0,03	0,04	13,92	-12,92	0,00	-18,02	-95,93
0,90	0,93	7,40	9,85	0,75	0,04	0,03	16,30	-15,30	0,00	-25,18	-121,11
0,86	0,88	7,04	9,76	0,72	0,04	0,02	18,94	-17,94	0,00	-29,53	-150,64

5) Hauteur des murs bajoyers

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées comme suit :

$$H_{baj} = H + R \dots \dots \dots (VI.23)$$

Avec :

R : Revanche (m).

$$R = 0.06 + 0.05 * V * H^{1/3} \dots \dots \dots (VI.24)$$

$$V = \frac{Q}{S} \dots \dots \dots (VI.25)$$

Et d'après la ligne d'eau les hauteurs des murs varient dans chaque tronçon de coursier en fonction de la profondeur d'eau et la vitesse de l'écoulement.

Le calcul des hauteurs des murs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.7 Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.

L(m)	H(m)	V(m/s)	R(m)	H _{baj} (m)
0	2.35	4.79	0.38	2.73
20	1.4	8.04	0.51	1.91
40	1.17	9.62	0.57	1.74
60	1.07	10.52	0.60	1.67
80	0.98	11.48	0.63	1.61
100	0.96	11.72	0.64	1.60
120	0.91	12.36	0.66	1.57
150	0.86	13.28	0.68	1.54

VI.1.2.6 Calcul de divergent

Pour éviter l'écoulement à grande vitesse, on prévoit un divergent au niveau du coursier d'une longueur L :

$$L = 2,5 * (L_2 - L_1) \dots \dots \dots (VI.26)$$

AN: **L = 10 m**

L₂ = 12m

L₁ = 8m

L₁ et L₂ : Largeurs initial et final du divergent.

VI.1.2.7 Bassin amortisseur

L'écoulement d'eau dans le coursier jusqu'au niveau de pied du barrage attient souvent une vitesse très élevée, ce débit à haute vitesse peut endommager, par son importante quantité d'énergie cinétique le lit naturel de la rivière, la seule manière de contrôler

l'écoulement à haute vitesse est de dissiper une partie de l'énergie mécanique et d'obtenir avec le bassin de dissipation un écoulement à vitesse convenable dans le lit de la rivière.

La forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude d'après les tests réalisés par (USBR) "The bureau Of Réclamation».

$1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.

$1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.

$2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.

$4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

- **Détermination de type de bassin**

On a :

- La vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin de dissipation = 8.72m/s.

- $Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}} = 3$

D'où : $v < 15\text{m/s}$ et $2.5 < Fr < 4.5$

Donc, d'après les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation », il y'aura formation d'un ressaut oscillant, donc on doit projeter un bassin de dissipation de **type I**

- **Calcul de la longueur de bassin amortisseur**

- Calcul de la deuxième profondeur conjuguée.

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} * (\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1) \dots \dots \dots (VI.27)$$

AN: $h_2 = 3.24\text{m/s}$

On a: $Fr = 3 \rightarrow L/h_2 = 5.22 \rightarrow L = 16.91\text{m}$

On opte pour **L = 17m**

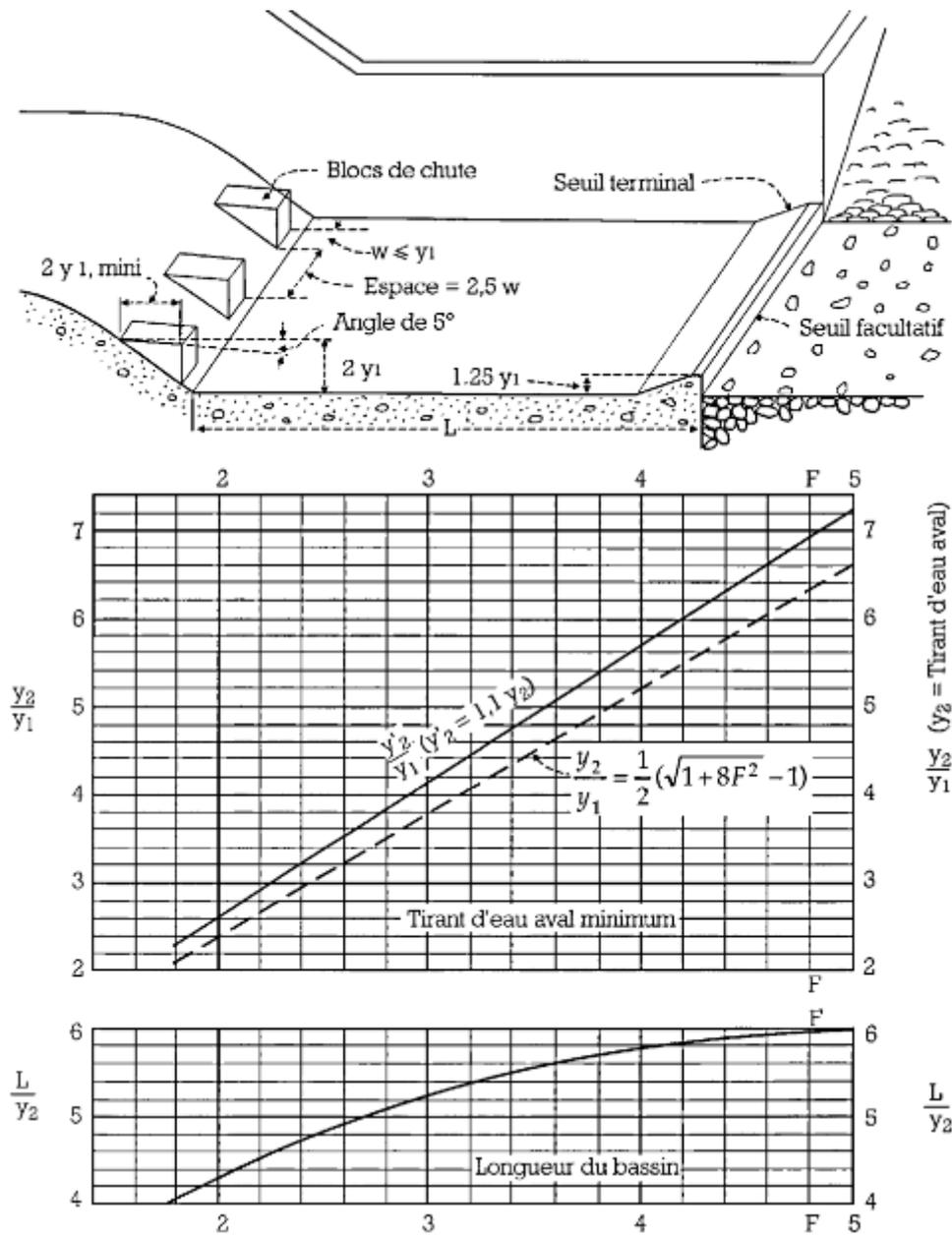


Figure VI.3. Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE entre 2.5 et 4.5 et une vitesse de l'eau à l'entrée inférieure à 15 m/s

- **Dimensionnement des blocs de chute**

- $W1 = Y1 = 0.86 \text{ m}$
- $h1 = 2Y1 = 1.72 \text{ m}$
- $S1 = 2.5Y1 = 2.15 \text{ m}$
- $d1 = h1 = 2Y1 = 1.72 \text{ m}$

Avec :

W1: L'épaisseur du bloc de chute.

S1: L'espacement entre deux blocs de chutes successives.

h1: La hauteur du bloc de chute.

d1 : La longueur du bloc de chute.

Donc le nombre des blocs de chutes est : 3.98 blocs ;

Soit 4 blocs d'épaisseur h1=0.86m.

- **Hauteur de seuil terminal**

$$h_4 = 1.25Y_1 = 1.075 \text{ m}$$

h4 : hauteur de seuil terminal.

VI.1.2.8 Canal de restitution

Le canal de restitution a pour but d'acheminer les eaux évacuées vers le l'oued après la dissipation de son énergie. Il est de section trapézoïdal de largeur b = 12m, fruit de talus m=1 et une pente i = 0.006.

- **Profondeur critique**

$$h_c = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 * \sigma_{cr}^2\right) * K \dots \dots \dots (VI.28)$$

Avec :

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g*b^2}} = \sqrt[3]{\frac{90.01^2}{9.81*12^2}} = 1.79.$$

$$\sigma = \frac{K*m}{b} = \frac{1.79*1}{12} = 0.15.$$

D'où :

$$h_c = 1.7 \text{ m}$$

- **Pente critique**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 * C_{cr}^2 * R_{cr}} \dots \dots \dots (VI.29)$$

Avec :

$$S_{cr} = m \times h_{cr}^2 + b \times h_{cr}$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \times \sqrt{1 + m^2}$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} * R^{1/6}$$

AN:

$$S_{cr} = 23.29 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = 14.4 \text{ m}$$

$$R_{cr} = 1.62 \text{ m}$$

$$C_{cr} = 43.35$$

D'où:

$$I_{cr} = 0.0049 \text{ m/m}$$

- **Profondeur normal**

La profondeur normal est de : $h_n=1.90\text{m}$.

- **La vitesse normale**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n} \dots\dots\dots(VI.30)$$

AN :

$$V = 1.92 \text{ m/s}$$

VI.2 Vidange du fond

Une vidange de fond c'est une ouverture située dans la tranche inférieure d'une retenue, et généralement utilisée pour assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages et vider la tranche morte en fin de saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue.

VI.2.1 Détermination du diamètre de la vidange de fond

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_0 \dots\dots\dots(VI.31)$$

Avec :

Q_0 : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (pris égal au débit moyen annuel).

V : volume utile ($V=0.389 \text{ Mm}^3$).

T : temps de vidange (Estimer par 2 jour)

AN:

$$Q_{vf} = \frac{0.389 \cdot 10^6}{172800} + \frac{1.32 \cdot 10^6}{31536000}$$

D'où: $Q_{vf} = 2.29 \text{ m}^3/\text{s}$

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet.

Dans notre cas la meilleure des solutions est une vidange de fond en acier.

La section de la conduite de vidange (S) est donnée par la formule suivante :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu\sqrt{2gh}} = \frac{\pi d^2}{4} \dots\dots\dots(VI.32)$$

Avec :

Q_{vf} : débit de vidange (en m³/s).

μ : coefficient de débit. ($\mu=0.8$)

S : section de la conduite (en m³).

h : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (en m).

AN :

$$S = \frac{2.29}{0.8\sqrt{2*9.81*9.3}}$$

D'où : **S = 0.212 m²**

Donc : **d = 0.520 m**

• **Correction de coefficient de débit**

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1+\sum \xi_s + \sum \xi_l}} \dots\dots\dots(VI.33)$$

Avec :

$\sum \xi_s$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières.

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille}$$

ξ_{vanne} : Coefficient de résistance d'une vanne, $\xi_{vanne} = 0,5$.

$\xi_{entrée}$: Coefficient de la résistance à l'entrée, $\xi_{ent} = 0,1$.

ξ_{sortie} : Coefficient de résistance à la sortie, $\xi_{sortie} = 1$.

ξ_{grille} : Coefficient de résistance de la grille $\xi_{grille} = 0,25$.

Donc : **$\sum \xi_s = 1,85$**

$\sum \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d}$$

L: longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 96 m.

d: diamètre de la conduite de vidange 500 mm.

λ : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler:

$$\lambda = \frac{87*n^2}{d^{1/3}}$$

Avec :

n: rugosité de la conduite en acier (n=0,013).

AN :

$\lambda=0.0185$

Donc : $\Sigma\xi_L = 3.848$

D'où : $\mu = 0.386$

La section de vidange sera $S = 0.438 \text{ m}^2$

Le diamètre de la conduite est $D = 747 \text{ mm}$

Soit un diamètre normalise $D = 800 \text{ mm}$

RQ : La conduite de vidange du fond sera inclinée d'une pente de 0.4%

VI.3. La prise d'eau

Le but de cet ouvrage est d'assurer un débit exigé à l'aval mais aussi une eau qui soit compatible à sa destination (de qualité).

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est calculé pour le besoin mensuel maximal correspondant au mois d'Aout, avec un volume des besoins de 228000,00 m³/mois.

- **Calcul de la conduite de prise**

$$Q = \frac{V}{T} \dots\dots\dots(VI.34)$$

AN: $Q = 0.088 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q = uS\sqrt{2gH} \dots\dots\dots(VI.35)$$

Avec:

μ : coefficient de débit $\mu=0,3$.

S : section de la conduite en m²

H : charge correspondante a la prise d'eau la plus basse et l'aval $H = 1.2\text{m}$

AN: $S = 0.06 \text{ m}^2$

Donc: $d = 277 \text{ mm}$

On prend pour $d = 320 \text{ mm}$.

VI.4. Dérivation provisoire

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues d'eau pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et

venue d'eau qui peuvent provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions.

Durant la période de réalisation des travaux, la conduite de vidange sera utilisée comme conduite de dérivation des eaux de crue de chantier, à l'entrée de la conduite un canal d'approche d'une pente de 0,004 est projeté afin d'acheminer les eaux de la crue de chantier vers la conduite de vidange.

Conclusion

Dans ce chapitre, et après avoir analysé la topographie du site, nous avons opté pour :
Un évacuateur de crues latéral à entonnement latéral, avec un déversoir de type Creager et qui se termine par un bassin d'amortissement à ressaut de type I, et de longueur égale à 17 m avec des blocs de chute, et une vidange de fond d'un diamètre de 800 mm.

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction

L'objectif de l'organisation de chantier est de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle consiste à gérer le chantier et à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de répartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée, ainsi de structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopte une mécanisation de plus en plus poussée. La réalisation d'un barrage nécessite aussi l'utilisation des engins destinés à excaver transporter, niveler et compacter les matériaux.

VII.1 Les installations de l'entreprise

Avant d'entamer les travaux dans un chantier il faut le préparer à fin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins et des postes fixes de travail.

VII.1.1 Installations destinées au personnel

Les dortoirs, les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux

- **Pour les ciments** : On utilise des silos métalliques ou des baraquements en bois.
- **Pour les agrégats** : En plein aire.
- **Pour les aciers** : Dans des baraquements ou des hangars.

VII.1.3 Installation destinée pour la préfabrication

Des hangars destinés à la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites.....etc.

VII.1.4 Installations destinées à la réparation des engins

Atelier équipé pour assurer l'entretien et les réparations d'urgence des différents matériels.

En plus de ces installations, on a besoin des engins suivants :

- Des rouleaux à pieds dameurs pour le compactage des sols fins.
- Des rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux.
- La décapeuse automotrice (Motors scraper).
- La pelle hydraulique.

- Des camions.

VII.2 Travaux de réalisation

VII.2.1 Travaux de terrassements

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

VII.2.2 Travaux d'excavations

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue, l'évacuateur de crues et les zones d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

VII.3 Planification

Consiste à rechercher la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre, et d'assurer que le travail se fait à temps et avec des bénéfices.

VII.3.1 Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

1. Le nombre de ressources (moyens humains et matériels).
2. Dimensions du projet.

On applique la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n} \dots \dots \dots (VII.1)$$

Avec :

Q : Quantité du travail.

N : Rendement.

n : Nombres d'équipes.

VII.3.2 les plannings

Il existe trois types de plan de travail :

- **plan de travail au plus tôt**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

- **plan de travail au plus tard**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

- **plan de travail intermédiaire**

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date u plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII.3.3 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en compte tenu du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes taches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer certaines exigences, qui sont :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations.
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération.
- Exécution du travail le plus économiquement possible.

VII.3.4 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.01 Symboles des opérations

Phases des Travaux	opérations	Durée(jour)
Travaux de préparation, installation de chantier, (développement du réseau routier assurant l'accès au chantier).	A	30
Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage.	B	60
Réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange.	C	45
Excavations de l'évacuateur de crues.	D	30
Préparation des zones d'emprunt.	E	60
Réalisation (coffrage+coulage) de l'évacuateur de crues.	F	60
Déboisement de la cuvette.	G	90
Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations.	H	30
Approvisionnement du filtre.	I	60
Mise en place D'un système de drainage.	J	45
Remblai compacté.	K	90
Revêtements de talus.	L	60
Equipements hydraulique.	M	45
Travaux des finitions.	N	60

VII.3.5 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

VII.3.5.1 méthodes basées sur le réseau

1. Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- Réseau à flèches

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

- **Réseau à nœuds**

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

2. Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- **Etablissement d'une liste des tâches**

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

- **détermination des tâches antérieures**

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- **Construction des graphes partiels**

- **Regroupement des graphes partiels**

- **Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage**

- **Construction du réseau**

3. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

- L'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.
- Analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue.
- Adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VII.3.5.2 Les étapes de la planification

1. Collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

2. Décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières, nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

3. Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VII.3.5.3 Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

$$DFP = DCP + RT$$

$$DCPP = DFPP - MT$$

- **Chemin critique (C.C)**

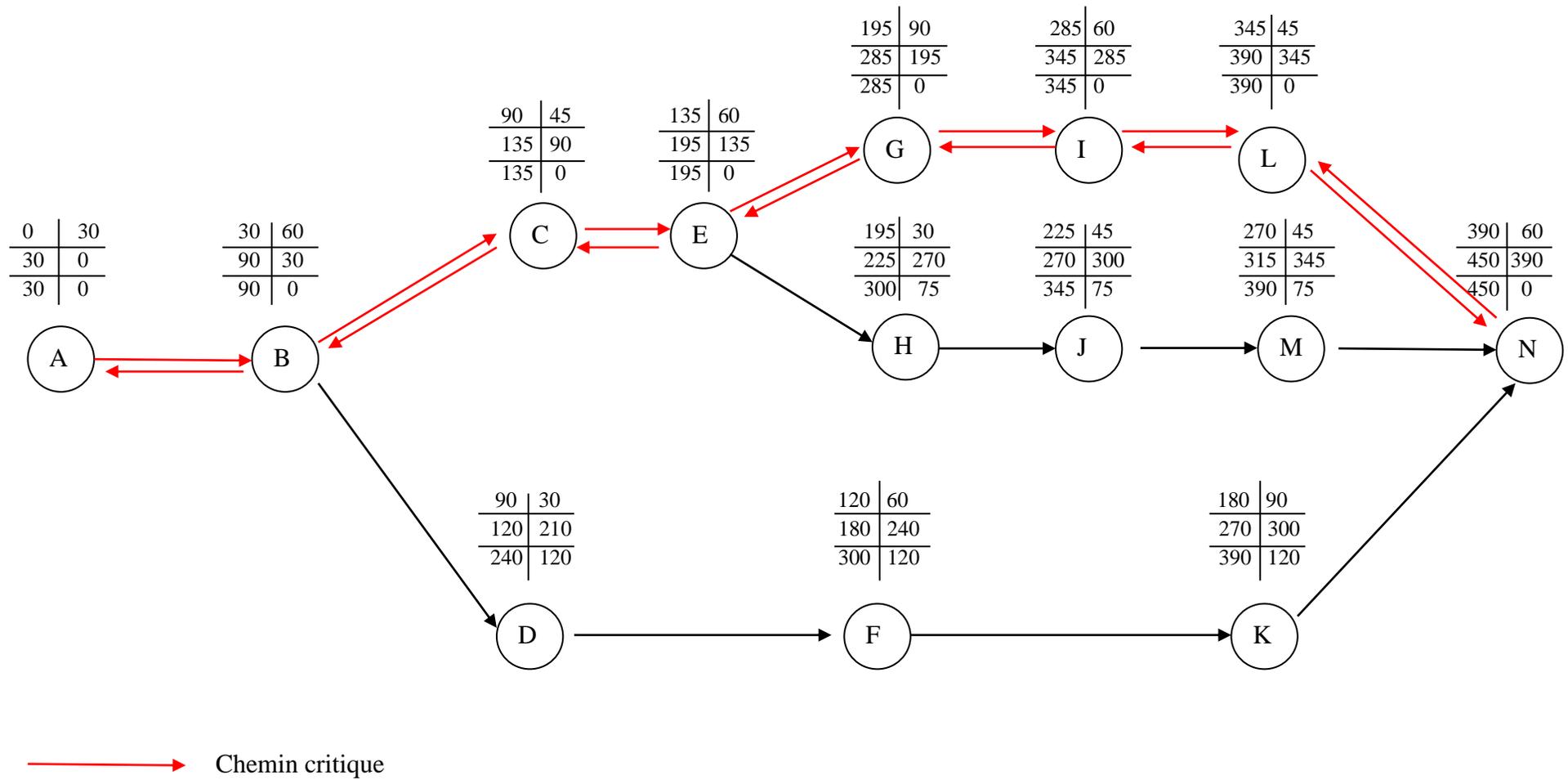
C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante.

$$MT = 0.$$

$$\sum TR = DTP.$$

1. méthode du chemin critique basé sur un réseau à nœud



2. Détermination de chemin critique par la méthode de tableau

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Tableau VII.2 Détermination de chemin critique

Opération	TR	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	30	0	30	0	30	0
B	60	30	90	30	90	0
C	45	90	135	90	135	0
D	30	90	120	210	240	120
E	60	135	195	135	195	0
F	60	120	180	240	300	120
G	90	195	285	195	285	0
H	30	195	225	270	300	75
I	60	285	345	285	345	0
J	45	225	270	300	345	75
K	90	180	270	300	390	120
L	45	345	390	345	390	0
M	45	270	315	345	390	75
N	60	390	450	390	345	0

CC : A→B→C→E→G→I→L→N

$DTR = \sum TR = 30+60+45+60+90+60+45+60 = 450$ jours

La durée de réalisation de l'ouvrage est de 15 mois.

VII.4 Devis estimatif**Tableau VII.3** Devis estimatif et quantitatif de la retenue collinaire d'oued Sfoulia

N°	Désignation des travaux	U	Quantité	PU(DA)	montant
DIGUE					
1	Excavation parafouille	m3	275	400	110000
	Remblai de la digue en argile	m3	62239	500	31119500
2	RIP -RAP (enrochement)	m3	2822	1000	2822000
3	Sable	m3	2171	1250	2713750
4	Gravier	m3	4341	1250	5426250
5	Protection talus aval (TVO ou couche végétale)	m3	2629	500	1314500
TOTAL DIGUE(H.T)					43506000
EVACUATEUR DE CRUES					
1	Excavation en terrain	m3	2670	400	1068000
2	Remblai	m3	34	300	10200
3	Béton de propreté dosé à 150 Kg/m3	m3	36	12000	432000
4	Béton dosé à 350 Kg/m3	m3	234	37000	8658000
TOTAL EVACUATEUR DE CRUES (H.T)					10168200
VIDANGE DE FOND ET TOUR DE PRISE					
1	Conduite en acier DN800	ml	96	32000	3072000
2	Conduite en acier DN320	ml	6	14000	84000
3	Robinet vanne DN800	U	1	60000	60000
4	Robinet vanne DN320	U	1	24000	24000
5	Béton dosé à 350 Kg/m3	m3	46	37000	1702000
TOTAL VIDANGE DE FOND (H.T)					4942000
TOTAL GENERAL (H.T)					58616200
T.V.A. (17%)					9964754
T.T.C.					68580954

Conclusion

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets.

Une organisation compatible avec tous les travaux, afin de supprimer les temps morts, d'avoir une meilleure qualité de conserver une même vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaire et sur tous les points de chantier.

La construction de la retenue collinaire BOUZOR devrait durer environ 15 mois.

CONCLUSION GENERALE

Dans ce travail, nous avons étudié la faisabilité de la retenue collinaire BOUZOR sur oued SFOULIA commune SIDI ALI MELLAL dans la wilaya de TIARET qui est destiné à l'irrigation. Pour ce faire, on a réalisé une étude géologique comprenant l'étude de la fondation, la cuvette et la disponibilité des matériaux de construction suivie de l'étude l'hydrologie de la région pour voir si le réservoir se remplira ou pas en se basant sur les données hydrologiques de plusieurs années d'observation.

Le choix de la variante a été fait en fonction de l'étude technico-économique et la nature des sols avoisinant, ainsi on a opté pour une digue homogène en argile vu la disponibilité des matériaux de constructions et son avantage économique.

Les eaux excédentaires seront évacuées par un évacuateur de crue latéral à entonnement latéral avec un déversoir type Creager de 32 m de longueur.

La vidange de fond est assurée par une conduite en acier de 800 mm de diamètre enrobée de béton armé.

La capacité totale de la cuvette de l'ouvrage projeté est de **553000 m³** dont **389000 m³** de volume utile et **164000 m³** de volume mort.

La réalisation de la retenue collinaire BOUZOR offrira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, que ce soit à court terme durant la phase de construction ou à long terme une fois la retenue en exploitation.

Références bibliographiques

BERNANDO A. R., L. Santos (2004), Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages [2].

CARLIER, (1992), Hydrauliques générales et appliqué, Edition Eyrolles Paris, France.

CIGB, (1984), Choix de la crue de projet.

HASSANE.M, Les ouvrages annexes de barrage (extrait du cours d'ouvrages hydrotechniques).

MIHOUBI M.K (2013), Ouvrages Hydrotechniques, Polycopie de cours, ENSH, Blida.

ROLLEY. R (1977), Techniques des barrages en aménagement rural.

TOUAIBIA. B (2004), Manuel pratique d'hydrologie, ENSH Blida.

TOUAIBIA.B ; BENLAOUKLI.B (2004), Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.

ANNEXE A.1 : la série de précipitations de la station de GARTOUFA W. TIARET

Année	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jui	Aou	Pmax
1974	65,9	23,1	122,8	50,1	19,7	25,4	13,5	54	90,8	0	0	3	31
1975	1,4	8,6	9,5	30,1	80	42,3	66,9	0	9,7	0	0	4,1	38
1976	0,1	1,9	56,6	53,9	27,1	57,6	53,7	92,1	2,1	12,3	7,3	0,5	21,7
1977	0,9	3,2	76,5	56,6	73,2	0,4	66	45,7	17,8	7,1	0	0,1	61,5
1978	10	11,5	5	44	135,9	69	52,8	42,7	27,3	4,9	32,4	0	54
1979	21	58,9	127,4	43,8	131,2	87,4	114,9	14,9	53,1	5,6	1	23,6	39,7
1980	5,5	35,7	26,8	17,5	72,7	171,4	137,4	61,5	15,3	67,7	0	0,2	17,5
1981	17,9	3,5	2,5	87,9	1,2	77,7	87,8	83	4,4	29,5	0	0	47,4
1982	6,3	46,8	44,4	0	22,4	49,3	163,5	30,4	53,9	17,4	1	2	38,2
1983	0,7	2	73,7	36,9	33,1	191,4	34,7	40,8	56,1	15,7	3,7	74,7	25
1984	12	0	0	67,8	56,5	24,5	29,2	36,8	63,2	20,8	4,8	0	27,1
1985	0,4	7,8	63,8	30,3	86,5	13,3	37,7	42,9	36,6	0,8	0	0	27,4
1986	0	80,7	25,3	23,9	53,9	97,4	64,9	59,3	2,7	8,5	0	0	24,7
1987	18,5	49,8	37,7	51	30,3	31,7	108,8	63,2	23,4	1	0	0	37
1988	39,4	16,4	23,1	97,9	19,7	42,5	29,9	52,1	22	1,6	0	0	24,2
1989	2,2	2,9	0,2	27,6	43,8	64,1	14,2	55,8	24,7	0,1	0,1	0,8	24
1990	0	48,4	69,8	56,4	0	11	16,4	12,9	4,4	0	1,5	1	47
1991	0	2,5	41,6	37,9	27,7	35	41,6	21,1	42,7	21	0	0,5	64
1992	8,5	11,5	29,5	37	70,8	10	55,3	9,8	42,9	0	0	0	30
1993	18,7	12,2	32,7	30,6	86,7	93,6	91,9	19,1	5,2	13,7	0,5	5	38,3
1994	30,2	38,9	16,1	35,4	62,3	56,8	12,4	0,1	4,6	3,7	14,5	1,5	31,3
1995	8,1	34,3	56,8	26,1	46,3	19,2	19,6	29	25,7	22,2	0	0	27,7
1996	1	23,6	31,7	30,8	13,2	21,5	57	37,5	54,7	53,7	2,5	24,8	23,4
1997	21,6	4	16	19,4	69,1	0	14,4	53,9	22,8	3,4	0	10,2	33
1998	23,7	2,3	25,6	54	16,1	49,6	120,4	7,6	9,1	4,5	1,5	7,7	26,9
1999	9,5	30,6	40,2	38,2	43,5	12,8	42,9	39,7	33,9	17,6	14	11,8	21
2000	1,8	23,3	27,3	15,2	2,8	16,6	6,7	39,3	20,8	1	0,3	11,2	20
2001	31,4	17,6	36	40	46	62,7	4,2	27,9	4,8	0	0	0	42,3
2002	44,8	46	28	5,9	47,7	6,6	63,7	21,4	2,5	9,8	0	8,2	60,1
2003	15,7	47,7	32,1	31,9	63,7	112	50,6	68,5	36,9	43,9	34,1	6,2	48,8
Moy	13.9	23.2	39.3	39.27	49.4	51.7	55.8	38.8	27.1	12.9	4	6.6	35.1

Annexe A.2 : Les valeurs des pluies de courtes durées (inférieur à 24 heures) et les intensités pour les différentes fréquences

fréquence (%)	5		10		20		50		100		1000	
	Pct	It										
0,5	10,89	21,79	12,71	25,41	14,47	28,94	16,75	33,50	18,44	36,88	24,07	48,15
1	13,98	13,98	16,31	16,31	18,57	18,57	21,50	21,50	23,67	23,67	30,90	30,90
2,1	18,26	8,70	21,30	10,14	24,25	11,55	28,08	13,37	30,91	14,72	40,35	19,22
4,23	23,50	5,56	27,41	6,48	31,21	7,38	36,13	8,54	39,77	9,40	51,93	12,28
6	26,65	4,44	31,08	5,18	35,39	5,90	40,98	6,83	45,11	7,52	58,89	9,81
9	30,84	3,43	35,97	4,00	40,96	4,55	47,42	5,27	52,20	5,80	68,14	7,57
12	34,21	2,85	39,89	3,32	45,43	3,79	52,59	4,38	57,89	4,82	75,58	6,30
15	37,07	2,47	43,23	2,88	49,22	3,28	56,99	3,80	62,73	4,18	81,90	5,46
18	39,58	2,20	46,16	2,56	52,56	2,92	60,86	3,38	66,99	3,72	87,46	4,86
21	41,84	1,99	48,80	2,32	55,56	2,65	64,33	3,06	70,81	3,37	92,45	4,40
24	43,90	1,83	51,20	2,13	58,30	2,43	67,50	2,81	74,30	3,10	97,00	4,04

ANNEXE B : Les débits fréquentiels pour la construction de l'hydrogramme de crue.

Temps	débits de crues des périodes de retour				
	Q (5 ans)	Q (10 ans)	Q (20 ans)	Q (50 ans)	Q (100 ans)
(h)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,50	0,7521	0,9308	1,0795	1,2495	1,3642
1,00	3,0085	3,7233	4,3179	4,9981	5,4569
1,50	6,7690	8,3773	9,7153	11,2457	12,2781
2,00	12,0338	14,8931	17,2717	19,9923	21,8277
2,50	18,8028	23,2704	26,9870	31,2379	34,1057
3,00	27,0761	33,5094	38,8612	44,9826	49,1122
3,50	36,8536	45,6100	52,8944	61,2264	66,8472
4,00	48,1353	59,5722	69,0866	79,9691	87,3106
4,23	53,8300	66,6200	77,2600	89,4300	97,6400
4,50	47,2513	58,4782	67,8179	78,5006	85,7072
5,00	36,5263	45,2050	52,4247	60,6827	66,2536
5,50	27,5610	34,1094	39,5571	45,7882	49,9917
6,00	20,1976	24,9965	28,9888	33,5551	36,6356
6,50	14,2785	17,6711	20,4934	23,7215	25,8992
7,00	9,6461	11,9380	13,8447	16,0255	17,4967
7,50	6,1426	7,6021	8,8163	10,2050	11,1419
8,00	3,6105	4,4683	5,1819	5,9982	6,5489
8,50	1,8919	2,3414	2,7153	3,1431	3,4316
9,00	0,8292	1,0263	1,1902	1,3776	1,5041
9,50	0,2648	0,3278	0,3801	0,4400	0,4804
10,00	0,0410	0,0508	0,0589	0,0681	0,0744
10,50	0,0001	0,0001	0,0002	0,0002	0,0002

Stabilité pour le cas de fin de construction (Amont)

R=26

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	3	0,50	0	-0,4	0,917	2,66	-1,062	2,433	3,273	2,422	0,49	1,192	0,50	1,637	0,802	25,1	7,997
-3	3	1,60	0	-0,3	0,954	8,50	-2,549	8,105	3,145	2,327	0,49	3,971	1,60	5,032	2,466	23,4	23,857
-2	3	2,60	0	-0,2	0,980	13,81	-2,761	13,527	3,062	2,266	0,49	6,628	2,60	7,961	3,901	22,2	36,779
-1	3	3,60	0	-0,1	0,995	19,12	-1,912	19,020	3,015	2,231	0,49	9,320	3,60	10,854	5,319	21,3	48,860
0	3	4,70	0	0	1,000	24,96	0,000	24,957	3,000	2,220	0,49	12,229	4,70	14,100	6,909	20,2	60,496
1	3	5,60	0	0,1	0,995	29,74	2,974	29,587	3,015	2,231	0,49	14,498	5,60	16,885	8,273	20,1	71,723
2	3	6,80	0	0,2	0,980	36,11	7,222	35,378	3,062	2,266	0,49	17,335	6,80	20,821	10,202	20,4	88,392
3	3	7,70	0	0,3	0,954	40,89	12,266	39,004	3,145	2,327	0,49	19,112	7,70	24,215	11,866	20,9	102,545
4	3	8,80	0	0,4	0,917	46,73	18,691	42,827	3,273	2,422	0,49	20,985	8,80	28,805	14,114	22	123,362
5	3	8,60	0	0,5	0,866	45,67	22,833	39,548	3,464	2,563	0,49	19,378	8,60	29,791	14,598	22,8	124,942
6	3	7,00	0	0,6	0,800	37,17	22,302	29,736	3,750	2,775	0,49	14,571	7,00	26,250	12,863	24,1	107,496
7	4,3	4,10	0	0,7	0,714	31,21	21,844	22,285	6,021	4,456	0,49	10,920	4,10	24,687	12,097	24,9	93,241
somme							99,847			30,507		150,139		211,037	103,408		889,69

Kss 1,809
Kas 1,347

Stabilité pour le cas de fin de construction (Amont)

R=28

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	3	0,50	0	-0,4	0,917	2,66	-1,062	2,433	3,27	2,422	0,49	1,192	0,5	1,637	0,802	27,1	8,634
-3	3	1,60	0	-0,2	0,980	8,50	-1,699	8,324	3,06	2,266	0,49	4,079	1,6	4,899	2,400	25,6	26,100
-2	3	2,60	0	-0,1	0,995	13,81	-1,381	13,737	3,02	2,231	0,49	6,731	2,6	7,839	3,841	24,7	40,921
-1	3	3,60	0	0	1,000	19,12	0,000	19,116	3,00	2,220	0,49	9,367	3,6	10,800	5,292	23,6	54,137
0	3	4,70	0	0,1	0,995	24,96	2,496	24,832	3,02	2,231	0,49	12,168	4,7	14,171	6,944	23	68,881
1	3	5,60	0	0,2	0,980	29,74	5,947	29,135	3,06	2,266	0,49	14,276	5,6	17,146	8,402	22,8	81,358
2	3	6,80	0	0,3	0,954	36,11	10,832	34,445	3,14	2,327	0,49	16,878	6,8	21,385	10,479	23,2	100,525
3	3	7,70	0	0,4	0,917	40,89	16,355	37,474	3,27	2,422	0,49	18,362	7,7	25,204	12,350	23,8	116,773
4	3	8,50	0	0,5	0,866	45,14	22,568	39,088	3,46	2,563	0,49	19,153	8,5	29,445	14,428	24,7	133,780
5	3	8,20	0	0,6	0,800	43,54	26,125	34,834	3,75	2,775	0,49	17,068	8,2	30,750	15,068	25,4	132,716
6	3	6,40	0	0,7	0,714	33,98	23,789	24,269	4,20	3,109	0,49	11,892	6,4	26,885	13,174	26,1	106,438
7	4,8	3,50	0	0,7	0,714	29,74	20,815	21,236	6,72	4,974	0,49	10,406	3,5	23,525	11,527	27	96,345
somme							124,785			31,806		141,572					966,607

Kss 1,389
Kas 1,088

Stabilité pour le cas de fin de construction (Amont)

R=30

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	3	0,50	0	-0,3	0,95394	2,655	-0,7965	2,5327086	3,1449	2,32719	0,49	1,241027	0,5	1,57243	0,77048935	29,1	9,27126
-3	3	1,60	0	-0,2	0,9798	8,496	-1,6992	8,3243459	3,0619	2,26578	0,49	4,07893	1,6	4,89898	2,40049995	27,5	28,0368
-2	3	2,60	0	-0,1	0,99499	13,806	-1,3806	13,736797	3,0151	2,23118	0,49	6,73103	2,6	7,83929	3,84125453	26,6	44,0688
-1	3	3,60	0	0	1	19,116	0	19,116	3	2,22	0,49	9,36684	3,6	10,8	5,292	25,8	59,1831
0	3	4,70	0	0,1	0,99499	24,957	2,4957	24,831901	3,0151	2,23118	0,49	12,16763	4,7	14,171	6,94380627	25,3	75,7695
1	3	5,60	0	0,2	0,9798	29,736	5,9472	29,135211	3,0619	2,26578	0,49	14,27625	5,6	17,1464	8,40174982	25,2	89,9217
2	3	6,80	0	0,3	0,95394	36,108	10,8324	34,444837	3,1449	2,32719	0,49	16,87797	6,8	21,385	10,4786552	25,7	111,357
3	3	7,70	0	0,4	0,91652	40,887	16,3548	37,473554	3,2733	2,42222	0,49	18,36204	7,7	25,2042	12,3500415	26,2	128,549
4	3	7,80	0	0,5	0,86603	41,418	20,709	35,86904	3,4641	2,56344	0,49	17,57583	7,8	27,02	13,2397964	27,1	134,691
5	3	6,93	0	0,6	0,8	36,798	22,07898	29,43864	3,75	2,775	0,49	14,42493	6,93	25,9875	12,733875	27,5	121,434
6	3	5,24	0	0,7	0,71414	27,824	19,47708	19,870596	4,2008	0,15753	0,49	9,736592	5,24	22,0124	10,7860774	28,2	94,1578
7	4,8	2,56	0	0,7	0,71414	21,75	15,224832	15,532435	6,7213	0,25205	0,49	7,610893	2,56	17,2066	8,43125442	29	75,6892
somme							109,24369			24,0385		132,45					972,13

Kss 1,43247
Kas 1,10477

Stabilité pour le cas de fin de construction (Aval)

R=22

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	4,5	0,9	0	-0,3	0,954	7,17	-2,151	6,838	4,717	3,491	0,49	3,351	0,90	4,246	2,080	21,1	18,151
-2	3	1,8	0	-0,2	0,980	9,56	-1,912	9,365	3,062	2,266	0,49	4,589	1,80	5,511	2,701	18,6	21,333
-1	3	3	0	-0,1	0,995	15,93	-1,593	15,850	3,015	2,231	0,49	7,767	3,00	9,045	4,432	17,4	33,262
0	3	4,2	0	0	1,000	22,30	0,000	22,302	3,000	2,220	0,49	10,928	4,20	12,600	6,174	16,5	44,158
1	3	5,4	0	0,1	0,995	28,67	2,867	28,530	3,015	2,231	0,49	13,980	5,40	16,282	7,978	16	55,054
2	3	6,6	0	0,2	0,980	35,05	7,009	34,338	3,062	2,266	0,49	16,826	6,60	20,208	9,902	16,1	67,709
3	3	7,9	0	0,3	0,954	41,95	12,585	40,017	3,145	2,327	0,49	19,608	7,90	24,844	12,174	19	95,644
4	3	9,1	0	0,4	0,917	48,32	19,328	44,287	3,273	2,422	0,49	21,701	9,10	29,787	14,596	19,3	111,911
5	3	9,2	0	0,5	0,866	48,85	24,426	42,307	3,464	2,563	0,49	20,730	9,20	31,870	15,616	19,8	116,072
6	3	7,4	0	0,6	0,800	39,29	23,576	31,435	3,750	2,775	0,49	15,403	7,40	27,750	13,598	20,1	94,777
7	1,8	4,4	0	0,7	0,714	14,02	9,813	10,011	2,521	1,865	0,49	4,905	4,40	11,090	5,434	20,9	35,158
somme							93,950			26,6577		139,7875		193,233	94,684		693,23

Kss 1,772
Kas 1,327

Stabilité pour le cas de fin de construction (Aval)

R=24

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	4,5	0,9	0	-0,3	0,95394	7,1685	-2,15055	6,8383132	4,7173	3,49079	0,49	3,350773	0,9	4,24555	2,08032126	23,1	19,8711
-2	3	1,8	0	-0,2	0,9798	9,558	-1,9116	9,3648892	3,0619	2,26578	0,49	4,588796	1,8	5,51135	2,70056244	20,8	23,8568
-1	3	3	0	-0,1	0,99499	15,93	-1,593	15,85015	3,0151	2,23118	0,49	7,766573	3	9,04534	4,43221677	19,6	37,4674
0	3	4,2	0	0	1	22,302	0	22,302	3	2,22	0,49	10,92798	4,2	12,6	6,174	18,8	50,3133
1	3	5,4	0	0,1	0,99499	28,674	2,8674	28,53027	3,0151	2,23118	0,49	13,97983	5,4	16,2816	7,97799018	18,4	63,3122
2	3	6,6	0	0,2	0,9798	35,046	7,0092	34,337927	3,0619	2,26578	0,49	16,82558	6,6	20,2083	9,90206229	18,5	77,8021
3	3	7,8	0	0,3	0,95394	41,418	12,4254	39,510254	3,1449	2,32719	0,49	19,36002	7,8	24,5299	12,0196339	19,2	95,4271
4	3	9	0	0,4	0,91652	47,79	19,116	43,800258	3,2733	2,42222	0,49	21,46213	9	29,4594	14,4351134	20	114,696
5	3	9,2	0	0,5	0,86603	48,852	24,426	42,307073	3,4641	2,56344	0,49	20,73047	9,2	31,8697	15,6161701	20,8	121,935
6	3	8	0	0,6	0,8	42,48	25,488	33,984	3,75	2,775	0,49	16,65216	8	30	14,7	21,4	109,089
7	3	5,6	0	0,7	0,71414	29,736	20,8152	21,235752	4,2008	0,15753	0,49	10,40552	5,6	23,5247	11,5271057	22,8	81,3577
somme							106,49205			24,9501		146,0498					795,127

Kss 1,60575
Kas 1,22473

Stabilité pour le cas de fin de construction (Aval)

R=26

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn	a*Gn*dn
-3	4,5	0,9	0	-0,3	0,954	7,17	-2,151	6,838	4,72	3,491	0,49	3,351	0,9	4,246	2,080	25,2	21,678
-2	3	1,8	0	-0,2	0,980	9,56	-1,912	9,365	3,06	2,266	0,49	4,589	1,8	5,511	2,701	23,4	26,839
-1	3	3	0	-0,1	0,995	15,93	-1,593	15,850	3,02	2,231	0,49	7,767	3	9,045	4,432	22,4	42,820
0	3	4,2	0	0	1,000	22,30	0,000	22,302	3,00	2,220	0,49	10,928	4,2	12,600	6,174	21,2	56,736
1	3	5,4	0	0,1	0,995	28,67	2,867	28,530	3,02	2,231	0,49	13,980	5,4	16,282	7,978	20,8	71,570
2	3	6,6	0	0,2	0,980	35,05	7,009	34,338	3,06	2,266	0,49	16,826	6,6	20,208	9,902	20,9	87,895
3	3	7,9	0	0,3	0,954	41,95	12,585	40,017	3,14	2,327	0,49	19,608	7,9	24,844	12,174	21,6	108,732
4	3	9,1	0	0,4	0,917	48,32	19,328	44,287	3,27	2,422	0,49	21,701	9,1	29,787	14,596	22,4	129,887
5	3	9,2	0	0,5	0,866	48,85	24,426	42,307	3,46	2,563	0,49	20,730	9,2	31,870	15,616	22,8	133,659
6	3	8,3	0	0,6	0,800	44,07	26,444	35,258	3,75	2,775	0,49	17,277	8,3	31,125	15,251	23,6	124,815
7	4,6	6,6	0	0,7	0,714	53,74	37,616	38,376	6,44	4,767	0,49	18,804	6,6	42,513	20,831	25,1	161,856
somme							124,620			29,559		155,560					966,487

Kss 1,485
Kas 1,144

Stabilité pour le cas de la vidange rapide

R=26

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn	a*Gn*dn
-4	3	0	0,50	-0,4	0,91652	3	-1,2	2,7495454	3,2733	2,42222	0,49	1,347277	0,5	1,63663	0,80195075	25,1	9,036
-3	3	0	1,60	-0,3	0,95394	9,6	-2,88	9,1578163	3,1449	2,32719	0,49	4,48733	1,6	5,03177	2,46556594	23,4	26,9568
-2	3	0	2,60	-0,2	0,9798	15,6	-3,12	15,284816	3,0619	2,26578	0,49	7,48956	2,6	7,96084	3,90081242	22,2	41,5584
-1	3	0	3,60	-0,1	0,99499	21,6	-2,16	21,491729	3,0151	2,23118	0,49	10,53095	3,6	10,8544	5,31866012	21,3	55,2096
0	3	0	4,70	0	1	28,2	0	28,2	3	2,22	0,49	13,818	4,7	14,1	6,909	20,2	68,3568
1	3	0	5,60	0,1	0,99499	33,6	3,36	33,431578	3,0151	2,23118	0,49	16,38147	5,6	16,8846	8,2734713	20,1	81,0432
2	3	0	6,80	0,2	0,9798	40,8	8,16	39,975673	3,0619	2,26578	0,49	19,58808	6,8	20,8207	10,2021248	20,4	99,8784
3	3	0	7,70	0,3	0,95394	46,2	13,86	44,071991	3,1449	2,32719	0,49	21,59528	7,7	24,2154	11,8655361	20,9	115,87
4	3	0	8,80	0,4	0,91652	52,8	21,12	48,391999	3,2733	2,42222	0,49	23,71208	8,8	28,8048	14,1143331	22	139,392
5	3	0	8,60	0,5	0,86603	51,6	25,8	44,686911	3,4641	2,56344	0,49	21,89659	8,6	29,7913	14,5977242	22,8	141,178
6	3	0	7,00	0,6	0,8	42	25,2	33,6	3,75	2,775	0,49	16,464	7	26,25	12,8625	24,1	121,464
7	4,3	0	4,10	0,7	0,71414	35,26	24,682	25,180677	6,0212	4,45569	0,49	12,33853	4,1	24,6869	12,0965996	24,9	105,357
somme							112,822			30,5069		169,6491					1005,3

Kss	1,774
Kas	1,321

Stabilité pour le cas de la vidange rapide

R=28

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	3	0	0,50	-0,4	0,91652	3	-1,2	2,7495454	3,2733	2,42222	0,49	1,347277	0,5	1,63663	0,80195075	27,1	9,756
-3	3	0	1,60	-0,3	0,95394	9,6	-2,88	9,1578163	3,1449	2,32719	0,49	4,48733	1,6	5,03177	2,46556594	25,6	29,4912
-2	3	0	2,60	-0,2	0,9798	15,6	-3,12	15,284816	3,0619	2,26578	0,49	7,48956	2,6	7,96084	3,90081242	24,7	46,2384
-1	3	0	3,60	-0,1	0,99499	21,6	-2,16	21,491729	3,0151	2,23118	0,49	10,53095	3,6	10,8544	5,31866012	23,6	61,1712
0	3	0	4,70	0	1	28,2	0	28,2	3	2,22	0,49	13,818	4,7	14,1	6,909	23	77,832
1	3	0	5,60	0,1	0,99499	33,6	3,36	33,431578	3,0151	2,23118	0,49	16,38147	5,6	16,8846	8,2734713	22,8	91,9296
2	3	0	6,80	0,2	0,9798	40,8	8,16	39,975673	3,0619	2,26578	0,49	19,58808	6,8	20,8207	10,2021248	23,2	113,587
3	3	0	7,70	0,3	0,95394	46,2	13,86	44,071991	3,1449	2,32719	0,49	21,59528	7,7	24,2154	11,8655361	23,8	131,947
4	3	0	8,50	0,4	0,91652	51	20,4	46,742272	3,2733	2,42222	0,49	22,90371	8,5	27,8228	13,6331627	24,7	151,164
5	3	0	8,20	0,5	0,86603	49,2	24,6	42,60845	3,4641	2,56344	0,49	20,87814	8,2	28,4056	13,9187603	25,4	149,962
6	3	0	6,40	0,6	0,8	38,4	23,04	30,72	3,75	2,775	0,49	15,0528	6,4	24	11,76	26,1	120,269
7	4,8	0	3,50	0,7	0,71414	33,6	23,52	23,9952	6,7213	4,97379	0,49	11,75765	3,5	23,5247	11,5271057	27	108,864
somme							107,58			31,025		165,8302					1092,21

Kss 1,830
Kas 1,343

Stabilité pour le cas de la vidange rapide

R=30

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn	a*Gn*dn
-4	3	0	0,50	-0,4	0,92	3,00	-1,200	2,750	3,273	1,146	0,49	1,347	0,50	1,637	0,802	29,1	10,476
-3	3	0	1,60	-0,3	0,95	9,60	-2,880	9,158	3,145	2,327	0,49	4,487	1,60	5,032	2,466	27,5	31,68
-2	3	0	2,60	-0,2	0,98	15,60	-3,120	15,285	3,062	2,266	0,49	7,490	2,60	7,961	3,901	26,6	49,7952
-1	3	0	3,60	-0,1	0,99	21,60	-2,160	21,492	3,015	2,231	0,49	10,531	3,60	10,854	5,319	25,8	66,8736
0	3	0	4,70	0	1,00	28,20	0,000	28,200	3,000	2,220	0,49	13,818	4,70	14,100	6,909	25,3	85,6152
1	3	0	5,60	0,1	0,99	33,60	3,360	33,432	3,015	2,231	0,49	16,381	5,60	16,885	8,273	25,2	101,606
2	3	0	6,80	0,2	0,98	40,80	8,160	39,976	3,062	2,266	0,49	19,588	6,80	20,821	10,202	25,7	125,827
3	3	0	7,70	0,3	0,95	46,20	13,860	44,072	3,145	2,327	0,49	21,595	7,70	24,215	11,866	26,2	145,253
4	3	0	7,80	0,4	0,92	46,80	18,720	42,893	3,273	2,422	0,49	21,018	7,80	25,531	12,510	27,1	152,194
5	3	0,17	6,93	0,5	0,87	42,48	21,241	36,791	3,464	2,563	0,49	18,028	7,10	24,595	12,052	27,5	140,193
6	3	0,46	5,24	0,6	0,80	33,88	20,330	27,106	3,750	2,775	0,49	13,282	5,70	21,375	10,474	28,2	114,659
7	4,8	0,64	2,56	0,7	0,71	30,01	21,009	21,434	6,721	4,974	0,49	10,503	3,20	21,508	10,539	29	104,447
somme							97,320			29,748		158,068			95,312		1128,62

Kss 1,930
Kas 1,392

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale

R=22

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	4,5	0,9	0,00	-0,3	0,954	7,1685	-2,151	6,838	4,72	3,491	0,49	3,351	0,00	0,000	0,000	21,1	18,151
-2	3	1,8	0,00	-0,2	0,980	9,558	-1,912	9,365	3,06	2,266	0,49	4,589	0,00	0,000	0,000	18,6	21,333
-1	3	3	0,00	-0,1	0,995	15,93	-1,593	15,850	3,02	2,231	0,49	7,767	0,00	0,000	0,000	17,4	33,262
0	3	4,2	0,00	0	1,000	22,302	0,000	22,302	3,00	2,220	0,49	10,928	0,00	0,000	0,000	16,5	44,158
1	3	5,01	0,39	0,1	0,995	28,943	2,894	28,798	3,02	2,231	0,49	14,111	0,39	1,176	0,576	16	55,571
2	3	5,54	1,06	0,2	0,980	35,8	7,160	35,077	3,06	2,266	0,49	17,188	1,06	3,257	1,596	16,1	69,165
3	3	6,21	1,69	0,3	0,954	43,13	12,939	41,143	3,14	2,327	0,49	20,160	1,69	5,323	2,608	19	98,337
4	3	7,39	1,71	0,4	0,917	49,508	19,803	45,375	3,27	2,422	0,49	22,234	1,71	5,601	2,745	19,3	114,661
5	3	8,01	1,19	0,5	0,866	49,688	24,844	43,031	3,46	2,563	0,49	21,085	1,19	4,131	2,024	19,8	118,059
6	3	6,69	0,71	0,6	0,800	39,806	23,884	31,845	3,75	2,775	0,49	15,604	0,71	2,677	1,312	20,1	96,013
7	1,8	4,19	0,21	0,7	0,714	14,119	9,883	10,083	2,52	1,865	0,49	4,941	0,21	0,539	0,264	20,9	35,410
somme							95,753			26,658		141,9568			11,125		704,12

Kss	1,645
Kas	1,233

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale

R=24

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	4,5	0,9	0,00	-0,3	0,954	7,1685	-2,151	6,838	4,717	3,491	0,49	3,351	0,00	0,000	0,000	23,1	19,871
-2	3	1,8	0,00	-0,2	0,980	9,558	-1,912	9,365	3,062	2,266	0,49	4,589	0,00	0,000	0,000	20,8	23,857
-1	3	3	0,00	-0,1	0,995	15,93	-1,593	15,850	3,015	2,231	0,49	7,767	0,00	0,000	0,000	19,6	37,467
0	3	4,2	0,00	0	1,000	22,302	0,000	22,302	3,000	2,220	0,49	10,928	0,00	0,000	0,000	18,8	50,313
1	3	5,17	0,23	0,1	0,995	28,848	2,885	28,703	3,015	2,231	0,49	14,065	0,23	0,701	0,343	18,4	63,696
2	3	5,77	0,83	0,2	0,980	35,626	7,125	34,906	3,062	2,266	0,49	17,104	0,83	2,545	1,247	18,5	79,090
3	3	6,43	1,37	0,3	0,954	42,378	12,713	40,426	3,145	2,327	0,49	19,809	1,37	4,316	2,115	19,2	97,640
4	3	7,43	1,57	0,4	0,917	48,888	19,555	44,807	3,273	2,422	0,49	21,955	1,57	5,147	2,522	20	117,332
5	3	7,73	1,47	0,5	0,866	49,866	24,933	43,185	3,464	2,563	0,49	21,161	1,47	5,092	2,495	20,8	124,466
6	3	6,91	1,09	0,6	0,800	43,247	25,948	34,598	3,750	2,775	0,49	16,953	1,09	4,097	2,007	21,4	111,059
7	3	5,05	0,55	0,7	0,714	30,116	21,081	21,507	4,201	3,109	0,49	10,538	0,55	2,310	1,132	22,8	82,396
somme							108,586			27,901		148,219			11,863		807,187

Kss 1,513
Kas 1,155

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale

R=26

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	4,5	0,9	0,00	-0,3	0,95394	7,1685	-2,15055	6,8383132	4,7173	3,49079	0,49	3,350773	0,00	0	0	25,2	21,6775
-2	3	1,8	0,00	-0,2	0,9798	9,558	-1,9116	9,3648892	3,0619	2,26578	0,49	4,588796	0,00	0	0	23,4	26,8389
-1	3	3	0,00	-0,1	0,99499	15,93	-1,593	15,85015	3,0151	2,23118	0,49	7,766573	0,00	0	0	22,4	42,8198
0	3	4,02	0,18	0	1	22,426	0	22,4262	3	2,22	0,49	10,98884	0,18	0,54	0,2646	21,2	57,0523
1	3	4,93	0,47	0,1	0,99499	28,998	2,89983	28,852944	3,0151	2,23118	0,49	14,13794	0,47	1,4171	0,69438063	20,8	72,3798
2	3	5,64	0,96	0,2	0,9798	35,708	7,14168	34,986944	3,0619	2,26578	0,49	17,1436	0,96	2,93939	1,44029997	20,9	89,5567
3	3	6,73	1,17	0,3	0,95394	42,756	12,82689	40,786911	3,1449	2,32719	0,49	19,98559	1,17	3,67948	1,80294509	21,6	110,824
4	3	7,62	1,48	0,4	0,91652	49,342	19,73688	45,222873	3,2733	2,42222	0,49	22,15921	1,48	4,84444	2,37377421	22,4	132,632
5	3	7,92	1,28	0,5	0,86603	49,735	24,8676	43,071947	3,4641	2,56344	0,49	21,10525	1,28	4,43405	2,17268453	22,8	136,076
6	3	7,17	1,13	0,6	0,8	44,853	26,91162	35,88216	3,75	2,775	0,49	17,58226	1,13	4,2375	2,076375	23,6	127,023
7	4,6	5,87	0,73	0,7	0,71414	54,51	38,156678	38,927598	6,4413	4,76655	0,49	19,07452	0,73	4,70214	2,30404886	25,1	164,183
somme							126,88603			29,5591		157,8834			13,1291083		981,062

Kss 1,374
Kas 1,059