

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique*

### **THEME DU PROJET :**

**ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE SUR L'OUED  
SIDI MASMOUDI COMMUNE MCHOUNECH  
(W.BISKRA)**

### **PRESENTE PAR :**

M<sup>elle</sup> FERRAH FATMA

### **Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup> A.HADJ SADOK	MCA	Président
M <sup>r</sup> S.TOUMI	MCB	Examineur
M <sup>r</sup> M.BOUZIANE	MAA	Examineur
M <sup>r</sup> I.ZAIBAK	MAA	Examineur
M <sup>r</sup> B.BENLAOUKLI	MCA	Promoteur

Session - 2017

# Dédicace

A l'âme de mon père **MOHAMED** Qui a toujours été l'étoile de mon ciel, mon repère, guide et référence, tu es et tu reste toujours dans mon cœur et mon pensée, ça tu le sais bien

Pour ce que tu étais, tout ce que tu as fait, ce que tu as donné

Que dieu t'ouvre les portes de Sa Miséricorde infinie.

A ma mère **HADDA**. Qui a fait de moi la femme que je suis, que dieu te garde et qui il guide mes pas sur le chemin que tu m'as tracé.

A mes sœurs les plus adorables au monde **NABILA** et **SAMASEM** et notre petit ange **célia**.

A mon grand frère **SID AHMED** pour son énorme soutien, et à mon chère frère **ABDOU** pour son beau sourire, son énergie et son courage. Que dieu te protège et te garde.

A ma chère famille **FERRAH ET YACHIR**.

A mon secret, la coïncidence qui reste graver dans ma mémoire, Mon chiffre préféré de chaque NOVEMBRE **18**, ma perte et mon gain, mon **Milko**, tout simplement à mon **écureuil** ; pour ton cœur et la couleur de tes yeux.

*Fátimá*

# Remerciement

Au terme de cette étude, je tiens en premier lieu à remercier Dieu qui m'a facilité le travail en mettant sur mon chemin des gens qui m'ont énormément aidé et soutenu.

J'exprime ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à mon encadreur **M<sup>r</sup> B.BENLOUAKLI** pour ses conseils et l'intérêt qu'il a manifesté pendant la réalisation et la mise en forme de ce mémoire.

Mes sincères remerciements à mes professeurs, pour leurs orientations, leur aide précieuse durant toutes les années de mes études au sein de l'**ENSH**

Je remercie également le président et les membres du Jury qui me feront l'honneur de lire et juger mon travail.

Je m'adresse un remerciement particulier à **Madame Aicha** cadre ingénieur dans le service DET à l'ANBT d'Alger pour sa grande collaboration.

Enfin un vif remerciement pour toutes les personnes qui m'ont aidés de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire même avec un simple geste ou un sourire, tout simplement mes amis de l'**ENSH Blida**.

*Fatma*

*Ferrah*

## ملخص:

في إطار التنمية الزراعية في الجزائر، والتي كانت تركز أساسا في السنوات الماضية على الأمطار والتي تتطلب اليوم الزيادة في قدرة تخزين المياه بالمقارنة مع احتياطات المساحات الفلاحية المسقية على المستوى المحلي. لذلك فان مديرية الموارد المائية لولاية بسكرة، قد برمجت مجموعة من المشاريع من خلال دراسة 10 حواجز مائية عبر إقليم الولاية، لذلك قمنا باختيار أحدهما وهو الذي يوجد على وادي سيدي مصمودي بلدية مشونش مخصصة لسقي الأراضي. و في هذا الاطار أجرينا دراسة قابلية انشاء سد سيدي مصمودي بولاية بسكرة و التي تتضمن العديد من المحاور، الطبوغرافية، الجيولوجية والهيدرولوجية وصولا الى اختيار نوع السد و التأكد من ثباته.

## Résumé :

Dans le cadre du développement agricole en Algérie , qui a été basé dans les années précédentes sur les pluies, et qui aujourd'hui demandé l'augmentation de la capacité de mobiliser les volumes d'eau en rapport avec les besoins des superficies irriguées à une échelle locale. La Direction des Ressources en eau de la Wilaya de BISKRA a programmé parmi d'autres actions l'étude de dix (10) retenues collinaires à travers la Wilaya, dont l'une de cette retenue est sur oued Sidi Masmoudi commune d'Mchounech destinée à irriguer les zones voisines. De ce fait, la présente étude a pour objectif d'étudier la faisabilité de barrage contenant les étapes géologique, topographique et hydrologique pour aboutir au choix de type de barrage et la vérification de sa stabilité.

## Abstract:

In the context of agricultural development in Algeria, this was based in the previous years on rain and which requires today the increase of the capacity of storing quantities of water in relation with the needs of the irrigated areas on the local level.

The water Resources Direction of the Wilaya of BISKRA, has programmed among other actions the study of ten (10) dams all over the Wilaya. One of these dams was on Oued Sidi Masmoudi in M'chounech province designated it to irrigate the neighboring areas.

Therefore, The study is a feasibility of Sidi Masmoudi dam in the wilaya of Biskra.

Containing geological, topographical and hydrological steps to arrive at the choice of dam type and verification of its stability.

## Introduction générale

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

## Chapitre I : Etude topographique

Introduction .....	3
I.1 Généralités sur les retenues collinaires .....	3
I.2 Choix du site de barrage.....	4
I.3 Documentations consultés .....	4
I.4 Situation géographique du site .....	5
I.5 Caractéristiques géographique et géomorphologiques .....	6
Conclusion.....	7

## Chapitre II : Etudes géologique et géotechnique

<b>II.1 Etudes géologique.....</b>	<b>9</b>
Introduction .....	9
II.1.1 Description du site de la retenue .....	9
II.1.2 Géologie régionale.....	10
II.1.3 Géologie et hydrogéologie du bassin versant .....	13
II.1.4 Géologie de la cuvette .....	13
II.1.5 Géologie de l'assiette de la digue .....	13
II.1.6 Hydrogéologie de la cuvette .....	13
II.1.7 Hydrogéologie de la zone de la digue.....	14
II.1.8 Fondation de la digue et ses ouvrages annexes.....	14
II.1.9. Stabilité des versants de la cuvette .....	14
II.1.10 Matériaux de construction.....	14
II.1.11. Sismicité de la région.....	15
Conclusion.....	17
<b>II.2. Etude géotechnique.....</b>	<b>18</b>
Introduction .....	18
II.2.1. Prospection géotechnique de terrain .....	18
II.2.2 Prospection géotechnique du laboratoire .....	18
II.2.3. Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation .....	19
II.2.3.1 Terrains d'assise et de fondation de la digue :.....	19
II.2.3.2 Matériaux de construction de la digue .....	20
II.2.3.3 Matériaux de recharge de la digue.....	21

# Table des matières

II.2.3.4 Matériaux d'enrochement.....	22
II-2.4 Caractéristique géotechnique proposées pour le calcul de la stabilité de la digue .....	22
II-2.4.1 Marnes jaunes.....	22
II-2.4.2 Matériaux de construction de la digue .....	23
II-2.4.2.1 Matériaux d'étanchéité .....	23
II-2.4.2.2 Matériaux de recharge.....	23
Conclusion.....	23

## Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction .....	26
<b>III.1. caractéristiques morphologique du bassin versant .....</b>	<b>26</b>
III.1.2 Paramètres géométriques.....	26
III.1.3 Caractéristique de forme .....	29
III.1.3.3 Rectangle équivalent .....	29
III.1.4 Paramètre de relief.....	31
III.1.4.1 La courbe hypsométrique .....	31
III.1.4.2 Les altitudes caractéristiques.....	33
III.1.4.3 Les indices de pentes .....	34
III.1.5 Le réseau hydrographique et caractéristiques d'écoulement.....	36
III.1.5.1 Densité de drainage .....	36
III.1.5.2 Densité du talweg élémentaire.....	37
III.1.6 Les caractéristiques hydrographiques.....	38
III.1.6.1 Le réseau hydrographique .....	38
III.1.6.2 Le temps de concentration.....	40
III.1.6.3 Vitesse moyenne de ruissellement.....	41
III.2 Caractéristiques climatiques.....	43
III.2.1 La température.....	43
III.2.2. L'Evaporation.....	43
III.2.3 Pluviométrie .....	44
III.2.3.1 Stations et données disponibles .....	44
III.2.4 Le vent .....	46
III.2.5 Humidité relative .....	46
III.3. Les pluies maximales journalières .....	47
III.3.1 Etude d'homogénéisation de la série des pluies annuelles .....	47
III.3.2 Ajustement des pluies maximales journalières.....	48

# Table des matières

III.3.2.1 Ajustement à la loi de GUMBEL .....	48
III.3.2.2 Ajustement à la loi de GALTON (log – Normale).....	50
III.3.3 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences .....	54
III.4 Etudes des apports .....	57
III.4.1 Apport liquides .....	57
III.4.1.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A0) .....	57
III.4.1.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	59
III.4.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	60
III.4.2.1 Module de l'écoulement .....	60
III.4.2.2 Module de l'écoulement relatif .....	60
III.4.2.3 Lamme d'eau écoulée .....	60
III.4.2.4 Coefficient de l'écoulement .....	60
III.4.3 Coefficient de variation .....	61
III.4.4 Estimation fréquentielle des apports .....	62
III.4.4.1 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.....	63
III.5 Etude des crues .....	64
III.5.1 Hydrogramme de crue .....	68
III.5.2 Choix de la crue de projet.....	71
III.5.3 Choix de la crue de chantier .....	73
III.5.4. Les apports solides .....	74
III.6 Régularisation.....	75
III.6.1 Répartition mensuelle de l'apport A80 % .....	75
III.6.2 Répartition des besoins .....	75
III.6.3 Courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces».....	76
III.6.4 Calcul du volume utile.....	78
III.6.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes .....	79
III.6.4.2 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	81
III.7 Laminage des crues .....	86
III.7.1 La méthode de Kotcherine.....	86
III.7.1.1 Estimation du débit de crue laminée .....	86
III.7.1.2 Estimation de la charge au-dessus du déversoir .....	87
III.8. Etude d'optimisation .....	90
III.8.1 Calcul du coût approximatif de la digue.....	90
III.8.1.1 Calcul de la revanche.....	91
III.8.1.2 La largeur en crête .....	92
III.8.1.3 Calcul du coût de la digue .....	93
III.8.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues.....	93

III.8.2.1 Coût du déversoir .....	93
III.8.2.2 Calcul du coût du coursier.....	94
III.8.3 coût total du barrage .....	95
Conclusion .....	97

## Chapitre IV : Etude des variantes

Introduction .....	99
IV.1.Choix du type du barrage .....	99
IV.1.1. Digue en terre homogène .....	100
IV.1.2. Digue zoné à noyau étanche.....	100
IV.1.3. Digue en enrochement.....	101
IV.2.Définition du profil général de la retenue .....	102
IV.2. 1.Hauteur de la retenue .....	102
IV.2. 2.Largeur en crête.....	102
IV.2. 3.La longueur en crête.....	102
IV.2.4.Choix des pentes des talus.....	102
IV.3. Digue en terre homogène .....	103
IV.3.1. Pentes des talus .....	103
IV.3.2 Protection des talus.....	103
IV.3.3 Calcul des drains.....	104
IV.4. Digue zoné a noyau d'argile .....	106
IV.4.1. Pentes des talus .....	106
IV.4.2. Protection des talus .....	106
IV.4.3. Etanchéité de la retenue.....	106
IV.4.3.1. Noyau .....	106
IV.4.3.2. Dimensionnement du Drain Tapis.....	109
IV.4.3.3. La clé d'étanchéité .....	109
IV.5. Digue en enrochement a masque en béton.....	109
IV.5.1. Pentes des talus .....	109
IV.6. Détermination du cout des matériaux pour les différentes variantes .....	109
IV.6.1. Digue en terre homogène .....	110
IV.6.2. Digue en terre zoné .....	111
IV.6.3. Digue en enrochement a masque en béton .....	111
IV.6.4. Comparaison des résultats et discussion .....	112



## Chapitre V : Etude de la variante retenue

Introduction .....	114
V.1. Protection des talus.....	114
V.2. Dimensionnement des filtres et drains .....	114
V.2.1. Dimensionnement de filtre entre le noyau et les recharges .....	114
V.3 Dispositif d'étanchéité.....	116
V.3.1 Le noyau .....	116
V.3.2 Clé d'étanchéité.....	117
V.4. Drainage à l'aval .....	117
V.5. Protection de la crête .....	118
V.6. Etude des infiltrations.....	118
V.6.1. Tracer de la ligne de saturation.....	118
V.7. Etude de stabilité .....	121
V.7.1. Méthode de Fellenius .....	121
V.7.2. Détermination de la zone des cercles critiques selon méthode de Fondevv .....	122
V.7.3. Les forces agissant sur une tranche .....	123
V.7.4. Classement des forces.....	125
V.7.5. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement .....	126
Conclusion.....	128

## Chapitre VI : Etude des ouvrages annexes

Introduction .....	130
VI.1. Ouvrage d'évacuation de crue .....	130
VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue .....	130
VI.1.2. Différents types d'évacuateurs de crue.....	130
VI.1.2.1. Evacuateur de crue en puits.....	130
VI.1.2.2. Evacuateur de crue latéral à entonnement latéral .....	130
VI.1.2.3. Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal .....	131
VI.1.2.4 Evacuateur de crue en siphon.....	131
VI.1.3 Choix de la variante .....	131
VI.1.4. Dimensionnement de chacun des éléments de l'EC .....	132
VI.1.4.1. Canal d'approche .....	132
VI.1.4.2. Déversoir .....	133
VI. 1.4.3. Chenal d'écoulement .....	134

# Table des matières

VI. 1.4.4. Calcul des convergent .....	136
VI. 1.4.5. Le coursier.....	140
VI. 1.4.6. Dissipateur d'énergie .....	140
VI.1.4.7 Canal de restitution .....	142
VI.1.4.8 Hauteurs des murs bajoyers .....	144
VI.1.5. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier .....	145
VI.2. Ouvrage de vidange.....	145
VI.2.1. <b>Différents types d'ouvrages de vidange</b> .....	146
VI.2.2 Calcul du débit de vidange .....	146
VI.2.3 <b>Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre</b> .....	147
VI.2.4 <b>Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite</b> .....	149
VI.3. <b>Dimensionnement de la prise d'eau</b> .....	149
VI.3.1. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite de prise d'eau .....	150
Conclusion.....	150

## Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction .....	152
VII.1. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise .....	152
VII.1.1. Installations destinées au personnel .....	152
VII.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux .....	153
VII.1.3. Installations destinées à la réparation des engins.....	153
VII.1.4. Installation destinée pour la préfabrication.....	153
VII.2. Moyens du chantier.....	153
VII.2.1 Moyens humains .....	153
VII.2.2 Moyens matériels du chantier .....	153
VII.3. Planification .....	156
VII.3.1. Définition .....	156
VII.3.2. Techniques de la planification .....	156
VII.3.2.1 Méthodes basées sur le réseau .....	156
VII.3.2.2. Relations entre les tâches .....	157
VII.3.2.3. Plannings des Travaux .....	159
VII.3.2.4. Symboles des différentes opérations.....	159
VII.4. Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes .....	160
Conclusion.....	161

## Chapitre VIII : Protection et sécurité de travail

Introduction .....	163
VIII.1. Cause des accidents de travail .....	163
VIII.1.1. Causes humaines .....	163
VIII.1.2. Causes techniques.....	163
VIII.2. Conditions dangereuses dans le chantier.....	163
VIII.3. Actions dangereuses .....	164
VIII.4. Mesures préventives .....	164
VIII.5. Principales fonctions du service de sécurité.....	164
VIII.6. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation .....	165
VIII.7. Organisation de la prévention des accidents du travail .....	167
Conclusion.....	168
Conclusion générale.....	170
Références bibliographiques .....	171

# Liste des tableaux

<i>Tableau II. 1:</i> Coefficients d'accélération .....	15
<i>Tableau II. 2 :</i> Les Prospection géotechnique du laboratoire .....	18
<i>Tableau III. 1 :</i> Classification de bassin selon l'indice de compacité de GRAVELUS.....	29
<i>Tableau III. 2:</i> Répartition en % de la surface élémentaire.....	31
<i>Tableau III. 3:</i> Résultats de calculs d'altitude moyenne .....	34
<i>Tableau III. 4:</i> Détermination des altitudes.....	34
<i>Tableau III. 5 :</i> les paramètres de calcul du $I_p$ .....	35
<i>Tableau III. 6:</i> La pente moyenne du bassin versant.....	36
<i>Tableau III. 7:</i> classification de L'O.R.S.T.O.M (type de relief).....	38
<i>Tableau III. 8:</i> . Récapitulatif des résultats du temps de concentration.....	41
<i>Tableau III. 9:</i> Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	42
<i>Tableau III. 10:</i> Températures annuelles à la station de Mchounech. ....	43
<i>Tableau III. 11:</i> . Répartition mensuelle de l'évaporation(ONM).....	44
<i>Tableau III. 12:</i> Caractéristiques des stations pluviométriques.....	45
<i>Tableau III. 13:</i> Répartition mensuelle des pluies moyenne interannuelle .....	45
<i>Tableau III. 14:</i> Vitesses moyennes des vents enregistrées à la station de Biskra (1980-2001). 46	46
<i>Tableau III. 15:</i> Humidités relatives moyennes Biskra période (1980-2001) (ONM).....	46
<i>Tableau III. 16:</i> Paramètres caractéristiques de l'échantillon. ....	48
<i>Tableau III. 17:</i> Ajustement à la loi de GUMBEL.....	49
<i>Tableau III. 18:</i> Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon GUMBEL .....	50
<i>Tableau III. 19:</i> Ajustement à la loi de GALTON .....	51
<i>Tableau III. 20:</i> Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon GALTON.....	52
<i>Tableau III. 21:</i> Les pluies maximales journalières fréquentielle .....	54
<i>Tableau III. 22:</i> pluies de courte durée et intensité de pluie pour différents fréquences.....	54
<i>Tableau III. 23:</i> Récapitulatif des résultats de l'apports moyen .....	58
<i>Tableau III. 24:</i> Répartition mensuelle de l'apport moyen .....	59
<i>Tableau III. 25:</i> Récapitulatif des $C_v$ .....	62
<i>Tableau III. 26:</i> Les apports fréquentiels.....	63
<i>Tableau III. 27:</i> La répartition mensuelle des apports.....	63
<i>Tableau III. 28 :</i> Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.....	65
<i>Tableau III. 29:</i> Résultats de calcul de la formule de GIANDOTTI.....	65

# Liste des tableaux

<i>Tableau III. 30:</i> Valeur de $\gamma$ en fonction de Caractéristique du bassin versant.....	66
<i>Tableau III. 31:</i> Résultats de calcul de la formule de Sokolovsky.....	66
<i>Tableau III. 32:</i> Résultats de calcul de la formule de Turraza .....	67
<i>Tableau III. 33:</i> Résultats de calcul de la formule de POSSENTI. ....	67
<i>Tableau III. 34:</i> Récapitulatif des résultats de débit de crue .....	67
<i>Tableau III. 35:</i> Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue $\delta$ .....	69
<i>Tableau III. 36:</i> Récapitulatif des résultats de l'Hydrogramme de crue .....	70
<i>Tableau III. 37:</i> . <i>Les catégories des dommages</i> .....	72
<i>Tableau III. 38:</i> Choix de la crue de projet.....	72
<i>Tableau III. 39:</i> valeur de $\alpha$ en fonction de la perméabilité. ....	74
<i>Tableau III. 40:</i> Répartition mensuelle de l'apport annuel 80% .....	75
<i>Tableau III. 41:</i> Répartition saisonnières des demandes .....	75
<i>Tableau III. 42:</i> Courbe topographiques et volumétriques.....	76
<i>Tableau III. 43 :</i> les résultats de calcul.....	78
<i>Tableau III. 44:</i> Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm <sup>3</sup> ).....	80
<i>Tableau III. 45:</i> valeurs de $\delta$ en fonction des conditions hydrogéologique.....	82
<i>Tableau III. 46:</i> Calcul des pertes.....	83
<i>Tableau III. 47:</i> Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm <sup>3</sup> ).....	84
<i>Tableau III. 48:</i> Données de départ .....	87
<i>Tableau III.49:</i> <i>Résultats des calculs avec les formules précédentes</i> .....	88
<i>Tableau III. 50:</i> Calcul de laminage de crue par la méthode de Kotcherine .....	88
<i>Tableau III. 51:</i> Récapitulatif des résultats de la méthode de KOTCHERINE.....	90
<i>Tableau III. 52:</i> Résultats de calcul de la revanche.....	91
<i>Tableau III. 53:</i> Largeur en crête.....	92
<i>Tableau III. 54:</i> Coût de la digue pour différents largeurs déversantes .....	93
<i>Tableau III. 55:</i> Coût de déversoir.....	94
<i>Tableau III. 56:</i> Coût de coursier.....	95
<i>Tableau III. 57:</i> Coût Totale de la Retenue .....	95
<i>Tableau III. 58:</i> Caractéristiques du barrage .....	97
<i>Tableau IV. 1:</i> Valeurs indicatives des pentes des talus .....	103
<i>Tableau IV. 2:</i> Valeurs du coefficient C .....	103

# Liste des tableaux

<b>Tableau IV.3:</b> <i>Epaisseur de l'enrochement et D50 minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague</i> .....	104
<b>Tableau IV.4:</b> Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation .....	107
<b>Tableau IV.5:</b> Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.....	108
<b>Tableau IV.6:</b> <i>Caractéristiques du noyau</i> .....	109
<b>Tableau IV.7:</b> Volume des recharges pour la variante terre homogène.....	110
<b>Tableau IV.8:</b> Volume du Rip-Rap pour la variante terre homogène.....	110
<b>Tableau IV.9:</b> Volume des recharges pour la variante terre zoné.....	111
<b>Tableau IV.10:</b> Volume du Rip-Rap pour la variante terre zoné.....	111
<b>Tableau IV.11:</b> Volume d'enrochements pour la variante enrochement a masque en béton.....	111
<b>Tableau IV.12:</b> Volume du masque en béton.....	122
<b>Tableau IV.13:</b> Cout de différentes variantes de la digue.....	122
<b>Tableau V.1:</b> <i>Caractéristiques du revêtement en Rip-Rap</i> .....	114
<b>Tableau V.2 :</b> Valeurs de D5, D17, n0 et n .....	116
<b>Tableau V.3:</b> Caractéristiques du noyau .....	117
<b>Tableau V.4:</b> Caractéristique de prisme de drainage.....	118
<b>Tableau V.5:</b> <i>Coordonnées de la parabole de Kozeny</i> .....	119
<b>Tableau V.6:</b> Valeurs des K <sub>1</sub> et K <sub>2</sub> .....	122
<b>Tableau V.7:</b> Valeurs des R <sub>1</sub> et R <sub>2</sub> .....	122
<b>Tableau V.8:</b> Valeurs des coefficients de stabilité admissibles .....	126
<b>Tableau V.9:</b> Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	128
<b>Tableau VI.01:</b> Coordonnés du profil de Greager.....	133
<b>Tableau VI.02:</b> récapitulatif des résultats .....	138
<b>Tableau VI.03:</b> Données de calcul .....	139
<b>Tableau VI.04:</b> Calcul de la ligne d'eau .....	139
<b>Tableau VI.05:</b> Les dimensions des blocs Chicanes du bassin de dissipation.....	142
<b>Tableau VI.06:</b> Coefficients de pertes de charge singulières.....	148
<b>Tableau VII.01:</b> Symboles des opérations réalisées .....	159
<b>Tableau VII.02:</b> Devis estimatif de la digue .....	160
<b>Tableau VII.03:</b> Devis estimatif de l'évacuateur de crue .....	160
<b>Tableau VII.02:</b> Devis estimatif de Vidange de fond et prise d'eau .....	161
<b>Tableau VIII.01:</b> Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation .....	166

# Listes des figures

<b>Figure I- 1:</b> Carte de situation de site – Éch : 1/500.00.....	06
<b>Figure II- 1:</b> Extrait de la carte géologique de Biskra 1/ 500 00.....	12
<b>Figure II- 2:</b> Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 99 .....	16
<b>Figure III- 1 :</b> Délimitation du bassin versant (E: 1/50.000).....	28
<b>Figure III- 2:</b> Rectangle équivalent .....	30
<b>Figure III- 3:</b> Courbe hypsométrique du Bassin versant .....	31
<b>Figure III- 4:</b> Le bassin versant avec ses courbes de niveau échelle 1/50 000.....	32
<b>Figure III- 5:</b> Le réseau hydrographique (Echelle 1/50 000) .....	39
<b>Figure III- 6:</b> Histogramme de la répartition mensuelle des températures.....	43
<b>Figure III- 7:</b> Histogramme de la répartition mensuelle d'évaporations.....	44
<b>Figure III- 8:</b> Répartition mensuelle des pluies .....	45
<b>Figure III- 9:</b> Histogramme de humidité relative moyenne .....	46
<b>Figure III- 10:</b> Ajustement à la loi de GUMBEL.....	50
<b>Figure III- 11:</b> Ajustement à la loi de GALTON .....	52
<b>Figure III- 12:</b> Comparaison entre les deux ajustements .....	53
<b>Figure III- 13:</b> La courbe des pluies de courte durée .....	56
<b>Figure III- 14:</b> La courbe des intensités .....	56
<b>Figure III- 15:</b> Répartition mensuelle de l'apport moyen .....	59
<b>Figure III- 16:</b> Répartition mensuelle de l'apport 80 % .....	64
<b>Figure III- 17:</b> Les hydrogrammes des crues probables en fonction du temps .....	71
<b>Figure III- 18:</b> Hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 100 ans.....	73
<b>Figure III- 19:</b> Hydrogramme de la crue du chantier pour une période de retour de 20 ans.....	73
<b>Figure III- 20:</b> Courbe Capacité –Hauteur .....	77
<b>Figure III- 21:</b> Courbe Surface – hauteur .....	77
<b>Figure III- 22:</b> Courbe volumétrique $S = f(V)$ .....	82
<b>Figure III- 23:</b> Courbes de $H = f(Q, q)$ .....	89
<b>Figure III- 24:</b> Courbes de $(Q, q) = f(V)$ .....	89
<b>Figure III- 25:</b> Courbe d'optimisation.....	96
<b>Figure IV- 1:</b> Coupe transversale d'une digue homogène.....	100
<b>Figure IV- 2:</b> Coupe transversale d'une digue zonée .....	100

# Listes des figures

<b>Figure IV- 3:</b> Coupe transversale d'une digue en enrochement avec masque en béton.....	101
<b>Figure V- 1:</b> Coupe transversale de la digue avec la clé d'étanchéité .....	117
<b>Figure V- 2:</b> Schéma de calcul de la ligne de saturation.....	119
<b>Figure V- 3:</b> Arc de cercle de glissement selon Fellenius .....	121
<b>Figure V- 4:</b> Zone du centre du cercle critique selon principe de Fondeev .....	122
<b>Figure V- 5:</b> Schéma de calcul statique. ....	125
<b>Figure VI- 1:</b> Schéma du profil du seuil déversant type Creager .....	134
<b>Figure VI- 2:</b> Tracé du profil de la ligne d'eau.....	140
<b>Figure VI- 3:</b> Schéma de bassin de dissipation, type I (USB, 1987) .....	141
<b>Figure VII- 1:</b> Compacteur à pneus .....	153
<b>Figure VII- 2:</b> Compacteur à rouleaux .....	154
<b>Figure VII- 3:</b> Décapeuse automotrice .....	154
<b>Figure VII- 4:</b> Pelle hydraulique .....	155
<b>Figure VII- 5:</b> Camion de chantier .....	155



# Liste des planches

**Planche n°1** : Plan d'aménagement de la retenue collinaire sur Oued Sidi Masmoudi W.Biskra

**Planche n°2** : Coupe géologique suivant l'axe de la digue.

**Planche n°3** : Profil en long de la digue de la retenue collinaire Sidi Masmoudi

**Planche n°4** : Coupe transversal des variantes proposés pour la digue

**Planche n°5** : Coupe transversal avec détaille de la variante retenue

**Planche n°6** : Calcul de stabilité des talus. (Les trois cas)

**Planche n°7** : Profil en long de l'évacuateur avec détails.

**Planche n°8** : Plannings des travaux d'exécution



**INTRODUCTION  
GENERALE**

## INTRODUCTION GENERALE

La demande en eau augmente régulièrement à travers le monde. Il n'y a pas de vie sur terre sans eau, l'une des substances les plus importantes avec l'air et la terre. A l'heure actuelle l'utilisation globale de l'eau, en additionnant les usages domestique, industriels et agricoles représente le chiffre impressionnant de 250 m<sup>3</sup> par an par habitant, il est donc certain que les besoins en eau de l'humanité ne cesseront de croître. Et comme les ressources en eau douce sont limitées et inégalement réparties, les pays doivent répondre aux besoins spécifiques grandissants grâce aux différentes manières de conserver, réserver, recycler et réutiliser cette goutte. A cet effet les barrages est la pierre angulaire dans le développement et la gestion des ressources hydrauliques, puisqu'un seul investissement permet aux populations de recevoir des bénéfices à la fois domestiques et économiques.

Des efforts considérables ont été consentis par l'état pour accroître la mobilisation des ressources hydriques, contribuant depuis la dernière décennie à une meilleure satisfaction des besoins en eau de la population, ainsi que de l'agriculture et de l'industrie.

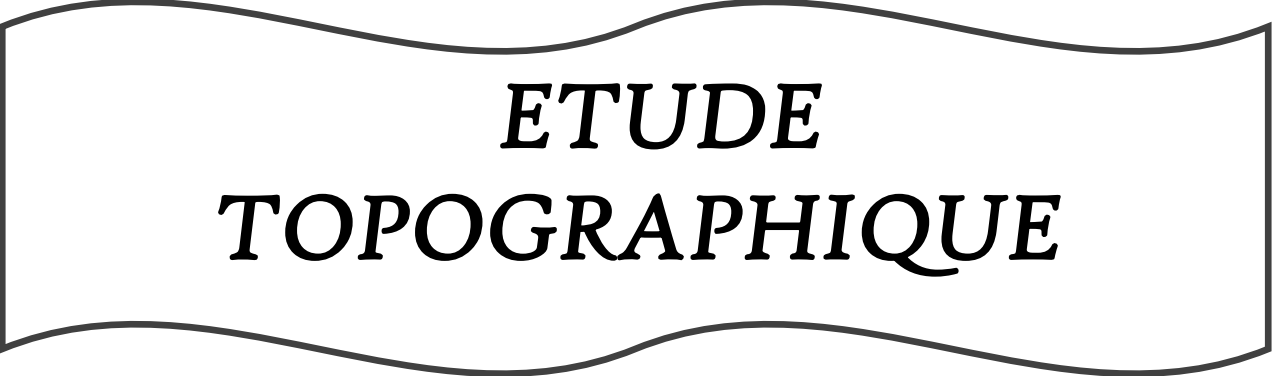
À cet effet l'état a lancé un programme pour l'étude du projet des retenues collinaires à travers le territoire de la wilaya de Biskra pour le stockage d'un volume d'eau important destiné principalement à l'irrigation agricole.

L'objet de la présente étude est la définition des mesures à entreprendre et des paramètres à mettre en place pour enfin aboutir à la réalisation d'une étude comportant les notes de calcul et les plans d'exécution permettant de ce fait la réalisation sur terrain d'un petit barrage au site de Sidi Masmoudi.

Pour la bonne exécution de cette étude on procédera les démarches suivantes :

Le premier chapitre concernant l'étude topographique, nous permet de localiser le site et de déterminer le contour du bassin versant qui alimente la cuvette de la retenue, ainsi que certains paramètres hydro-géographiques du bassin versant tel que : La longueur du thalweg principal, Le périmètre du bassin versant et La pente moyenne du cours d'eau, ensuite une étude géologique et géotechnique a permis d'identifier les formations en place au droit du site à partir de la carte géologique ,ce qui en fin de compte nous permet de faire le zonage géologique et contribue à l'établissement du programme de reconnaissance géologique et géotechnique ainsi que les essais à effectuer en laboratoire. Puis on détermine les caractéristiques morphologiques et climatologiques et analyser le comportement hydrologique d'un bassin versant qui se termine par une étude d'optimisation pour donner la largeur la plus économique de déversoirs, ensuite on a un chapitre technico- économique pour choisir la variante la plus favorable pour la retenue et on va détailler cette dernière et vérifier leur stabilité. N'oublier pas les ouvrages annexes avec leurs dimensionnement, En fin on se termine par deux chapitres, l'organisation de chantier afin de réaliser le projet dans des délais courts et à moindres coûts, et le chapitre de la protection de travail afin de garantir les bonnes conditions de travail.

*Chapitre : I*



**ETUDE  
TOPOGRAPHIQUE**

## Introduction :

L'étude de projet d'un barrage est toujours précédée d'une étude topographique dont le but principal est d'établir des documents permettant ainsi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site choisi et de positionner au mieux l'axe du barrage et celui des ouvrages annexes.

### I.1 Généralités sur les retenues collinaires :

Une retenue collinaire est une réserve artificielle d'eau, en fond de terrains vallonnés, fermée par une ou plusieurs digues (ou barrage), et alimentée soit en période de pluies par ruissellement des eaux soit par un cours d'eau permanent ou non permanent. Suivant la perméabilité des terrains et le risque de fuite d'eau, le fond peut-être rendu étanche par un voile artificiel ou une couche d'argile.

Une retenue collinaire prélève et stocke de l'eau. Cette eau est enlevée au milieu naturel pour alimenter des milieux artificialisés, comme souvent des zones d'agricultures intensives. Pour les retenues alimentées par un cours d'eau, le volume prélevé est généralement de l'ordre de 10 à 25 % du volume annuel débité par le cours d'eau, mais peut-être nettement plus important, la limite légale étant de 90% du volume annuel.

Il existe 3 types de retenues collinaires :

- ❖ Les retenues réalisées « en parallèle » au cours d'eau
- ❖ Les retenues « au fil du cours d'eau »
- ❖ Les retenues en tête de bassin versant : souvent alimentées par des sources ou par ruissellement, elles sont assimilables à celles « au fil de l'eau ».

Les raisons pour les quelles on crée une retenue peuvent être très variées :

- ❖ Irrigation en période sèche .Il s'agit de fournir directement de l'eau ou en maintenir un débit suffisant dans la rivière pendant les périodes d'étiage afin de poursuivre les prélèvements effectués à l'aval,
- ❖ Alimentation en eau potable .L'alimentation en eau de certaines agglomération est assurée, souvent en complément d'autres sources, par des retenues pour les lesquelles la qualité de l'eau est évidemment un enjeu majeur. Ce type d'usage englobe à la fois la consommation individuelle et les besoins industrielle.
- ❖ Navigation .À défaut d'alimentation naturelle suffisant des biefs de partage (points hauts) des canaux, les barrages réservoirs stockent l'eau en période humide pour la diriger vers les canaux en saison sèche.
- ❖ Tourisme. Un plan d'eau constitue un attrait évident pour certains départements ou régions permettant un développement de la vie économique locale. Les retenues importantes à but touristique sont rares.
- ❖ Ecrêtement des crues. Ce type de retenue retient une partie du volume d'eau amené par une crue de manière à limiter les conséquences de la crue à l'aval.

### I.2 choix du site de barrage:

La recherche méthodique de sites de barrages est pratiquée lorsqu'il faut trouver du site potentiel de stockage pour répondre à un besoin de ressource en eau dans un secteur donné,

qui peut être réduit (un bassin hydrographique de quelques d'hectares) ou très étendu (un grand bassin versant de plusieurs km<sup>2</sup>). Cette démarche fait appel aux techniques suivantes :

- ❖ Inventaire cartographique sur des cartes topographiques d'échelle appropriée à la taille de la retenue envisagée;
- ❖ photographie aérienne (couples stéréoscopiques) ;
- ❖ prospection directe sur le terrain.

Ces trois techniques se complètent utilement et il est toujours préférable de les associer, lorsque cela est possible, chacune apportant des éléments d'information concourant à une meilleure appréciation des caractéristiques du site :

- ❖ cartographie : estimation « précise » des surfaces et des volumes (barrage, retenue, bassin versant) ;

- ❖ photographie aérienne : nature du couvert végétal, occupation des sols (attention à la date de prise de vue, qui doit être la plus récente possible) ;

prospection directe : prise en compte de détails morphologiques et autres, premières indications sur la géologie du site, possibilité de repérage de sites de petite taille.

### **I.3. Documentations consultés:**

Un intérêt particulier doit être accordé à la collecte des données fiables, dont la consistance dépend principalement de l'approche méthodologique. La présente étude nécessite des données cartographiques, hydrologiques et pluviométriques de la région où se trouve le bassin versant.

La documentation topographique pour des travaux sur l'étude de faisabilité du barrage et pour justifier les conceptions de l'étude, on a reçu les documents cartographiques suivant:

- ❖ La carte de Mchouneche NI-32-XIII-2 EST a l'échelle 1/50000eme.
- ❖ La carte géologique des Aurès Sidi Masmoudi a l'échelle 1/100000eme.
- ❖ La notice de la carte géologique des Aurès.

### **I.4. Situation géographique de site :**

L'élaboration d'un projet d'une retenue collinaire passe nécessairement par des études préliminaires, à la base de la recherche et aux choix du site. Parmi les critères déterminant du choix d'un site d'une retenue collinaire, 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 et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter la création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre.
- ❖ Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

En prenant ces paramètres en considération on s'est proposé un site dans la situation géographique est :

Le site de la retenue de Sidi Masmoudi envisagée est repéré sur la carte de Mchouneche NI-32-XIII-2 OUEST à l'échelle 1/50000ème.

Les coordonnées du site en UTM selon la carte 1/50000<sup>ème</sup> de Sidi Masmoudi NI-32-XIII-2 OUEST sont :

- ❖ X = 255.900Km.
- ❖ Y = 3861.00Km.
- ❖ Z=275m NGA

Le site étudié est situé dans la commune de Sidi Masmoudi au nord Est de la ville de Biskra, loin de cette dernière au sud par une distance de 60,0Km environ, et à 2 km environ au Nord Est de la ville de Sidi Masmoudi.

Le plan de situation de l'ouvrage est montré dans la figure (I.1)

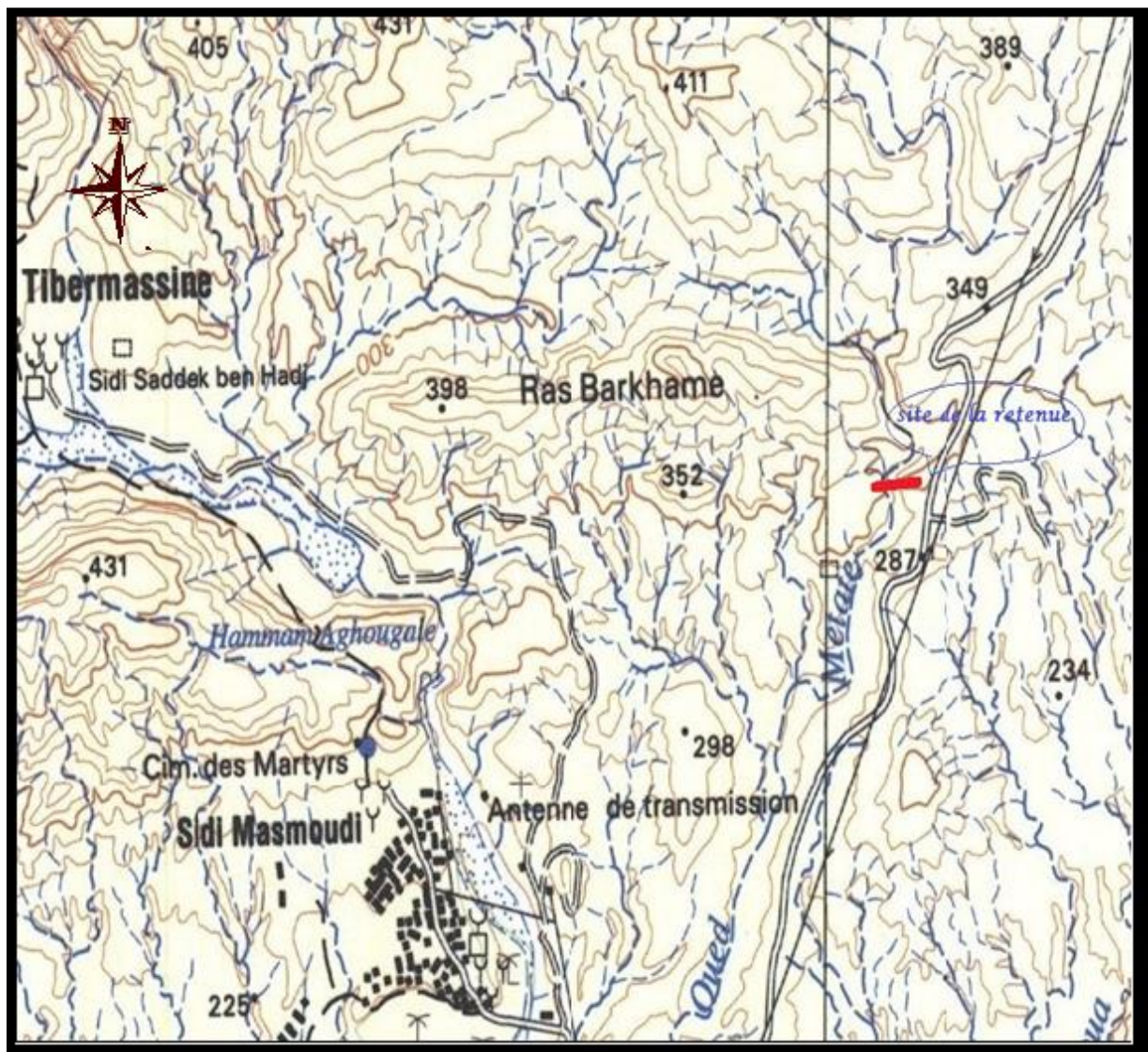


FIGURE I.1 : Carte de situation de site échelle 1 /50000

### I.5. Caractéristiques géographique et géomorphologiques :

La carte d'état major de Mchouneche, NI-32-XIII-2 EST a l'échelle 1/50000eme a permis de localiser le site et de déterminer le contour du bassin versant qui alimente la cuvette de la retenue, ainsi que certains paramètres hydro-géographiques du bassin versant tel que :

- ❖ La longueur du thalweg principal
- ❖ Le périmètre du bassin versant
- ❖ La pente moyenne du cours d'eau

Après la localisation du site pour le futur aménagement, une étude in situ a permis de mieux vulgariser les conditions locales du site d'oued Sidi Masmoudi.



En effet, La cuvette constatée n'est pas apte à recevoir la totalité de l'apport. La superficie du bassin versant, de par son ampleur relativement considérable garantira une quantité d'eau assez suffisante pour l'irrigation des périmètres avoisinants.

## **Conclusion**

D'après ces informations sur le site de la future retenue nous constatons d'une façon générale que le site de la retenue sur oued Sidi Masmoudi de la commune de Mchouneche de la wilaya de Biskra est faisable du point de vue topographique dont aucun risque particulier n'est à craindre.

*Chapitre : II*

**ETUDE GEOLOGIQUE ET  
GEOTECHNIQUE**

## II-1 Etude géologique

### Introduction :

L'étude d'un barrage nécessite une connaissance géologique et géotechnique approfondies et détaillées sur le site étudié.

Les études géologiques et géotechniques doivent répondre aux questions concernant :

- ❖ La stabilité mécanique et l'étanchéité des appuis et fondation des ouvrages.
- ❖ L'étanchéité de la cuvette de la retenue et la stabilité de ses versants.
- ❖ L'existence et les caractéristiques des matériaux nécessaires à la construction du barrage.

La faisabilité d'un barrage est basée sur la nature géologique de son axe et de sa cuvette.

Ce site doit être géologiquement acceptable c'est -à-dire qu'il doit assurer une bonne assise de la digue et pouvoir fournir les matériaux nécessaire pour sa construction.

La cuvette doit être étanche et les berges de la retenue stables

Le sol de fondation doit présenter de bonnes caractéristiques mécaniques tels que :

- ❖ Faible compressibilité, perméabilité, degré d'altération.
- ❖ Grande résistance à l'écrasement.

### II -1.1 Description du site de la retenue :

La géologie c'est la science qui étudié les sols, et les processus géologiques qui influent sur les conditions de construction et d'exploitation des ouvrages (notamment hydrotechnique).

Le site proposé pour la future retenue **Sidi Masmoudi** est caractérisé par une assez importante distance entre les rives qui se présentent sous forme de talus avec des pentes très faibles. Les affleurements se limitent à des poudingues Pliocènes matrice de couleur marron claire en rive droite, très affectes par la thermoclastie ou il est difficile d'identifier la géométrie des couches ainsi qu'une croute gypseuse développée en rive gauche se trouvant souvent sous des sédiments récents.

Le reste du site est couvert par des formations quaternaires constituées d'alluvions sableuses et argileuses bien visibles au niveau du lit de l'oued. En termes de faisabilité géologique, nous pensons que le site peut assurer la fonction d'étanchéité et de stabilité a condition de bien ancrer la digue dans le terrain en veillant à ce que les croutes calcairo-gypseuses soit bien délimiter sur terrain. Un traitement spécial doit être réservé à ces croutes au niveau de la fondation.

Les reconnaissances permettront de tracer une image synthétique de la géométrie de la fondation, ainsi une meilleure approche sera donnée pour la solution finale. On ne remarque pas dans le site des signes d'une activité tectonique cassante intense.

## II -1.2 Géologie régionale

Nous traitons dans ce qui suit les affleurements allant du sud de la ville de Biskra jusqu'au site propose **SIDI MASMUDI**. Cette zone est couverte par la carte géologique de BISKRA au 500000<sup>ième</sup>.

La région d'étude constitue essentiellement de terrains appartient au crétacé supérieur et au moins par des terrains du tertiaire avec l'affleurement de Trias par endroit.

### ➤ Trias

Le Trias constitue les plus anciennes formations reconnues dans la région. Il se rencontre en position stratigraphique anormale ou éjecté au sein des séries encaissantes à la faveur des cassures. Il est formé d'argiles (bariolées ou violettes) gypsifères et salifères à cristaux d'aragonite, d'anhydrite, de quartz bipyramide ou encore d'hématite dus à des transformations secondaires et englobant des amas de roches diverses de l'ensemble de la couverture post-triasique.

### ➤ Cénomaniens

Il est représenté par une épaisse série marine, avoisinant les 700 m d'épaisseur, marnocalcaire à sa base et marneuse à son sommet. Dans la partie occidentale de l'Aurès il est formé d'alternances de calcaires gris jaunâtres à violacés, de marnes et de calcaires marneux.

### ➤ Turonien

Il est formé de récifs et de calcaires à rudistes, polypiers et algues calcaires (100 à 300 m), alors que dans les zones axiales, il est surtout représenté par des marnes et des calcaires à céphalopodes et échinidés (600 à 800 m).

### ➤ Coniacien

Le coniacien correspond à une puissante formation à dominance marneuse avec des rares et minces intercalations calcaires.

### ➤ Santonien

Le Santonien comporte des alternances, sur plusieurs centaines de mètres d'épaisseurs, de marnes grises et de calcaires à silex et incérâmes. Une barre calcaire, formant un niveau repère sur le pourtour du djebel Metlili. On retiendra, par ailleurs, la présence de quelques intercalations gypseuses très peu épaisses, ainsi que celle de granule glauconie au sein de certains bancs carbonatés. Enfin, on peut récolter de nombreux Oursins et lamellibranches, ainsi que quelques Ammonites et des Incérâmes.

### ➤ **Campanien, Maastrichtien inférieur**

Une très puissante formation à dominance marneuse comporte quelques passées gypseuses ou carbonatées.

La macrofaune est abondante mais peu variée : Lumachelles d'Huitres, Oursins, Incérâmes et Coraux. La microfaune est essentiellement constituée d'Ostracodes et foraminifères.

### ➤ **Maastrichtien supérieur**

Le crétacé se termine par des calcaires massifs, il s'agit de facies zoogénies a bryozoaires, algues, Inocérâmes et Coraux.

### ➤ **Paléocène**

L'éocène correspond pour l'essentiel a une formation calcaro-marneuse qui comporte parfois de fines passées argilo-gréso-conglomératiques ou gypseuses. La plupart des niveaux carbonatés sont fossilifères et fournissent des Gastéropodes, des amellibranches et des Miliolidés, quelques bancs renferment des Alvéolines.

### ➤ **Miocène**

Le miocène débute souvent par de puissantes séries conglomératiques reposant en discordance nette sur les terrains plus anciens. Dont la base de ces formations généralement rougeâtres et à ciment gréseux, correspond à des dépôts continentaux, surmontée par une puissante série de marnes gris violace, renferment une microfaune d'âge langhien a Tortonien.

La série Miocène se termine par des marnes brunes ou rougeâtres, dans le bassin de Sidi Masmoudi les marnes deviennent très gypseuses.

### ➤ **Quaternaire**

Les terrains quaternaires sont très réponsus dans la région, ces formations sont caractérisées par des conglomérats épais, des graviers-sableux et éventuellement des limons sableux contenant des galets de gravier, des alluvions sableuses et caillouteuses des lits des oueds.

Le quaternaire moyen est représenté par des alluvions sableuses et argileuses dans toutes les grandes plaines, vers l'oued Biskra. La terrasse du quaternaire ancien est bien développée elle est formée exclusivement par des poudingues aux alentours des montagnes.

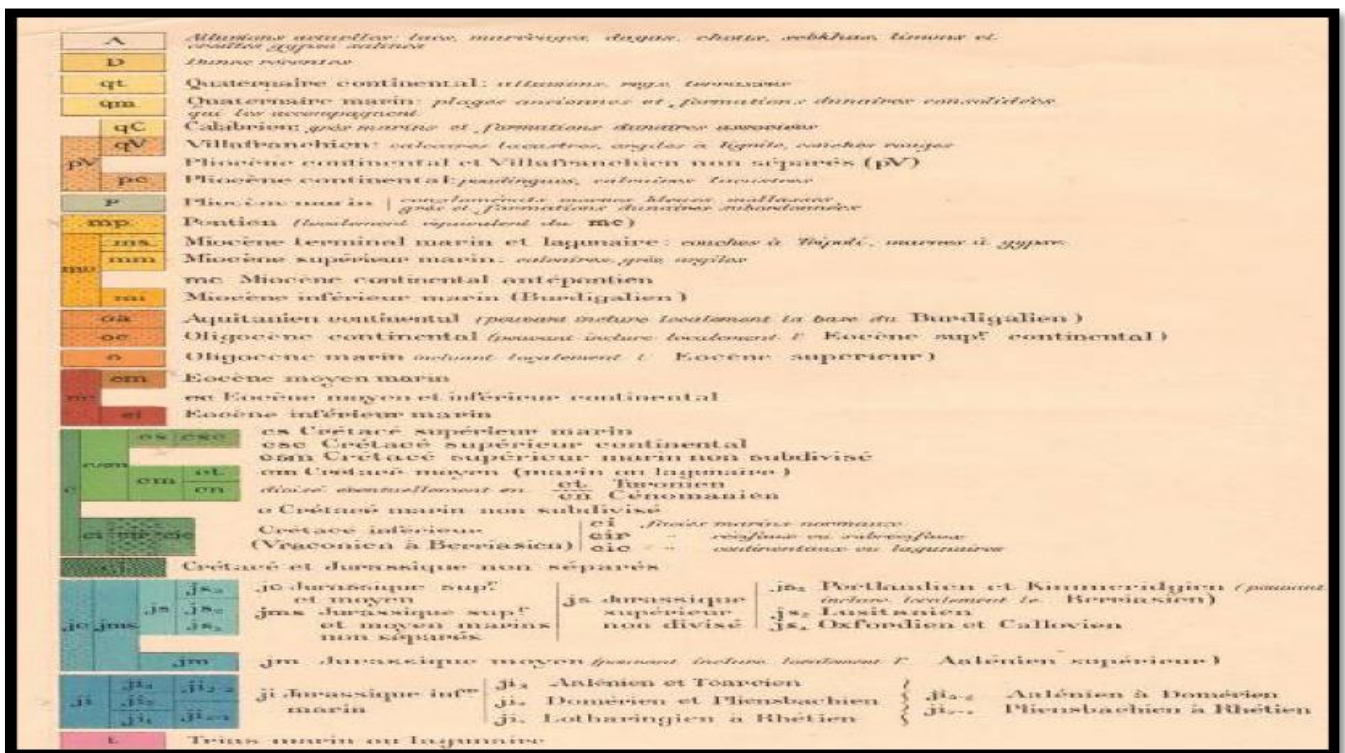
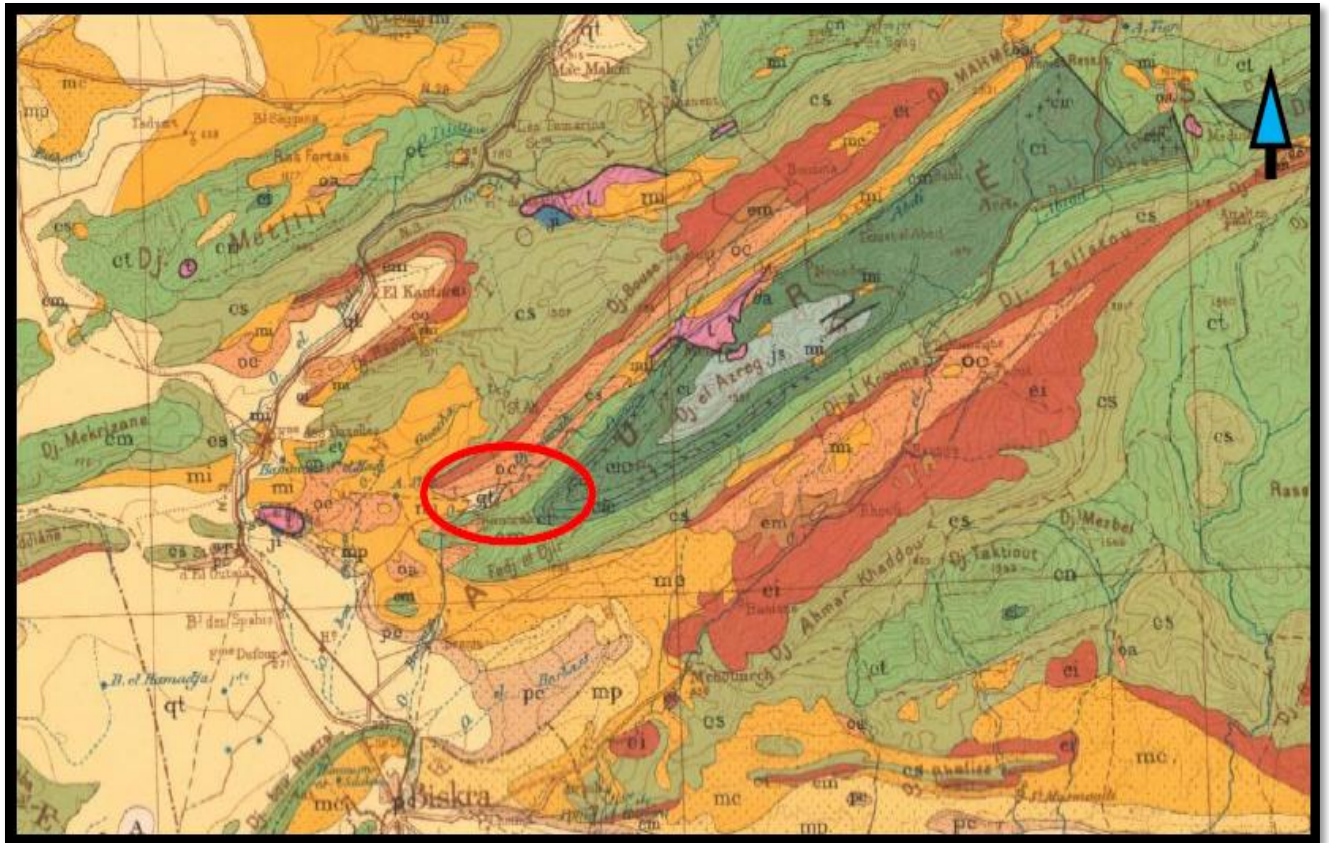


Figure II.1 : Extrait de la carte géologique de Biskra 1/ 500 00

### **II-1.3 Géologie et hydrogéologie du bassin versant**

Le bassin versant drainant les eaux qui vont être mobilisé par la retenue en cours d'étude est constitué par une couverture quaternaire meuble, il s'agit essentiellement d'alluvions à dominance sableuse. Sur les hauteurs affleurent des poudingues Pliocènes.

Entre le lit de l'oued et ces affleurements, on note la présence d'une couche d'argile graveleuse qui laisse apparaître par endroit une croûte gypseuse. La présence de la végétation au niveau du lit de l'oued indique probablement la présence d'une nappe phréatique dans la couche alluvionnaire.

Elle est basée sur les observations faites au cours de la campagne de prospection géologique de terrain (levé géologique du site et sa cuvette) et la description lithologique des faciès rencontrés et l'exécution des puits et tranchées en différents endroits de la cuvette.

La région où se situe le site de la future retenue collinaire est caractérisé par la prédominance des terrains d'âge éocène et oligocène principalement des marnes jaunes et des calcaires parfois gréseux.

Plus particulièrement au niveau de notre cuvette :

- Les deux rives montrent des affleurements de marnes jaunâtres très fermes à peu compactes alternées avec des calcaires parfois gréseux très compacts, avec des blocs effondrés.
- Le fond de vallée de la présente retenue collinaire est rempli par des dépôts détritiques, d'épaisseur importante localement, constitués d'éléments généralement grossiers qui sont des sables, graviers, cailloux et blocs de forme arrondie et de nature calcareuse et siliceuse, dans une matrice faiblement argilo-limoneuse. Ce sont des dépôts alluvionnaires en terrasses successives issus de la décomposition physico-chimique des roches mères (calcaires, marnes et grès).

### **II-1.4 Géologie de la cuvette**

La surface de la cuvette qui va être mise à l'eau est constituée de terrasses de l'oued constituées par une alternance de marnes argileuses jaunâtres plus ou moins indurées et de calcaires gréseux d'âge Néogène.

### **II-1.5 Géologie de l'assiette de la digue**

Au niveau de l'axe de l'emprise de la digue la géologie est identique à la description précédente. Les alluvions meubles couvrent la zone centrale et au niveau des rives affleurent des argiles graveleuses.

### **II-1.6 Hydrogéologie de la cuvette**

#### **➤ Perméabilité**

Les marnes constituant le faciès dominant du substratum de l'assiette de la présente retenue collinaire, sont pratiquement imperméables. Les alluvions récentes et actuelles (graviers, cailloux et sables, roulés) sont perméables.

➤ **Étanchéité**

L'étanchéité de l'assiette de la retenue collinaire est garantie par les marnes argileuses jaunâtres en abondance jouant donc le rôle d'un tapis d'étanchéité ( $\approx 10^{-10}$  m/s). Cependant sur la rive gauche une clé d'encaissement de la digue d'environ 3 m est nécessaire et l'étanchéité sera complétée par un masque de géotextile – géomembrane couvrant les quelques affleurements calcaires susceptibles de former un exutoire pour les eaux stockées.

## II -1.7 Hydrogéologie de la zone de la digue

Nous n'avons pas rencontré durant nos investigations des sources au niveau du site. L'oued ainsi que la terrasse très perméable qui y est associée se trouvent à sec.

## II - 1.8 Fondation de la digue et ses ouvrages annexes

✓ **Corps de la digue**

Au fond de la vallée, la digue sera fondée dans les marnes argileuses jaunâtres.

✓ **Évacuateur de crue**

Implanté sur la rive gauche, le déversoir des crues doit être également fondé jusqu'au substratum marneux.

✓ **La prise d'eau et la vidange de fond**

Placées au fond de la vallée de la retenue, elles seront fondées dans les marnes.

## II-1.9 Stabilité des versants de la cuvette

Les versants de la cuvette sont d'une pente très faible et donc stables au cours de notre campagne de reconnaissance géologique de terrain (levé géologique de l'assiette de la retenue collinaire et l'exécution des puits en différentes zones de la cuvette, on ne signale aucun indice ou amorce de glissement de terrain.

Donc généralement les versants de l'assiette de la retenue sont stables.

## II-1.10 Matériaux de construction

Un ravinement provoqué par le ruissellement des eaux de pluie est visible au niveau de la rive droite il laisse apparaître des formations argileuses qui peuvent être utilisées pour la recharge de la digue. Une étude poussée doit être entreprise sur ce gisement pour une caractérisation qualitative et quantitative.

✓ **Matériaux d'étanchéité**

Le remblai destiné au noyau d'étanchéité sera exploité à partir d'un mélange des argiles limoneuses de la 1<sup>ère</sup> terrasse alluviale à hauteur de 40% et des marnes argileuses de la zone d'emprunt à hauteur de 60%.

✓ **Matériaux de recharge**

La recharge du corps de la digue sera exploitée en quantité et qualité des alluvions de la 2<sup>ème</sup> terrasse alluviale qui se trouve dans la cuvette de la retenue collinaire.



✓ **Matériaux pour Filtres, drains et transitions**

Ils seront exploités à partir des carrières qui se trouvent dans la région. Cependant la protection du parement amont de la digue sera assurée par un masque en géomembrane – géotextile.

✓ **Matériaux pour Rip-Rap**

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (enrochement), seront exploités par ramassage des blocs ayant des dimensions oscillant entre 200 mm et 300 mm qui se trouvent sur site.

**II-1.11 Sismicité de la région**

Selon la classification de Le R.P.A 88 (Règles Parasismiques Algériennes), Le site de la retenue collinaire **Sidi Masmoudi** commune de Mchouneche wilaya de Biskra est situé dans la **zone 1**, elle est considérée comme une zone de sismicité faible avec un coefficient d'accélération de 0,07 à 0,15

**Tableau II-1 : Coefficients d'accélération**

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0,15	0,25	0,30	0,40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0,12	0,20	0,25	0,30	Ouvrages de grande importance
2	0,10	0,15	0,20	0,25	Ouvrages courants
3	0,07	0,10	0,14	0,18	Ouvrages de faible importance

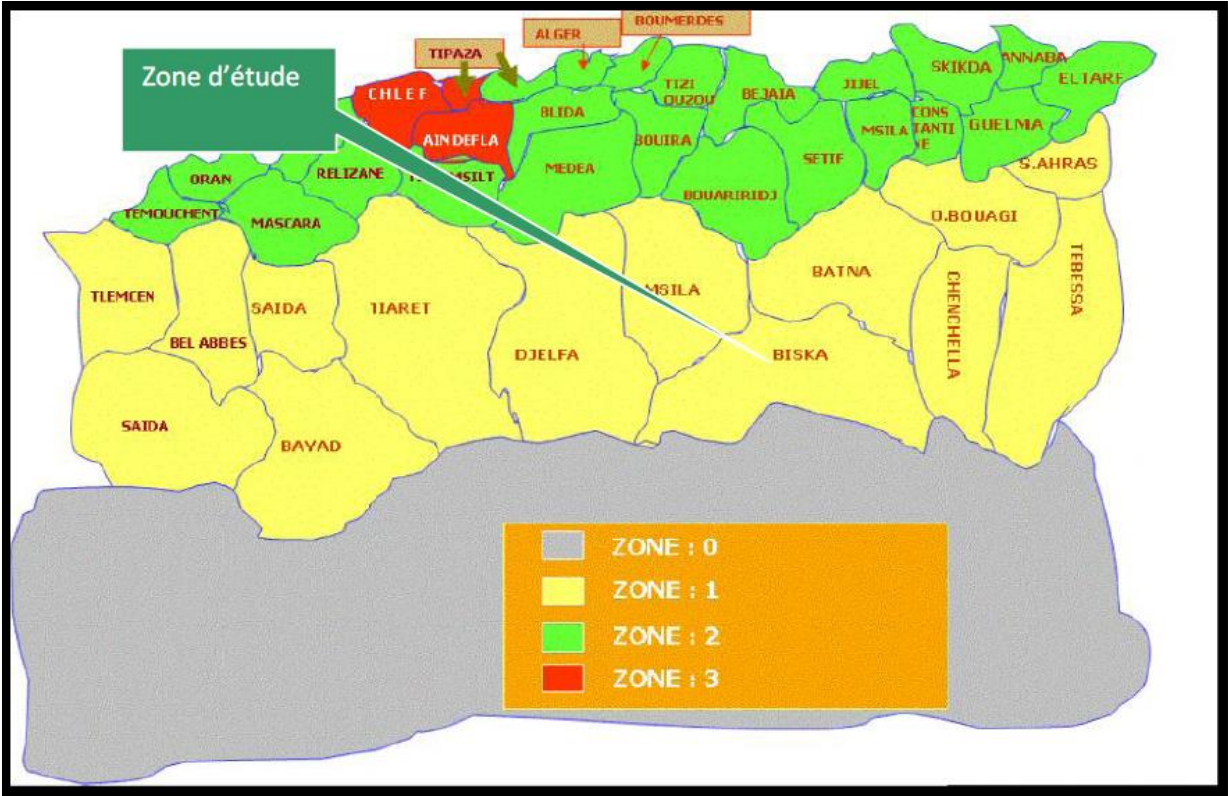


Figure II-2: Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 99 (Version 2003)

### Conclusion

Les données géologiques et hydrogéologiques évoquées aux chapitres antérieurs, nous permettent de faire les conclusions et les recommandations suivantes :

L'étanchéité du site et son assiette est assurés par les marnes jaunes du substratum. Cependant nous notons l'existence d'un exutoire probable au niveau d'un affleurement de calcaires gréseux sur la rive droite en amont de la digue à la confluence d'un petit cours d'eau, ce problème sera corrigé par la mise en place d'un tapis d'argile marneuse après correction de la surface de cet affleurement.

Aussi pour assurer l'étanchéité de la rive gauche, un masque en géosynthétiques sera mis en place au niveau des affleurements calcaires. Les dimensions de ce masque seront établies par rapport au niveau normal de la retenue.

Les matériaux du noyau d'argile sont disponibles au niveau de l'assiette du projet et ses proximités immédiates, ce noyau sera composé d'un mélange à 40% d'argile de la terrasse alluviale et 60% des argiles marneuses de la zone d'emprunt.

Les matériaux de recharge seront exploités à partir des alluvions des terrasses alluviales situées en amont de l'axe de la digue.

Les matériaux pour les drains ; filtres et transitions seront exploités des carrières environnantes.

Notre site du point de vue géologiques et hydrogéologiques est favorable pour la réalisation de la retenue collinaire avec une digue à noyau d'argile sur oued **Sidi Masmoudi** commune Mchouneche – Wilaya de BISKRA.

## II-2 Etude géotechnique

### Introduction

Le présent rapport qui fait par le bureau d'étude pluridisciplinaire Bouaoud Farouk - Sétif, et la Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Biskra, traite l'étude géotechnique de la retenue collinaire de Sidi Masmoudi , basée essentiellement sur des visites sur site durant lesquelles on a tracé un programme des travaux de terrain (exécution des sondages carottiers avec des prélèvements des échantillons des différentes formations rencontrées) et d'effectuer des essais physiques et analyses chimiques au laboratoire.

### II-2.1 Prospection géotechnique de terrain

Campagne de reconnaissance in situ par la réalisation de fouilles d'une profondeur moyenne de trois 3.0 m, en différentes zones de la présente retenue collinaire (zone d'emprise de la digue et les zones d'emprunts), avec prélèvements d'échantillons de différents faciès pour pouvoir connaître et déterminer la structure géomécanique des terrains d'assise et de la fondation de la digue et ses ouvrages annexes ainsi que l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction de la retenue collinaire.

### II-2. 2 Prospection géotechnique du laboratoire

Tableau II.2 : Les Prospection géotechnique du laboratoire

Le type des essais	L'essai	Le nombre d'essai
Physique	Teneur en eau naturelle ( <b>W<sub>n</sub></b> )	04
	Densité sèche ( <b>γ<sub>d</sub></b> )	04
	Degré de saturation ( <b>S<sub>r</sub></b> )	04
	Essais Limite de liquidité ( <b>W<sub>L</sub></b> )	04
	Indice de plasticité ( <b>I<sub>p</sub></b> )	04
	Granulométrie	04
	Sédimentométrie	04
mécaniques	Essai oedométrique	03
Cisaillement rectiligne	Cohésion ( <b>C<sub>u</sub></b> ).	03
	Angle de frottement ( <b>Ø<sub>u</sub></b> )	03
Compactage selon Proctor normal	Teneur en eau maximale( <b>W<sub>max</sub></b> )	04
	Densité sèche optimale ( <b>γ<sub>dopt</sub></b> )	04
	Densité sèche optimal ( <b>γ<sub>dopt.95%</sub></b> )	04
Analyse chimique sommaire du sol	Teneur en carbonate( <b>CaCO<sub>3</sub></b> )	04
	Teneur en MO	04
	Teneur en gypses ( <b>CaSO<sub>4</sub>, 2H<sub>2</sub>O</b> )	04
	Teneur en chlorures	04

- ✓ **Essais physiques d'identification et de classification:** ont été réalisées selon les méthodes standards reconnues a l'échelle internationale (normes Afnor).
- ✓ **Essais de cisaillement rectiligne:** ont été exécutés sur des échantillons de sols non consolidés et non drainés après Proctor normal, sous des contraintes normales : 1, 2 et 3 bars avec une vitesse de cisaillement de 1,22 mm/mn.
- ✓ **Essais de compactage:** Effectués sur des échantillons de sols selon Proctor normal (pression constante).

**II-2-3 Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation**

**II-2-3.1 Terrains d'assise et de fondation de la digue :**

**II-2-3.1.1 Terrasses alluviales :**

Ce sont des dépôts détritiques pulvérulents comblant le lit de l'oued sur une épaisseur de l'ordre de 3 m. Ils sont représentés par des terrasses alluviales successives avec des granulométries variables selon la position de la terrasse par rapport au lit d'oued. Elles sont essentiellement formées d'éléments grossiers, blocs, cailloux, graves, sables et limons argileux. Ces matériaux proviennent de la décomposition physique et de l'altération chimique des roches mères affleurant au niveau du bassin versant de la dite retenue collinaire

Ils constituent donc une zone favorable aux pertes d'eau par infiltrations au dessous du corps de la digue.

A cet effet, le décapage de cette couche est indispensable et par conséquent l'ancrage jusqu'au substratum sain et imperméable marneux est à prévoir afin d'assurer l'étanchéité et la stabilité de l'ouvrage.

**II-2-3.1.2 Marnes argileuses jaunes**

Elles constituent le terrain d'assise et de fondation de la digue, rencontrées sur les deux rives sous une faible épaisseur d'alluvions d'oued.

Ce faciès argileux présente les paramètres géotechniques et chimiques suivantes :

➤ **Essais physiques d'identification et de classification :**

Teneur en eau naturelle ( <b>W<sub>n</sub></b> ).....	8.13 – 10.6 %
Limite de liquidité ( <b>W<sub>l</sub></b> ) .....	48.8 – 57.88 %
Limite de plasticité ( <b>W<sub>p</sub></b> ).....	27.25 – 29.3 %
Indice de plasticité ( <b>I<sub>p</sub></b> ).....	21.56 – 28.58

D'après ces résultats, le type de sols est classe dans des argiles peu plastiques a tres plastiques de type A<sub>p</sub> et A<sub>t</sub>.

✓ **Essai oedométrique :**

Coefficient de compressibilité.....	1.99-3.32%
Coefficient de gonflement.....	0.39-0.78%

✓ **Perméabilité**

- Perméabilité (K).....	10 <sup>-11</sup> m/s
-------------------------	-----------------------

✓ **Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U**

Cohésion ( $C_u$ ) .....	0.32 – 0.81 Bar
Angle de frottement ( $\phi_u$ ).....	19° - 28°
Cohésion ( $C'$ ) .....	0.2 – 0.5 Bar
Angle de frottement ( $\phi'$ ).....	17° - 23°

✓ **Compactage selon Proctor normal**

Teneur en eau optimale ( $W_{opt}$ ).....	16.3 – 14.54 %
Densité sèche optimale ( $\gamma_{dopt}$ ).....	1.65-1.71 t/m <sup>3</sup>

✓ **Analyse chimique sommaire du sol**

Teneur en chlorures .....	0.07 - 0.18 %
Teneur en carbonate( $CaCO_3$ ).....	33 - 43 %
Teneur en gypses ( $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ ) .....	traces
Teneur en MO.....	traces
Capacité portante du terrain.....	6.2 Bar

**II-2-3.2 Matériaux de construction de la digue**

**II-2-3.2.1 Matériaux d'étanchéité de la digue**

Ces matériaux seront obtenus par mélange de deux formations distinctes :

❖ **Les argiles des la 1<sup>ère</sup> terrasse alluviale (40% du volume)**

➤ **Essais physiques d'identification et de classification :**

Teneur en eau naturelle ( $W_n$ ).....	8.13 %
Limite de liquidité ( $W_l$ ).....	48.8 %
Limite de plasticité ( $W_p$ ).....	27. %
Indice de plasticité ( $I_p$ ) .....	21 .56%

➤ **Essais mécaniques**

✓ **Essai oedométrique**

-Coefficient de compressibilité.....	3.32%
-coefficient de gonflement.....	0.78%

✓ **Perméabilité**

Perméabilité ( $K$ ).....	$10^{-11}$ m/s
---------------------------	----------------

✓ **Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U**

Cohésion ( $C_u$ ) .....	0.32 Bar
Angle de frottement ( $\phi_u$ ).....	19°
Cohésion ( $C'$ ) .....	0.2 Bar
Angle de frottement ( $\phi'$ ).....	17°

✓ **Compactage selon Proctor normal**

Teneur en eau optimale ( $W_{opt}$ )..... 16.3 %  
 Densité sèche optimale ( $\gamma_{dopt}$ ).....1.65 t/m<sup>3</sup>

✓ **Analyse chimique sommaire du sol**

Teneur en chlorures .....0.07 %  
 Teneur en carbonate( $CaCO_3$ ).....33 %  
 Teneur en gypses ( $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ ) .....traces  
 Teneur en MO.....traces  
 Capacité portante du terrain.....6.2 Bars

❖ **Les marnes argileuses de la zone d'emprunt (60% du volume)**

➤ **Essais physiques d'identification et de classification :**

Teneur en eau naturelle ( $W_n$ )..... 33.05 %  
 Limite de liquidité ( $W_l$ ).....43.01 %  
 Limite de plasticité ( $W_p$ ).....26.49 %  
 Indice de plasticité ( $I_p$ ).....16.52 %

➤ **Essais mécanique**

✓ **Essai oedométrique**

Coefficient de compressibilité.....2.33%  
 Coefficient de gonflement.....0.55%

✓ **Perméabilité**

- Perméabilité ( $K$ )..... $10^{-10}$  m/s

✓ **Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U**

Cohésion ( $C_u$ ) .....0.03 Bar  
 Angle de frottement ( $\phi_u$ ).....35°  
 Cohésion ( $C'$ ) ..... 0.01 Bar  
 Angle de frottement ( $\phi'$ ).....35°

✓ **Compactage selon Proctor normal**

Teneur en eau optimale ( $W_{opt}$ )..... 14.3 %  
 Densité sèche optimale ( $\gamma_{dopt}$ )..... 1.81 t/m<sup>3</sup>

✓ **Analyse chimique sommaire du sol**

Teneur en chlorures ..... 0.11%  
 Teneur en carbonate( $CaCO_3$ ).....58 %  
 Teneur en gypses ( $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ ) .....traces  
 Teneur en MO.....traces  
 Capacité portante du terrain.....6.2 bars

**II-2-3.3 Matériaux de recharge de la digue :**

➤ **Essais physiques d'identification et de classification :**

Teneur en eau naturelle ( $W_n$ ).....	6.82%
Limite de liquidité ( $W_l$ ) .....	46.63 %
Limite de plasticité ( $W_p$ ) .....	28.32 %
Indice de plasticité ( $I_p$ ) .....	18.3 %

➤ **Essais mécaniques**

✓ **Perméabilité**

Perméabilité ( $K$ ).....	$10^{-10}$ m/s
---------------------------	----------------

✓ **Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U**

Non applicable vu la nature pulvérulente de l'échantillon.

✓ **Compactage selon Proctor normal**

Teneur en eau optimale ( $W_{opt}$ ).....	14 %
Densité sèche maximal ( $\gamma_d \max$ ).....	1.8 t/m

✓ **Analyse chimique sommaire du sol**

Teneur en chlorures .....	0.08 %
Teneur en carbonate( $CaCO_3$ ).....	57 %
Teneur en gypses ( $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ ) .....	traces
Teneur en MO.....	traces

**II-2-3.4 Matériaux d'encrochement (R i p – R a p )**

Les matériaux nécessaires à la protection du talus amont de la digue contre les mouvements des vagues d'eau seront exploités par ramassages des blocs qui se trouvent aux fonds des thalwegs du site de la retenue collinaire.

Leurs propriétés géotechniques sont les suivantes :

Poids spécifique des grains ( $\gamma_s$ ) .....	2,0 -2,5 t/m <sup>3</sup>
Micro-Deval a l'eau ( <b>M.D.E</b> ).....	< 40 %
Los Angeles ( <b>L.A</b> ).....	35 %
Résistance à la compression simple ( $R_c$ ).....	50-150 Mpa
Résistance à la compression simple de saturation ( $R_{csat}$ ).....	40-130 Mpa

Ces blocs doivent avoir des dimensions comprises entre 200mm et 300 mm pour pouvoir bien résister aux mouvements des vagues.

**II-2-4 Caractéristiques géotechniques proposées pour la calcul de stabilité de la digue**

**II-2-4.1 marnes jaunes**

Capacité portante ( $R_{dt}$ ).....	6.2 bar
Module de déformation (E.) .....	6,0 Mpa
Coefficient de poisson ( $\mu$ ).....	0,40



Coefficient de Young ( $\beta$ ).....0,37

**II-2-4.2 Matériaux de construction de la digue :**

**II-2-4.2.1 Matériaux d'étanchéité :**

Teneur en eau naturelle ( $W_n$ ).....24 %  
 Densité sèche ( $\gamma_d$ ).....1.6 t/m<sup>3</sup>  
 Densité humide ( $\gamma_h$ ).....1.8 t/m<sup>3</sup>  
 Densité de saturation ( $\gamma_{sat}$ ).....1.8 t/m<sup>3</sup>  
 Degré de saturation ( $S_r$ ).....55 %  
 Limite de liquidité ( $W_l$ ).....45 %  
 Limite de plasticité ( $W_p$ ).....26 %  
 Indice de plasticité ( $I_p$ ).....18 %  
 Perméabilité ( $K$ ).....10<sup>-10</sup> cm/s  
 Coefficient de compressibilité.....3 %  
 Coefficient de gonflement.....0.7 %  
 Cohésion ( $C_u$ ) .....0.2 Bar  
 Angle de frottement ( $\phi_u$ ).....25 °  
 Cohésion ( $C'$ ) .....15 KPa  
 Angle de frottement ( $\phi'$ ).....20 °  
 Teneur en eau optimale( $W_{opt}$ ).....14 %  
 Densité sèche optimale ( $\gamma_{dopt.95\%}$ ).....1.75 T/m<sup>3</sup>  
 Teneur en Insolubles.....traces  
 Teneur en carbonate( $CaCO_3$ ).....50 %  
 Teneur en gypses ( $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ ) ..... traces

**II-2-4.2.2 Matériaux de recharge**

➤ **Essais physiques d'identification et de classification :**

Teneur en eau naturelle ( $W_n$ ).....7 %  
 Limite de liquidité ( $W_l$ ).....45 %  
 Limite de plasticité ( $W_p$ ).....28 %  
 Indice de plasticité ( $I_p$ ).....18 %

➤ **Essais mécaniques**

✓ **Perméabilité**

Perméabilité ( $K$ )..... 10<sup>-7</sup> m/s

✓ **Compactage selon Proctor normal**

Teneur en eau optimale ( $W_{opt}$ )..... 14 %  
 Densité sèche optimale ( $\gamma_{dopt}$ ).....1.8 t/m

**Conclusion**

Après analyses de toutes les données géotechniques de terrain et de laboratoire effectuées sur les différents faciès évoqués ci-dessus, que ce soit au droit du site de la

présente retenue collinaire (assise de fondation de la digue et ses ouvrages annexes ) ou au niveau de la cuvette et ses proximités (zones d'emprunt pour la construction du barrage collinaire) on peut faire les conclusions et les recommandations suivantes :

L'étanchéité de l'assiette de la retenue collinaire est assurée par les marnes argileuses jaunes de l'éocène qui dominant le substratum de la cuvette.

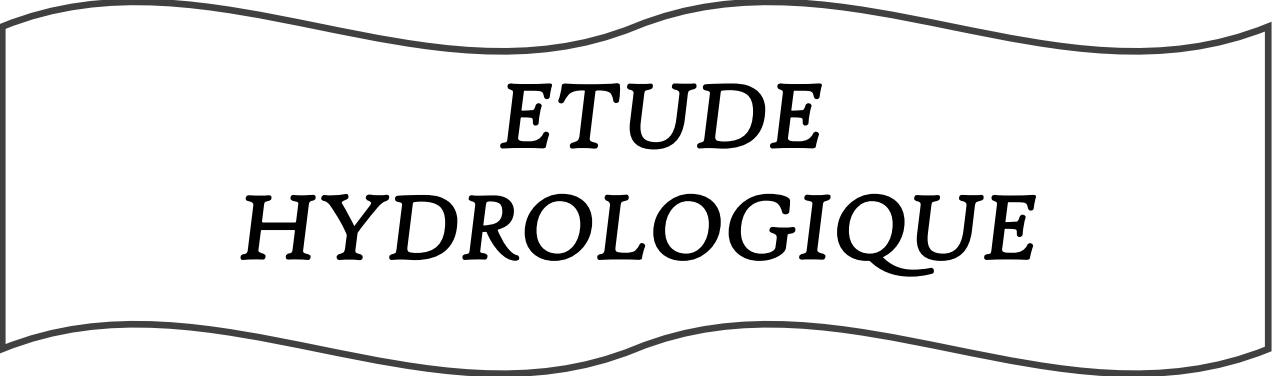
La présence de la couche alluvionnaire perméable (sables, graviers, cailloux) au fond de la ainsi que la répartition aléatoire du toit altéré du substratum argileux, nous oblige à asseoir la fondation de la digue jusqu'au facies sain imperméable.

Les parements amont et aval de la digue seront fondés au fond de la vallée partout dans les marnes jaunes du substratum.

Les matériaux argileux de construction de la digue seront exploités par mélange des formations rencontrées sur la terrasse alluviale et la zone d'emprunt dans les proportions expliquées dans ce rapport. Tandis que les matériaux nécessaires à la protection de la digue (blocs d'encrochement) seront fournis par ramassage des blocs ayant un diamètre oscillant de 200 mm à 300 mm et se trouvant aux fonds de vallées.

On peut conclure que sous réserves de l'observation stricte des recommandations du présent rapport géologique et géotechnique, les conditions sont favorables pour la réalisation d'une digue à noyau d'argile sur Oued **Sidi Masmoudi**- commune de Mchouneche- Wilaya de Biskra.

*Chapitre : III*



**ETUDE  
HYDROLOGIQUE**

## Introduction :

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique révèle une importance considérable. Le but est de mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'oued tels que les débits des crues, les apports du bassin versant (apports liquides et solides) qui constituent la base de dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement. Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont liés à une évaluation correcte de l'importance de la crue.

Dans ce cadre, nous procédons dans notre travail par une étude hydrologique du bassin versant de l'étude, pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation d'une retenue collinaire, comme le volume mort, le volume utile, le débit régularisé, le débit de crues, le débit solide, le laminage des crues....etc.

## Données de base de l'étude :

- ❖ les cartes topographiques
- ❖ données pluviométriques.
- ❖ données hydrométriques.

## Définition

On appelle bassin versant, ou bassin de drainage, d'une rivière considéré en un point donné de son cours, l'aire limitée par le contour à l'intérieur duquel l'eau précipitée se dirige vers ce point de la rivière. Si le sol est imperméable, il est bien évident que les limites du bassin sont définies topographiquement par la ligne de crête le séparant d'un bassin voisin (bassin topographique).

## III.1. caractéristiques morphologique du bassin versant

### III.1.2. caractéristique géométrique

#### III.1.2.1 Surface

C'est le paramètre le plus important qui permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques (apport, volume de précipitation ou infiltration...). Elle est déterminée par planimétrie sur les cartes d'état Major Mchouneche NI-32-XIII-2 EST à l'échelle 1/50.000ème. la surface obtenue est :

$$S = 18 \text{ Km}^2$$

#### III.1.2.2. Le périmètre

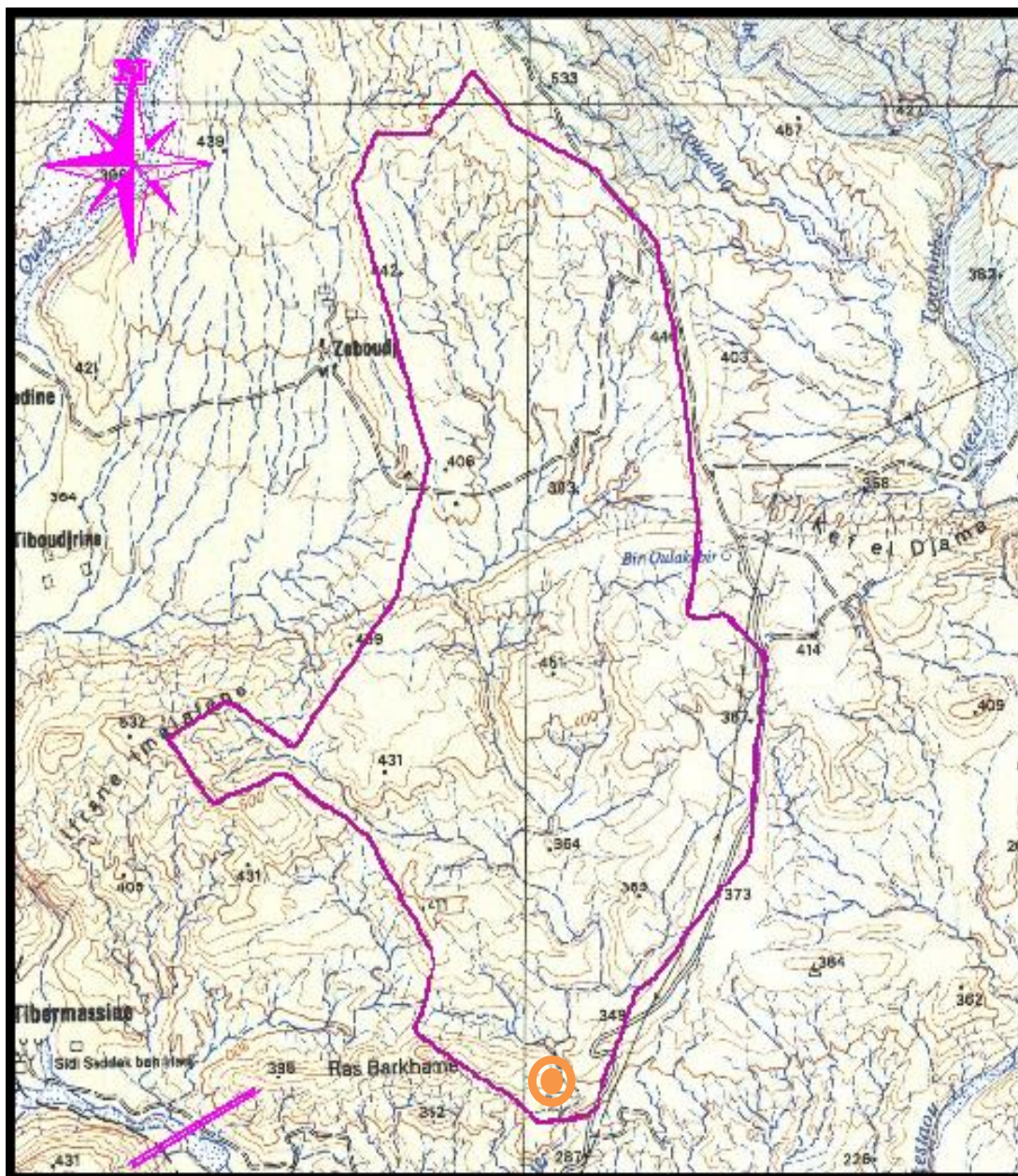
Aussi à l'aide de l'AUTOCAD, on a délimité le bassin et le périmètre obtenu est de :

$$P = 17,7 \text{ Km}$$

### III.1.2.3. Longueur de talweg principal

C'est le cours d'eau le plus long dans le bassin versant tel que :

$$L = 7 ; 3 \text{ Km}$$



Légende :

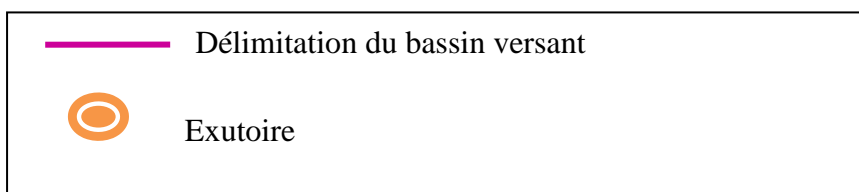


Figure III.01: Délimitation du bassin versant (E: 1/50.000)

**III.1.3. Caractéristique de forme**

**III.1.3.1 Indice de Forme (ou de Compacité) de Gravelius**

La valeur de cet indice permet d’avoir une idée sur la forme du bassin versant. Il est défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface :

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots \text{III- 1}$$

P : périmètre du bassin versant (km).  
S : surface du bassin versant (km<sup>2</sup>).

$K_c = 1,19$

**Tableau III.01. classification de bassin selon l’indice de compacité de GRAVELUS**

K <sub>c</sub> =1	Le bassin est parfaitement circulaire
1 < K <sub>c</sub> < 1,12	Le bassin est carré
K <sub>c</sub> > 1,12	Le bassin est relativement allongé.

A partir de tableau (II.01) de classification on peut avoir la classe de notre bassin versant

On a : K<sub>c</sub> > 1.12 ⇒ Notre bassin est **allongé**

**III.1.3.2. Indice d’allongement**

Ce coefficient est obtenu par la relation suivante :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots \text{III- 2}$$

L : longueur du talweg principale (Km)  
S : la surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>)

$C_a = 2.96$

**III.1.3.3. Rectangle équivalent**

C’est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions (L et l) ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux de point de vue **écoulement**. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l’exutoire est l’un de ces petits côtés.

La longueur et la largeur du rectangle équivalent sont respectivement données par les relations qui suivent :

$$L, l = K_C \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[ 1 \pm \sqrt{1 - \left( \frac{1.128}{K_C} \right)^2} \right] \dots\dots\dots \text{III-3}$$

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P=2(L+l) \text{ et } S=L.l \dots\dots\dots \text{III-4}$$

Avec:

L: Longueur du rectangle équivalent (Km);

l: Largeur du rectangle équivalent (Km);

P: Périmètre du bassin versant (Km);

S: Surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>) ;

On obtient :

l = 3 ; 05 Km

et

L = 5 ; 9 Km

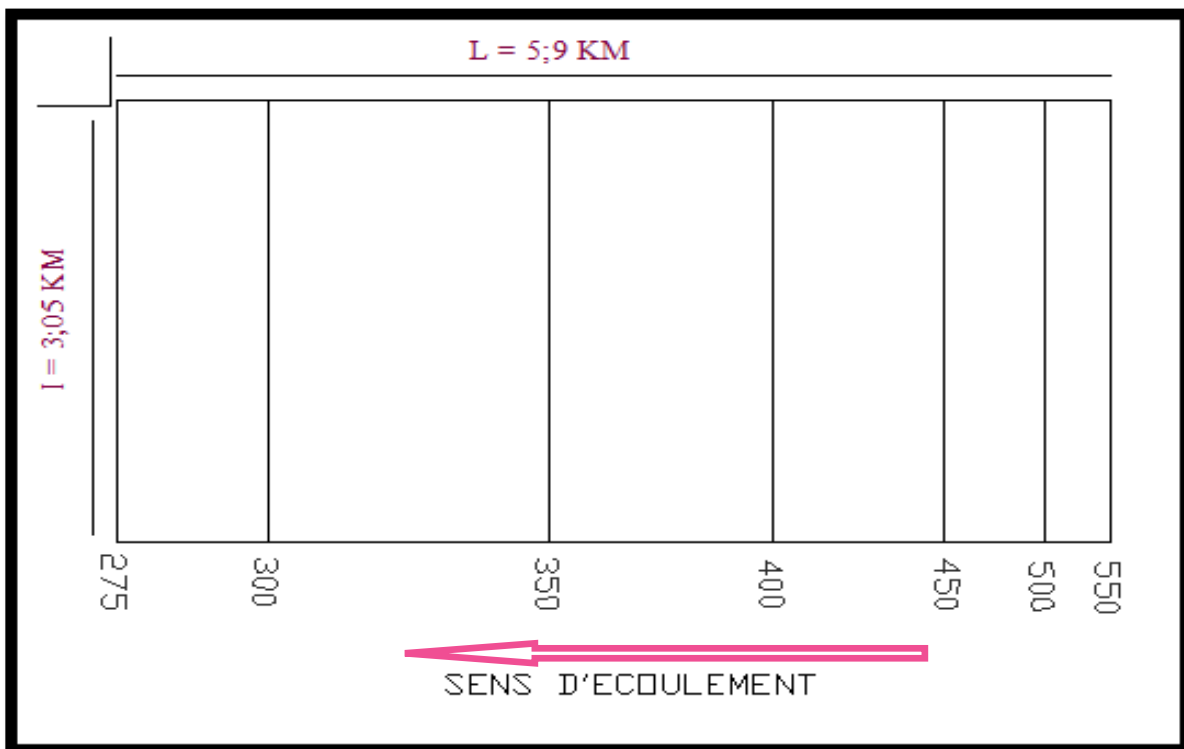


Figure III-2 : Rectangle équivalent du bassin versant.



III.1. 4.Paramètres du relief

III .1.4.1.la courbe hypsométrique du bassin versant

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles, cette courbe 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. Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Tableau III.2 : Répartition en % de la surface élémentaire.

Altitude (m)	H <sub>i</sub> (m)	Surfaces			
		Partielles		Cumulus	
		S <sub>i</sub> (Km <sup>2</sup> )	S <sub>i</sub> (%)	S <sub>i</sub> (Km <sup>2</sup> )	S <sub>i</sub> (%)
550-500	525	1,2	6,66	1,2	6,66
500-450	475	1,8	10	3	16,66
450-400	425	3,1	17,22	6,1	33,88
400-350	375	4,1	22,77	10,2	56,65
350-300	325	5,1	28,33	15,3	84,98
300-275	287,5	2,7	15	18	100

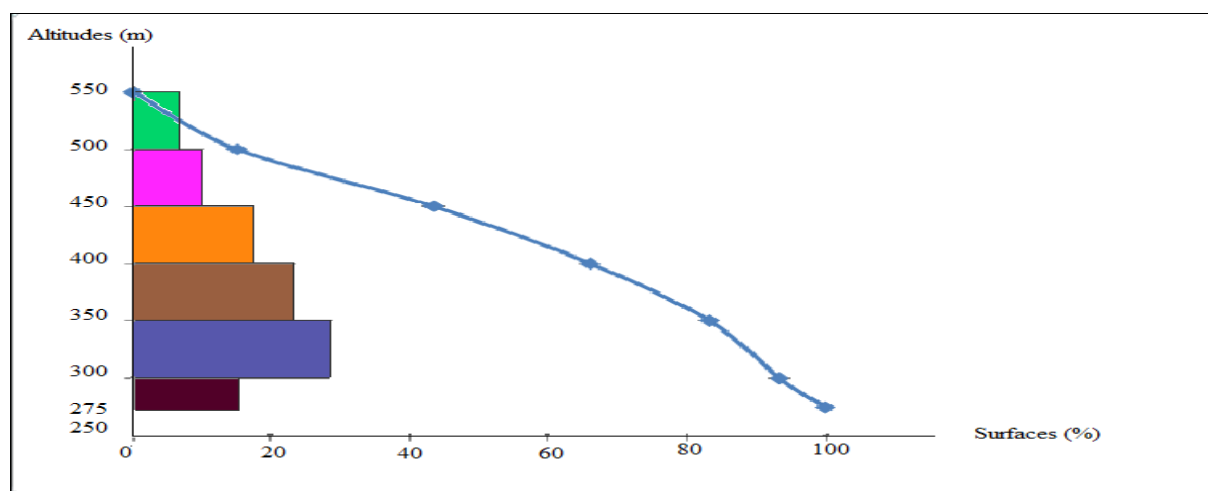
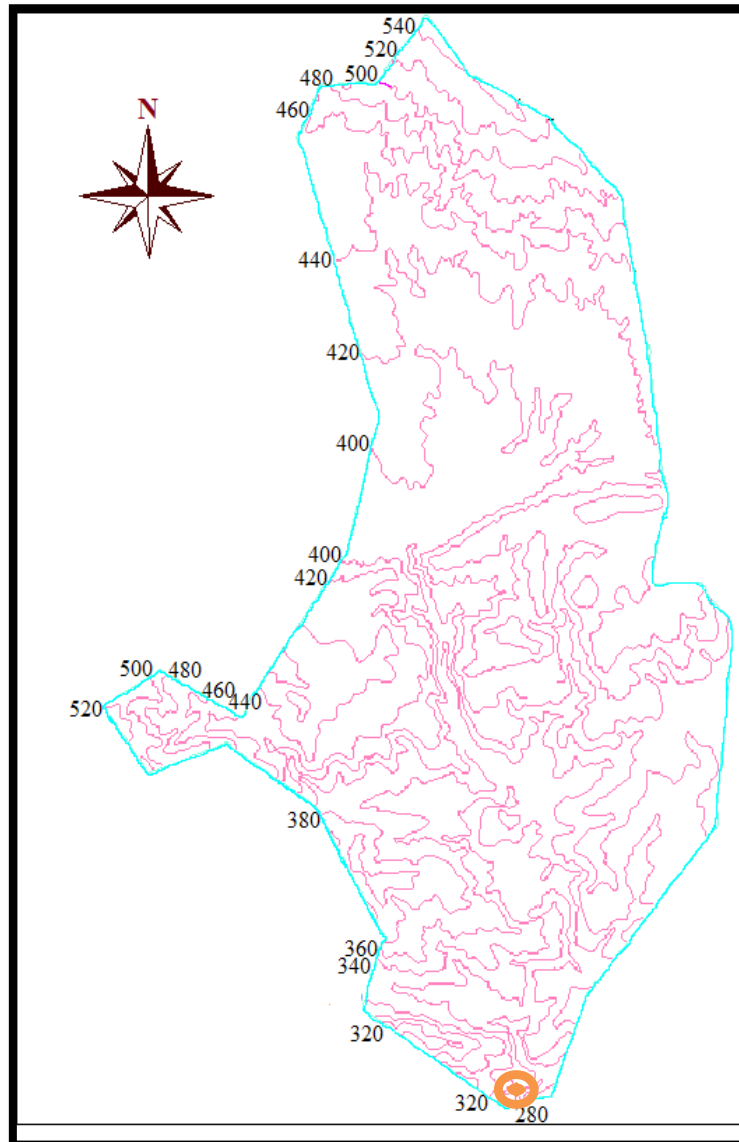
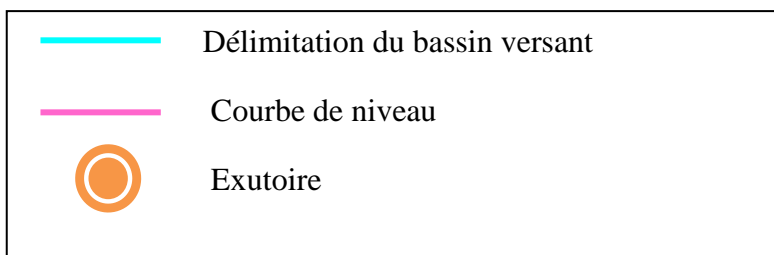


Figure III.03 : courbe hypsométrique



**Légende :**



**Figure III- 4 :** Le bassin versant avec ses courbes de niveau échelle 1/50 000

**III.1. 4.2. Les altitudes caractéristiques**

**a- L'altitude maximale et minimale :**

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente, donc d'après la carte topographique on a :

$$H_{\max} = 550\text{m}$$

$$H_{\min} = 275\text{m}$$

**b- Altitude médiane :**

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

$$H_{50\%} = 450\text{ m}$$

**c- Altitude moyenne :**

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \frac{H_i \cdot S_i}{S} \dots\dots\dots\text{III-5}$$

**Avec :**

$H_i$  : L'altitude partielle de bassin versant.

$S_i$  : surface partielle entre deux courbes de niveau ( $\text{Km}^2$ ).

$S$ : la surface totale du bassin versant ( $\text{Km}^2$ ).

Tableau III-3: Résultats de calculs :

Altitude	H <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (km <sup>2</sup> )	H <sub>i</sub> .S <sub>i</sub> (m.Km <sup>2</sup> )
550-500	525	1,2	630
500-450	475	1,8	875
450-400	425	3,1	1317,5
400-350	375	4,1	1537,5
350-300	325	5,1	1675,5
300-275	287,5	2,7	776,25
La somme			6774

$$H_{moy} = 375 \text{ m}$$

Tableau III-4 : Détermination des altitudes

Altitude	Valeur (m.NGA)
H <sub>moy</sub>	375
H <sub>50%</sub>	450
H <sub>max</sub>	550
H <sub>min</sub>	275
H <sub>5%</sub>	500
H <sub>95%</sub>	290

### III.1.4.3.les indices de pentes

#### a- Indice de pente globale I<sub>g</sub>

A partir de la courbe hypsométrique, nous avons tiré les altitudes de 5% et 95% de la surface du bassin versant.

Cet indice est déterminé à l'aide de la formule suivante:

$$I_g = \frac{D}{L} \dots \dots \dots \text{III-6}$$

Avec: D = H<sub>5%</sub> - H<sub>95%</sub>

L: La longueur de rectangle équivalent,

D'après la courbe hypsométrique:

$H_{5\%} = 500 \text{ m}$        $H_{95\%} = 290 \text{ m}$

$I_g = 3,55\%$

**b- L'indice de pente de roche  $I_p$**

$I_p$  est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau  $H_i$  et  $H_{i-1}$ . Il est donné par la formule suivante:

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i \cdot D_i} \dots\dots\dots \text{III-7}$$

**Avec:**

L: Longueur du bassin versant en (Km),

$S_i$  : Surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau successives  $H^i$  et  $H^{i-1}$ .

**Tableau III .5:** les paramètres de calcul du  $I_p$

Altitude	$H_i - H_{i-1}$ (m)	S (%)	S.( $H_i - H_{i-1}$ )	$\sqrt{S. (H_i - H_{i-1})}$
<b>550-500</b>	50	1,2	60	7,75
<b>500-450</b>	50	3	150	12,25
<b>450-400</b>	50	6,1	305	17,46
<b>400-350</b>	50	10,2	510	22,58
<b>350-300</b>	50	15,3	765	27,66
<b>300-275</b>	25	18	450	21,21

$I_p = 1,42\%$

**c- La pente moyenne du bassin versant  $I_m$**

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct (donc sur le temps de concentration  $T_c$ ) et influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

Donc la valeur de la pente moyenne est donnée par la relation suivante:

$$I_{moy} = \frac{D \cdot L}{S} \dots\dots\dots III-8$$

**Avec :**

$I_{moy}$  : La pente moyenne en [%] ;

D : équidistance entre deux courbes de niveau [m],

L : longueur totale de courbes de niveau [km],

S : surface du bassin versant [km<sup>2</sup>].

**Tableau III . 6:** La pente moyenne du bassin versant

Altitude(m)	D(m)	Longueur(Km)
500	<b>50</b>	25,83
450		29,19
400		39,1
350		34,39
300		21,29

$I_{moy} = 3,8\%$

**d- Pente moyenne du cours d'eau principale  $I_c$**

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influence donc sur le débit maximal observé, Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer, entièrement ou en partie, dans le sol.

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots III-9$$

**Avec:**

$\Delta H$ : Dénivelée entre 2 points suffisamment distants (m),  $\Delta L$ : Distance entre ces 2 points (km).

$I_c = 3,77\%$

**III.1.5. Le réseau hydrographique et caractéristiques d'écoulement**

**II.1.5.1 Densité de drainage :**

La densité de drainage, introduite par Horton, est la longueur totale du réseau hydrographique par unité de surface du bassin versant :

$$D_d = \frac{\sum_i^n L_i}{S} \dots\dots\dots \text{III-10}$$

**Avec :**

$D_d$  : densité de drainage [km/km<sup>2</sup>] ;

$L_i$  : longueur de cours d'eau [km] ;

$S$  : surface du bassin versant [km<sup>2</sup>].

$D_d = 2,12 \text{ Km} / \text{Km}^2$

**III.1.5.2. Densité du talweg élémentaire :**

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots \text{III-11}$$

**Avec :**

$N_1$  : Nombre de thalwegs d'ordre 1 ,  $N_1 = 196$

$S$  : Superficie du bassin versant.  $S = 18 \text{ Km}^2$ .

$F_1 = 10,9 \text{ thalweg} / \text{km}^2$

**III.1.5.3 Coefficient de Torrentialité :**

Ce paramètre donne une idée sur la densité de drainage d'ordre 1,

Il est défini comme étant:

$$C_T = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots \text{III-12}$$

**Avec:**

$C_T$ : Coefficient de torrentialité,

$D_d$ : densité de drainage (Km/Km<sup>2</sup>),

$F_1$ : densité de thalwegs d'ordre 1.

$C_T = 23,1$

**II.1.5.4. Dénivelée spécifique  $D_s$ :**

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout le bassin quelque soit sa surface. Elle est donnée par la formule:

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots \dots \dots \text{III-13}$$

**Avec:**

$I_g$ : indice de pente global (m/km)

$S$ : surface du bassin (km<sup>2</sup>).

$D_s = 19,43\text{m}$
-----------------------

**Tableau III .7 :** classification de L'O.R.S.T.O.M (type de relief)

Classe	Relief	$D_s$ (m)
<b>R1</b>	Très faible	<b><math>D_s &lt; 10</math></b>
<b>R2</b>	Faible	<b><math>10 &lt; D_s &lt; 25</math></b>
<b>R3</b>	Assez faible	<b><math>25 &lt; D_s &lt; 50</math></b>
<b>R4</b>	Modéré	<b><math>50 &lt; D_s &lt; 100</math></b>
<b>R5</b>	Assez modéré	<b><math>100 &lt; D_s &lt; 250</math></b>
<b>R6</b>	Fort	<b><math>250 &lt; D_s &lt; 500</math></b>
<b>R7</b>	Très fort	<b><math>D_s &gt; 500</math></b>

On a  $10 < D_s < 25$  donc on déduit d'après le tableau précédant que notre relief est **faible de classe R2**.

**III.1. 6. Les caractéristiques hydrographiques**

**III.1. 6.1. Le réseau hydrographique :**

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanent ou temporaires qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de forme, et selon la classification de SCHUM qui dit « **est d'ordre (x+1), tout tronçon de cours d'eau, forme par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x)** ».



Pour notre bassin versant, après avoir placé l'ordre de chaque cours d'eau on tombe sur un cours d'eau d'ordre **5**.

La figure présentée ci-après illustre le schéma global du réseau hydrographique du bassin versant objet de cette étude.

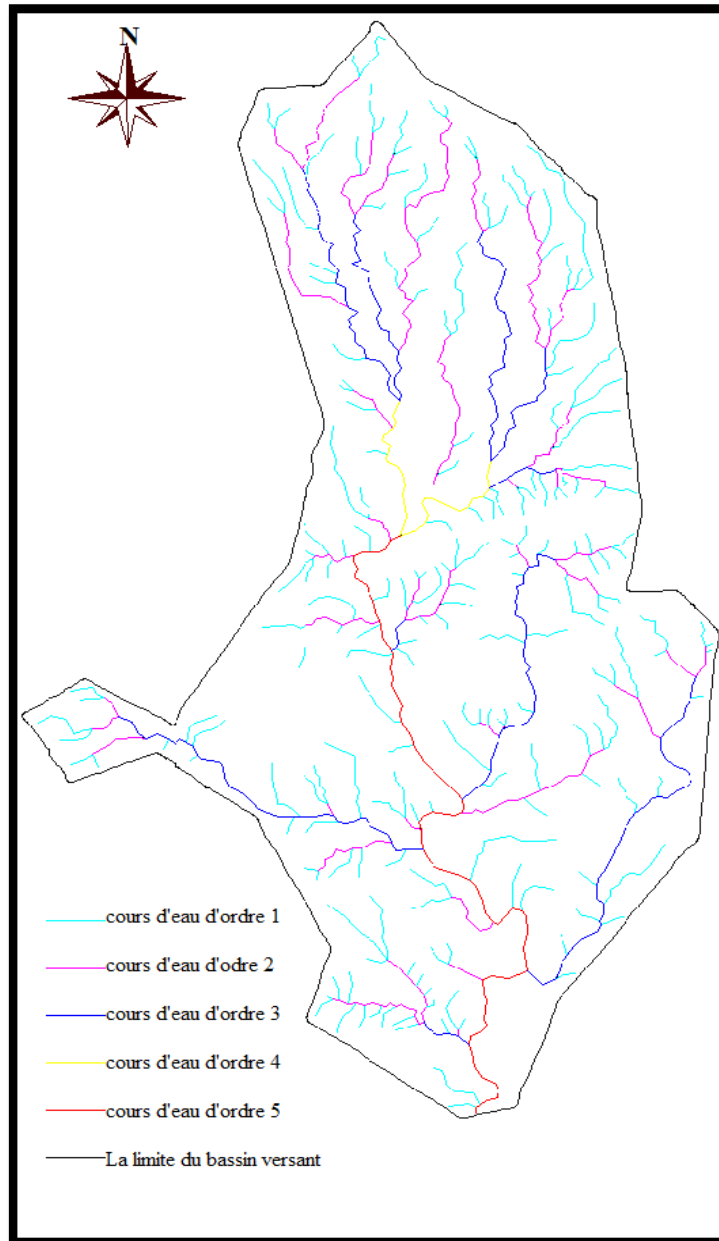


Figure III -5: Le réseau hydrographique (Echelle 1/50 000)

**III.1. 6.2. Le temps de concentration :**

Le temps de concentration d'un Bassin versant est l'une des caractéristiques reflétant les particularités morphométriques et hydrauliques du processus d'écoulement. En effet, il est défini comme le temps qu'effectue une particule d'eau pour parcourir la distance qui sépare l'exutoire du point du bassin versant le plus éloigné hydrauliquement.

Le temps de concentration  $T_c$  a été déterminé à partir de plusieurs formules empiriques.

**a- FORMULE DE -GIANDOTTI:**

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots III-14$$

**Avec :**

$T_c$  : Le temps de concentration en (heure) ;

S:superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>);

L:longueur du thalweg principal (km);

$H_{moy}$ : altitude moyenne (m);

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

$T_c = 2,7h$

**B): Formule de KIRPICH:**

$$T_c = 0,6615 \cdot L_p^{0,77} \cdot I^{0,385} \dots\dots\dots III-15$$

**Avec:**

$T_c$ : Le temps de concentration en heure;

$L_p$ : La longueur du thalweg principal;

I: La pente moyenne du bassin versant.

**AN:**

$T_c = 1,83 \text{ heure}$

**C) : Formule de CALIFORNIA CULVERT PRACTICE :**

$$T_c = \left[ \frac{0,87 \cdot L^3}{H_{max} - H_{min}} \right]^{0,386} \dots\dots\dots III-16$$

$$T_c = 1,08 \text{ heure}$$

**D): Formule de Passini:**

$$T_c = 4 \left[ \frac{(S.L)^{1/3}}{I^{1/2}} \right]^{0,75} \dots \dots \dots \text{III-17}$$

$$T_c = 8,23 \text{ heure}$$

**Tableau III.8:** Récapitulatif des résultats du temps de concentration

Formules (T <sub>c</sub> )	Valeur (T <sub>c</sub> ) en (h)
<b>GIANDOTTI</b>	2,7
<b>KIRPICH</b>	1,83
<b>CALIFORNIA CULVERT PRACTICE</b>	1,08
<b>Passini</b>	8,23

Sur la base de tous ces résultats, vu la pente moyenne du thalweg principal, il a été procédé finalement à l’adoption définitive de la valeur: T<sub>c</sub>=2.70 heures comme valeur du temps de concentration dans le bassin versant.

**III.1. 6.3.Vitesse moyenne de ruissellement:**

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = L / T_c \dots \dots \dots \text{III-18}$$

**Avec :**

L : Longueur de talweg principal en [Km];

T<sub>c</sub> : temps de concentration en [heure].

**AN:**

$$V_R = 2,7 \text{ Km/h}$$

Tableau III.9:Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km <sup>2</sup>	18
Périmètre		P	km	18
Longueur du thalweg principal		L <sub>P</sub>	km	7,3
Pente du thalweg principal		I	%	3,77
Indice de compacité		K <sub>C</sub>	-	1,19
Coefficient d'allongement		K <sub>P</sub>	-	2,96
Rectangle	longueur	L <sub>r</sub>	km	5,9
	largeur	L <sub>r</sub>	Km	3,05
Altitudes	maximale	H <sub>max</sub>	m	550
	moyenne	H <sub>moy</sub>	m	375
	médiane	H <sub>med</sub>	m	450
	minimale	H <sub>min</sub>	m	275
Pente moyenne de B.V		I <sub>moy</sub>	%	3,8
Indice de pente de Roche		I <sub>P</sub>	%	1,42
Indice de pente globale		I <sub>g</sub>	m/km	4,58
Densité de drainage		D <sub>d</sub>	Km/Km <sup>2</sup>	2,12
Coefficient de torrentialité		C <sub>t</sub>	Km <sup>-3</sup>	23,1
Temps de concentration		T <sub>c</sub>	h	2,7
Vitesse de ruissellement		V <sub>r</sub>	Km/h	2,7

### III .2.Caractéristiques climatiques:

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

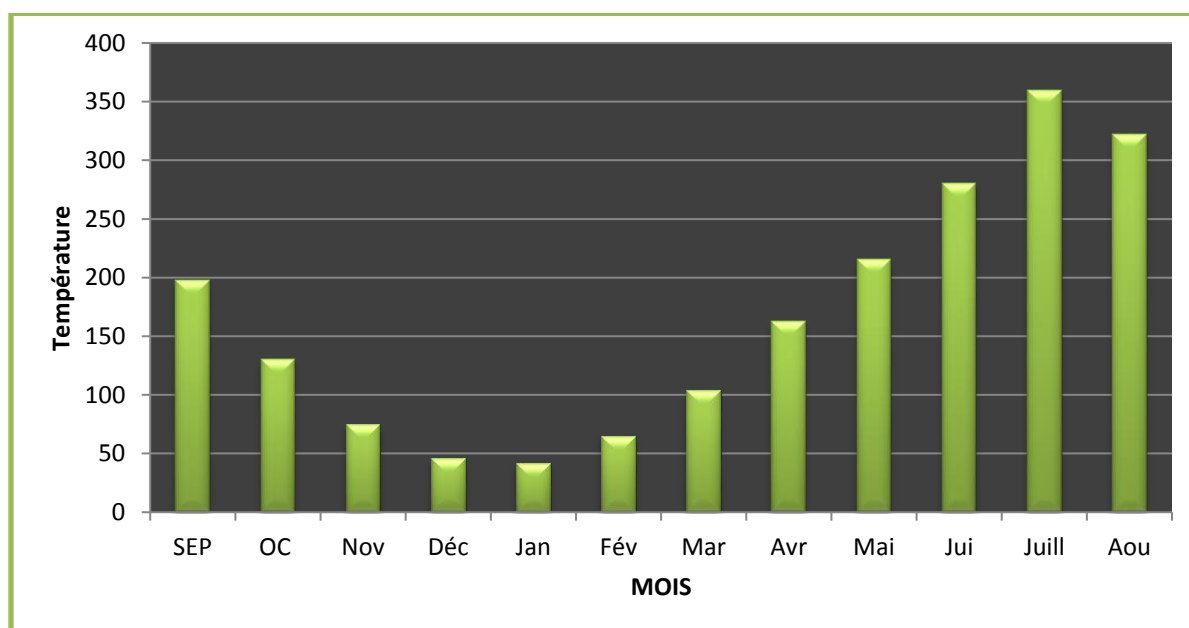
#### III .2.1.La température:

Les valeurs du tableau, montrent que les températures minimales ont été enregistrées aux mois de janvier et décembre avec  $7^{\circ}\text{C}$ , et les températures maximales ont été enregistrées aux mois de juillet et Août avec  $30^{\circ}\text{C}$ .

**Tableau III.10:**Températures annuelles à la station de Mchounech

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aou	Moy annuelle
Moyenne C°	26	18	11	7	6	7	10	13	17	24	28	30	15,9

La région présente une température moyenne annuelle de  $15,9^{\circ}\text{C}$ .



**Figure III – 6:** la répartition mensuelle de la température en  $^{\circ}\text{C}$

#### III .2.2.L'Evaporation:

La valeur de 2000 mm pour l'évaporation totale sur nappe d'eau libre au niveau de Sidi Masmoudi est ainsi retenue comme valeur représentative. La répartition mensuelle de l'évaporation évaluée en pourcentage de la valeur annuelle est définie comme suit :

Tableau III-11: Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aou	Moy
EV (mm)	198	130	74,8	45,6	42	65	104	162,6	216	280	360	322	166,66
EV (%)	9,9	6,5	3,74	2,28	2,1	3,25	5,2	8,13	10,8	14	18	16,1	

(Source: ONM)

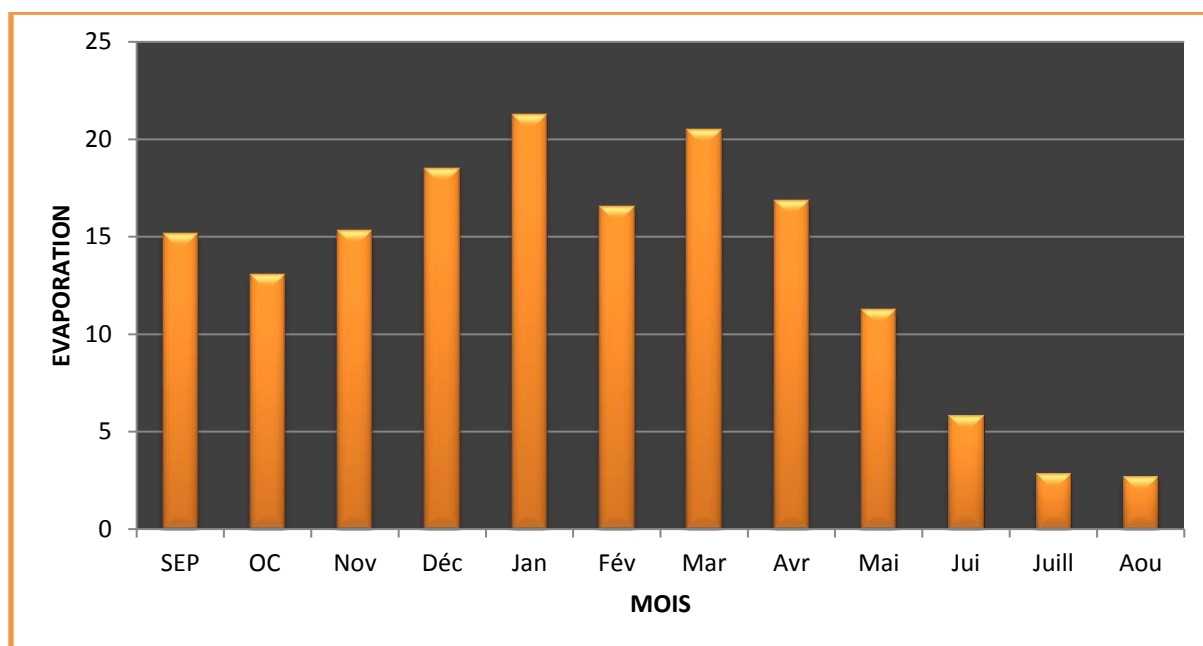


Figure III – 7: Répartition mensuelle de l'évaporation

### III .2.3. Pluviométrie:

Les précipitations étant la source principale de l’approvisionnement de l’Oued de Sidi Masmoudi, le régime hydrologique dans le Bassin est directement lié à ces précipitations essentiellement constituées de pluies.

#### III .2.3.1.Stations et données disponibles :

Les données pluviométriques disponibles dans la région ont été sélectionnées à partir du réseau d’observations de l’Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (A.N.R.H).

Aucun poste pluviométrique n’est situé à l’intérieur du Bassin Versant du site de Sidi Masmoudi, cependant la station pluviométrique 061406 de Biskra se trouvant la plus proche de la zone d’étude et possédant une période d’observation de 50 années y compris les années lacunaires semble largement représentative relativement à sa durée et à sa composante pluviométrique. La station 0615-- de Mchounech n’est que partiellement opérationnelle.

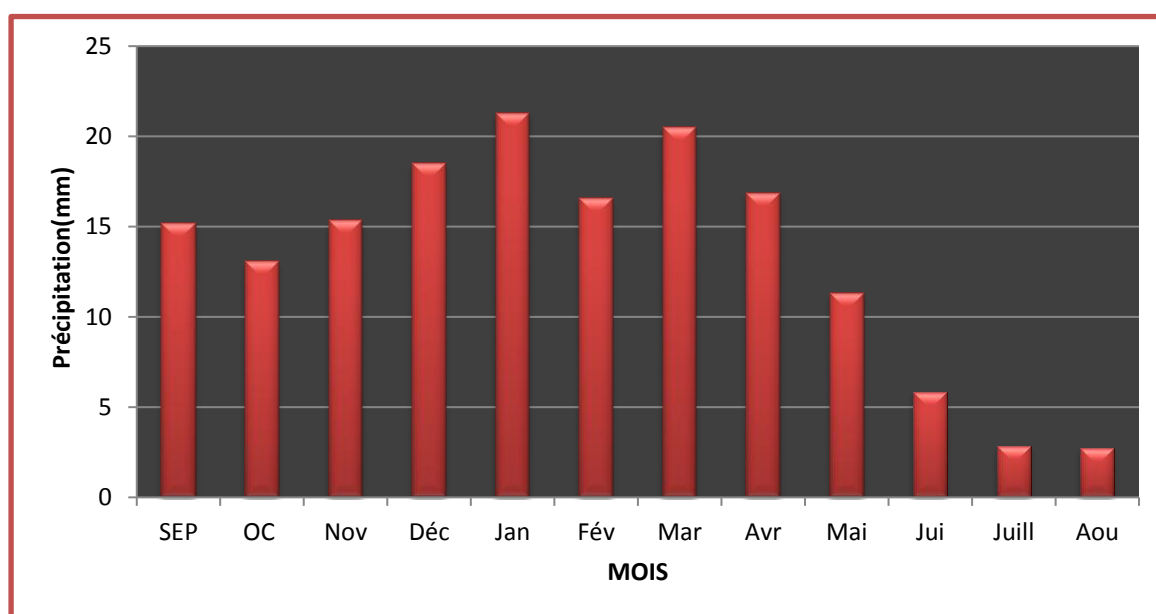
Les caractéristiques des stations pluviométriques sont présentées dans le tableau suivant :

**Tableau III- 12:**Caractéristiques des stations pluviométriques

Commune	Code station	H, m	P°, mm	Pj, mm	Exp clim, b	Cv	T obs, ans
Biskra	061406	124	134	25.6	0.19	0.60	50
Ouled Djellal	060901	196	118	24.8	0.18	0.62	50
Mchounech	0615---	330	160	27	0.20	0.60	50
Tolga	061404	150	162	27.4	0.20	0.48	16
Zeribet El Oued	0619---	----	180	28	0.21	0.70	---
Foum El Gherza	061601	100	140	25.9	0.19	0.81	22

**Tableau III- 13:** Répartition mensuelle des pluies moyenne interannuelle

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aou	Pmoy(mm)
<b>P</b>	15,2	13,072	15,328	18,496	21,296	16,56	20,496	16,88	11,28	5,84	2,848	2,704	160
<b>P %</b>	9,5	8,17	9,58	11,56	13,31	10,35	12,81	10,55	7,05	3,65	1,78	1,69	100



**Figure III – 8:** Les pluies moyennes mensuelles en mm



### III .2.4.Le vent

Les vents sont fréquents et répartis sur toute l'année avec des vitesses moyennes mensuelles de **4.5 m/s** environ ; alors que les vitesses maximales sont enregistrées aux mois d'avril et mai (respectivement **5.7** et **5.5m/s**).

Durant la saison sèche (Juin, Juillet, Août et Septembre), les vents dominants sont de secteur Sud-est. En effet, durant cette période arrivent souvent des siroccos d'une moyenne de 58 jours/an.

Pendant la saison hivernale, les vents du secteur Nord-est sont dominants, amenant de L'humidité du Nord.

**Tableau III-14** : Vitesses moyennes des vents enregistrées à la station de Biskra Période (1980-2001).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aou	Moy annuelle
Vitesse moy (m/s)	4	4	4,1	4	4,2	4,5	4,7	5,7	5,5	4,6	4,2	4	4,5

(Source : ONM)

### III .2.5.Humidité relative

Ce paramètre est relativement faible dans la zone d'étude ; la moyenne est de 42.9%. Cette faiblesse s'explique par l'aridité du climat et la concentration des masses d'air chaudes du Sahara. Les valeurs moyennes mensuelles sont insérées dans le tableau ci-dessous.

**Tableau III - 15** : Humidités relatives moyennes enregistrées à la station de Biskra Période (1980-2001).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aou	Moy annuelle
Humidité relative %	39.7	48.2	53.5	58.5	53.9	50.3	44.7	38.8	35.4	31.9	27.7	30.6	42.9

(Source : ONM)

**III. 3. Les pluies maximales journalières**

Les pluies maximales journalières ( $P_{max}$ ) de fréquences (ou de période de retour) rares sont génératrices de crue exceptionnelles contre lesquelles il faut prémunir les ouvrages, pour cela il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi théorique à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

**III. 3.1. Etude d'homogénéisation de la série des pluies annuelles**

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées, L'information de base quant à sa qualité revêt une très grande importance. On ne peut espérer à des résultats concluants si la donnée de base n'est pas fiable.

Et c'est pour cette raison la que cette étude d'homogénéisation est faite par la méthode de la médiane (**MOOD**).

❖ On calcule les quantités  $N_s$  et  $T_s$  avec:

$N_s$  : Nombre total de séries de+ou-

$T_s$ : Taille de la plus grande série de+ou-

Sachant que:

+ Pour les  $X_i > M$

- Pour les  $X_i < M$

Donc:

$$N_s = 18$$

$$T_s = 2$$

$$M = 140$$

Pour que la série soit homogène les deux conditions suivantes doivent être vérifiées

$$N_s > \frac{1}{2}(N+1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{N+1}) \dots\dots\dots \text{III-19}$$

Avec :  $\alpha = 5\%$  et  $U_{1-\frac{\alpha}{2}} = 1.96$

**D'où  $N_s = 18 > 15$**

$$T_s < 3,3(\log_{10} N + 1) \dots\dots\dots \text{III-20}$$

**$T_s = 2 < 8,48$**

Les deux conditions sont vérifiées  $\longrightarrow$  donc la série est **homogène**

**III.3.2. Ajustement des pluies maximales journalières**

Le calcul des valeurs extrêmes ou quantiles nécessite un ajustement à une loi de Probabilité, et comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon, et pour choisi la loi le plus efficace il faut suivit des critères de choix qui permettre d'accepter ou de rejeter la loi.

Dans notre étude on va utiliser deux lois, la loi de GUMBEL (doublement Exponentielle) et la loi de GALTON (log - normal) à l'aide de logiciel « HYFRAN » avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les deux lois d'ajustement. Les caractéristiques statistiques de la série sont obtenues à l'aide de logiciel HYFRAN.

**Tableau III-16 :** Paramètres caractéristiques de l'échantillon

caractéristique	Valeur
Nbr d'observation	50
La somme des Pmax j en (mm)	160
La moyenne des Pmax j en (mm)	27
Coefficient de variation (Cv)	0.60
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.87
exposant climatique	0,20

**III.3 .2.1 : Ajustement à la loi de GUMBEL**

C'est la loi à double exponentielle, elle s'applique pour les précipitations maximales journalières pour n'importe qu'elle période de retour afin de déterminer les valeurs fréquentielles.

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL s'écrit :

$$F(X) = e^{-e^{-\alpha(X-X_0)}} \dots\dots\dots III-22$$

**F(x)** : Fréquence au non dépassement.

**α , x<sub>0</sub>**: des coefficients d'ajustement,

Si on pose  $Y = \alpha(X - X_0)$

Avec :

Y : La variable réduite de GUMBEL

La loi de GUMBEL s'écrira alors :  $F(X_i) = e^{-y}$

On trouve que  $X = \frac{1}{\alpha} Y + X_0$

Avec : X est la précipitation maximale journalière.

La variable réduite de GUMBEL  $Y = -\ln(-\ln F(X))$

**Avant de procéder à l'ajustement, il va falloir 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

$$F(X) = \frac{m-0,5}{n} \dots\dots\dots \text{III-23}$$

Calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivant  $y = -\ln(-\ln(F(x)))$

- ✓ Calculer les paramètres d'ajustement «  $\alpha$  » et «  $x_0$  »
- ✓ Représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL

Les résultats de l'ajustement par la loi de **GUMBEL** des pluies maximales journalières qui a été fait par le logiciel **HYFRAN** pour des différents de période de retour sont représentées dans le tableau suivant :

**Les paramètres estimés :**

U : 33,3761

$\alpha$  : 18,3562

**Tableau III.17:** Ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Xt (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	202	23,3	157-248
2000	0.9995	173	19,5	135-211
1000	0.999	160	17,8	125-195
200	0.995	131	14	103-158
100	0.99	118	12,4	93,5-142
50	0.98	105	10,8	83,9-126
20	0.95	87,9	8,64	71-105
10	0.9	74,7	7,04	60,9-88,5
5	0.8	60,9	5,47	50,2-71,6

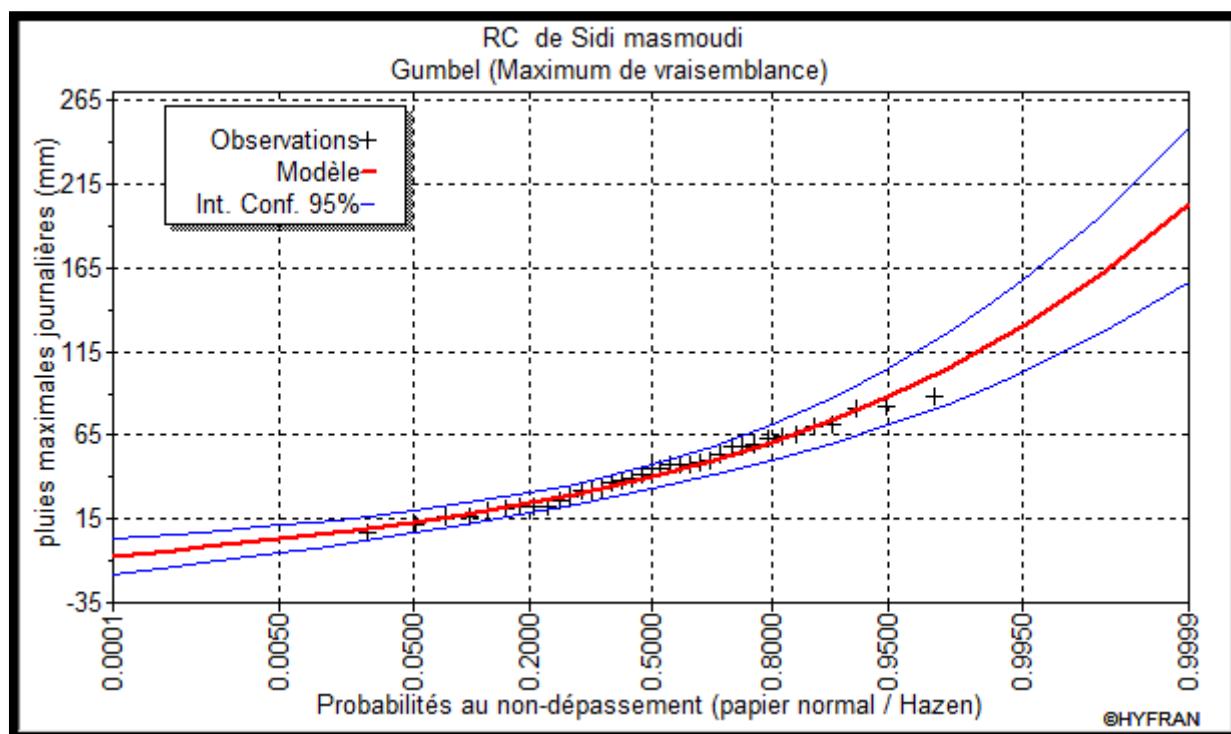


Figure III -10 : la droite de l’ajustement avec la loi de GUMBEL

Tableau III –18 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l’échantillon GUMBEL (Méthode des moments)

Caractéristiques	Carac. de la loi	Carac. de l’échantillon
Minimum	Aucun	7
Maximum	Aucun	88
Moyenne	44	43,6
Ecart-type	23,3	20,9
Médiane	40,1	45
Coefficient de variation (Cv)	0,535	0,481
Coefficient d’asymétrie (Cs)	1,14	0,291
Coefficient d’aplatissement (Ck)	2,40	2,13

### III.3. 2.2 Ajustement à la loi de GALTON (log – Normale)

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

La fonction de répartition de la loi de GALTON s’écrit :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots \text{III -21}$$

**Ou** :  $u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x}$  (variable réduite de GAUSS)

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

$\text{Log } x(p\%) = \overline{\text{Log } x} + \sigma \cdot \text{Log } u(p\%)$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_1^{32} \overline{\text{Log } X_i}}{N}$$

Donc les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

$\mu$  : 3.63587

Sigma : 0.576502

**Tableau III .19** : Ajustement à la loi de GALTON

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Xt (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	324	87,4	152-495
2000	0.9995	253	61,4	133-373
1000	0.999	225	51,9	124-327
200	0.995	168	33,3	102-233
100	0.99	145	26,7	92,7-197
50	0.98	124	20,9	83,0-165
20	0.95	97,9	14,4	69,8-126
10	0.9	79,4	10,2	59,4-99,5
5	0.8	61,6	6,82	48,2-75,0

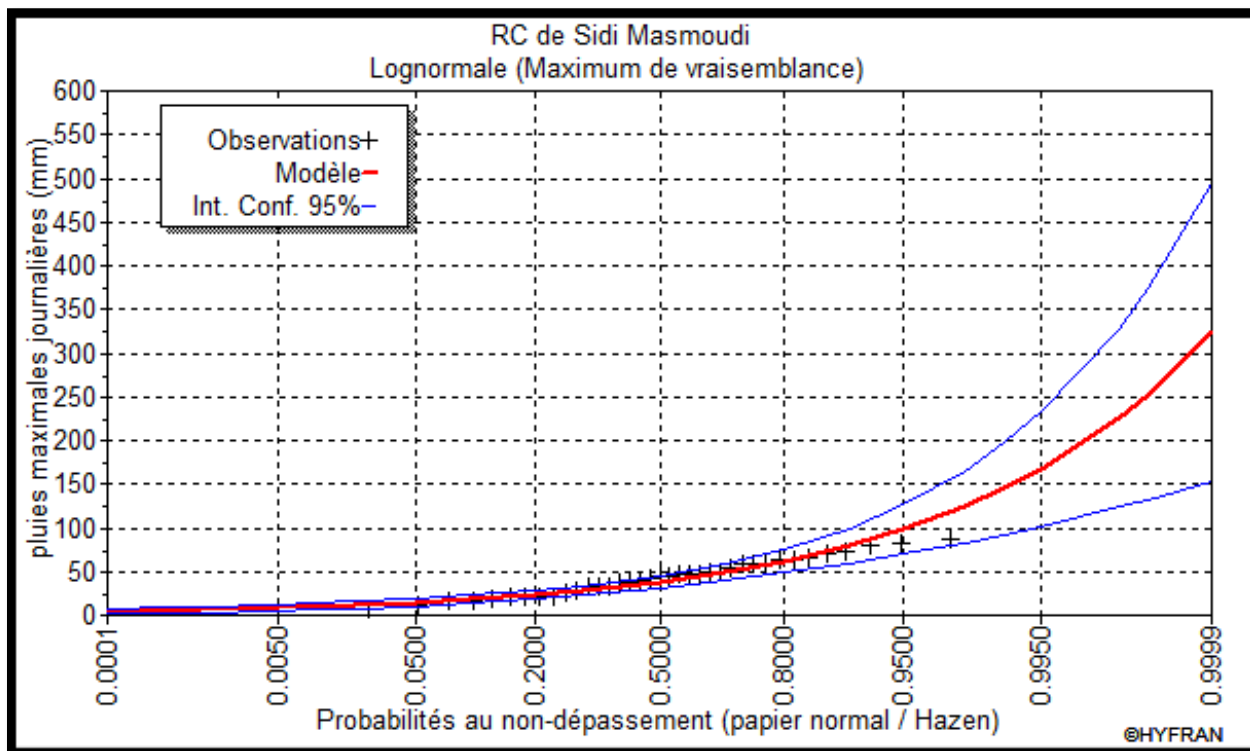


Figure III -11: la droite de l’ajustement avec la loi de GALTON

Tableau III – 20 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l’échantillon GALTON (Méthode des moments)

Caractéristiques	Carac. de la loi	Carac. de l'échantillon
Minimum	0	7
Maximum	Aucun	88
Moyenne	44,8	43,6
Ecart-type	28,1	20,9
Médiane	37,9	45
Coefficient de variation (Cv)	0,628	0,481
Coefficient d'asymétrie (Cs)	2,13	0,291
Coefficient d'aplatissement (Ck)	12,0	2,13

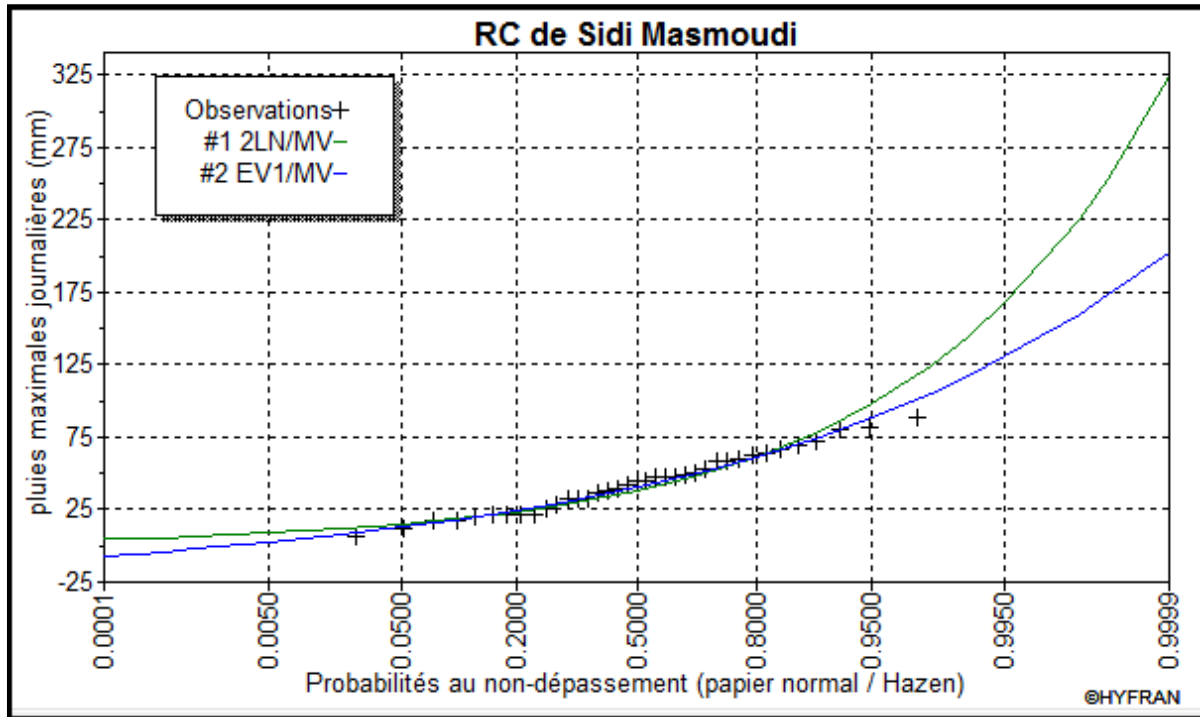


Figure III -12: Comparaison entre les deux ajustements.

❖ Test d'adéquation

- Par le test de  $\chi^2$

Lois	$X^2_{cal}$	$X^2_{théo}$
GUMBEL	2,67	3,43
GALTON	5,03	5,16

Pour que les deux lois soit adéquat il faut vérifier la condition suivante :

D'après les résultats, les deux lois sont adéquates.

**Conclusion**

D'après les résultats d'ajustement représenté par des courbes et des tableaux on conclut que la pluie maximale journalière suit la loi de GALTON (Log – normal) car la loi de Gumbel présente des valeurs négatives.



Tableau III – 21 : Les pluies maximales journalières fréquentielle

Période de retour (ans)	1000	100	50	20	10	5
Fréquence	0.999	0.99	0.98	0.95	0.9	0.8
P <sub>j max</sub> (mm)	225	145	124	97,9	79,4	61,6

III.3 .3 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences

Pour la détermination des données pluviométriques des pluies de courte durée (averses) qui sont exprimées à travers les caractéristiques : Intensité -Durée -Fréquence, on a fait appel à la méthode générale La pluie d’une durée t pour une telle fréquence est donnée par la formule de MONTANA :

$$P_{(ct)}\% = P_j\% \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots\text{III-22}$$

Avec :P<sub>ct</sub>% : Pluie d’une courte durée (t) pour une fréquence voulue (mm).

P<sub>j</sub> : Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm).

t : durée de la pluie (heures).

b : Exposant climatique (donnée **b=0.20**)

Intensité des pluies est donnée par la formule suivante :

$$I = \frac{P_t}{t} \dots\dots\dots\text{III-23}$$

Les résultats de calcul de la pluie P<sub>ct</sub> et l’intensité I<sub>0</sub> sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau III -22 : pluies de courte durée et intensité de pluie pour différents fréquences

Temps(h)	Fréquence											
	0,999		0,99		0,98		0,95		0,9		0,8	
	P <sub>ct</sub> (mm)	I (mm/h)	P <sub>ct</sub> (mm)	I(mm/h)	P <sub>ct</sub> (mm)	I (mm/h)	P <sub>ct</sub> (mm)	I(mm/h)	P <sub>ct</sub> (mm)	I (mm/h)	P <sub>ct</sub> (mm)	I(mm/h)
0,5	103,74	207,48	66,85	133,7	57,17	114,34	45,14	90,28	36,61	73,22	28,40	56,8
1	119,16	119,16	76,79	76,79	65,67	65,67	51,85	51,85	42,05	42,05	32,62	32,62
1,5	129,23	86,15	83,28	55,52	71,22	47,48	56,23	37,48	45,60	30,4	35,38	23,58
2	136,88	68,44	88,21	44,11	75,44	37,72	59,56	29,78	48,30	24,15	37,47	18,74
2,7	145,35	53,83	93,67	34,69	80,10	29,66	63,24	23,42	51,29	18,99	39,79	14,73
3	148,44	49,48	95,66	31,88	81,81	27,27	64,59	21,53	52,38	17,46	40,64	13,55
4	157,24	39,31	101,33	25,33	86,65	21,66	68,42	17,11	55,49	13,87	43,05	10,76
5	164,41	32,88	105,95	21,19	90,61	18,12	71,54	14,31	58,02	11,60	45,01	9,002
6	170,52	28,42	109,89	18,315	93,97	15,66	74,19	12,36	60,17	10,03	46,68	7,78
7	175,86	25,12	113,33	16,19	96,92	13,85	76,52	10,93	62,06	8,86	48,15	6,88
8	180,62	22,58	116,4	14,55	99,54	12,44	78,59	9,82	63,74	7,97	49,45	6,18
9	184,92	20,55	119,17	13,24	101,91	11,32	80,46	8,94	65,26	7,25	50,62	5,62
10	188,86	18,88	121,71	12,17	104,08	10,41	82,17	8,22	66,65	6,66	51,71	5,17
11	192,49	17,5	124,05	11,28	106,08	9,64	83,76	7,61	67,93	6,17	52,70	4,79
12	195,87	16,32	126,23	10,52	107,95	8,99	85,23	7,102	69,12	5,76	53,62	4,47
13	199,03	15,31	128,27	9,87	109,69	8,44	86,60	6,66	70,24	5,40	54,49	4,19
14	202,01	14,43	130,18	9,3	111,33	7,95	87,89	6,28	71,28	5,09	55,31	3,95
15	204,81	13,65	131,99	8,79	112,87	7,52	89,12	5,94	72,27	4,82	56,07	3,74
16	207,47	12,96	133,71	8,36	114,34	7,15	90,27	5,64	73,22	4,57	56,80	3,55
17	210,01	12,35	135,37	7,96	115,74	6,81	91,37	5,37	74,11	4,36	57,49	3,38
18	212,42	11,8	136,89	7,61	117,07	6,50	92,42	5,13	74,96	4,16	58,16	3,23
19	214,73	11,3	138,38	7,28	118,34	6,23	93,43	4,92	75,77	3,99	58,79	3,09
20	216,94	10,85	139,81	6,99	119,56	5,98	94,39	4,72	76,55	3,83	59,39	2,97
21	219,07	10,43	141,18	6,72	120,73	5,75	95,32	4,54	77,31	3,68	59,98	2,86
22	221,12	10,05	142,5	6,48	121,86	5,54	96,21	4,37	78,03	3,55	60,54	2,75
23	223,09	9,69	143,77	6,25	122,95	5,35	97,07	4,22	78,73	3,42	61,08	2,65
24	225	9,37	145	6,04	124	5,16	97,9	4,08	79,4	3,31	61,6	2,56

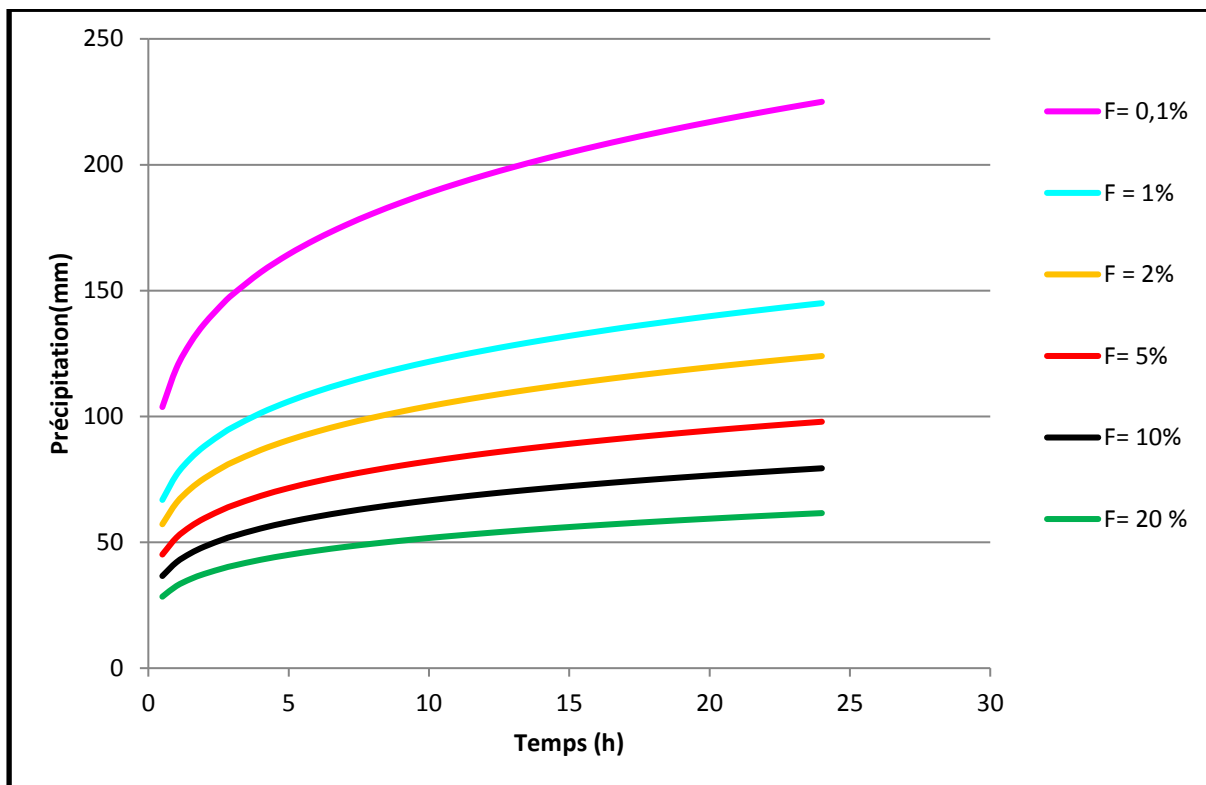


Figure III -13: Courbe des pluies de courte durée fréquentielles

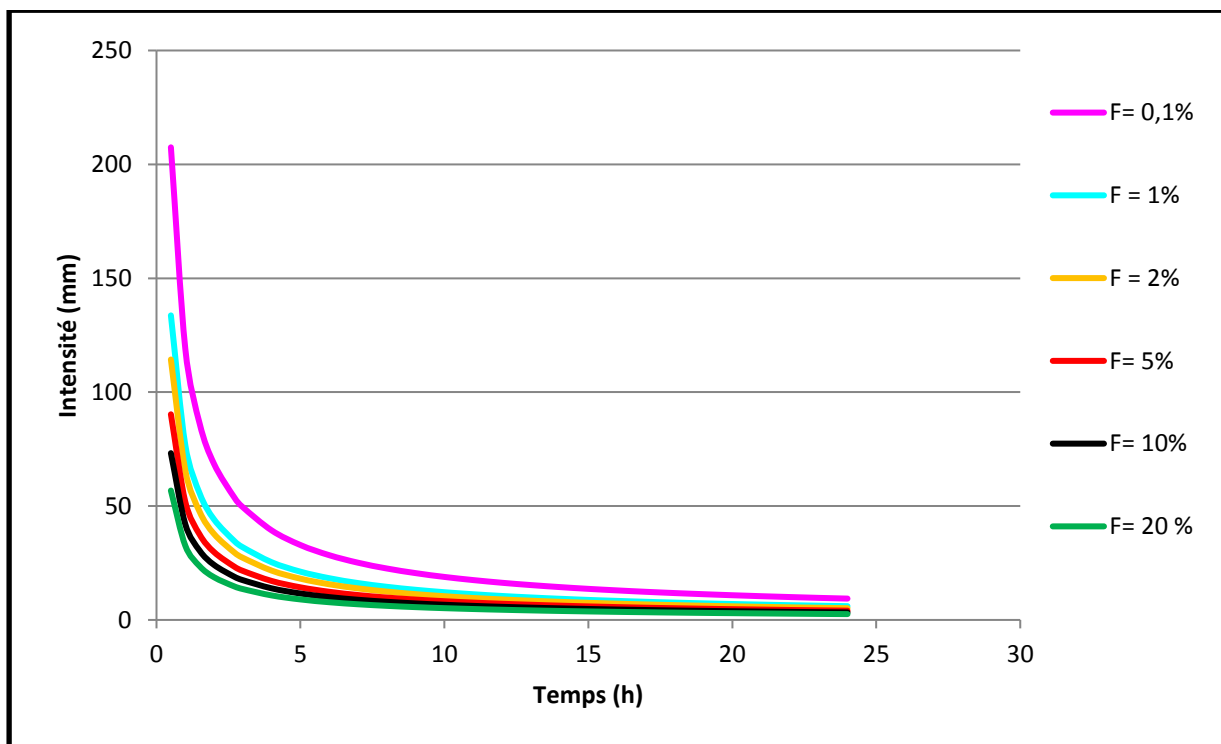


Figure III -14: Courbes des intensités

**III.4 Etudes des apports**

**III.4.1 Apport liquides**

**III.4.1.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A<sub>0</sub>)**

L'étude des apports doit être faite en fonction de l'utilisation de la retenue et du rôle qu'on lui assigne. La plupart des petites retenues sont destinées à assurer une régularisation saisonnière des ressources en eau. Elles se remplissent pendant la saison humide et se vident plus ou moins complètement pendant la saison sèche.

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

**a) Formule de l'ANRH**

$$A_0 = 0,915.P^{2,684}.S^{0,842} \quad [10^6 \text{ m}^3] \dots\dots\dots \text{III.24}$$

**Avec :**

P : précipitation moyenne (m)

S : Surface du bassin versant (km<sup>2</sup>)

$$A_0 = 0.152 \text{ Hm}^3$$

$$Le = \frac{A_0}{S} = 8.44 \text{ mm}$$

**b) Formule de MEDINGER**

$$A_0 = Le * S \dots\dots\dots \text{III-25}$$

$$Le = 1,024 (P_0 - 0,26)^2$$

**Avec:**

Le : Lamme d'eau écoulée (mm).

P<sub>0</sub> : Pluie moyenne annuelle (m).

**AN :**            **Le = 5,99 mm**

$$A_0 = 0,11 \text{ Hm}^3$$

c) Formule de SAMIE :

$$Le = P^2(293 - 2,2\sqrt{S}) \dots\dots\dots\text{III -26}$$

On a :  $A_0 = Le * S$

Où: Le : Lamme d'eau écoulée en mm

P : Précipitation moyenne (mm)

On trouve ainsi :  $Le = 7.26 \text{ mm}$  ;

Nous obtenons alors un apport moyen annuel de :

$$A = 0,13\text{Hm}^3$$

D) Formule de Derie II

$$A_0 = 0,513 .P^{2.683} .D_d^{0.5} .S^{0.842} \dots\dots\dots\text{III -27}$$

Avec :

P : Pluie moyenne annuelle (mm)

S : Superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

D<sub>d</sub> : Densité de drainage (Km/Km<sup>2</sup>)

$$A = 0.08\text{Hm}^3$$

Tableau III-23 : Récapitulatif des résultats

Formules	Lamme écoulée Le (mm)	Apport moyen A (hm3)
SAMIE	7,26	0,13
A.N.R.H	8,44	0,152
Derie II	3,50	0,08
MEDINGER	5,99	0,11

❖ **Remarque :**

Les quatre formules donnent des valeurs différentes, donc on choisit la méthode qui se rapproche le plus de la valeur moyenne ( $A_0 \text{ moy} = 0.12 \text{ Hm}^3$ ).

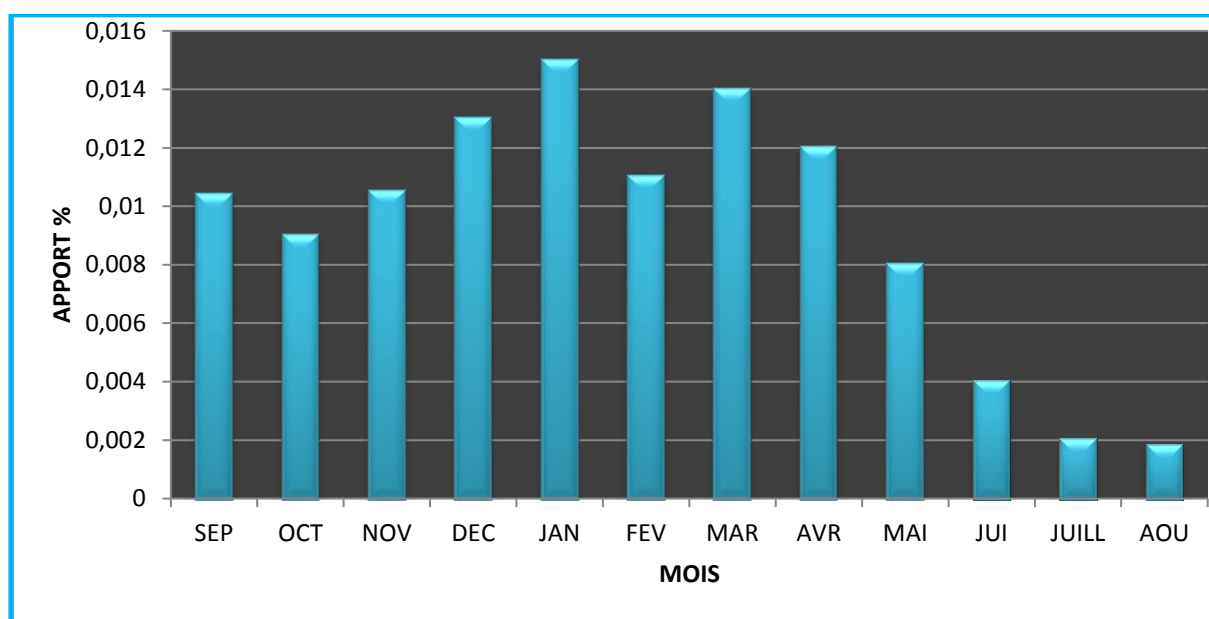
On prend alors l'apport moyen annuel  $A_0 = 0.11 \text{ Hm}^3$  donné par la formule de MEDINGER.

**III.4.1.2. Répartition mensuelle de l'apport moyen**

La répartition mensuelle de l'apport suit celle des pluies qui est égale au rapport de la précipitation moyenne du mois « i » sur  $P_0$ .

**Tableau III-24 :** Répartition mensuelle de l'apport moyen

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC.	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOU
<b>Pluies (%)</b>	9,5	8,17	9,58	11,56	13,31	10,35	12,81	10,55	7,05	3,65	1,78	1,69
<b>Apport (Hm<sup>3</sup>)</b>	0,0104	0,009	0,0105	0,013	0,015	0,011	0,014	0,012	0,008	0,004	0,002	0,0018
<b>Apport (%)</b>	9,5	8,17	9,58	11,56	13,31	10,35	12,81	10,55	7,05	3,65	1,78	1,69



**Figure III- 15 :** Répartition mensuelle de l'apport moyen

**III.4. 2. Caractéristiques de l'écoulement :**

**III.4. 2.1. Module de l'écoulement**

Il est donné par :

$$Me = A_0 / T \dots\dots\dots III-28$$

A<sub>0</sub>: Apport moyen annuel

T : Temps d'une année en secondes T = 3,1536.10<sup>7</sup> s

A.N

**Me = 3,49 l/s**

**III.4. 2.2. Module de l'écoulement relatif :**

$$M_0 = Me / S_{bv} \dots\dots\dots III-29$$

**Avec:**

Me: Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km<sup>2</sup>)

**M<sub>0</sub> = 0,19l/s/km<sup>2</sup>**

**III.4. 2.3.Lame d'eau écoulée :**

$$L_e = A_0/S_{BV} \dots\dots\dots III-30$$

**Soit :**

**Le = 5,99 l/s**

**III.4. 2.4.Coefficient de l'écoulement:**

Il est donné par :

$$Ce = Le / P_{moy} \dots\dots\dots III-31$$

**Soit :**

**Ce = 0,037**

**III.4.3. 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:**

$$C_v = 0,78 - 0,29 \log M_0 - 0,063 \log (S + 1) \dots \dots \dots \text{III-32}$$

**Avec :**

$M_0$  : Module de l'écoulement relatif

S : superficie du bassin (km<sup>2</sup>)

**$C_v = 0,91$**

**b) Formule D'OURKGUIPROVODKHOZ :**

$$C_v = \frac{0,7}{M_0^{0,125}} \dots \dots \dots \text{III-33}$$

**$C_v = 0,86$**

**C) Formule de L'ANTONOV :**

$$C_v = 0,7 / (S + 1000)^{0,097} \dots \dots \dots \text{III-34}$$

**$C_v = 0,36$**

**E) Formule de KRISTKY MENKEL :**

$$C_v = 0,83 / (S^{0,06} \cdot M_0^{0,27}) \dots \dots \dots \text{III-35}$$

$M_0$  : module de l'écoulement relatif

**Soit :**

**$C_v = 1,09$**



Tableau III -25 : Récapitulatif des Cv

Formules	Cv
SOKOLOVSKY	0,91
OURKGUIPROVODKH OZ	0,86
L'ANTONOV	0,36
KRISTKY MENKEL	1,09

**Conclusion :**

D'après ces résultats on prend la valeur de coefficient de variation **Cv = 0,86** pour les Formules **D'OURKGUIPROVODKHOZ** qui est proche à la moyenne. (Cv<sub>moy</sub>= **0.81**)

**Cv = 0,86**

**III.4. 4. Estimation fréquentielle des apports :**

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (Loi de Galton) qui est donnée comme suit :

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}} \dots\dots\dots\text{III-36}$$

**Avec :**

**A%** : Apport de fréquence donnée.

**μ** : Variable réduite de Gauss.

**A<sub>0</sub>** : Apport moyen annuel (**A<sub>0</sub>= 0.11Hm<sup>3</sup>**)

**Cv** : Coefficient de variation. (**Cv= 0.86**)

Tableau III-26 : Les apports fréquentiels

Période de retour (ans)	1.25	10	20	50	100	1000
Fréquence P (%)	80	10	5	2	1	0,1
Variable de Gauss	-0,841	1,282	1.64	2,054	2,327	3,1
Apports (Mm3)	0,149	0,207	0,294	0,369	0,452	0 ,804

Donc :

$$A_{80\%} = 0.149Hm^3$$

### III .4.4.1 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel

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

$$A_{80\%} = [(Cv .Fp\%) + 1] \times A_0 \dots \dots \dots III-37$$

Et d'après le tableau de Rybkine Foster on prend :  $F_{p80\%} = -0,841$

Tableau III - 27: La répartition mensuelle des apports

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil.	Aout
Apport %	9,5	8,17	9,58	11,56	13,31	10,35	12,81	10,55	7,05	3,65	1,78	1,69
Apport 80% [10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> ]	14,15	12,17	14,27	17,22	19,83	15,42	19,09	15,72	10,50	5,44	2,65	2,52

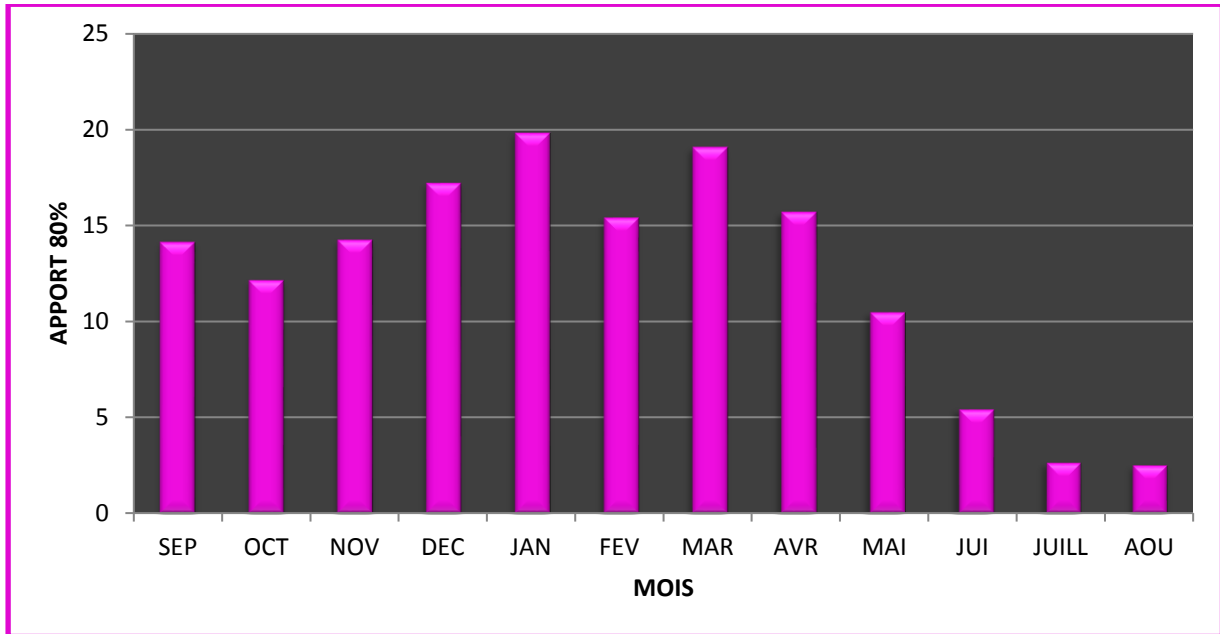


Figure III- 16 : Répartition mensuelle de l’apport 80 %

**III.5. ETUDE DES CRUES :**

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. La fréquence centennale (1%) est retenue pour le calcul de la crue de projet pour des raisons de sécurité et d’économie.

Pour des cas particuliers ou des biens d’équipements importants qui sont localisés à l’aval. Le choix d’une fréquence plus rare n’est pas exclu.

L’estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l’ouvrage à implanter les paramètres définissant une crue sont :

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

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

**A) Formule de MALLET-GAUTHIER**

$$Q_{\max, p\%} = 2K \log (1 + 20P_{\text{moy}}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4\log T - \log S} \dots\dots\dots \text{III-38}$$

**Avec :**

$Q_{max,p\%}$ : Débit maximum pour une fréquence donnée (m<sup>3</sup>/s)

$P_{moy}$ : Pluie moyenne interannuelle [m].

$S$  : Superficie du bassin versant [Km<sup>2</sup>]

$L$  : Longueur du talweg principal [Km].

$K$  : coefficient dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1 et 3 [ $K = 2$ ].

$T$  : période de retour [an]

**Tableau III-28 :** Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier

Période de retour	10	20	50	100	1000
$Q_{max,p\%}$	27,48	31,6	36,32	39,53	48,67

**B) Formule de GIANDOTTI :**

$$Q_{max, p\%} = \frac{C \cdot S \cdot P_{tc} \cdot \sqrt{H_{moy} - H_{min}}}{4\sqrt{S} + 1,5L_p} \dots\dots\dots \text{III - 39}$$

**Avec :**

$S$  : Superficie du bassin versant [Km<sup>2</sup>]

$L_p$ : Longueur du talweg principal [Km].

$H_{moy}$ : Altitude moyenne [m]

$H_{min}$ : Altitude minimale [m]

$P_{tc}$ : Pluie fréquentielle de courte durée, correspondant au temps de concentration

$C$  : Coefficient topographique varient entre 66 et 166

On prend  $C = 116$

**Tableau III - 29 :** Résultats de calcul de la formule de GIANDOTTI

Période de retour	10	20	50	100	1000
$P_{tc}$	79,4	97,9	124	145	225
$Q_{max,p\%}$	59,38	73,21	92,73	108,44	168,26

**C) Formule de Sokolovsky**

Sokolovski considère que l’hydrogramme de crue présente deux branches de courbe, l’une pour la montée et l’autre pour la décrue, chacune d’elle à sa propre équation.

Le débit maximum probable ( $Q_{max p\%}$ ) est donnée par la formule de Sokolovski :

$$Q_{max,p\%} = \frac{0,28 \cdot (P_{ct} - H_0) \cdot \alpha p\% \cdot F \cdot S}{T_C} \dots\dots\dots \text{III- 40}$$

**Avec :**

S : Superficie du bassin [Km<sup>2</sup>].

T<sub>ct</sub>: temps de concentration[h].

P<sub>ct</sub>: pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration

α<sub>p%</sub>: Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{P_{ct}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{ct}} + \sqrt{H_0}} \dots \dots \dots \text{III} - 41$$

H<sub>0</sub> : la d'eau initiale (H<sub>0</sub> = 7mm)

F : le coefficient de la forme de la crue et être calculé par la formule :  $F = \frac{12}{4+3\gamma}$

**Tableau III-30 :** Valeur de γ en fonction de Caractéristique bassin versant

Caractéristique du B.V	γ
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km <sup>2</sup>	γ = 2
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	2 ≤ γ ≤ 2.5
Pour un bassin boisé perméable	3 ≤ γ ≤ 4.

On prend : γ = 2 donc F = 1.2 prend : H<sub>0</sub> = 7mm

Alors : Q<sub>max,p%</sub> = 2,24\*(P<sub>ct</sub>-7)\*α<sub>p%</sub>

**Tableau III - 31:** Résultats de calcul de la formule de Sokolovsky

Période de retour	10	20	50	100	1000
P <sub>ct</sub> (mm)	61,6	79,4	124	145	225
α <sub>p%</sub>	0,54	0,58	0,62	0,64	0,7
Q <sub>max, p%</sub>	87,58	118,1	162,49	197,83	341,82

**D) Formule de Turraza**

Cette formule est développe en Italie :

$$Q_{\max,p\%} = \frac{C \cdot I \cdot S}{3,6} \dots \dots \dots \text{III- 42}$$

**Avec :** S : Superficie du bassin [Km<sup>2</sup>].

I : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm /h

C:Coefficient de ruissellement

Tableau III- 32 : Résultats de calcul de la formule de Turraza

Période de retour	10	20	50	100	1000
<b>C</b>	0,55	0,60	0,65	0,70	0,80
<b>I<sub>t</sub></b>	18,99	23,42	29,67	34,69	53,83
<b>Q<sub>max,p%</sub></b>	52,22	70,26	96,43	121,41	215,32

E) Formule de POSSENTI

$$Q_{\max,p\%} = \frac{\mu * P_{\max,j} * S}{L_p} \dots\dots\dots \text{III- 43}$$

Avec :

P<sub>max j</sub> : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée [mm]

μ: Coefficient compris entre 700 et 800

L<sub>p</sub>: longueur du cours d'eau principale (km)

S : surface du bassin versant [km<sup>2</sup>]

Tableau III- 33 : Résultats de calcul de la formule de POSSENTI

Période de retour	10	20	50	100	1000
<b>P<sub>max,j</sub></b>	79,4	97,9	124	145	225
<b>Q<sub>max,p%</sub></b>	137,05	168,98	214,03	250,27	388, 36

Tableau III- 34 : Récapitulatif des résultats de débit de crue

Période de retour	10	20	50	100	1000
<b>MALLET-GAUTHIER</b>	27,48	31,6	36,32	39,53	48,67
<b>GIANDOTTI</b>	59,38	73,21	92,73	108,44	168,26
<b>SOKOLOVSKY</b>	87,58	118,1	162,49	197,83	341,82
<b>TURRAZA</b>	52,22	70,26	96,43	121,41	215,32
<b>POSSENTI</b>	137,05	168,98	214,03	250,27	388, 36
<b>Moyenne</b>	72,742	92,43	120,4	143,496	232,486

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de **TURRAZA** car elle est la plus proche de la moyenne.

**III .5.1 Hydrogramme de crue**

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

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

Pour le tracé de l'hydrogramme de crue on doit suivre la méthode de SOKOLOVSKY qui divise l'hydrogramme en deux branches de courbe non symétriques, une le temps de montée et l'autre pour la décrue.

**a) Pour le temps de montée:**

$$Q_m = Q_{max} \left( \frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots III - 44$$

T<sub>m</sub>=T<sub>c</sub> : Temps de montée.

**b) Pour la décrue**

$$Q_d = Q_{max} \left( \frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots III- 45$$

**Avec :**

Q<sub>m</sub>: Débit instantané de la montée (m3/s) ;

Q<sub>d</sub>: Débit instantané de la décrue (m3/s) ;

Q<sub>max</sub>: Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m3/s)

T<sub>m</sub> : Temps de la montée de la crue en heures ;

T<sub>d</sub>: Temps de la décrue en heures ;

T<sub>b</sub> : Temps de base                      T<sub>b</sub> = T<sub>m</sub> + T<sub>d</sub>

On considère que :                      T<sub>d</sub> = δ T<sub>m</sub> = 2 T<sub>c</sub>

Ou δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

**Tableau III-35** : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue  $\delta$  :

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

On prend  $\delta = 2$  Donc :

$$T_m = 2,7h$$

$$T_d = 2 T_m = 5,4h$$

$$T_b = 8,1h$$



Tableau III - 36 : Récapitulatif des résultats de l'Hydrogramme de crue

	Débit de crue du période de retour				
Temps	10	20	50	100	1000
heure	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q (m <sup>3</sup> /s)
0	0	0	0	0	0
0,45	1,45	1,95	2,68	3,37	5,98
0,9	5,8	7,81	10,71	13,49	23,92
1,35	13,06	17,57	24,11	30,35	53,83
1,8	23,21	31,23	42,86	53,96	95,69
2,25	36,26	48,79	66,96	84,31	149,53
2,7	52,22	70,26	96,43	121,41	215,32
3,15	40,22	54,12	74,27	93,52	165,85
3,6	30,22	40,66	55,80	70,26	124,61
4,05	22,03	29,64	40,68	51,22	90,84
4,5	15,47	20,82	28,57	35,97	63,79
4,95	10,36	13,95	19,14	24,09	42,74
5,4	6,53	8,78	12,05	15,18	26,92
5,85	3,78	5,08	6,97	8,78	15,58
6,3	1,93	2,60	3,57	4,49	7,97
6,75	0,82	1,1	1,51	1,89	3,36
7,2	0,24	0,32	0,45	0,56	0,99
7,65	0,03	0,04	0,05	0,07	0,12
8,1	0	0	0	0	0

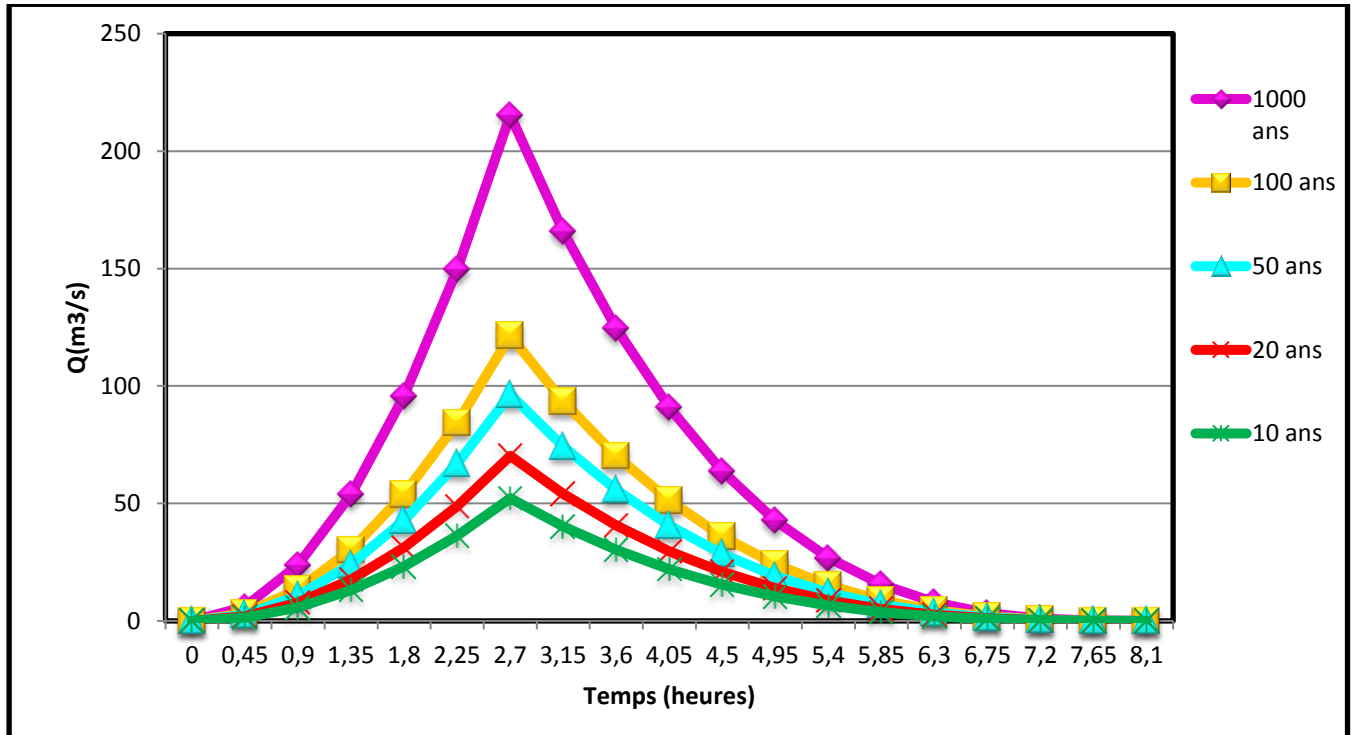


Figure III-17 : Les hydrogrammes des crues probables en fonction du temps

(Méthode de SOKOLOVSKY)

### III.5. 2 Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Alors que le choix de la crue de ce projet dépend, essentiellement, de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent se produire à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement. Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en cours à l'aval. On se reporte alors, aux recommandations du comité national Australien des grands barrages.

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

- Méthode du GRADEX (gradient exponentiel)
- Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau III- 37 : Les catégories des dommages

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
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

Nous pouvons, aussi déterminé de la crue de projet en tenant compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations, superficie, perméabilité...). On doit calculer l'indice global "I<sub>g</sub>" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_b \times I_r$$

**I<sub>a</sub>**: Représente le produit des indices mineurs (intensité des crues et difficultés topographiques).

**I<sub>b</sub>**: Représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).

**I<sub>r</sub>** : Représente les risques.

1- Lorsque **I<sub>g</sub> = 1**, cela veut que le risque est faible. Alors, on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2- Lorsque **I<sub>g</sub> =2** cela veut dire que le risqué est moyen. Alors, on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale

3- Le risqué est élevé et dans ce cas la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Tableau III-38 : 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
La crue de projet	Q <sub>max</sub> (1%) n+revanche	Q <sub>max</sub> (1%) +revanche majorée avec vérification pour Q <sub>max</sub> (0,1%) et Q <sub>max</sub> (0,2%)	Q <sub>max</sub> (0.1%)

Pour notre cas, nous pouvons considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé, par conséquent on accepte un risque moyen ( $I_g = 2$ ) et on opte pour la crue centennale.  $Q_{1\%} = 121,41 \text{ m}^3/\text{s}$

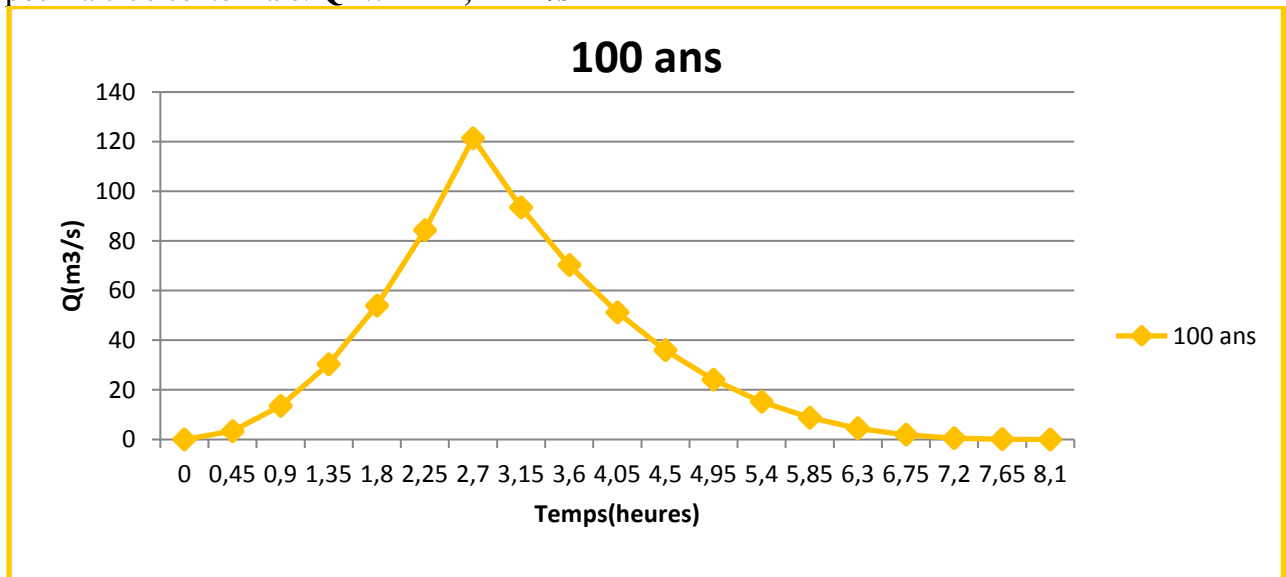


Figure III- 18 : Hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 100 ans.

### III .5. 3 Choix de la crue de chantier

La crue présente l'une des phases du régime d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux des eaux élevés, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses.

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il va falloir faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues. A ce titre, le choix de la crue dépend du degré de risque admis.

Donc, en prenant en compte toutes ces exigences, le choix de la crue (20 ans) serait le plus adapté pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.  $Q_{20\%} = 70,26 \text{ m}^3/\text{s}$

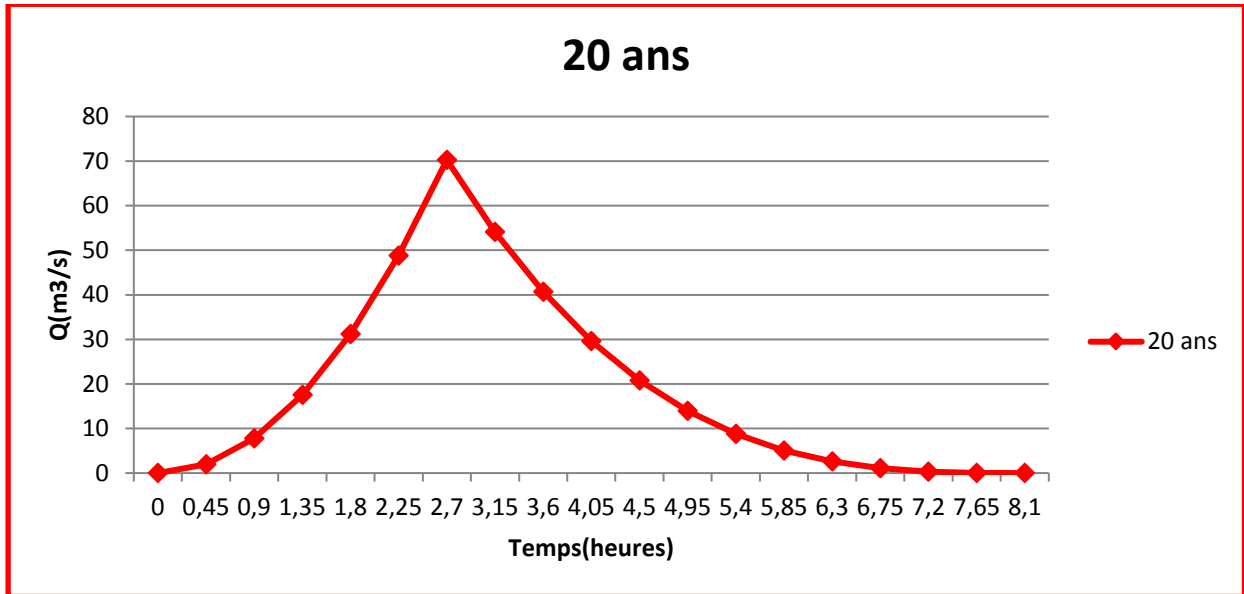


Figure III -19 : Hydrogramme de la crue du chantier pour une période de retour de 20 ans

### III .5. 4 Les apports solides

L'estimation du transport solide permet d'avoir une idée précise sur le volume des Sédiments qu'on peut avoir sur le site d'exploitation du barrage en fonction de la durée de vie de la retenue ou autrement dit le volume mort du barrage c'est le volume qui ne participe pas à la régularisation des débits.

Le transport solide dépend de :

- ✓ L'étendue, du relief du bassin versant,
- ✓ La nature géologique des sols,
- ✓ Leur résistance à l'érosion,
- ✓ Liée elle-même à la couverture végétale,
- ✓ Au régime des pluies et des températures,

Pour le calcul du volume mort de la retenue on utilise les formules empiriques :

#### A) Formule de TEXERONT:

Cette formule est applique pour des durées comprises entre 2 et 22 ans, et elle tient Compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité.

$$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \times T}{\delta_s} \dots\dots\dots \text{II.46}$$

$$Q_s = \alpha \cdot L_e^{0,15} \cdot S \dots\dots\dots \text{II.47}$$

Avec :

- Q<sub>s</sub> : Débit solide en (tonne/an).
- δ<sub>s</sub> : Poids spécifique des sédiments (1,6 t/m<sup>3</sup>).
- T : temps d'exploitation (T = 20 ans)
- α : Caractéristique de perméabilité.

S : surface de bassin versant ( S=18 km<sup>2</sup>)  
 Le : la lame d'eau écoulée (Le =5.99 mm):

**Tableau III.39:** valeur de  $\alpha$  en fonction de la perméabilité

Variation de perméabilité	$\alpha$
Elevée	8.5
<b>Moyenne</b>	<b>75</b>
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

A.N :



B) Formule de SOGREAH

$$E_s = \alpha \cdot R^{0.15} \dots\dots\dots \text{III-48}$$

$\alpha$  : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant

R: module interannuel (mm)

AN:  **$E_s = 153,86 \text{T/Km}^2/\text{An}$**

$A_s = E_s \cdot S = 2769,43 \text{Tonnes} / \text{An}$

$V_s = A_s / 1.6$   **$V_m = 1730,89 \text{ m}^3$**

Les valeurs finalement adoptées, pour les transports solides sont celles obtenues par la formule de **TEXERONT**

**III.6. Régularisation**

L'étude de régularisation du barrage projeté sur l'Oued de Sidi Masmoudi 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.
- La régularisation interannuelle.

**III.6.1 Répartition mensuelle de l'apport A<sub>80</sub> %**

Tableau III-40 : Répartition mensuelle de l'apport annuel 80%

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil.	Aout
Apport %	9,5	8,17	9,58	11,56	13,31	10,35	12,81	10,55	7,05	3,65	1,78	1,69
Apport 80%	0,0141	0,012	0,0143	0,017	0,02	0,015	0,019	0,016	0,011	0,005	0,003	0,002

III.6.2 Répartition des besoins :

Tableau III-41 : Répartition saisonnières des demandes

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil.	Aout
U <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	0,004	0,002	0	0	0	0	0	0,002	0,007	0,009	0,1	0,013

III.6. 3 Courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces»

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times \Delta H \dots\dots\dots \text{III- 48}$$

S<sub>i</sub>: Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H<sub>i</sub> en m<sup>2</sup>.

S<sub>i+1</sub>: Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H<sub>i+1</sub> en m<sup>2</sup>.

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

ΔV: Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm<sup>3</sup>.

Tableau III-42: Courbe topographiques et volumétriques

Côte (m)	H (m)	S (Km <sup>2</sup> )	S moy (Km <sup>2</sup> )	ΔH (m)	ΔV (Mm <sup>3</sup> )	Vh (Mm <sup>3</sup> )
275	0	0	0.00022	1	0.00014	0.00014
276	1	0.00043		0.00082		
277	2	0.00184	0.00114	1	0.00068	0.00271
			0.00265	1	0.00189	0.00646
278	3	0.00345	0.00485	1	0.00375	0.01307
			0.00837	1	0.00661	0.02364
279	4	0.00625				
280	5	0.0105				

			0.01305	1	0.01071	
281	6	0.01561	0.01726	1	0.01516	0.03849
282	7	0.01891	0.02087	1	0.01906	0.05741
283	8	0.02282	0.02523	1	0.02305	0.08046
284	9	0.02763	0.03032	1	0.02778	0.10823
285	10	0.033016	0.03595	1	0.03314	0.14137
286	11	0.038877	0.04123	1	0.03859	0.17996
287	12	0.043574	0.04607	1	0.04365	0.2236
288	13	0.048559	0.04856	1	0.04856	0.27217
289	14	0.048559	0.05493	1	0.05425	0.32641
290	15	0.061305	0.03065	1	0.05937	0.37045

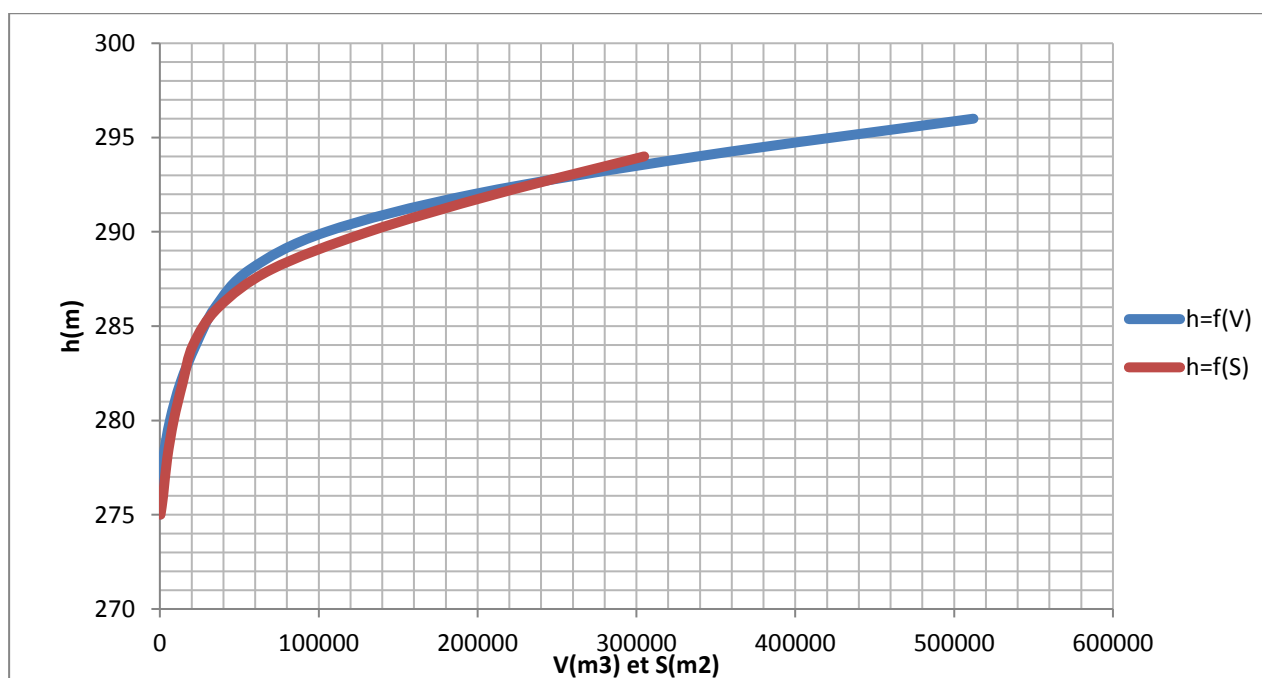


Figure III-20 : Courbe Hauteur Capacité –Surface



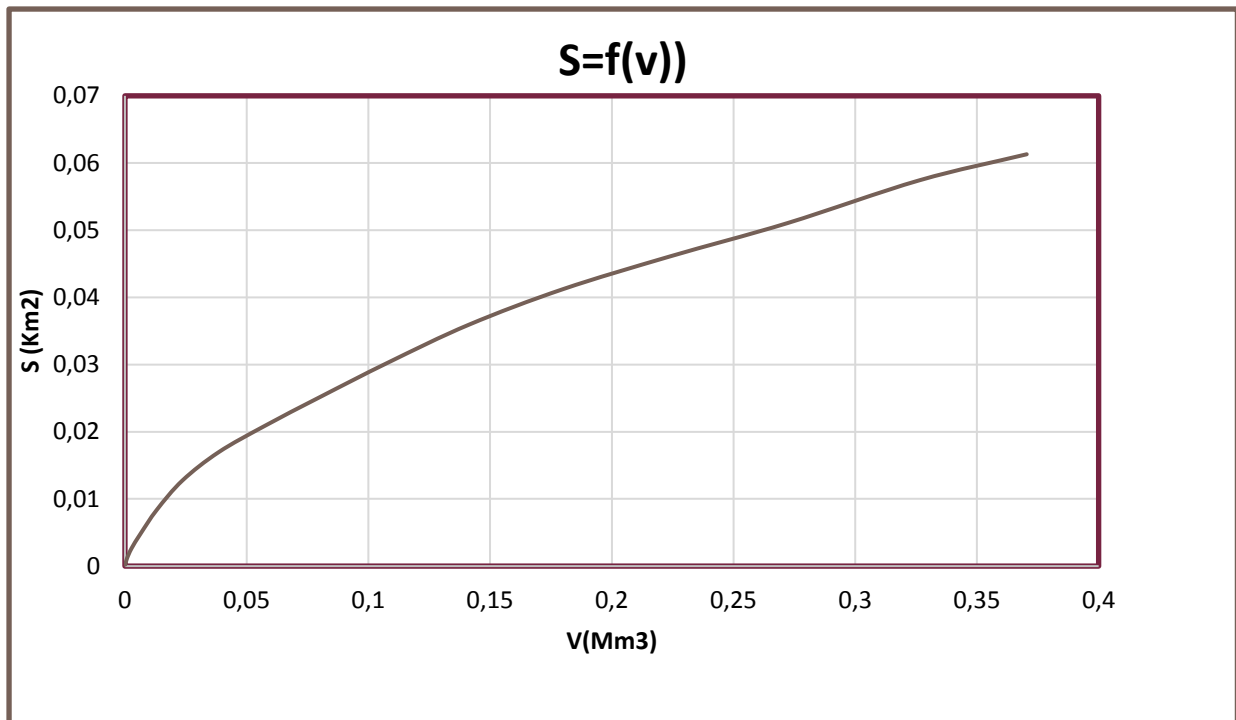


Figure III- 22: Courbe volumétrique  $S= f (V)$

**III.6. 4 Calcul du volume utile**

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

- L'apport annuel  $A_{80\%}$
- la consommation  $U_{80\%}$
- Le volume mort de la retenue

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

**Procédé de calcul**

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

La période de bonne hydraulicité est celle du mois de Novembre jusqu'au mois d'Octobre.

Les calculs se font comme suit :

$$V_{rf} = V_{ri+} (W - U) \dots\dots\dots III-49$$

**Avec :**  $V_{rf}$ : Volume de remplissage final.

$V_{ri}$ : Volume de remplissage initial.

$S$  : Volume excédentaire à évacuer.

**Remarque :** Du moment que nos apports sont supérieurs aux besoins, on opte pour une régularisation saisonnière.

**Tableau III-43 :** les résultats de calcul

Mois	$A_{80\%}$ (Mm <sup>3</sup> )	$U_{80\%}$ (Mm <sup>3</sup> )	$A_{80\%}-U_{80\%}$	$V$ (Mm <sup>3</sup> )
Sept	0,014	0,004	0,01	$V_s = 0,117$
Oct	0,012	0,002	0,01	
Nov	0,012	0	0,012	
Déc	0,017	0	0,017	
Jan	0,02	0	0,02	
Fév	0,015	0	0,015	
Mars	0,019	0	0,019	
Avr	0,016	0,002	0,014	$V_d = 0,105$
Mai	0,011	0,014	-0,003	
Juin	0,005	0,009	-0,004	
Juill	0,003	0,07	-0,067	
Aout	0,002	0,033	-0,031	

La période à bonne hydraulicité est celle du mois de Septembre jusqu'au mois d'Avril.

### III.6.4 .1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation. C'est-à-dire à la côte du niveau normal de la retenue.

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution, s'appelle temps de fonctionnement.

Donc le calcul du volume utile nécessite la connaissance du deux types de fonctionnement de la retenue :

➤ **1ère consigne d'exploitation :** Elle consiste à remplir le barrage, lors des crues, jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR). Ensuite restituer l'excédent d'eau qui est déversée par l'évacuateur de surface.

Le niveau de remplissage initial est fixé au remplissage final qui est déterminé pour chaque mois, en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.

➤ **2ème Consigne d'exploitation :** Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau suivant :  
**Tableau III-44** : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm<sup>3</sup>)

Régularisation saisonnière sans tenir compte les pertes									
Mois	A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	U <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	A-U (Mm <sup>3</sup> )	1 <sup>ère</sup> consigne d'exploitation			2 <sup>ème</sup> consigne d'exploitation		
				V <sub>rf</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S(Km <sup>2</sup> )	V <sub>rf</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S (Km <sup>2</sup> )
Sep	0,014	0,004	0,01	0	<b>0,022072</b>		0	<b>0,022072</b>	
				0,032072			0,012072	0,022072	<b>-0,01</b>
Oct	0,012	0,002	0,01	0,042072			0,020072	0,022072	<b>-0,002</b>
				0,054072			0,030072		
Nov	0,012	0	0,012	0,071072			0,042072		
				0,091072			0,059072		
Dec	0,017	0	0,017	0,106072			0,079072		
				0,125072			0,094072		
Jan	0,02	0	0,02	0,139072	0,127072	<b>0,012</b>	0,113072		
				0,124072			0,127072		
Fév	0,015	0	0,015	0,120072			0,124072		
				0,053072			0,120072		
Mar	0,019	0	0,019	0,022072			0,053072		
Avr	0,016	0,002	0,014						
Mai	0,011	0,014	-0,003						
Juin	0,005	0,009	-0,004						
Juill	0,003	0,07	-0,067						
Aout	0,002	0,033	-0,031						
						<b>0,012</b>			
							<b>0,012</b>		

Du tableau précédent, on a

- $V_s = 0,117 \text{ Mm}^3$
- $V_d = 0,105 \text{ Mm}^3$

On a  $V_s > V_d$  où :  $V_u = V_d$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps.

Alors  $V_u = V_d = 0,105 \text{ Mm}^3$

**$V_u = 0,105 \text{ Mm}^3$**

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

Avec :  $V_m = 0,022072 \text{ Mm}^3$

D'où :

$$V_{NNR} = V_m + V_u = 0,0017309 + 0,105 = 0,127072 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR} = \mathbf{0.127 \text{ Mm}^3} \qquad \mathbf{NNR = 284,54 \text{ m NGA}}$$

### III.6.4.2 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

#### A) Pertes par évaporation :

Nous avons  $V_{ep} = S_{moy} * E_s$  ..... III-50

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

$E_s$  : Evaporation mensuelle (mm).

$S_{moy}$ : Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen ( $V_{moy}$ ).elle déterminée sur la courbe  $S = f(V)$ .

$V_{moy}$ : volume moyen.

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \dots\dots\dots \text{III- 51}$$

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

#### B) - Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta * V_{moy}}{100} \dots\dots\dots \text{III-52}$$

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

$\delta$  : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette;

$V_{moy}$ : Volume moyen;  $V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2}$

$V_{rf,i}$  et  $V_{rf,i+1}$  : Les volumes de la retenue de deux mois successifs.

**Tableau III-45** :valeurs de  $\delta$  en fonction des conditions hydrogéologique

Nature du sol	Hauteur d'infiltration pendant une annee (cm)	$\delta$	
		Année	Mois
Sol a faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméable moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

On opté pour  $\delta = 0.8$  pour le calcul de volume d'infiltration

Tableau III-46: Calcul des pertes

Mois	$V_{moy}(Mm^3)$	$S_{moy}(Km^2)$	$E_s(m)$	$V_{ep}(Mm^3)$	$V_{inf}(Mm^3)$	$\pi = V_{ep} + V_{inf}(m^3)$
Sep	0,027	0,0137	0,198	0,00011	0,0002	0,00031
Oct	0,037	0,0165	0,13	0,0021	0,0003	0,0024
Nov	0,048	0,019	0,0748	0,0005	0,0003	0,0008
Dec	0,0626	0,0218	0,0456	0,0003	0,0002	0,0005
Jan	0,0811	0,0252	0,042	0,0011	0,00005	0,00105
Fév	0,0986	0,0287	0,065	0,0010	0,0006	0,0016
Mars	0,116	0,0318	0,104	0,0004	0,0005	0,0009
Avril	0,126	0,0334	0,162	0,00005	0,00015	0,0002
Mai	0,125	0,0333	0,216	0,000005	0,00009	0,0001
Juin	0,122	0,0329	0,28	0,00012	0,0001	0,00022
Juill	0,0866	0,0263	0,36	0,0006	0,0007	0,0013
Aout	0,0376	0,0166	0,322	0,00014	0,00026	0,0004

**Tableau III- 47:** Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm<sup>3</sup>)

Régularisation saisonnière sans tenir compte les pertes										
Mois	A80% (Mm <sup>3</sup> )	U80% (Mm <sup>3</sup> )	II Mm <sup>3</sup>	A-U-II (Mm <sup>3</sup> )	1 <sup>ère</sup> consigne d'exploitation			2 <sup>ème</sup> consigne d'exploitation		
					Vrf (Mm <sup>3</sup> )	Vri (Mm <sup>3</sup> )	S(Km <sup>2</sup> )	Vrf (Mm <sup>3</sup> )	Vri (Mm <sup>3</sup> )	S (Km <sup>2</sup> )
Sep	0,014	0,004	0,0003	0,0097	0	<b>0,022072</b>			<b>0,022072</b>	
					0,031772			0,019872	<b>0,022072</b>	<b>-0,0022</b>
Oct	0,012	0,002	0,0024	0,0076	0,039372			0,029572		
					0,050572			0,037172		
Nov	0,012	0	0,0008	0,0112	0,067072			0,048372		
					0,085972			0,064872		
Dec	0,017	0	0,0005	0,0165	0,099372			0,083772		
					0,117472			0,097172		
Jan	0,02	0	0,00105	0,0189	0,131272	0,129072	<b>0,0022</b>	0,115272		
					0,125972			0,129072		
Fév	0,015	0	0,0016	0,0134	0,121772			0,125972		
					0,053472			0,121772		
Mar	0,019	0	0,0009	0,0181	0,022072			0,053475		
Avr	0,016	0,002	0,0002	0,0138	<b>0,0022</b>			<b>0,022072</b>		<b>0,0022</b>
Mai	0,011	0,014	0,0001	-0,0031						
Juin	0,005	0,009	0,00022	-0,0042						
Juill	0,003	0,07	0,0013	-0,0683						
Aout	0,002	0,033	0,0004	-0,0314						
					<b>0,0022</b>			<b>0,022072</b>		<b>0,0022</b>

Du tableau précédent, on a

- $V_s = 0,1092 \text{Mm}^3$
- $V_d = 0,107 \text{Mm}^3$

On a  $V_s > V_d$  D'où :  $V'_u = V_d$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps.

Alors  $V'_u = V_d = 0,107 \text{Mm}^3$

**$V'_u = 0,107 \text{ Mm}^3$**

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = V'_u + V_m$$

Avec :  $V_m = 0,022072 \text{Mm}^3$

$$V_{\text{NNR}} = V_m + V'_u = 0,022072 + 0,107 = 0,129072 \text{Mm}^3$$

$$V'_{\text{NNR}} = 0,129 \text{ Mm}^3$$

$$\text{NNR} = 284,66 \text{ m NGA}$$

**C) Estimation de l'erreur :**

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

Si ce pas vérifié il faut faire des itérations.

$$\zeta = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \dots\dots\dots \text{III-56}$$

$$\text{A.N} \quad \zeta = \frac{0,107 - 0,105}{0,107} \cdot 100 = 1,86$$

**$\zeta = 1.86 < 2\%$  donc la condition est vérifiée**

Le volume de la retenue au niveau normal sera :

$$V_{\text{NNR}} = 0,129 \text{ Mm}^3$$

$$\text{NNR} = 284,66 \text{ m}$$



**III.7. Laminage des crues**

Le laminage d'une crue est une réduction du débit de pointe de son hydrogramme de crue par les moyens artificiels et cela à travers un réservoir. 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:

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots \dots \dots III - 53$$

**Avec :**

- Q** : Le débit entrant de la crue;
- q**: Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé);
- S** : La surface du plan d'eau de la cuvette;
- Le débit cumulé à l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot \left( \frac{dh}{dt} \right) \dots \dots \dots III - 54$$

D'où :

dh /dt: La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Il existe plusieurs procédés de calcul :

- ✓ Méthode de Hildenblate,
- ✓ Méthode de Blakmore
- ✓ Méthode de Kotcherine
- ✓ Méthode de tep by step
- ✓ Méthode graphique

Parmi ces méthodes on traitera notre cas par la méthode de Kotcherine.

**II.7.1.La méthode de Kotcherine**

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

- ✓ l'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze,
- ✓ les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
- ✓ le laminage commence avec le remplissage au niveau normal de la retenue (NNR),
- ✓ les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles.

**III.7.1.1 Estimation du débit de crue laminée**

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivant :

$$V_f = V_c \left( 1 - \frac{q_{lam}}{0,85 Q_{1\%}} \right) \dots \dots \dots III-55$$

**Avec :**

- V<sub>f</sub>**: le volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.
- V<sub>c</sub>**: le volume de la crue correspondant au Q<sub>1%</sub> en m<sup>3</sup>
- Q%**: le débit de la crue en m<sup>3</sup>/s
- q<sub>lam</sub>**: le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = 0,85 \times Q_{1\%} \left( 1 - \frac{V_f}{V_c} \right) \dots\dots\dots III-56$$

Cette relation montre une réduction du débit de pointe de la crue au fur et à mesure que le niveau d'eau augmente dans la cuvette,

**III.7.1.2 Estimation de la charge au-dessus du déversoir :**

Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$q = m \times b \times \sqrt{2g} \times H^{3/2} \dots\dots\dots III. 57$$

**Avec :**

- m** : coefficient de débit, ;(m = 0.49).
- g**: l'accélération de pesanteur ;(g = 9,81m<sup>2</sup>/s).
- b**: la largeur de déversoir(m).
- H** : la charge sur le déversoir.

On a aussi :

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \dots\dots\dots III- 58$$

**Avec :**

- H<sub>0</sub>** :est la charge globale;
- V<sub>0</sub>**: la vitesse d'approche d'eau déterminée dans le lit de l'oued d'après la formule :  $V_0 = \frac{Q}{S}$

**Avec :**

**S = b\*(H+P)** et **P** : la hauteur de pelle

Le débit laminé est calculé pour différentes charges "**H**" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "**b**". On fait varier H de (0.5 à 2 m) et b de (4 à 20 m).

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

**Tableau III- 48 : Données de départ**

Données initiales	
<b>g</b>	9,81
<b>α</b>	1
<b>Q<sub>1%</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	121,41
<b>V<sub>c1%</sub> (Mm<sup>3</sup>)</b>	1,77
<b>m</b>	0,49
<b>P (m)</b>	1

III-49 : Résultats des calculs avec les formules précédentes

b (m)	H (m)	q m <sup>3</sup> /s	S (m <sup>2</sup> )	V <sub>0</sub> m/s	Cote (m)	VPHE (m <sup>3</sup> )	Vf (m <sup>3</sup> )
4	0,5	3,069	6	0,51	285,16	151856,13	22783,31
6	0,75	8,458	10,5	0,81	285,41	161473,12	32400,3
8	1	17,363	16	1,08	285,66	170658,64	41585,82
10	1,25	30,333	22,5	1,35	285,91	183647,95	54575,13
12	1,5	47,848	30	1,59	286,16	192865,78	63792,96
14	1,75	70,345	38,5	1,83	286,41	201609,25	72536,43
16	2	98,22	48	2,05	286,66	213656,53	84583,71
18	2,25	131,854	58,5	2,25	286,91	224994,70	95921,88
20	2,5	171,587	70	2,45	287,16	237278,00	108205,18

Tableau III.50 : Calcul de laminage de crue par la méthode de Kotcherine

H (m)	V <sub>0</sub> (m/s)	H <sub>0</sub> (m)	q (m <sup>3</sup> /s)	q (m <sup>3</sup> /s)								
				4	6	8	10	12	14	16	18	20
0,5	0,51	0,51	101,87	3,16	4,74	6,32	7,9	9,49	11,06	12,65	14,23	15,81
0,75	0,81	0,78	101,31	5,98	8,97	11,96	14,95	17,94	20,93	23,92	26,91	29,9
1	1,08	1,06	100,77	9,47	14,21	18,95	23,68	28,42	33,16	37,9	42,64	47,37
1,25	1,35	1,34	100,02	13,47	20,2	26,93	33,66	40,4	47,13	53,87	60,6	67,33
1,5	1,59	1,63	99,48	18,07	27,1	36,13	45,17	54,2	63,23	72,27	81,3	90,34
1,75	1,83	1,92	98,97	23,1	34,64	46,19	57,74	69,29	80,84	92,39	103,93	115,48
2	2,05	2,21	98,27	28,52	42,78	57,04	71,31	85,57	99,83	114,09	128,35	142,61
2,25	2,25	2,51	97,61	34,52	51,78	69,05	86,31	103,57	120,83	138,09	155,36	172,62
2,5	2,45	2,81	96,89	40,89	61,34	81,79	102,24	122,68	143,13	163,58	184,03	204,47

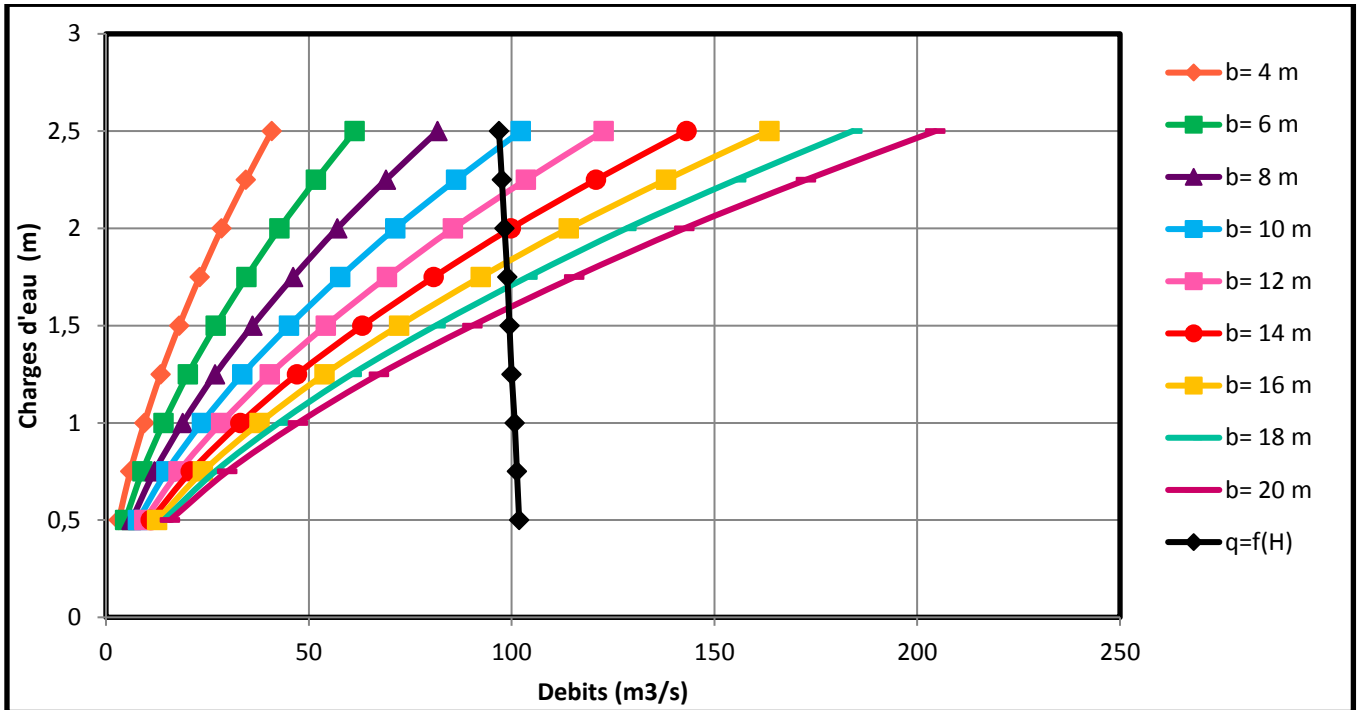


Figure III-23 : Courbes de  $H = f(Q, q)$

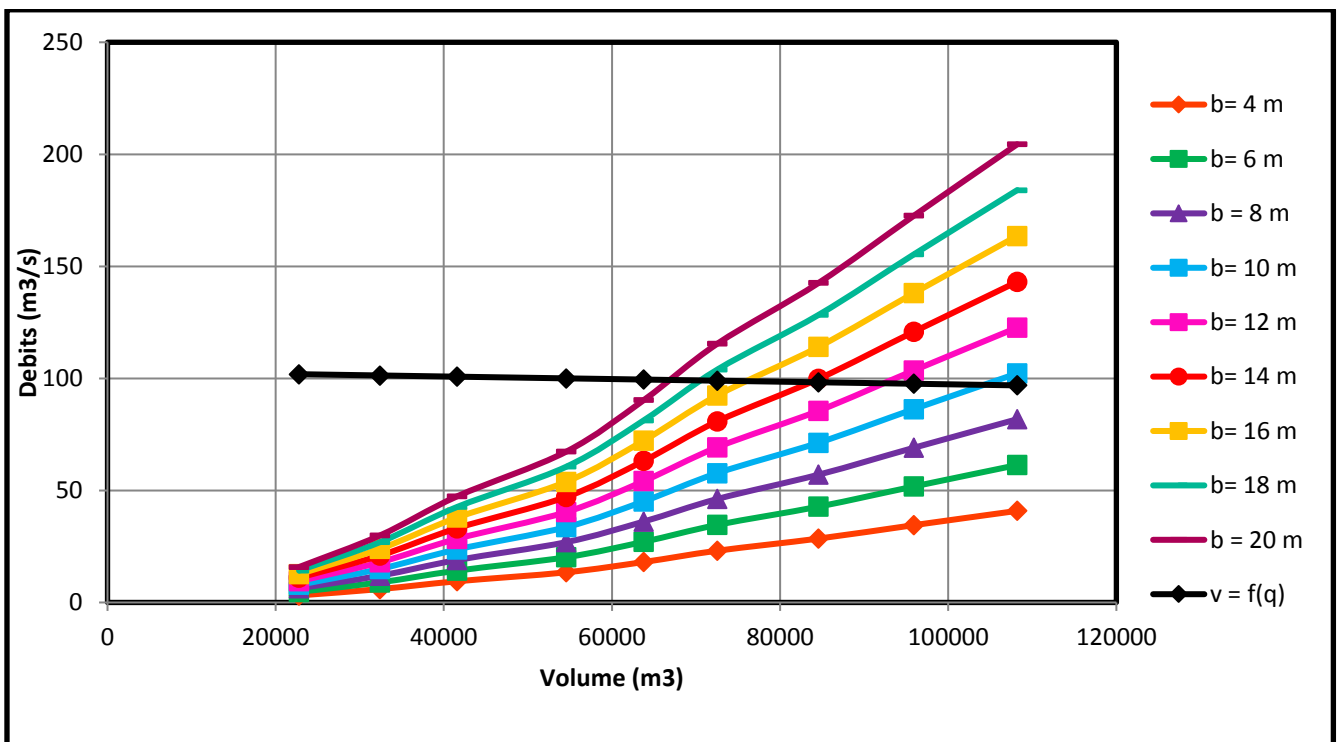


Figure III -24: Courbes de  $(Q, q) = f(V)$

Tableau III-51 : Récapitulatif des résultats de la méthode de KOTCHERINE

b (m)	H (m)	NPHE (m)	V <sub>forcé</sub> (m <sup>3</sup> )	Q <sub>lam</sub> (m <sup>3</sup> /s)
10	2,4	287,06	104000	97,35
12	2,17	286,83	92000	97,94
14	1,96	286,62	84000	98,47
16	1,8	286,46	76000	98,65
18	1,7	286,36	70600	99,12
20	1,57	286,23	67000	99,23

**III.8 Etude d’optimisation**

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement. Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversant es correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

**III.8.1 Calcul du coût approximatif de la digue :**

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

$$V_{digue} = \sum V_i \text{ avec } V_i = \left(\frac{W_i+W_{i+1}}{2}\right) L_i \dots \dots \dots \text{III-59}$$

- V<sub>i</sub>** : le volume du barrage à la cote **i**.
- W<sub>i</sub>** : Section transversale correspondante à la coupe **i**.
- L<sub>i</sub>** : Distance entre deux coupes voisines.

$$\text{On a: } W_i = \frac{b_{cr}+B_i}{2} H_i \dots \dots \dots \text{III-60}$$

**B<sub>i</sub>** : Largeur de base donnée par :

$$B_i = (m_1+ m_2) H_i + b_{cr} \dots \dots \dots \text{III-61}$$

- m<sub>1</sub>,m<sub>2</sub>**: Les fruits des talus.
- b<sub>cr</sub>**: Largeur en crête (m).
- H<sub>i</sub>** : Hauteur de la tranche au point **i** :
- H<sub>b</sub>**: Hauteur du barrage avec :

$$H = NNR + R+ h_{dév}+ t \dots \dots \dots \text{III-62}$$

- R** : Revanche en (m).
- t**: Tassement en (m).

**III.8 .1.1 Calcul de la revanche :**

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = 0,75.H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots \text{III- 63}$$

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la vague:

**a) Formule de STEVENSON GAILLARD**

$$H = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26^4\sqrt{F} \dots\dots\dots \text{III-64}$$

**Avec :**

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

$$V=1,5+2.H \dots\dots\dots \text{III-65}$$

**F :** Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch. [F = 0,5 km]

**b) Formule de MALLET et PAQUANT**

$$H=0,5+0,33 \sqrt{F} \dots\dots\dots \text{III- 66}$$

**c) Formule Simplifiée**

$$R=1+0,3\sqrt{F} \dots\dots\dots \text{III- 67}$$

**Tableau III- 52:** Résultats de calcul

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m )
<b>STEVENSON GAILLARD</b>	0,77	3,04	1,05
<b>MALLET et PAQUANT</b>	0,73	2,96	0,99
<b>Simplifiée</b>	-	-	1,21

On prend la valeur la plus proche à la moyenne. Donc : **R=1 m**

**III.8.1.2 La largeur en crête**

La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

✓ Formule T.KNAPPEN:

$$b_{cr} = 1.65\sqrt{H_b} \dots \dots \dots \text{III-68}$$

✓ Formule E.F.PREECE :

$$b_{cr} = (1.1\sqrt{H_b}) + 1 \dots \dots \dots \text{III-69}$$

✓ Formule SIMPLIFIEE :

$$b_{cr} = 3.6\sqrt[3]{H_b} - 3 \dots \dots \dots \text{III-70}$$

✓ Formule pratique :

$$b = 5/3\sqrt{H_b} \dots \dots \dots \text{III-71}$$

Avec :  $H_b$ : la hauteur du barrage

$$H_b = \text{NNR} - C_f + R + H_{\text{dév}} + t$$

Pour les retenues collinaires de faible hauteur, la valeur du tassement est prise généralement (0,5 - 1,5) % de la hauteur de la retenue collinaire.

Pour notre cas on prend :  $t = 0,14$

Les résultats de calcul selon les différentes méthodes sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.53 : Largeur en crête**

b (m)	H <sub>d</sub> (m)	H <sub>b</sub> (m)	Largeur en crête du barrage b <sub>cr</sub> (m)				
			F.KNAPPEN	F.PREENCE	F.Simplifiée	F.pratique	La moyenne
10	2,4	13,2	5,99	4,99	5,51	6,06	5,63
12	2,17	12,97	5,94	4,96	5,46	6	5,59
14	1,96	12,76	5,89	4,93	5,41	5,95	5,55
16	1,8	12,6	5,86	4,9	5,38	5,92	5,51
18	1,7	12,5	5,83	4,89	5,35	5,89	5,49
20	1,57	12,37	5,8	4,87	5,33	5,86	5,47

On opte pour une largeur de crête égale à :  $b_{cr}= 6 \text{ m}$

**III.8.1.3 Calcul du coût de la digue**

Le calcul des volumes de la digue correspondante aux largeurs déverse est fait à partir des formules citées précédemment :

**Tableau III- 54 :** Coût de la digue pour différents largeurs déversantes

Largeur déversant (m)	Volume de la digue en (m3)	Cout de la digue en (millions DA)
10	34396.28	13.76
12	33495.18	13.40
14	32655.68	13.07
16	31948.55	12.78
18	31169.32	12.47
20	30638.29	12.13

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval nous avons pris respectivement  $m_1= 3$  et  $m_2=2,5$  et le prix du mètre cube du remblai est estimé à 450 DA d’après le bureau d’étude.

**III.8.2 Calcul du coût de l’évacuateur de crues :**

**III.8.2.1 Coût du déversoir :**

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

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 :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \left(\frac{X}{H}\right)^n \dots\dots\dots\text{III-72}$$

**Avec :**

- H : Charge sur le seuil;
- Y : Ordonnée du profil (m);
- X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera :

$$V_{dev}=S *L \dots\dots\dots \text{III} - 73$$

S : Section transversale (m2).



L : Largeur déversant (m).

En fixant le mètre cube de béton à **42.000 DA**, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera de :

**Tableau III-55 : Coût de déversoir**

Largeur déversante (m)	Lame d'eau déversante (m)	Section de profil (m <sup>2</sup> )	Volume du déversoir (m <sup>3</sup> )	Coûts (M DA)
10	2,4	5.72	57.32	2.41
12	2,17	5.21	62.39	2.62
14	1,96	4.76	66.57	2.80
16	1,8	4.45	71.23	2.99
18	1,7	5.20	93.69	3.93
20	1,57	5.28	105.53	4.43

**III.8.2. 2 Calcul du coût du coursier**

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement.

La longueur approximative du coursier est m (selon le plan topographique).  
A cet effet, le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{beton}} = S_{\text{beton}} \times L_{\text{cou}} \dots \dots \dots \text{III-74}$$

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = Q_{\text{lam}}^{0.4} \dots \dots \dots \text{III-75}$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est de 0,5 m et le coût du mètre cube de béton est estimée 42000 DA/m<sup>3</sup>

Le Tableau ci-dessous, nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau III- 56 : Coût de coursier

Largeur déversante (m)	Débit déversant (m <sup>3</sup> /s)	Largeur Du coursier (m)	Section du coursier (m <sup>2</sup> )	Volume du béton (m <sup>3</sup> /s)	Coûts (MDA)
10	97.35	6.24	2.50	209.74	8.81
12	97.94	6.26	2.50	210.24	8.83
14	98.47	6.27	2.51	210.70	8.85
16	98.65	6.28	2.51	210.85	8.86
18	99.12	6.29	2.51	211.25	8.87
20	99.23	6.29	2.52	211.35	8.88

### III.8.3 coût total du barrage

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

Tableau III-57 : Coût Totale de la Retenue

Largeurs déversants (m)	Coût total			Coût total (M DA)
	Coût de la digue (M DA)	Coût de l'évacuateur de crue (M DA)		
		Déversoir	Coursier	
10	13.76	2.41	8.81	24.98
12	13.40	2.62	8.83	24.85
14	13.06	2.80	8.85	24.71
16	12.78	2.99	8.86	24.63
18	12.47	3.93	8.87	25.28
20	12.13	4.43	8.88	25.44

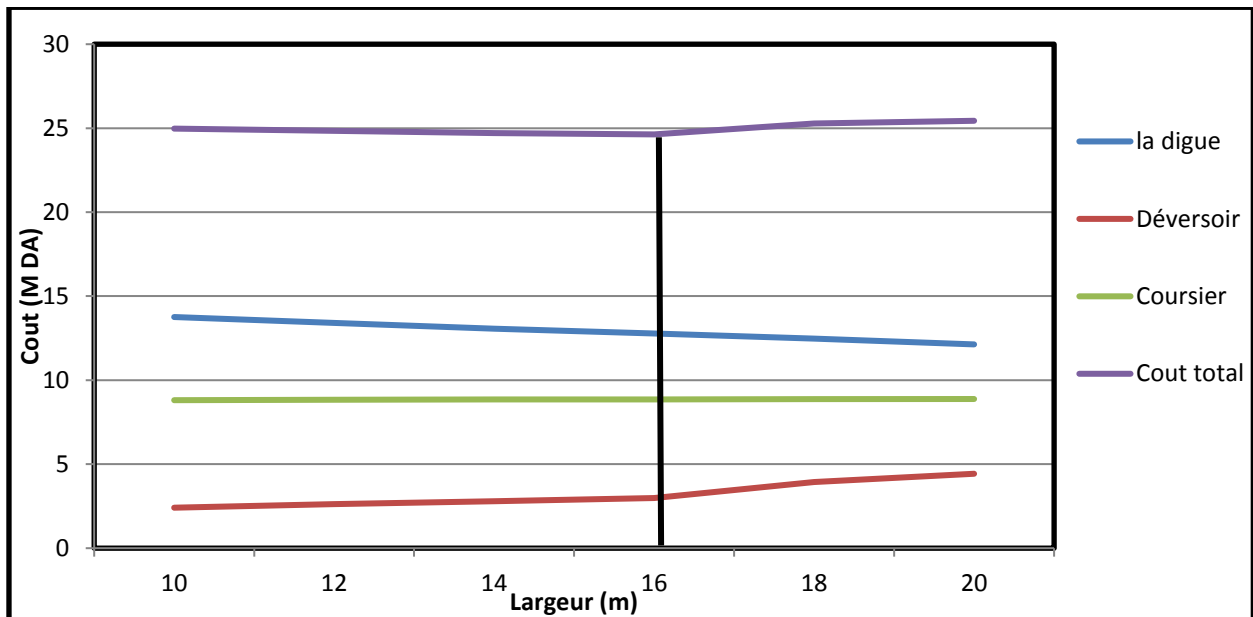


Figure III-25 : Courbe d'optimisation

A partir de la courbe d'optimisation représentée par la **figure III.25** :

- La largeur déversante donnant le coût minimum est **16m**.
- $q = 98,65 \text{ m}^3/\text{s}$
- $h = 1,8 \text{ m}$
- La hauteur du barrage est :  **$H_b = 12.6\text{m}$**
- La Cote de la crête est : **287,5 m**.

Tableau III.58 : Caractéristiques du barrage.

Paramètre	Unités	Valeur
VOLUME MORT	Mm <sup>3</sup>	0,022
VOLUME UTILE	Mm <sup>3</sup>	0,107
VOLUME AU NIVEAU NORMAL DE LA RETENUE	Mm <sup>3</sup>	0,129
COTE DE FOND (▼FOND)	m	275
COTE AU NIVEAU MORT (▼NVM)	m	279,4
COTE AU NIVEAU NORMAL DE RETENUE (▼NNR)	m	284,66
COTE DE PLUS HAUTES EAUX (▼NPHE)	m	286,46
COTE DE LA CRETE (▼CRETE)	m	287,6
LARGEUR DE DEVERSOIR	m	16
LA HAUTEUR DE CHARGE DEVERSER.	m	1,8
LARGEUR EN CRETE	m	6
LE DEBIT EVACUER	M <sup>3</sup> /s	98,65

*Chapitre : IV*



**ETUDE  
DES VARAINTES**

**Introduction**

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de construction de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites. Le terme terre couvre toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que les latérites, des schistes et grès tendres.

Comparativement aux barrages en béton les barrages en terre (en remblai) présentent les avantages suivants :

- a) Des conditions géologiques et topographiques qui sont moins exigeantes.
- b) Ils nécessitent moins d'installations et d'équipements.
- c) Ils sont peu sensibles aux tassements et aux séismes.

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

- d) La projection de l'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau
- e) La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement
- f) L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.

**IV-1 Le choix du type de barrage**

Le choix du type de digue à implanter dépend essentiellement des études topographiques, géologiques, géotechniques et l'aspect technico-économique.

- ✓ L'étude topographique permet la localisation des axes probables sur le site.
- ✓ L'étude géologique donne un aperçu sur les formations géologiques des couches qui seront à la suite une future assise du barrage.
- ✓ L'étude géotechnique donne l'estimation de la quantité des matériaux disponibles tout autour du site et leurs caractéristiques.

A priori, selon les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager une digue en matériaux locaux suivants trois alternatives de variantes :

- Digue en terre homogène
- Digue zonée à noyau étanche
- digue en enrochement

#### IV.1.1. Digue en terre homogène

Les barrages homogènes sont le plus souvent réalisés en argile peu plastique, dont les caractéristiques tant hydrauliques que mécaniques permettent en toute sécurité d'adopter des fruits de talus 2,0 à 2,5 en amont et en aval, moyennant le respect des spécifications de compactage. Le coefficient de perméabilité recherché pour le massif varie de  $10^{-7}$  à  $10^{-8}$  m/s. Ce type de variante de barrage engendre des quantités considérables de matériaux.

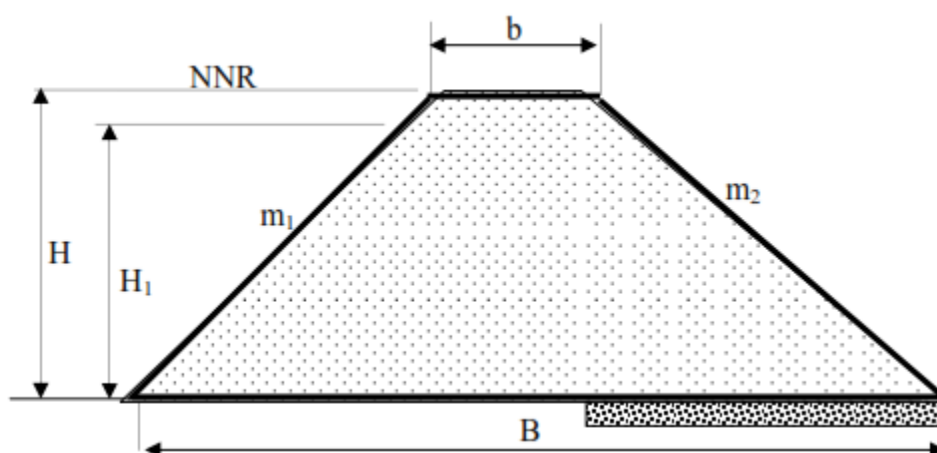


Figure IV- 1 : Coupe transversale d'une digue homogène

#### IV.1.2. Digue zonée à noyau étanche

Nous adoptons cette variante lorsque la quantité des matériaux de construction pour une digue homogène est insuffisante. Ce sont des digues formées essentiellement par un noyau en terre imperméable qui assure l'étanchéité de la digue, compris entre des zones perméables qui assurent la stabilité de l'ensemble.

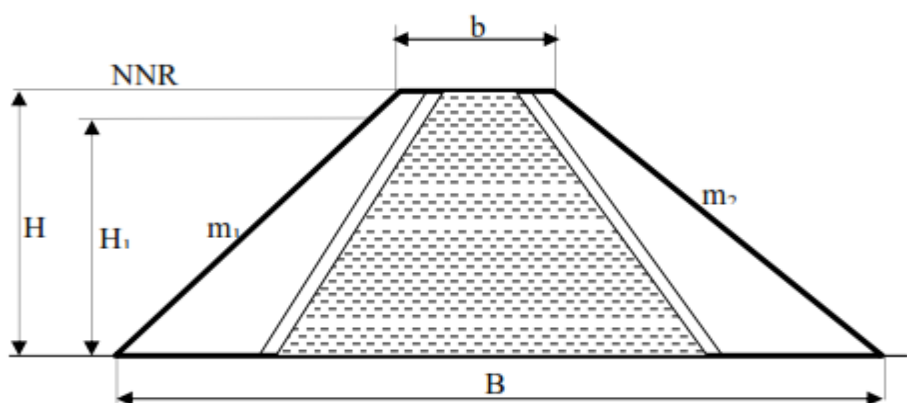


Figure IV- 2 : Coupe transversale d'une digue zonée

### IV.1.3. Digue en enrochement

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés, telles que le manque de matériaux convenables, et la difficulté de mise en œuvre ; alors le barrage en enrochement avec masque en béton peut être la solution idéale pour la réalisation de la digue. Le masque en béton est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage. Il présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément. Il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique et thermique.

C'est le type de masque le plus ancien et qui est pratiquement abandonné à cause de sa rigidité qui s'accommode très mal avec les déformations du massif support.

En général, il se compose de dalles préfabriquées ou coulées sur site avec des joints de dilatation qui atténuent l'effet des déformations du béton.

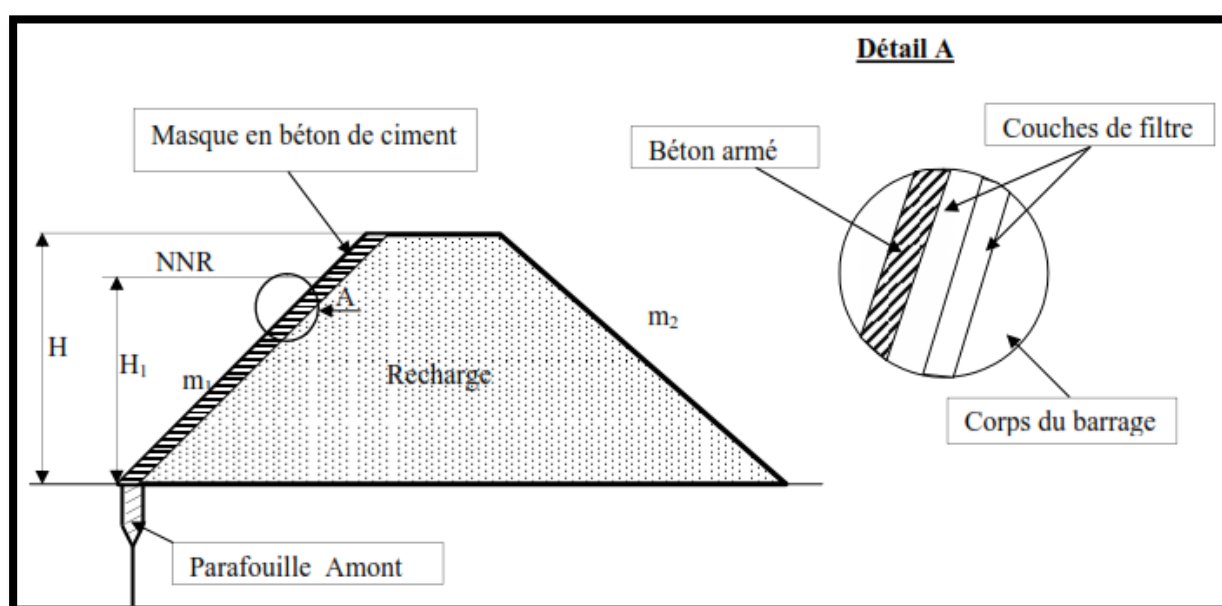


Figure IV- 3 : Coupe transversale d'une digue en enrochement avec masque en béton

Pour adopter la bonne variante, nous faisons une étude de comparaison économique des variantes, proposées auparavant, susceptibles d'être projetées sur le site. Les digues proposées sont dimensionnées approximativement au niveau de notre étude comparative, nous ne tiendrons pas compte du coût des ouvrages annexes car, nous supposons que le coût est le même pour toutes les variantes.



## IV.2. Définition du profil général de la retenue

### IV.2. 1. Hauteur de la retenue

#### A. Calcul de la revanche

La revanche a été calculée dans l'étude d'optimisation

$$R = 1 \text{ m}$$

#### B. Calcul du tassement

Nous avons estimé le tassement est de l'ordre (1 à 3) % de la hauteur de l'ouvrage.

$$t = (0.01 \div 0.03) \times H_b$$
$$t = 0.011 \times 12.6 = 0.14 \text{ m}$$

Donc la cote en crête est :

$$H_b = C_{NNR} - C_f + h_{dév} + R + t \dots \dots \dots (IV.1)$$

Nous prenons la hauteur de barrage

$$H_b = 12.6 \text{ m}$$

### IV.2. 2. Largeur en crête

D'après l'étude d'optimisation, nous avons trouvé

$$b_c = 6 \text{ m}$$

### IV.2. 3. La longueur en crête

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

$$L_{cr} = 140 \text{ m}$$

### IV.2.4. Choix des pentes des talus

La pente des talus doit assurer leur stabilité statique. C'est à dire que les fruits de talus sont fixés par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Le tableau suivant donne les valeurs des pentes des talus en fonction de la hauteur et du type du barrage.

**Tableau IV.01 :** Valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur de la digue (m)	Type de Digue	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H < 5 m	Homogène	2,5	2,0
	A zones	2,0	2,0
5 m ≤ H ≤ 10 m	Homogène granularité étendue	2,0	2,0
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2,5	2,5
	A zones	2,0	2,5
10 m ≤ H ≤ 20 m	Homogène granularité étendue	2,5	2,5
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2,5	3
	A zones	2,5	3

D'après le tableau des fruits des talus, en fonction de la hauteur et le type de barrage nous choisissons les pentes.

### IV.3. Digue en terre homogène

#### IV.3.1. Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01

- Parement amont  $m_1 = 2.5$ .
- Parement aval  $m_2 = 3$ .

#### IV.3.2 Protection des talus

##### A. Talus amont

##### ➤ Tennessee Valley Authority (T.V.A)

Préconise une formule empirique pour déterminer l'épaisseur minimum de la couche d'engrènement pour la protection du talus amont.

$$e = C \cdot V^2 \dots \dots \dots (IV.2)$$

Avec :

- **V** : Vitesse des vagues déterminées par formule de Gaillard.
- **C** : Coefficient qui dépend du fruit du talus et du poids spécifique  $\gamma_p$  de l'engrènement utilisé. Il est donné par le tableau ci-dessous.

**Tableau IV.02 :** Valeurs du coefficient C

Fruit du talus	Valeur de C pour différents $\gamma_p$		
	$\gamma_p = 2.50$	$\gamma_p = 2.65$	$\gamma_p = 2.80$
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

A partir du tableau IV.2, pour  $\gamma_p = 2.5 \text{ t/m}^3$  et  $m = 3$ , nous trouvons  $C = 0.028$

$$e = 3^2 \times 0.028 = 0.25 \text{ m}$$

Pour des raisons de sécurité on prend **E = 0.50m.**

50% des enrochements doivent avoir un poids unitaire **W** tel que

$$W = 0.52 \gamma_p \cdot e^3 \dots\dots\dots (IV.3)$$

**W = 0. 0203 tonnes**

➤ **US ARMY corps of Engineers**

Les ingénieurs d'US ARMY utilisent un tableau déterminé à partir d'abaques qui permettent d'obtenir l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague.

**Tableau IV.03 :** Epaisseur de l'enrochement et D<sub>50</sub> minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche (m)	D <sub>50</sub> minimal (m)
0 – 0.30	0.30	0,20
0.30 - 0.60	0.40	0,25
0.60 - 1.20	0.45	0,30
1.20 - 1.80	0.55	0,40
1.80 - 2.40	0,70	0,45
2.40 - 3.00	0,80	0,55

Pour notre cas :  $h_v = 0.75 \text{ m}$

Donc d'après ce tableau :

**D<sub>50</sub> min = 0,30 m**

et

**e<sub>min</sub> = 0.45 m**

Après comparaison des résultats obtenus par les 2 méthodes, et pour des raisons de sécurité nous optons pour une épaisseur **e<sub>min</sub> = 0.45m** et un diamètre de 50% des blocs **D<sub>50</sub> min = 0.30 m.**

**B. Talus aval**

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement à réaliser au fur à mesure que les travaux de terrassement. Un enrochement de pierres reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3 m) doit être réalisé.

**IV.3.3 Calcul des drains**

Le système de drainage de la digue est constitué d'un Tapis filtrant réalisé, en bas de la partie amont de la digue, combiné avec un filtre vertical sans oublier le prisme de drainage.

**A. Dimensionnement du Drain Tapis**

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (IV.4)$$

Avec :

**L<sub>b</sub> :** Longueur transversale de la retenue, **L<sub>b</sub> = 65.9 m.**

Donc :

**L<sub>d</sub> = 21,9 m**

**B. Dimensionnement du drain vertical**

Le drain vertical, placé au centre du barrage, constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de **1m**.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par le tapis drainant, Le niveau du drain vertical est au niveau NPHE.

$$N_{dr} = 286,46 \text{ m NGA}$$

**C. Dimensionnement du prisme aval**

**Hauteur**

$$H_p = (0.15 \div 0.2) H_b \dots\dots\dots (IV.5)$$

Avec :

**H<sub>b</sub>** : hauteur du barrage, **H<sub>b</sub> = 12.6 m**.

$$H_p = 0.2 \times H_b = 0.2 \times 12.6 = 2.5 \text{ m}$$

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

**Largeur en crête**

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \dots\dots\dots (IV.6)$$

$$b_p = 1/3 \times 2.5 = 0.83\text{m}$$

Nous prenons :

$$b_p = 1 \text{ m}$$

**Fruits de talus**

$$m_1 = (1 \div 2.5) \dots\dots\dots (IV.7)$$

$$m_2 = (1.5 \div 2.5) \dots\dots\dots (IV.8)$$

Nous prenons : **m<sub>1</sub>=2 et m<sub>2</sub>= 2.5**.

**Largeur en base du prisme**

El le est exprimée par :

$$B_p = b_p + (m_1 + m_2) H_p \dots\dots\dots (IV.9)$$

$$B_p = 1 + (2 + 2.5) \times 2.5 = 12.25\text{m}$$

$$B_p = 12.25 \text{ m}$$

#### IV.4. Digue zoné à noyau d'argile

##### IV.4.1. Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01 :

- Parement amont  $m_1 = 3$
- Parement aval  $m_2 = 2.5$

##### IV.4.2. Protection des talus

###### A. Talus amont

- Tennessee Valley Authority (T.V.A)

A partir du tableau IV.02, pour  $\gamma_p = 2.5 \text{ t/m}^3$  et  $m = 3$ , nous trouvons  $C = 0.028$ .

$$e = 3^2 \times 0.028 = \mathbf{0.25 \text{ m}}$$

50% des enrochements doivent avoir un poids unitaire  $W$  tel que

$$W = 0.52 \gamma_p e^3 \dots\dots\dots \text{IV.10}$$

$$\mathbf{P = 0,0203 \text{ tonnes}}$$

- Méthode de l'US Army Corps of Engineers

La hauteur des vagues  $H_v$  est égale à **0.74 m**, à partir du tableau IV.3 Nous trouvons :

$$\mathbf{0.62 \text{ m} < H_v < 1.20 \text{ m.}}$$

$$\mathbf{e = 0.45 \text{ m}}$$

$$\mathbf{D_{50} = 0.30 \text{ m}}$$

Après comparaison des résultats obtenus par les 2 méthodes, et pour des raisons de sécurité nous optons pour une épaisseur d'enrochement  **$e=0.45 \text{ m}$**  et un diamètre de 50% des blocs  **$D_{50}=0.30\text{m}$** .

##### IV.4.3. Etanchéité de la retenue

###### IV.4.3.1. Noyau

Le noyau est un organe qui assure l'étanchéité de la retenue et diminue ainsi le débit de fuite. Il est réalisé en matériau imperméable disponible au niveau de la zone d'emprunt. Dans notre projet nous utiliserons les argiles

Les matériaux destinés à la confection du noyau doivent répondre aux exigences suivantes :

- Avoir une résistance au cisaillement appréciable.
- Avoir une grande imperméabilité.
- Être insolubles dans l'eau et ne pas contenir de particules de gypse.

**A. Largeur en crête**

$$L_{cr} = [1/17 \div 1/3] H_b \dots\dots\dots (IV.11)$$

Avec :

**H<sub>b</sub>** : hauteur totale du barrage

$$L_{cr} = 0.28 \times 12.6 = 3,5 \text{ m}$$

$L_{cr} = 3,5 \text{ m}$

**B. Hauteur du noyau**

$$H_n = H_b - 1 \dots\dots\dots (IV.12)$$

$H_n = 11,6 \text{ m}$

**C. Largeur à la base du noyau**

Elle est déterminée suivant la condition :

$$\frac{\Delta H}{B_{noy}} \leq J_{adm} \quad B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}}$$

Avec :

- **ΔH** : Différence de charge entre l'amont et l'aval ; ΔH=H<sub>1</sub>-H<sub>2</sub>
- **H<sub>2</sub>** : Hauteur d'eau à l'aval, **H<sub>2</sub>= 0**.
- **H<sub>1</sub>** : Hauteur d'eau à l'amont, **H<sub>1</sub>=9,66 m**.
- **B<sub>noy</sub>** : Largeur à la base du noyau (m)
- **J<sub>adm</sub>** : Gradient hydraulique du noyau admissible. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Les tableaux VI.4 et VI.5 nous permettent de déterminer le gradient hydraulique J<sub>adm</sub>

**Tableau VI.04** : 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 de barrage (m)			
Sols rocheux	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau VI.04, la retenue de notre projet est de **classe IV**

Tableau VI.05 : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

D'après le tableau,  $J_{adm} = 1.95$

$$B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} = \frac{9,66-0}{1,95} = 4,95 \text{ m}$$

$$B_{noy} \geq 4,95 \text{ m}$$

Nous pouvons calculer la Largeur à la base du noyau par une deuxième méthode  
La base du noyau aura l'épaisseur donnée par :

$$B_{min} = 6 + C \times H_n \dots\dots\dots (IV.14)$$

$$B_{max} = (0.8 \div 1.2) H_b \dots\dots\dots (IV.15)$$

Avec :  $0.15 \leq C \leq 0.3 \Rightarrow C = 0.2$

Nous trouvons :

$$B_{min} = 8,32 \text{ m} \quad \text{et} \quad B_{max} = 12,6 \text{ m.}$$

Nous prenons :

$B_{noy} = 13 \text{ m}$

**D. Pente des talus**

$$m_1 = m_2 = \frac{B_{noy} - B_{noycret}}{2H_n} \dots\dots\dots (IV. 16)$$

$$m = \frac{(13-3,5)}{2 \times 11,6} = 0,41$$

Nous prenons :

$m_1 = m_2 = 0,5$

Tableau IV.06 : Caractéristiques du noyau

Caractéristiques du noyau	
Largeur en crête (m)	3,5
Hauteur du noyau (m)	11,6
Largeur à la base du noyau (m)	13
Pente des talus	0,5

#### IV.4.3.2. Dimensionnement du Drain Tapis

Dans le dessin, on doit utiliser un facteur de sécurité plus élevé. Pour son dimensionnement on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de  $e = 1.2$  m, Sa longueur est déterminée par la formule suivante

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (IV.17)$$

Avec :

$L_b$  : Longueur transversale de la retenue,  $L_b = 65.9$  m.

Donc :

<b><math>L_d = 21,9</math> m</b>
----------------------------------

#### IV.4.3.3. La clé d'étanchéité

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau. Sa hauteur à partir du terrain naturel est de 2,5 m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.50 m. La pente des talus de la clé d'étanchéité est :  $m=1.0$ .

### IV.5. Digue en enrochement a masque en béton

#### IV.5.1. Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01 :

- Parement amont  $m_1 = 2.5$
- Parement aval  $m_2 = 2.5$

L'épaisseur du masque en béton est déterminée par la formule de MATERON :

$$e = 0.3 + 0.002 \times H_b \dots\dots\dots (IV.18)$$

<b><math>e = 0,33</math> m</b>
--------------------------------

### IV.6. Détermination du cout des matériaux pour les différentes variantes

Le volume du corps du barrage est donné par la formule :

$$V_b = \sum V_i \dots\dots\dots (IV.19)$$

Tel que :



$$V_i = \frac{[S_i - S_{i+1}]}{2} L_i \dots\dots\dots (IV.20)$$

Avec :

- **V<sub>i</sub>** : volume du barrage dans la coupe i.
- **S<sub>i</sub>** : section transversale du barrage dans la coupe i.
- **L<sub>i</sub>** : distance entre deux coupes voisines.

$$S_i = \frac{[b + B_{pi}]}{2} H_{bi} \dots\dots\dots (IV.21)$$

Avec :

- **b** : largeur du couronnement.

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) H_{bi} \dots\dots\dots (IV.22)$$

- **m<sub>1</sub>** : pente du talus amont.
- **m<sub>2</sub>** : pente du talus aval.

**IV.6.1. Digue en terre homogène**

**A. les recharges**

**Tableau IV.07** : Volume des recharges pour la variante terre homogène

N°	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	L <sub>i</sub> (m)	V <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> )	V (m <sup>3</sup> )
S1	40,28				36769,8
S2	283,71	161,99	20	3239,8	
S3	326,26	304,99	20	6099,8	
S4	379,99	353,13	20	7062,6	
S5	577,82	478,91	20	9578,2	
S6	247,14	412,48	20	8249,6	
S7	3,85	126,99	20	2539,8	

**B. Protection du talus amont**

**Tableau IV.08** : Volume du Rip-Rap pour la variante terre homogène

N°	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	L <sub>i</sub> (m)	V <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> )	V (m <sup>3</sup> )
S1	6,45				2535,2
S2	22,03	14,24	20	284,8	
S3	24,24	23,14	20	462,8	
S4	26,85	25,54	20	510,8	
S5	31,31	29,08	20	581,6	
S6	18,64	24,97	20	499,4	
S7	0,95	9,79	20	195,8	

**IV.6.2. Digue en terre zoné**

**A. Recharges et noyau**

**Tableau IV.09 :** Volume des recharges pour la variante terre zoné

N°	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>recharges</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>noyau</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>moy recharge</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>moy noyau</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>recharges</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>noyau</sub> (m <sup>3</sup> )
S1	40,28						23380,48	7501,4
S2	283,71	161,99	127,63	34,36	2552,6	687,2		
S3	326,26	304,99	244,47	61,82	4889,4	1236,4		
S4	379,99	353,13	285,61	68,81	5712,2	1376,2		
S5	577,82	478,91	401,22	93,58	8024,4	1871,6		
S6	247,14	412,48	325,81	86,68	288,08	1733,6		
S7	3,85	126,99	95,69	29,82	1913,8	596,4		

**B. Protection du talus amont**

**Tableau IV.10 :** Volume du Rip-Rap pour la variante terre zoné

N°	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	L <sub>i</sub> (m)	V <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> )	V (m <sup>3</sup> )
S1	6,45				2535,2
S2	22,03	14,24	20	284,8	
S3	24,24	23,14	20	462,8	
S4	26,85	25,54	20	510,8	
S5	31,31	29,08	20	581,6	
S6	18,64	24,97	20	499,4	
S7	0,95	9,79	20	195,8	

**IV.6.3. Digue en enrochement a masque en béton**

**Tableau IV.11 :** Volume d'enrochements pour la variante enrochement a masque en béton

N°	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	L <sub>i</sub> (m)	V <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> )	V (m <sup>3</sup> )
S1	40,28				36769,8
S2	283,71	161,99	20	3239,8	
S3	326,26	304,99	20	6099,8	
S4	379,99	353,13	20	7062,6	
S5	577,82	478,91	20	9578,2	
S6	247,14	412,48	20	8249,6	
S7	3,85	126,99	20	2539,8	

**Tableau IV.12 :** Volume du masque en béton

N°	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	L <sub>i</sub> (m)	V <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> )	V (m <sup>3</sup> )
S1	4,74				1859
S2	16,14	10,44	20	208,8	
S3	17,77	16,95	20	339	
S4	19,69	18,73	20	374,6	
S5	22,96	21,33	20	426,6	
S6	13,67	18,32	20	366,4	
S7	0,7	7,18	20	143,6	

**Tableau IV.13 :** Cout de différentes variantes de la digue

Variante	Matériaux	Quantité (m <sup>3</sup> )	Prix unité (millions DA)	Cout (millions DA)	Total (millions DA)
Homogène	Recharges	36769,8	600	22061880	28910330
	Rip-Rap	2535,2	1200	3042240	
	Filtres et Drains	3806,21	1000	3806210	
Zoné	Recharges	23380,48	600	14028288	23375388
	Noyau	7501,4	500	3750700	
	Rip-Rap	2535,2	1200	3042240	
	Filtres et Drain	2554,16	1000	2554160	
Avec masque	Recharges	36769,8	600	22061880	59241880
	Béton	1859	20000	37180000	

#### IV.6.4. Comparaison des résultats et discussions

D'après les résultats du tableau IV.13, nous pouvons nous orienter vers la première variante, car elle est la plus économique par rapport la troisième variante et la plus facile à mettre en place techniquement, mais avant tout

Rappelons que la 1<sup>ère</sup> variante est celle du barrage homogène entièrement constitué d'argiles imperméables dans la zone d'emprunt, d'après les normes de construction, devra garantir des réserves en matériaux d'au moins 1,5 à 2 fois le volume du remblai avec des qualités requises pour leur utilisation.

Néanmoins, d'après les analyses d'investigation de la zone d'empreinte, l'estimation quantitative des argiles est insuffisante pour opter la variante d'une digue homogène, pour cela nous allons opter pour une digue zonée avec noyau qui est la plus économique.

*Chapitre : V*

**ETUDE DE LA VARIANTE  
RETENUE**

## Introduction

La digue de la retenue de Sidi Masmoudi est une digue zonée avec noyau d'argile, d'une hauteur totale de 12.6 m au-dessus de la fondation.

La largeur en crête est de 6 m, et les fruits hypothétiques des talus amont et aval sont donnés successivement de (3- 2,5).

Une fois le choix de la variante est déterminé, une étude détaillé de la digue s'impose et cela pour aborder tous les éléments en détail et pouvoir établir les pièces graphiques d'exécution du projet.

### V.1. Protection des talus

Il s'agit de protéger le talus amont de l'action mécanique des vagues. En effet, celui-ci étant généralement constitué d'un matériau argileux, porté à saturation, sa résistance à une sollicitation dynamique extérieure s'avère, médiocre. De plus, ce talus est potentiellement sensible aux phénomènes de dessiccation, qui peuvent provoquer l'apparition de fissures de retrait dans la partie exondée en saison sèche.

Pour les petits barrages, il est envisageable de limiter cette protection à une bande s'étalant de part et d'autre du niveau normal. Elle constitue, en outre, un moyen de prévention efficace des dégâts provoqués par les animaux fouisseurs et le piétinement des animaux domestiques.

Pour la protection du talus amont, nous avons opté pour la solution de revêtement en enrochements dont nous devons déterminer l'épaisseur ainsi que le diamètre moyen de la pierre.

L'épaisseur d'enrochement et le diamètre de 50 % des blocs ont été déterminés par la méthode d'US Army corps. Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.1** : Caractéristiques du revêtement en Rip-Rap

Caractéristiques du Rip-Rap	
<b>Epaisseur (m)</b>	0.45
<b>D<sub>50</sub> (m)</b>	0.30

### V.2. Dimensionnement des filtres et drains

La présence d'une charge hydraulique à l'amont du remblai engendre une infiltration d'eau dans le barrage et ses fondations. Malgré l'attention accordée au dispositif d'étanchéité prévu, ces infiltrations peuvent être nuisibles à la stabilité tant hydraulique que mécanique de l'ouvrage. Pour y remédier nous prévoyons un dispositif de drainage souvent associé à des filtres.

#### V.2.1. Dimensionnement de filtre entre le noyau et les recharges

Les filtres sont de minces couches successives de matériaux perméables dont la grosseur des éléments augmente dans la direction de l'écoulement. Ces filtres doivent assurer une transition entre une couche à granulométrie donnée vers une couche à granulométrie plus grossière. Si un filtre est constitué par plusieurs couches, chacune doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente.

Le rôle des filtres est très important dans le fonctionnement d'un barrage en terre, particulièrement sur le plan de la sécurité de l'ouvrage, ainsi ils peuvent jouer de nombreuses fonctions complémentaires les unes aux autres, parfois les filtres peuvent jouer le rôle de drains surtout dans les petits barrages.

**A. Construction du fuseau granulométrique**

Les critères de conception des filtres les plus fréquemment utilisés sont ceux qui sont établis par les conditions de Terzaghi (1922), perfectionnés en suite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

Critères de conception :

- $\frac{D_{15}(filtre)}{d_{85}(sol)} \leq 4 \div 5$  Condition l'entraînement de particules fines par le phénomène de renard .
- $\frac{D_{15}(filtre)}{d_{15}(sol)} > 4 \div 5$  Condition de perméabilité.
- $\frac{D_{50}(filtre)}{d_{50}(sol)} < 25$  Parallélisme des courbes granulométriques.
- $\frac{D_{60}(filtre)}{D_{10}(filtre)} \leq 20$  Coefficient d'uniformité du filtre.

Pour construire le fuseau granulométrique nous allons déterminer le D<sub>15</sub>, D<sub>50</sub> et D<sub>60</sub> du filtre.

- **D<sub>15</sub> filtre ≤ 4 × d<sub>85</sub> sol**  
 $D_{15 \text{ filtre}} < 4 \times 0.01 \quad \longrightarrow \quad D_{15 \text{ filtre}} < \mathbf{0.04 \text{ mm}}$
- **D<sub>15</sub> filtre > 4 × d<sub>15</sub> sol**  
 $D_{15 \text{ filtre}} > 4 \times 0.0003 \quad \longrightarrow \quad D_{15 \text{ filtre}} > \mathbf{0.0012 \text{ mm}}$
- **D<sub>50</sub> filtre < 25 × d<sub>50</sub> sol**  
 $D_{50 \text{ filtre}} < 25 \times 0.0012 \quad \longrightarrow \quad D_{50 \text{ filtre}} < \mathbf{0.03 \text{ mm}}$
- **D<sub>60</sub> filtre < 20 × d<sub>10</sub> filtre**  
 $D_{60 \text{ filtre}} < 20 \times 0.005 \quad \longrightarrow \quad D_{60 \text{ filtre}} < \mathbf{0.1 \text{ mm}}$

Avec :

- **D<sub>xx</sub>** : diamètre caractéristiques des filtres.
- **d<sub>xx</sub>** : diamètre caractéristique du noyau.

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 : 1.00 m

Notre filtre est constitué du gros sable et sable fin, donc il faut utiliser une épaisseur minimale de 0.15 m pour la couche du filtre horizontale et 1 m pour la couche du filtre inclinée.

**B. Vérification de la condition d'absence de phénomène de renard**

La condition de l'absence du renard au massif du sol.

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

- $\mu_F$  : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre.

$$\mu_F = D_{60}/D_{10} = 0.09/0.031 = 2.90$$

- $n = n_0 - 0.1 \log (\mu_F)$

**Tableau V.2** : Valeurs de  $D_5$ ,  $D_{17}$ ,  $n_0$  et  $n$

$D_5$ (mm)	0.12
$D_{17}$ (mm)	0.25
$n_0$	0.45
$n$	0.404

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{2.90} (1 + 0.056 \times 67) \frac{0.404}{1 - 0.404} = 0.30$$

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.81 > 0.30$$

Il n'y a pas de risque de l'apparition du phénomène du renard dans le filtre.

**C. Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre**

$$K_F > (2 + \sqrt[6]{\mu_F}) \cdot K_N \dots\dots\dots (V.2)$$

Avec :

- $K_F$  : Coefficient de perméabilité du filtre  $4.10^{-8}$  m/s.
- $K_N$  : Coefficient d'infiltrations du remblai de la digue  $10^{-8}$  m/s.

$$(2 + \sqrt[6]{2.9}) \times 10^{-8} = 3.19 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

$$K_F > 3.19 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

**V.3 Dispositif d'étanchéité**

**V.3.1 Le noyau**

Le noyau est construit en argile compactée, centré verticalement au milieu du barrage. Son épaisseur est fixée en fonction de la hauteur du barrage et doit être vérifiée pour que le gradient hydraulique soit admissible et donc éviter l'érosion interne du noyau par les eaux d'infiltration. Le dimensionnement du noyau dans l'étude des variantes, nous a donné les résultats suivants :

Tableau V.3 : Caractéristiques du noyau

Caractéristiques du noyau	
Largeur en crête (m)	3,5
Hauteur du noyau (m)	11.6
Largeur à la base du noyau (m)	13
Pente des talus	0.5

### V.3.2 Clé d'étanchéité

C'est une tranchée remplie de matériaux assurant l'étanchéité du massif, elle doit recouper la couche perméable et s'ancrer dans le substratum imperméable.

Cette solution est adoptée lorsque l'épaisseur de la couche imperméable n'est pas très grande, car l'exécution de la tranchée et son remblayage se fait d'une manière mécanique.

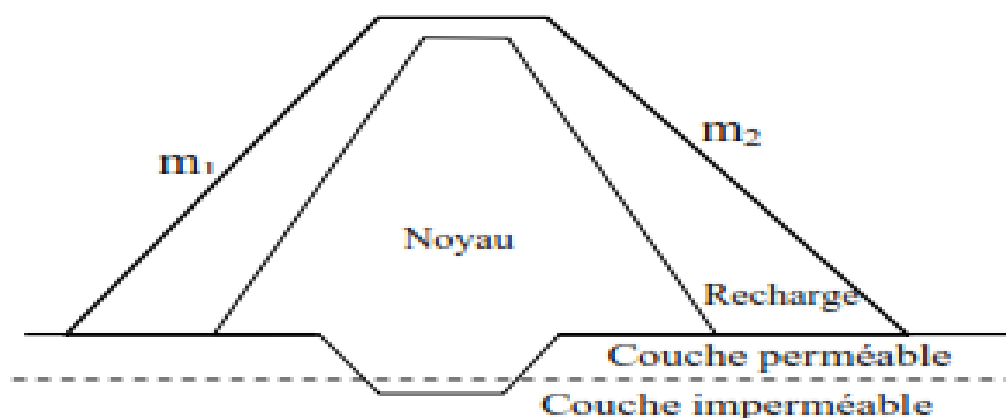


Figure V-1 : Coupe transversale de la digue avec la clé d'ancrage

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau. Sa hauteur à partir du terrain naturel est de 2.5 m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.50 m. La pente des talus de la clé d'étanchéité est :  $m=1.0$ .

Cette clé d'étanchéité sera liée au dispositif d'étanchéité et sera réalisée sur l'axe de la digue ou légèrement en amont de celui-ci. On s'assurera, dans tous les cas, que la couverture du remblai imperméable au-dessus de la tranchée est suffisante.

### V.4. Drainage à l'aval

Le drainage de la digue est assuré par un tapis drainant qui a une longueur de est déterminée dans l'étude comparative des différentes variantes de la retenue elle est de 21.9 m et une épaisseur de 1.2 m

Nous prévoyons aussi un prisme de drainage à l'aval du barrage qui a les caractéristiques suivantes :



Tableau V.4 : Caractéristique de prisme de drainage

Hauteur (m)		2,5
Largeur en crête (m)		0,83
Largeur en base du prisme (m)		12,25
Fruits de talus	m1	2
	m2	2,5

**V.5. Protection de la crête**

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de grave argileuse compactée). Pour le barrage homogène, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante les matériaux de la couche de crête.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de (3 à 4) % qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

**V.6. Etude des infiltrations**

**V.6.1. Tracer de la ligne de saturation**

Nous appelons ligne phréatique à travers le corps de la digue, la ligne correspondante à la pression hydrostatique nulle. Cette ligne est parfois appelée improprement ligne de saturation située au-dessus de la ligne phréatique à une distance correspondante à l'élévation capillaire de l'eau de saturation.

Le tracé de la ligne phréatique est nécessaire pour la détermination des débits de fuite à travers le corps de la digue afin d'apprécier les risques d'émergence de l'eau particulièrement très dangereux le long du talus aval (figure V.3).

KOZENY(1931) a montré que la ligne de saturation est de forme parabolique, de foyer A et d'axe Ax, d'équation :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \dots\dots\dots(V.3)$$

Avec :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

En point B : x = d et y =h

- d : largeur de base du massif.

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

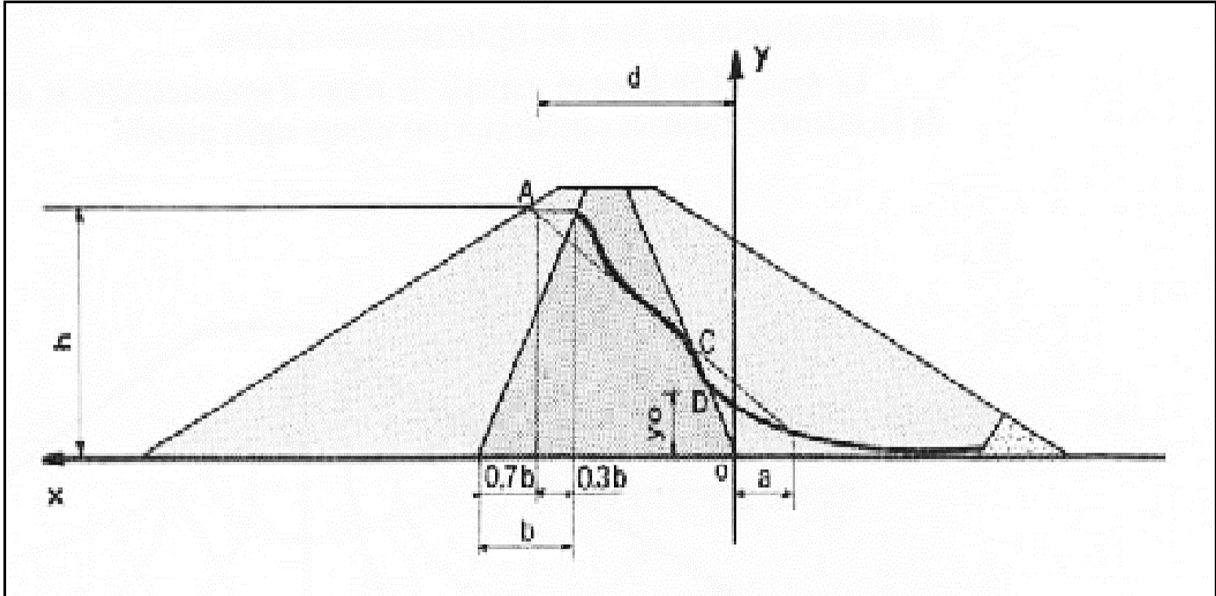


Figure V-2 : Schéma de calcul de la ligne de saturation

On a :  $d = 9.1\text{m}$  et  $h = 9.66\text{ m}$ . d'où :  $y_0 = 4.17$

L'équation de la parabole s'écrit comme suite :

$$y^2 = 8.34 x + 17.39$$

Tableau V.5 : Coordonnées de la parabole de Kozeny

		Cordonnées de la parabole										
X(m)	0	0.5	1	1.5	2.5	3.5	4.5	5.5	6.5	7.5	8.5	9.1
Y(m)	4.17	4.64	5.07	5.46	6.18	6.82	7.41	7.95	8.46	8.94	9.39	9.65

### V 6.2. Débit d'infiltration

#### A. A travers la digue

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

$$q = K.I.A \dots\dots\dots(V.4)$$

Avec :

- **q** : débit d'infiltration (m<sup>2</sup>/s/ml).
- **I** : gradient hydraulique.
- **K** : Coefficient de perméabilité. ( $K=3.8 \times 10^{-8}$  m/s).
- **A** : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par :  $I = \frac{dy}{dx}$  et  $A = y.1$

Donc :

$$q = K. y \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (V.5)$$

Avec :

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

D'où:

$$q = K \cdot y_0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml} \dots\dots\dots (V.6)$$

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q \cdot L \dots\dots\dots (V.7)$$

$$y_0 = 5.34 \text{ m}$$

$$K = 3.8 \times 10^3 \text{ m/s}$$

$$q = 3.8 \times 10^{-8} \times 4.17 = 1.58 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}/\text{ml}$$

Donc :

$$Q_d = q \cdot L = 1.58 \times 10^{-7} \times 140 = 2.22 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_d = 2.22 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

**B. A travers la fondation**

Dans notre cas la fondation du barrage est pratiquement imperméable (les marnes argileuses jaunâtres) avec une perméabilité  $K_f = 10^{-10} \text{ cm/s}$ .

**V.7. Etude de stabilité**

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

**V.7.1. Méthode de Fellenius**

Cette méthode se base sur l'hypothèse que la surface de glissement BC (voir Figure V.4) 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.

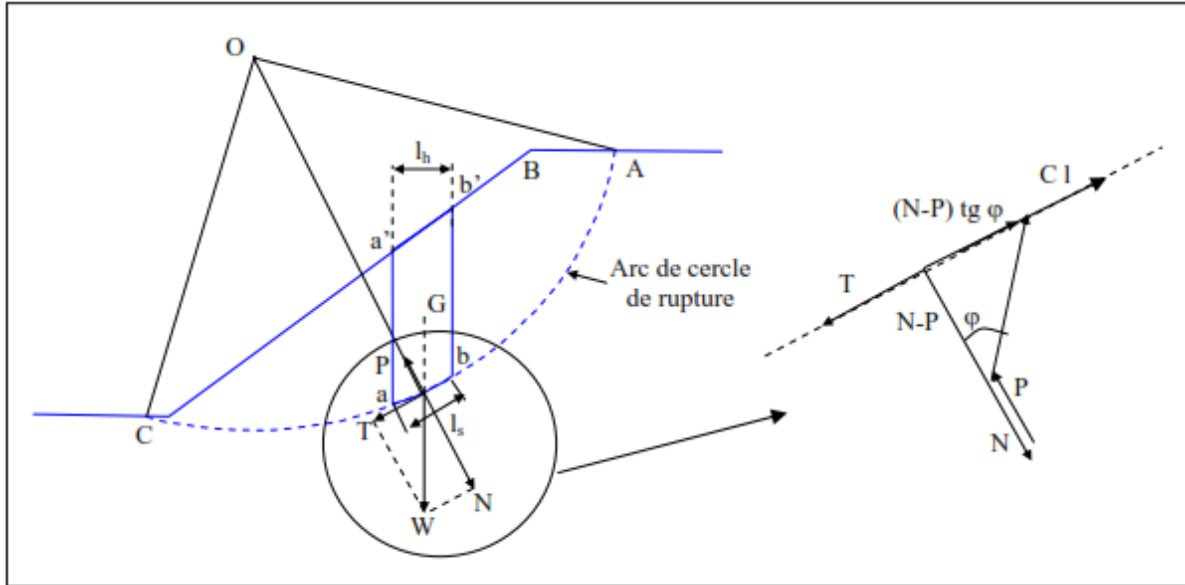


Figure V- 3 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenius

V.7.2. Détermination de la zone des cercles critiques selon méthode de Fondeev

- Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- Détermination du talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
- Tracer les arcs des cercles de rayons R1 et R2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b$$

$$R_2 = K_2 H_b$$

Avec :

- **H<sub>b</sub>** : Hauteur totale du barrage, **H<sub>b</sub>=12.6 m**.
- **K<sub>1</sub>-K<sub>2</sub>** : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant :

Tableau V.6 : Valeurs des K<sub>1</sub> et K<sub>2</sub>

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
<b>K<sub>1</sub>=R<sub>1</sub>/H<sub>b</sub></b>	0.75	0.75	1.0	1.5	2.2	3
<b>K<sub>2</sub>=R<sub>2</sub>/H<sub>b</sub></b>	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

Pour notre retenue, nous allons prendre :

Tableau V.7 : Valeurs des R<sub>1</sub> et R<sub>2</sub>

Talus	Pente du talus	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	R <sub>1</sub> (m)	R <sub>2</sub> (m)
<b>Amont</b>	0.75	0.75	1.0	1.5	2.2
<b>Aval</b>	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8

L'intersection de R<sub>1</sub> et R<sub>2</sub> avec les deux lignes précédentes nous donne la zone des cercles

(centres des cercles).

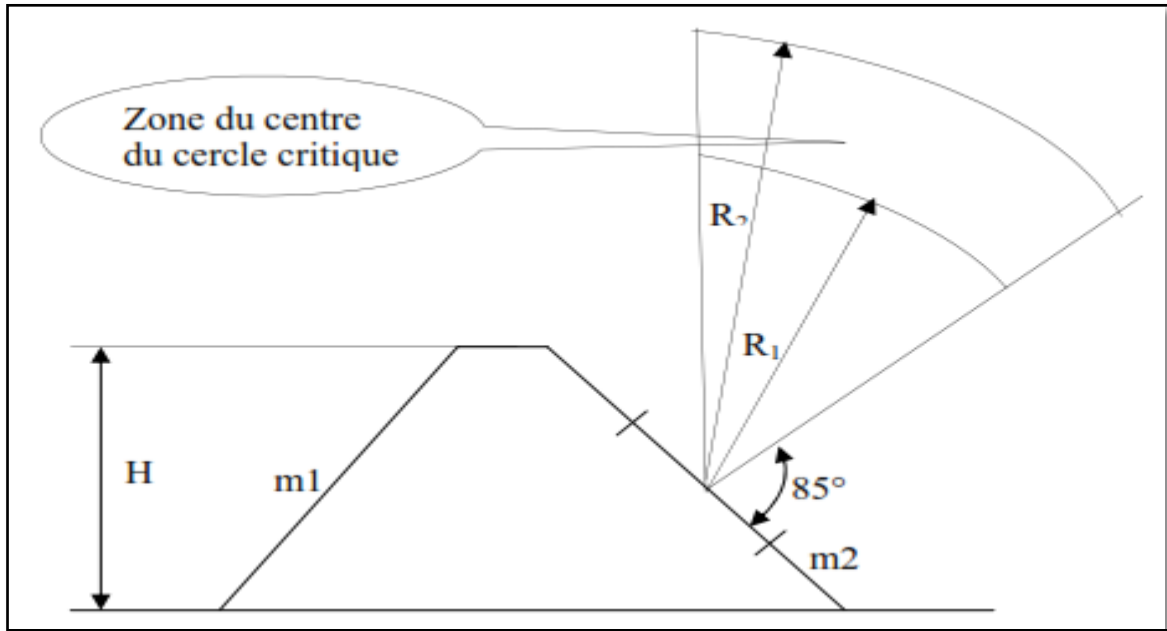


Figure V-4 : Zone du centre du cercle critique selon principe de Fondeev

- Tracer une courbe de rayon R qui doit être dans la limite du talus.
- Partager la zone limitée par la courbe (cercle de glissement) en parties verticales d'épaisseurs  $b=0.1R$ .
- Numérotter toutes les parties qui se trouvent à droite du centre "O", et des chiffres négatifs à gauche du centre "O".

**V.7.3. Les forces agissant sur une tranche**

**A. Force de pesanteur (poids propre de la tranche)**

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche, elle est donnée par la formule suivante :

$$G_i = b \sum (\gamma_i h_i) \dots\dots\dots (V.12)$$

Avec :

- **Gi** : poids propre de la tranche.
- **b** : largeur d'une tranche ( $b=0.1R$ ).
- **hi** : hauteurs des tranches.
- **γi** : densité du massif correspondant (en dessous, au-dessus de la ligne de saturation et des fondations).

Le poids volumique du sol d'humidité naturelle est déterminé selon l'expression suivante :

$$\gamma_s = (1-n)\gamma_{sp}(1+W) \dots\dots\dots (V.13)$$

Avec :

- $\gamma_{sp}$  : poids volumique spécifique du sol.
- $W$  : teneur en eau en fraction de l'unité.
- $n$  : porosité du sol en fraction de l'unité.

Le poids volumique du sol saturé est égal :

$$\gamma_{s.s} = (1 - n)(\gamma_{sp} - \gamma_w) \dots\dots\dots (V.14)$$

Avec :

- $\gamma_w$  : poids volumique de l'eau.

Dans le cas d'une vidange rapide, nous utilisons le poids d'une tranche à poids volumique déjaugé qui est donné par la formule ci-après :

$$\gamma' = (\gamma_{s.s} - 1) \dots\dots\dots (V.15)$$

Le poids « Gi » étant une force qui présente deux composantes :

$$N_n = G_i \cos \alpha = b\gamma_s \sum h_i \cos \alpha$$

$$T_n = G_i \sin \alpha = b\gamma_s \sum h_i \sin \alpha$$

Avec :

- $N_n$  : composante normale stabilisatrice.
- $T_n$  : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

Avec :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section}}{\text{nombre total des tranches}} \quad \text{et} \quad \cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

**B. Force de pression interstitielle**

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

$$U_i = \gamma_w * h * dl \dots\dots\dots (V.16)$$

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

**A. Forces de cohésion**

$$F_c = C * dl \dots\dots\dots (V.16)$$

$$dl = \frac{2\pi * R * \theta}{360^\circ} \approx \frac{b}{\cos \alpha} \dots\dots\dots (V.17)$$

Avec :

- $\theta$ : angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

- **C** : cohésion du sol considéré.

**D. Forces de frottement**

$$F_f = (N_n - U_i dl) \operatorname{tg} \varphi = (G_i \cos \alpha - U_i dl) \operatorname{tg} \varphi \dots\dots\dots (V.18)$$

Avec :

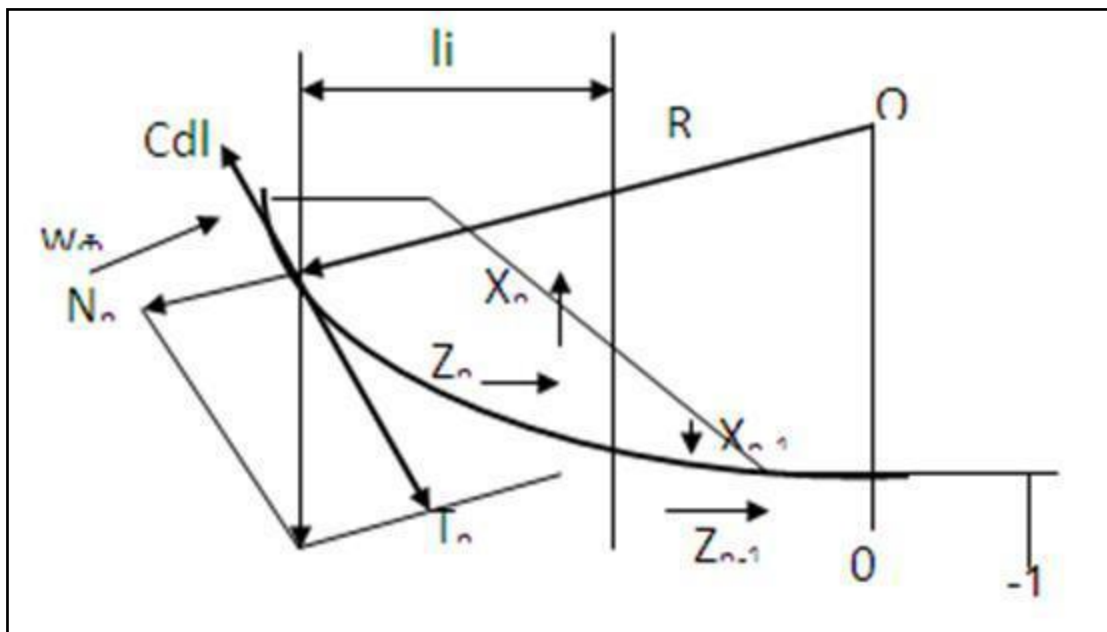
- $\varphi$  : angle de frottement interne qui dépend de la nature du sol et de la disposition de la surface de glissement par rapport à la ligne phréatique.

**E. Force sismique**

$$T_n' = a * G_i \dots\dots\dots (V.19)$$

Avec :

- **G<sub>i</sub>** : poids de la tranche.
- **a** : Coefficient de séisme.



**Figure V-5** : Schéma de calcul statique.

**V.7.4. Classement des forces**

Nous pouvons classer toutes ces forces comme suit :

**A. Les forces stabilisatrices**

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

$$\sum M_{résistant}^t = \sum_{i=1}^n R \cdot [C_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos(\alpha) - U_i \cdot l_i) \operatorname{tg} \varphi_i] \dots\dots\dots (V.20)$$

**B. Les forces déstabilisatrices**

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

$$\sum M_{moteur}^t = \sum_{i=1}^n R \cdot W_i \cdot \sin \alpha = R \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha \dots\dots\dots (V.21)$$

**C. Coefficient de sécurité admissible**

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

**Tableau V.8 :** Valeurs des coefficients de stabilité admissibles

Coefficients	Valeurs
Coefficient de sécurité admissible sans séisme	1.15-1.20
Coefficient de sécurité admissible avec séisme	1.05 - 1.10

**V.7.5. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement**

Le coefficient de sécurité « $K_s$ » sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

**A. Retenue pleine (cas d'exploitation)**

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.

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.22)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i \cdot a \cdot dn_i)} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i \cdot a \cdot dn_i)} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.23)$$



Avec :

- $K_{ss}$  : coefficient de sécurité sans séisme.
- $K_{as}$  : coefficient de sécurité avec séisme.
- $d_{ni}$  : distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

**B. Retenue vide (fin de construction)**

L'étape la plus critique se situe juste à 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).

Le calcul se fait pour le talus amont et le talus aval.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.24)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.25)$$

**A. vidange rapide**

La vidange rapide 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.

Pour ce type de fonctionnement nous effectuerons les calculs seulement pour le talus amont.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.26)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.27)$$

Le tableau suivant montre les valeurs des coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement :

Tableau V.9 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		$K_{ss}$	$K_{as}$
Fin de construction	Talus amont		
	$R_1=34.21$	1.95	1.62
	$R_2=32.50$	2.03	1.70
	$R_3=29.88$	1.96	1.63
	Talus aval		
	$R_1=42.04$	2.47	1.93
	$R_2=37.58$	2.45	2.06
	$R_3=32.47$	2.45	1.91
Fonctionnement normal	Talus aval		
	$R_1=41.36$	1.59	1.32
	$R_2=39.63$	3.22	2.36
	$R_3=35.08$	1.59	1.28
Vidange rapide	Talus amont		
	$R_1=31.20$	1.56	1.33
	$R_2=27.99$	3.71	2.49
	$R_3=22.41$	1.95	1.61

### Conclusion

D'après les résultats obtenus pour différents types de fonctionnements, nous remarquons que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme. Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

*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, des galeries et autres, en utilisant pour ce but la charge hydraulique effective disponible.

Les dimensions des plants en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que des conditions de réalisation et d'exploitation.

**VI.1 Ouvrage d'évacuation de crues**

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles au moment où la retenue est pleine, sans risques de déversement sur la digue ou d'érosion dommageable pour la digue.

**VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue**

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

- ❖ la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- ❖ les difficultés de réalisation.
- ❖ les exigences topographiques du site.
- ❖ les exigences géologiques du site.
- ❖ la facilité d'entretien.
- ❖ la facilité de modification.
- ❖ le coût de l'ouvrage

**VI.1.2 Différents types des évacuateurs de crues**

- ✓ Evacuateur de crues en puits (tulipe)
- ✓ Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral
- ✓ Evacuateur de crues latéral à entonnement frontal
- ✓ Evacuateur de crues en siphon

**VI.1.2.1 Evacuateur de crues en puits (tulipe)**

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval. La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice.

**VI.1.2.2 Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral**

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique. Il présente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant. L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier

### **VI.1.2.3 Evacuateur de crues latéral à entonnement frontal**

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

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

Ces inconvénients sont :

- Le coût élevé.
- La difficulté de modification

### **VI.1.2.4 Evacuateur de crues en siphon**

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, Il représente les avantages suivants:

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- Amorçage et désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue

### **VI.1.3 Choix de la variante**

Le choix du type de l'évacuateur de crues repose sur la topographie et la géologie et aussi les conditions technique et économique du site, ainsi que sur le débit à évacuer. Pour notre retenue, on opte pour un évacuateur de crues latéral à entonnement frontal placé sur la rive gauche.

L'évacuateur des crues est composé des parties suivantes :

- Canal d'approche
- Déversoir
- Transition
- Coursier
- Bassin de dissipation

➤ Canal de sortie

**VI.1.4 Dimensionnement de chacun des éléments de l'évacuateur de crue**

**VI.1.4.1 Le canal d'approche**

Le canal d'approche (Le canal d'amenée) est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

**A.La vitesse d'approche**

Est obtenue par la formule :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}} \dots\dots\dots(VI.1)$$

Avec :

- **Va** : Vitesse d'approche.
- **Q** : Débit de projet évacué (m<sup>3</sup>/s). Q = 98,65 m<sup>3</sup>/s
- **H** : Charge d'eau (m).

$$H = h + P \dots\dots\dots(VI.2)$$

- **S** : Section du canal (m<sup>2</sup>) .

$$S = H \times b \dots\dots\dots(VI.3)$$

- **P** : Hauteur de pelle (m).
- **h** : Lamé déversant (m). h= 1.8 m
- **b** : Largeur de déversoir, b = 16 m

**A.N :**  $V_{ap} = \frac{98.65}{39.2} = 2.2 \text{ m/s}$

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

$$V_{ap} \leq V_{adm} \quad \text{Donc pas de risque de l'érosion.}$$

**B.Hauteur du mur du canal d'approche**

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

$$R_e = 0.6 + 0.05V (H)^{1/3} \dots\dots\dots (VI.4)$$

**Re = 0.75 m**

La hauteur de mur est

$$H_m = H + R \dots\dots\dots (VI.5)$$

**H<sub>m</sub> = 3.5 m**

**C.Longueur du canal d'approche**

D’après le plan topographique, la longueur du canal d’approche est égale à 20 m

**VI.1.4.2 Déversoir**

Le déversoir est à seuil profilé (Creager ) , il est le mieux adapté pour l’écoulement de sorte que la lame d’eau déversant épouse le profil de déversoir l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression égal a la pression atmosphérique, tout profil situé au dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.

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

$$X/ Y = 0,5 (X /H)^{1,85} \dots\dots\dots(VI.6)$$

$$X/ Y = 0,47(X /H)^{1,80} \dots\dots\dots(VI.7)$$

H : Charge sur le déversoir (m).

On adopte l’équation

Donc on trouve :

$$Y = \left( \frac{X^{1,85}}{2H^{1,85}} \right).$$

**Tableau VI.01 : Coordonnés du profil de Greager**

X(m)	Y(m)
0	0,00
0,4	0,0556928
0,8	0,2007728
1,2	0,4250829
1,6	0,7237863
2	1,0936891
2,4	1,5324248
2,8	2,0381246
3,2	2,6092509

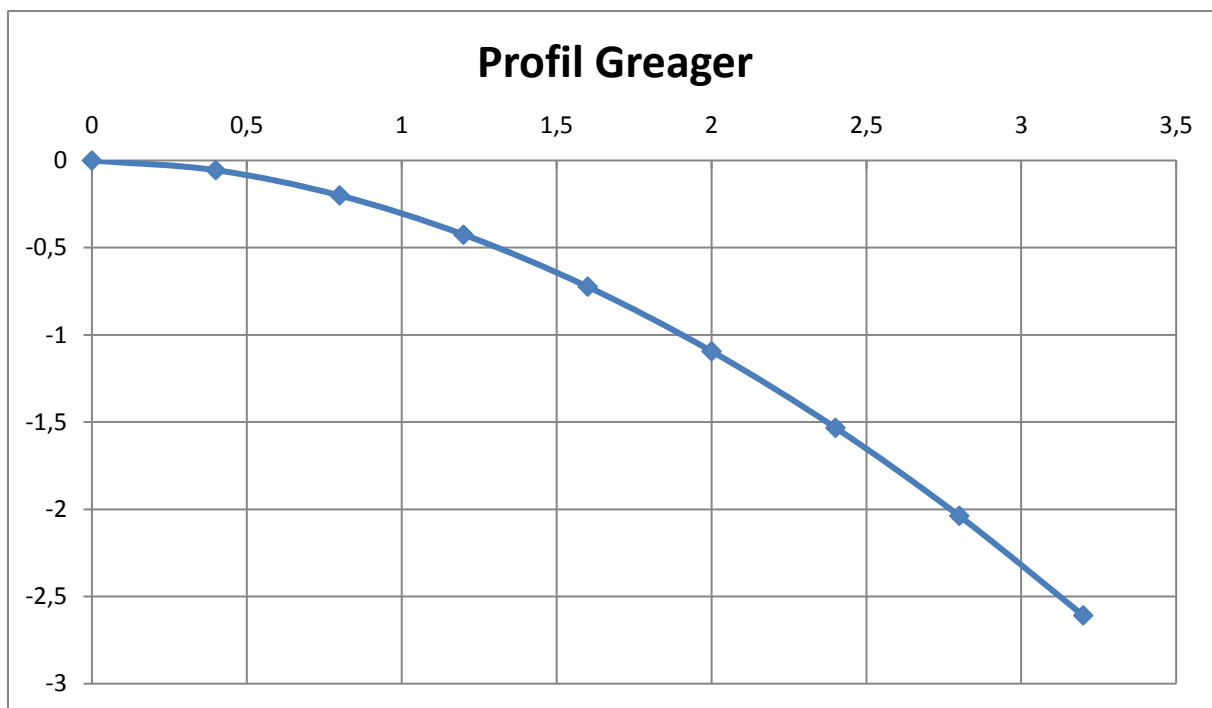


Figure VI-1 : Schéma du profil du seuil déversant type Creager

**VI.1.4.3 Chenal d'écoulement :**

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieure à la pente critique) pour que le régime soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire, sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier.

La longueur du chenal est déterminée en fonction de la topographie ici elle n'est pas importante elle est égale à 27.5 m et une pente de 0,1 %.

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calcule la profondeur critique " y<sub>c</sub>" et la pente critique.

**A. la profondeur critique**

On calcule la profondeur critique par la formule :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots(VI.8)$$

Avec :

- **q**: débit spécifique  $q = \frac{Q}{b}$  (m<sup>2</sup>/s)
- **Q**: débit à évacué m<sup>3</sup>/s
- **b** : largeur du chenal



- **g**: l'accélération de pesanteur

A.N :

$$Y_c = 1.71 \text{ m}$$

**B. La pente critique :**

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour (  $Y = Y_{cr}$  ).

$$I_{cr} = \left[ \frac{Q(b + 2Y_c)^{2/3}}{K(b \times Y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (VI.9)$$

Avec :

- **R** : rayon hydraulique (en m).
- **I** : la pente en (m/m).
- **S** : section mouillée
- **K** : coefficient de Manning-Strickler, **K= 71**

A.N :

$$I_{cr} = 0.22 \%$$

**Calcul la hauteur normal**

La profondeur normale  $h_n$  (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement est uniforme) se déduit de la formule de Chézy.

$$Q = S C \sqrt{RI}$$

Avec :

- ✓ **Q** : le débit a évacuer  $m^3/s$
- ✓ **S** : section du chenal  $S= b.h_n$
- ✓ **I** : pente du chenal  $I=0,1 \%$ .
- ✓ **C** : coefficient de Chézy ;  $C=R^{1/6}/ n$ .
- ✓ **R** : rayon hydraulique  $R= \frac{S}{p} = \frac{b.h_n}{2.h_n + b}$ ;

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (b + h_n)^{5/3} \cdot (2h_n + b)^{-2/3}$$

$$h_n = 1.92 \text{ m}$$

On aura :

**Conclusion :**

$$I_{cr} = 0.22 \% > 0,1 \text{ ‰} \quad \text{et} \quad h_c = 1.71 \text{ m} < 1.92 \text{ m}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc le régime devient fluvial donc pas de formation de ressaut hydraulique.

**VI.1.4.4. Calcul du convergent**

A l'extrémité du chenal là où s'amorce le coursier on projette un convergent pour marquer le passage en régime torrentiel.

La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante :

$$L = 2.5 (l_1 - l_2) \dots\dots\dots (VI.10)$$

**Avec :**  $l_1$  : Largeur au plafond du bief amont

$l_2$  : Largeur au plafond de la section de contrôle

**A.N :**  $L = 2.5 (14 - 6) = 20 \text{ m}$

Donc la longueur du convergent est de **20 m**

**VI. 1.4.5. Le coursier**

La localisation de la section de contrôle faisant passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier. Ce dernier est le plus souvent construit en béton et il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

**A. Largeur du coursier**

Pour assurer de bonnes conditions d'écoulement et de construction, on donne au coursier une section rectangulaire, de la même largeur, à la fin de convergeant.

$$B = Q^{0.4} \dots\dots\dots (VI.11)$$

**A.N :**  $B = 6 \text{ m}$

**B. Longueur du coursier**

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 30 m.

**C. La profondeur critique**

La condition de l'état critique est :  $\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} \dots\dots\dots (VI.12)$$

**B** : la largeur du coursier égale à 6m

A.N :

<b><math>h_{cr} = 3.02 \text{ m}</math></b>
---

**D. La pente critique**

$$I_{cr} = \left( \frac{Q}{C_r \cdot S_c \cdot R_c^{1/2}} \right)^2 \dots\dots\dots (VI.13)$$

Avec :

$S_{cr}$  : Section critique (m<sup>2</sup>).

$R_{cr}$  : Rayon critique (m).

$C_{cr}$  : Coefficient de CHEZY

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6} \dots\dots\dots (VI.14)$$

**I<sub>cr</sub>** : pente critique

**R<sub>c</sub>** : rayon critique  $R_c = S_c / P_c \dots\dots\dots (VI.15)$

**S<sub>c</sub>** : section critique  $S_c = b \cdot h_{cr} \dots\dots\dots (VI.16)$

**P<sub>c</sub>** : périmètre critique  $P_c = 2 \times h_{cr} + b \dots\dots\dots (VI.17)$

**C<sub>c</sub>** : coefficient de Chézy  $C_c = R_c^{1/6} / n \dots\dots\dots (VI.18)$

**n** : coefficient de rugosité, n=0.014 (revêtement en béton).

**Tableau VI.02** : récapitulatif des résultats

<b>S<sub>c</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	18.12
<b>P<sub>c</sub> (m)</b>	12.04
<b>R<sub>c</sub> (m)</b>	1.5
<b>C<sub>c</sub> (m<sup>-6</sup>)</b>	76.46

A.N :

<b>I<sub>cr</sub> = 0.32 %</b>
--------------------------------

**E. Calcul de la profondeur normale :**

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (c'est-à-dire la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes) elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy)

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \dots\dots\dots (VI.19)$$

Avec :

- **S** : section du coursier ; **S=b.h<sub>n</sub>**
- **I** : pente du coursier I= 10 %
- **C<sub>n</sub>** : coefficient de Chézy  $C_n = R^{1/6} / n$
- **R** : rayon hydraulique  $R = \frac{S}{P} = \frac{b.h_n}{2.h_n + b}$  ;

De la même manière que pour le chenal d'écoulement, et par itérations on aura:

$$Q = \frac{1}{n} . I^{\frac{1}{2}} . (b + h_n)^{\frac{5}{3}} . (2h_n + b)^{-\frac{2}{3}} \dots\dots\dots (VI.20)$$

A.N:

<b>h<sub>n</sub> = 0.85m</b>
------------------------------

**Conclusion**

$$I = 10 \% > I_{cr} = 0, 33 \% \quad \text{et} \quad h_n = 0.85 \text{ m} < h_{cr} = 3.02 \text{ m}.$$

Les deux conditions sont vérifiées alors le régime d'écoulement est torrentiel et le coursier est à forte pente.

**F. Calcul de la ligne d'eau dans le coursier**

Le calcul de la ligne d'eau est effectué à l'aide d'un logiciel appelé « CANAL 21 »

Tableau VI.03 : Données de calcul

Q m <sup>3</sup> /s	Strickler	I (mm)	y <sub>n</sub>	y <sub>c</sub>	L <sub>bief</sub> (m)
98.65	71	12%	0.85	3.02	30

Tableau VI.04 : Calcul de la ligne d'eau

Section	abscisse (m)	Pas (m)	Y (m)	Froude	H <sub>s</sub> (m)	J (mm/m)
amont	0	0	1.400	1,381	3.906	0.0058
1	20	20	1.409	2.126	4.909	0.0133
2	40	20	1.417	2.631	5.841	0.0202
3	60	20	1.425	3.046	6.705	0.0270
4	80	20	1.433	3.402	7.501	0.0336
5	100	20	1.442	3.713	8.233	0.400
6	120	20	1.450	3.987	8.902	0.0461
7	140	20	1.458	4.230	9.512	0.0519
8	160	20	1.466	4.446	10.065	0.0573
9	180	20	1.473	4.637	10.566	0.0624
aval	200	20	1.481	4.840	11.018	0.0671

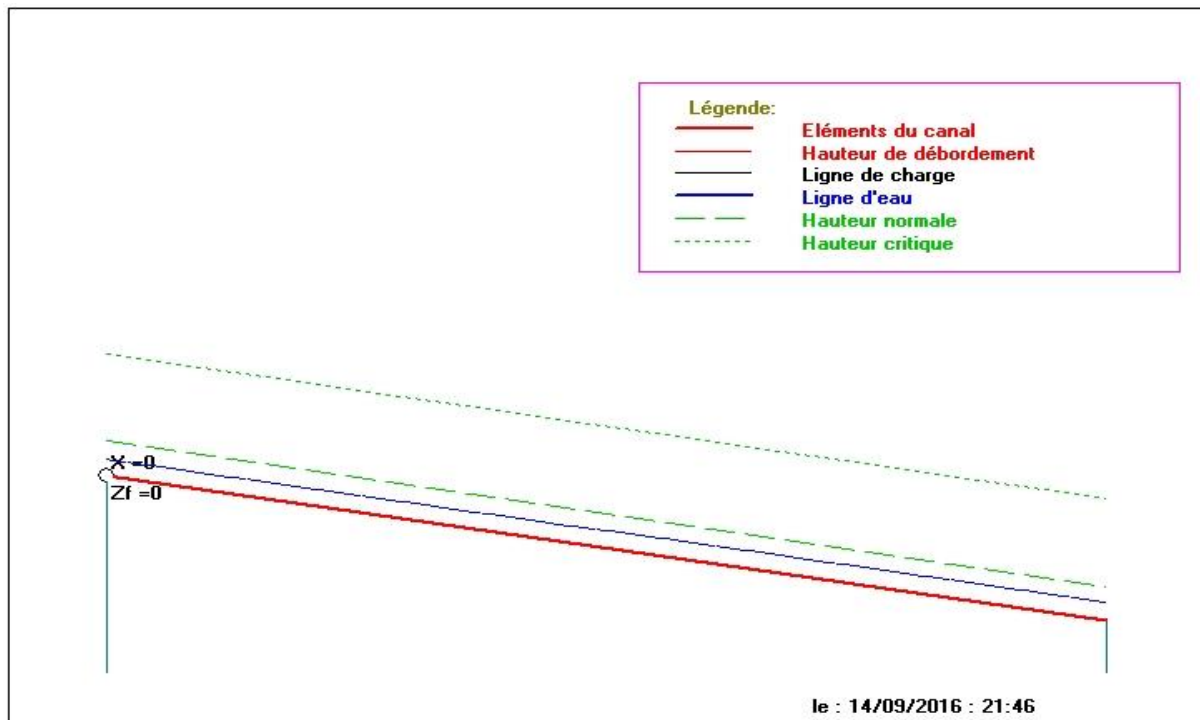


Figure VI-2 : Tracé du profil de la ligne d'eau

On a :

A partir du tableau VI.04 on tire :

$$\left\{ \begin{array}{l} Y = 1.48 \text{ m} \\ V = 11.11 \text{ m/s} \\ Fr = 2.91 \end{array} \right.$$

#### VI. 1.4.6. Dissipateur d'énergie

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Il permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les instituer à l'oued, 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).

Pour notre cas :

$2.5 < Fr \leq 4.5$  Ressauts oscillant.

Il y'aura formation d'un ressaut oscillant donc on doit projeter un bassin de dissipation de **type I**.

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes.

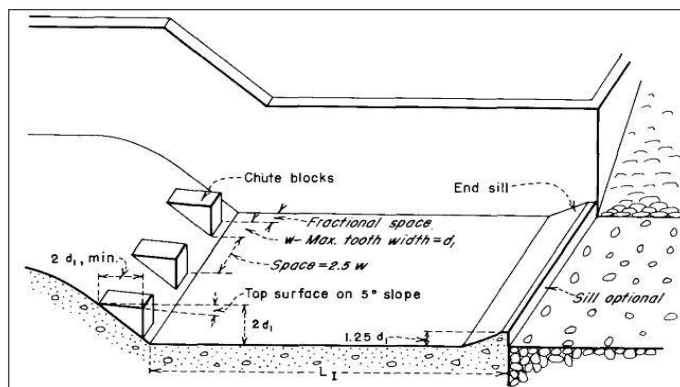


Figure VI-3 : Schéma de bassin de dissipation, type I (USBR, 1987)

**A. Détermination des caractéristiques du bassin :**

$F = 2.91$  ;  $y_1 = 1.42m$

➤ A partir de l'abaque dans l'annexe VI :

$$\frac{y_2}{y_1} = 3.8$$

d'où :

$y_2 = 5.24 m$

Avec :

- $y_1$  : Tirant d'eau avant le ressaut en (m)
- $y_2$  : Tirant d'eau après le ressaut en (m)

✓ La longueur du bassin et de l'abaque 3(Annexe VI):

$$\frac{L}{y^2} = 5.3$$

Donc :  $L = 28.62 \text{ m}$

On prend

$L = 29 \text{ m}$

**B. Dimensionnement des blocs Chicanes**

**Tableau V.05** : Les dimensions des blocs Chicanes du bassin de dissipation

La hauteur des blocs de chutes (m)	$h_1 = 2 \times y_1 = 2.84$
La largeur des blocs de chutes (m)	$W < y_1 = 1$
Espacement entre deux blocs de chutes (m)	$E = 2.5W = 2.5$

**VI. 1.4.7. 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 la forme est trapézoïdale avec un fruit de talus de 1/1.

**A. La hauteur critique**

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante (Agraskine) :

✓ **La hauteur critique :**

$$h_{cr} = \left( 1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.105 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K \dots \dots \dots (VI.21)$$

Avec:  $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$  et  $\sigma = \frac{K \cdot m}{b}$

A.N :  $K = \sqrt[3]{\frac{98.65^2}{9.81 \cdot 6^2}} = 3.02$        $\sigma = \frac{3.02 \cdot 1}{6} = 0.50$

Donc :

$$h_{cr} = \left( 1 - \frac{0.50}{3} + 0.105 \cdot 0.50^2 \right) \cdot 3.02 = 2.6m$$

**B. La pente critique :**



Elle est donnée par

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C_c^2 \cdot S_c^2 \cdot R_c} \dots\dots\dots (VI.22)$$

Avec :

- $I_{cr}$  : pente critique
- $R_c$  : rayon critique 2.31
- $S_c$  : section critique 22.36
- $P_c$  : périmètre critique 9.67
- $C_c$  : coefficient de Chézy 82.12
- $n$  : coefficient de rugosité,  $n=0.014$  (m)

A.N :

$$I_{cr} = 0.14 \%$$

**C. Profondeur normale dans le canal**

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I} \dots\dots\dots (VI.23)$$

- $S_c = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n$
- $P_n = b + 2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2}$
- $R = \frac{S_n}{P_n}$
- $C_n = R^{1/6} / n$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par la méthode itérative.

$$Q = 1/n \cdot I^{1/2} \times (m \cdot h_n + b \cdot h_n)^{5/3} \cdot (b + 2 \cdot h_n + 2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2})^{2/3} \dots\dots\dots (VI.24)$$

Le résultat du calcul par itération donne :

$$h_n = 1.8 \text{ m}$$

**D. Calcul de la vitesse de l'écoulement :**

$$V = \frac{Q}{S} = C \sqrt{R \cdot I}$$

$$V = 7.02 \text{ m/s}$$

### VI. 1.4.8. Hauteurs des murs bajoyers

#### A. Hauteurs des murs à l'entrée du déversoir

$$h_m = h_e + R \dots\dots\dots (VI.25)$$

Avec

- $h_m$  : Hauteur des murs bajoyers en (m).
- $h_e$  : Lamme d'eau sur le déversoir (m),  $h_e = 2.8 \text{ m}$
- $R$  : Revanche de sécurité (m) donnée par :

$$R = 0.61 + 0.14V^{1/3} \dots\dots\dots (VI.26)$$

$$V = 2.2 \text{ m/s} \qquad \text{donc} \qquad R = 0.8 \text{ m}$$

$$h_m = 3.6 \text{ m}$$

#### B. Le chenal d'écoulement

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue

#### C. Le coursier

##### ❖ Au début du coursier

$$h_m = h_e + R \dots\dots\dots (VI.27)$$

Ou :  $h_m$  : hauteur du mur bajoyer ;

$h_e$  : hauteur d'eau  $h_e = 1.8 \text{ m}$  ;

$R$  : revanche de sécurité donnée par :

$$R = 0.61 + 0.14V^{1/3} \dots\dots\dots (VI.28)$$

$V$  : la vitesse au niveau de la section de contrôle :

$$V = \frac{Q}{h \times b} = \frac{98.65}{1.8 \times 14} = 3.91 \text{ m/s}$$

On a donc  $R = 0.66$  **donc**  $h_m = 2.46 \text{ m}$

##### ❖ A la fin du coursier

Nous procédons de même manière que précédemment

$V = 2.85 \text{ m/s}$     donc     $R = 0.8$

La hauteur des murs sera :     $h_m = 1.72 \text{ m}$

❖ **Le canal de restitution**

$h_e = 1.8 \text{ m}$     on aura     $V = 4.55 \text{ m/s}$ ,     $R = 0,82 \text{ m}$

Donc :     $h_m = 2.52 \text{ m}$

**VI.1.5 Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier**

❖ **Vagues roulantes**

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu, aussi bien, dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent, généralement, lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$b/h < (10 \div 12)$  ..... (VI.29)

Et     $Fr^2 < 40$  .....(VI.30)

**Avec :**     $b$  : Largeur du coursier

$F_r$  : Nombre de Froude

$h$  : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

**AN :**     $\frac{b}{h} = 5.7 < (10 \div 12)$     **et**     $Fr^2 = 23.04 < 40$

Les deux conditions sont vérifier donc il n'y a aucun risque d'apparition de vague roulante.

**VI.2. Ouvrage de vidange**

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval).
- De vider la tranche morte en fin de saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).

- De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

**VI.2.1 Différents types d’ouvrages de vidange :**

Il existe plusieurs types d’ouvrages de vidange tels que :

**A. Conduite de vidange en charge :**

L’ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l’évacuateur de crue ; la conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

**B. Conduites à écoulement libre**

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- ❖ Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
- ❖ La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (plus de 2 m) de hauteur.

L’aération de l’écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l’aval immédiat de la vanne amont afin d’éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l’effet de passage en écoulements instables à forts débits.

**C. Ouvrages de vidange à batardeau**

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d’un pertuis dans l’évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d’obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d’entretien, tel que blocage de vannes.

**VI.2.2. Calcul du débit de vidange**

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots \dots \dots (VI.31)$$

Avec :

- **Q<sub>r</sub>**: débit entrant dans la retenue pendant la vidange, pris égal à débit moyen annuel
- **V**: volume utile, Vu = 0,107 Mm<sup>3</sup>
- **T**: temps de vidange, T = 10 jours = 864000 secondes

$$Q_{vf} = \frac{0.107 \times 10^6}{864000} + \frac{0.12 \times 10^6}{31.536 \times 10^6} = 0.127 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{vf} = 0.127 \text{ m}^3/\text{s}$$

**VI.2.3 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre**

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ} \dots\dots\dots(\text{VI.32})$$

Avec :

- **Q<sub>vf</sub>** : débit de vidange (m<sup>3</sup>/s)
- **μ** : coefficient de débit **μ ∈ (0.8 ÷ 0.85)**, nous prenons **μ=0.80**.
- **S** : section de la conduite (m<sup>2</sup>)
- **Z** : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (m). **Z = 12 m**
- Alors que :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \dots\dots\dots(\text{VI.33})$$

Nous trouvons : **S= 0.012 m<sup>2</sup>**

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots(\text{VI.34})$$

D = 0.139 m

Nous prenons:

$$D = 140 \text{ mm}$$

**Correction de la valeur de coefficient μ**

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \dots\dots\dots(\text{VI.35})$$

Avec :

- **∑ξ<sub>s</sub>**: somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille} \dots\dots\dots(VI.36)$$

Tableau V.06: Coefficients de pertes de charge singulières

$\xi_{va}$	0,5
$\xi_{ent}$	0,1
$\xi_{sor}$	1
$\xi_{grille}$	0,25

Donc :  $\sum \xi_s = 1,85$

- $\sum \xi_L$  : Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d} \dots\dots\dots(VI.37)$$

Avec :

- **L**: longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 80.2 m
- **d** : diamètre de la conduite de vidange, **d = 140 mm**
- $\lambda$  : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler:

$$\lambda = \frac{87n^2}{d^{1/3}} \dots\dots\dots(VI.38)$$

Avec :

- **n**: rugosité de la conduite en acier, **n=0.014 m<sup>-1/3</sup>.s**

$$\lambda = 0.0325 \qquad \text{D'où} \qquad \sum \xi_L = 18.64$$

Ce qui nous donne:  **$\mu = 0.216$**

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à : **D = 265 mm**

Nous adoptons le diamètre normalisé : **D<sub>vf</sub> = 300 mm**

**VI.2.4 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite**

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes:

$$V_s = Q_{vf} / S_{vf} \dots\dots\dots(VI.39)$$

**V<sub>s</sub> = 2.6 m/s**

d'où :  $V_s = 2.6 \text{ m/s}$

**VI.3 Dimensionnement de la prise d'eau**

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation des régions par gravitaire et située à l'aval. Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le tableau qui représente la distribution mensuelle de la demande, le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

D'après le tableau de volume maximum demandé qui est celui du mois de juillet

$$V_{\max} = 0.1 \text{ Mm}^3.$$

T : Temps de prise (T = 31 jours en 12 heure).

Donc :

$$Q = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{0.1 \cdot 10^6}{31 \cdot 43200} = 0.074 \text{ m}^3/\text{s}$$

$Q_{\max} = 0.071$
--------------------

On a encore :

$$Q_{\max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \dots\dots\dots (VI.40)$$

- $\mu$  : coefficient de débit :  $\mu = 0.3$
- H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse

**A.N:**  $S = 0.032 \text{ m}^2$

$D = 0.2 \text{ m}$

On prend :

$D = 200 \text{ mm}$
----------------------

➤ **Correction du coefficient de débit  $\mu$  :**

On utilise la formule suivante :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \dots\dots\dots (VI.41)$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D} \dots\dots\dots (VI.42)$$

AN :  $\sum \xi = 10.12$

Donc :  $\mu = 0,3$

Pour  $\mu = 0.3$  on a :

$S = 0.03 \text{ m}^2$       donc       $D = 0.19 \text{ m}$

On prend diamètre normalise :

**D = 200 mm**

**VI.3.1 Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau**

$$V_{con} = \frac{Q_{max}}{s} \dots\dots\dots (VI.43)$$

A.N:

**V<sub>con</sub> = 2.36 m/s**

**Conclusion**

Le diamètre de la conduite de vidange de fond est le plus grand, cette conduite sera utilisée en deux fonctions (la vidange et la dérivation des eaux des crue pendant la construction de l'ouvrage).

La conduite de prise d'eau aura un diamètre de 200 mm, elle est équipée de deux vannes papillon qui sera groupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage. Les vannes peuvent être soit opérées manuellement soit à distance par des organes de commande hydrauliques.



*Chapitre : VII*



**ORGANISATION DE  
CHANTIER**

## Introduction

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possible d'un travail pour abaisser les coûts de production en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité.

Pour cela il faut :

- ❖ Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
- ❖ Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main-d'œuvre spécialisée.
- ❖ Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour lesquels, on adopte une mécanisation de plus en plus poussée.
- ❖ Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main-d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.

### VII.1. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixe de travail.

Nous pouvons distinguer les installations suivantes :

#### VII.1.1. Installations destinées au personnel

En général, sont :

- **Abris-clos et vestiaire :** Local aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Local avec armoires (surface minimum du local  $> 1.25 \text{ m}^2$  par personne).
- **Les réfectoires :** nous prévoyons un local de restauration si le nombre de repas  $> 25$ . Tables et sièges en nombre suffisant (surface minimum  $> 1.5 \text{ m}^2$  par personne). Garde-manger et chauffe gamelles installés dans l'abri ou dans un lieu couvert.
- **Les installations sanitaires :** Lavabos ou rampes pour la toilette : 1 orifice au moins pour 5 travailleurs. Local avec lavabos : un lavabo pour 10 personnes au plus. Douches obligatoires pour tous travaux salissants : 1 pour 8 personnes.
- **Poste de secours :** Boîte de secours présente dans tous les types de chantiers. Un infirmier est obligatoire pour 200 personnes.
- **Les bureaux de chantier :** Le nombre de bureaux à installer est indiqué par la maîtrise d'œuvre dans les pièces écrites.

### VII.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars .....).

### VII.1.3. Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé afin d'assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

### VII.1.4. Installation destinée pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

## VII.2. Moyens du chantier

### VII.2.1 Moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

### VII.2.2 Moyens matériels du chantier

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci-après :

- **Compacteurs à pneus**

Est un engin de compactage anciennement à traction animale, aujourd'hui motorisé, caractérisé par des roues cylindriques lisses ou à relief dit « pied de mouton »



Figure VII-1 : Compacteur à pneus

- **Rouleaux à pieds dameurs**

Pour le compactage des sols fins, les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux



**Figure VII-2 : Compacteur à rouleaux**

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- **Décapeuse automotrice (grader)**

Est généralement utilisée pour l'arasement des sols. Cet engin possède une benne avec tiroir éjecteur pouvant se surbaïsser et qui, par l'effet du déplacement de la machine, permet d'extraire les matériaux. Ceux-ci seront ensuite transportés sur le lieu de déchargement pour finalement y être répandus en couches.

Ces engins travaillent généralement en duo car ils sont poussés (un tampon se trouve à l'arrière) par un bulldozer équipé d'une lame spéciale dite « pousse ». Ce type de scraper dit « poussé » est le plus répandu.

L'engin peut aussi être autonome, du type « automoteur ». Par le biais d'une chaîne élévatrice, il se charge et se décharge par ses propres moyens.



**Figure VII-3 : Décapeuse automotrice**

### ▪ Pelle hydraulique

Cet engin de chantier est aussi connu sous le nom de pelleuse, pelle ou excavatrice. Elle est constituée d'un châssis porteur à chenilles ou à pneus et surmontée d'une tourelle dotée d'une rotation continue de 360 degrés. Cette tourelle porte le moteur, les organes hydrauliques (pompes, moteur, vérins), le poste de conduite et l'équipement (flèche, balancier, godet).

Le poids d'une pelle hydraulique sur pneus peut atteindre jusqu'à 127 tonnes tandis que sur chenilles il peut atteindre jusqu'à 980 tonnes. La popularité des machines hydrauliques est due à leur très grande puissance ainsi qu'à la grande variété d'organes mécaniques pouvant utiliser cette puissance.

La pelleuse est utilisée pour des travaux :

- ✓ De terrassement
- ✓ D'extraction (chargement de matériaux dans une carrière...)
- ✓ De réalisation et nettoyage de fossés et de talus...
- ✓ De fondations spéciales (forage, parois moulées...), la pelle sera équipée dumatériel : mouton, sonnette...



Figure IV-4 : Pelle hydraulique

### ▪ Camions (damper)

Les camions favorisent le mélange de plusieurs horizons, sont plus adaptés lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou à un relief très marqué.



Figure IV-5 : Camion de chantier

### VII.3. Planification

#### VII.3.1. Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- ✓ installation des postes de travail
- ✓ observations instantanées
- ✓ analyse des tâches
- ✓ chronométrage
- ✓ définition des objectifs et des attributions
- ✓ simplification des méthodes
- ✓ stabilisation des postes de travail.

#### VII.3.2. Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau
- Méthodes basées sur le graphique

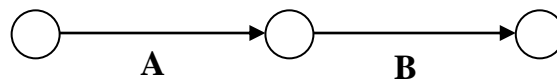
##### VII.3.2.1 Méthodes basées sur le réseau

###### A. Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

###### ❖ Réseau à flèches

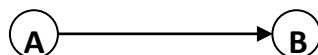
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



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.

## B. Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les quatre (4) opérations suivantes :

### a. Etablissement d'une liste des tâches

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

### b. Détermination des tâches antérieures

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- ✓ Construction des graphes partiels.
- ✓ Regroupement des graphes partiels.
- ✓ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- ✓ Construction du réseau.

### c. Méthode du chemin critique (Critical Path Method/CPM)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

**1<sup>ère</sup> phase** : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

**2<sup>ème</sup> phase** : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour.

**3<sup>ème</sup> phase** : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

### d. Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

#### o 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.

#### o Décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières, nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

## VII.3.2.2. Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

**A. Les paramètres de la méthode C.P.M**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

<b>DCP</b>	<b>TR</b>
<b>DFP</b>	<b>DCPP</b>
<b>DFPP</b>	<b>MT</b>

Avec :

- **TR**: temps de réalisation
- **DCP**: date de commencement au plus tôt
- **DCPP** : date de commencement au plus tard
- **DFP**: date de finition au plus tôt
- **DFPP** : date de finition au plus tard
- **MT**: marge totale.

Et :

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCPP = DFPP - TR$$

**B. Chemin critique (C.C)**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{c.c} = D.T.P \end{cases}$$

**C. Attribution des durées de chaque opération**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q.N}{n} \dots\dots\dots (VII.1)$$

Avec :

- **Q** : quantité de travail
- **N** : rendement



- **n** : nombre d'équipes

### VII.3.2.3. Plannings des Travaux

Il existe trois types de plan de travail :

#### A. Plan de travail au plus tôt

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

#### B. Plan de travail au plus tard

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

#### C. Plan de travail intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au 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.3.2.4. Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.01** : Symboles des opérations réalisées

Phases des Travaux	Opérations	Durée (mois)
Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier, assurant l'accès au chantier	A	1
Décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange	B	1
Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage	C	2
Préparation des zones d'emprunt	D	2
Déboisement de la cuvette	E	3
Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	F	1
Approvisionnement du filtre	G	2
Mise en place d'un système de drainage	H	1
Remblai compacté	I	4
Evacuations de l'évacuateur de crues	J	1
Génie civil de l'évacuateur de crues	K	2
Revêtements de talus	L	3

Equipement hydraulique	M	1
Travaux de finition.	N	2

Le réseau à nœuds et le diagramme de Henry L. Gantt (1910) sont représentés dans la planche N° 8. Cette méthode consiste à placer les tâches à effectuer dans l'ordre défini par la priorité et en tenant compte des ressources encore disponibles.

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire est égal à 14 mois.

**VII.4. Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes**

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et les autres ouvrages annexes

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages:

**Tableau VII.02 : Devis estimatif de la digue**

Désignation	Unité	Quantité (m <sup>3</sup> )	P.U (DA)	Montant (DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m <sup>3</sup>	5164.21	300	1549263
Enrochement	m <sup>3</sup>	23380,48	600	14028288
Drains	m <sup>3</sup>	2554,16	1000	2554160
Rip-Rap	m <sup>3</sup>	2535,2	1200	3042240
Noyau	m <sup>3</sup>	7501,4	500	3750700
<b>Montant total (DA)</b>	<b>24924651</b>			

**Tableau VII.03 : Devis estimatif de l'évacuateur de crue**

Désignation	Unité	Quantité (m <sup>3</sup> )	P.U (DA)	Montant (DA)
Déblai	m <sup>3</sup>	1320	700	924000
Remblai	m <sup>3</sup>	842	500	421000
Béton armé 350 Kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	650	25000	16250000
Sable	m <sup>3</sup>	89	600	53400
Béton de propreté 250 Kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	76	12000	912000
Water-Stop	ml	35	300	10500
Enrochements	m <sup>3</sup>	60	600	36000
<b>Montant total (DA)</b>	<b>18606900</b>			

Tableau VII.04 :Vidange de fond et prise d'eau

Désignation	Unité	Quantité (m <sup>3</sup> )	P.U (DA)	Montant (DA)
Déblai	m <sup>3</sup>	420	700	294000
Remblai	m <sup>3</sup>	340	500	170000
Béton armé 350 Kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	30	25000	750000
Conduite métallique 300 mm	ml	82	45000	3690000
Conduite métallique 250 mm	ml	82	38000	3116000
Vannes 300 mm	u	2	40000	80000
Vannes 250 mm	u	2	32000	64000
Montant total (DA)	8 164 000			

Le coût total de l'ouvrage s'élève à :

$$24924651 + 18\,606\,900 + 8\,164\,000 = 51\,695\,551 \text{ DA}$$

Montant total de la retenue : **51695551.00 DA**

Le coût du mètre cube est estimé à :

$$\frac{\text{Cout du projet}}{\text{Volume de la retenue}} = \frac{51\,695\,551.00}{107\,000} = 483.1 \text{ DA/m}^3$$

## Conclusion

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. D'après nos calculs, le temps de réalisation de la retenue collinaire de Sidi Massmoudi commune de Mchounech est estimé à 12 mois.

*Chapitre : VIII*

**PROTECTION ET SECURITE  
DU TRAVAIL**

**Introduction**

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier

**VIII - 1 Causes des accidents de travail**

L'analyse des accidents, les plus fréquents, fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielles).

**VIII.1.1 Causes humaines : Ces causes sont :**

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de faciliter.

**VIII.1.2 Causes techniques : Ces causes sont :**

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.

**VIII- 2 Conditions dangereuses dans le chantier**

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

**VIII.3 Actions dangereuses**

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervention sans précaution sur des machines en mouvement.
- Action sans prévention ou sans autorisation.
- Le non utilisation de l'équipement de protection individuelle.
- L'imprudence durant le travail.
- Le rythme de travail inadapté

**VIII. 4 Mesures préventive**

La protection du personnel doit être assurée de manière bien satisfaisante par les services appropriés.

1. Les appareils de levage doivent être installés sur une surface présentant une résistance suffisante.
2. Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celles fixées.
3. Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
4. Les abris doivent être aérés et chauffés.

**VIII.5 Principales fonctions du service de sécurité****a) Etudes**

1. Participation au Comité d'Hygiène et de Sécurité.
2. Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
3. Suggestions du Personnel.
4. Statistique : élaboration et commentaire.
5. Rapport avec l'administration.

**b) Exécution**

1. Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
2. Réalisations pratiques des suggestions et des études.

**c) Contrôle**

1. Enquêtes à la suite des accidents.
2. Inspections des installations.
3. Visites périodiques effectuées par les organismes.
4. Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

**d) Animation**

1. Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
2. Equipes de secours.
3. Formation spéciale concernant certaines professions.

**VIII. 6 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation:**

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes.

On a résumé ce plan dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 1 : Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. -Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	-Repérage des lignes électriques.
Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	-Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement et de déchargement.
Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules
Heurts des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.



VIII .7 Organisation de la prévention des accidents du travail

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme ci-après :

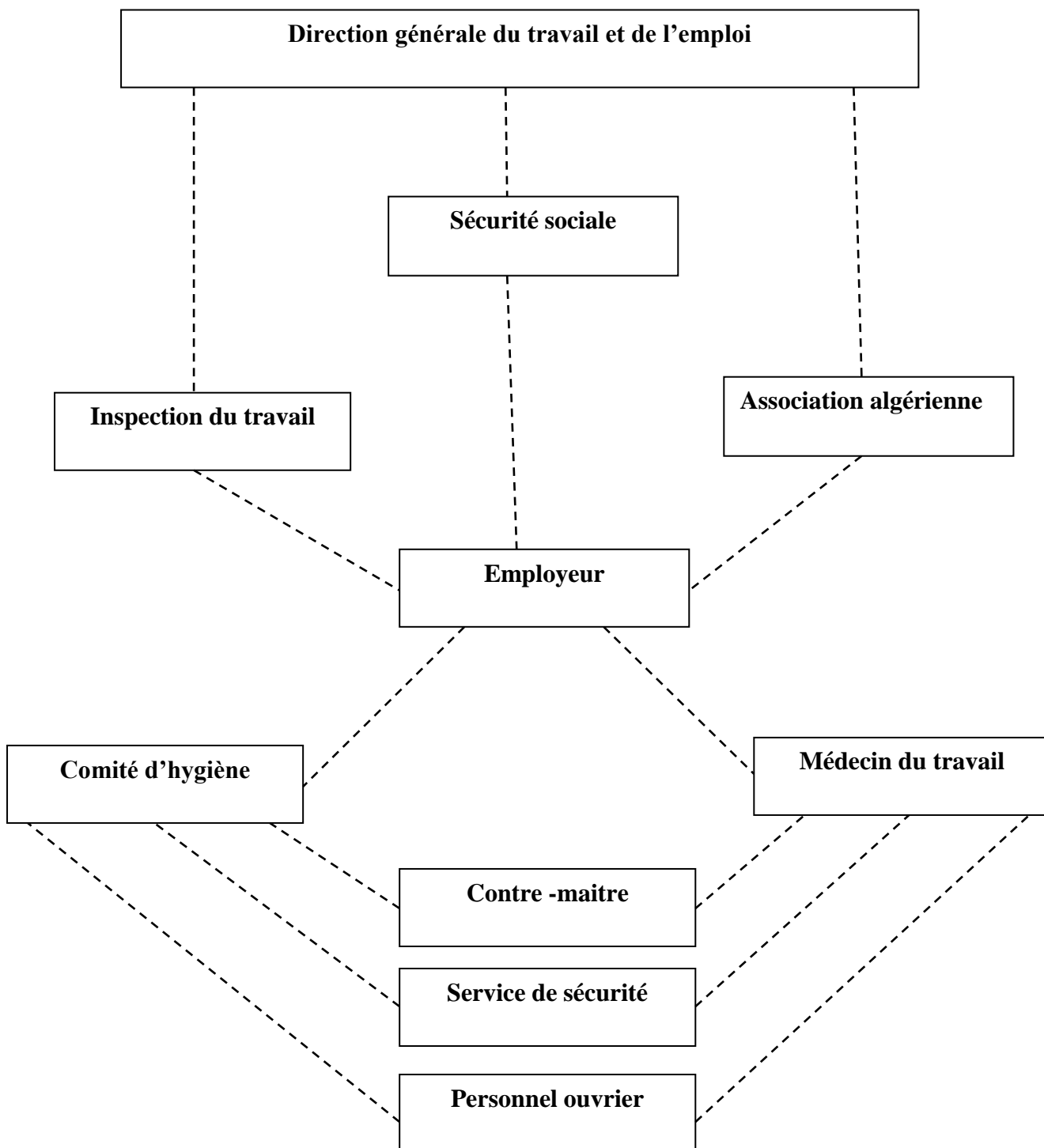


Figure VIII.1 : organisation de la prévention des accidents du travail

**Conclusion**

Des milliers d'accident graves ont leurs origines dans de simples blessures qu'on aurait pu éviter par l'emploi de dispositifs de sûreté (casque, gants masques, Lunette....)

Tous ces accidents ainsi que les détériorations du matériel qui les accompagnent Fréquemment sont d'autant plus regrettables qu'ils sont presque exclusivement dus à la négligence et à l'observation des règles les plus élémentaires de sécurité.

Donc tout le personnel du chantier doit être persuadé que la sécurité, dans la construction du barrage, a la même importance que la qualité du travail et le respect des programmes et du devis. Il lui appartient donc de participer à la lutte contre les accidents du travail et les maladies professionnelles.



**CONCLUSION  
GENERALE**

## CONCLUSION GENERALE

À travers ce travail, nous avons réalisé une étude d'exécution de la retenue collinaire, située sur Oued Sidi Masmoudi dans la wilaya de Biskra, destinée pour l'irrigation de périmètres agricoles.

Ainsi, nous résumons ci-dessous les différents résultats obtenus de chaque chapitre :

La construction de la retenue de SIDI MASMOUDI est faisable et n'implique aucune difficulté technique. De plus le choix d'une digue à noyau d'argile permet l'utilisation exclusive de matériaux disponibles in situ.

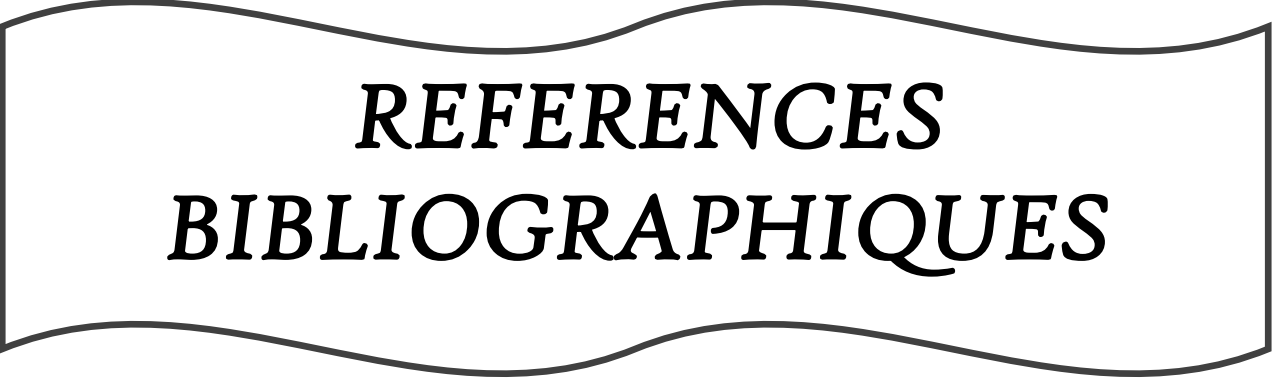
L'étude des débits, les crues et la régularisation nous a donné la capacité du barrage de point de vue débits avec un volume au niveau normal de la retenue de 0.129 Mm<sup>3</sup> et une hauteur de retenue de 12.6 m. La superficie du bassin versant, de par son ampleur relativement considérable garantira une quantité d'eau assez suffisante pour l'irrigation des périmètres avoisinants. Cependant ce bassin qui est en fait n'est pas boisé augure un taux d'abrasion important causé par les ruissellements d'où un apport solide relativement considérable.

Les conditions topographiques du site ont permis de choisir un évacuateur de crues de type latéral à entonnement frontal.

La stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tout les cas de sollicitation.

Finalement, On peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude et l'exécution d'un barrage tout en se basant sur les fondements théoriques acquis tout au long de notre parcours du cursus universitaire.

Notre souhait c'est de perfectionner plus ce type d'étude par la pratique et l'expérience sur le terrain.



***REFERENCES***  
***BIBLIOGRAPHIQUES***

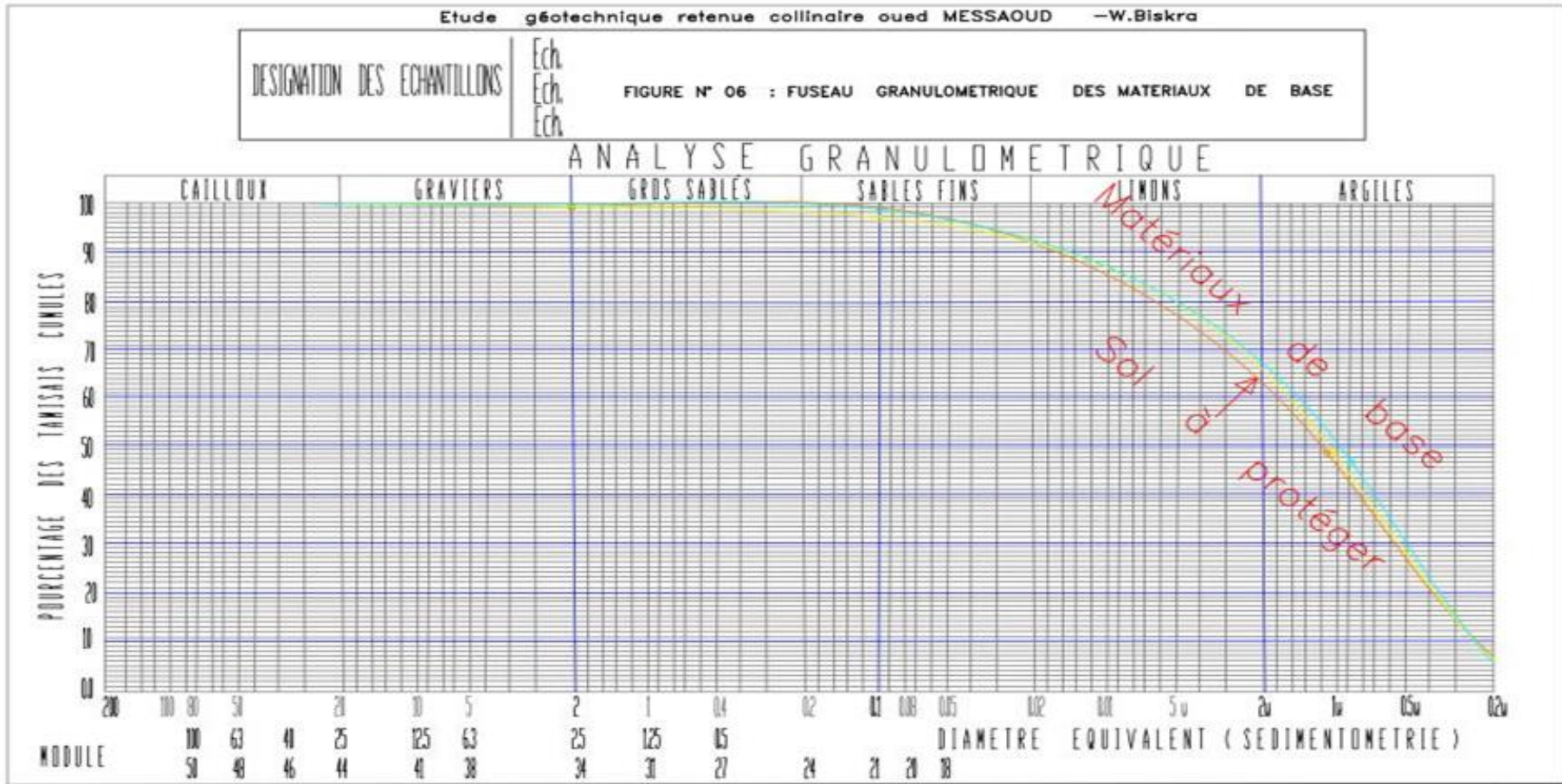
# Références bibliographiques

- Ambartsoumian, V. (1994)** Protection de travail. Polycopie de cours. ENSH. Blida.
- Bernardo, A. R. & Santos L. (2004)** Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger.
- Degoutte, G. (2002)** Petits barrages : Recommandation pour la conception. Editions CEMAGREF.
- Durand, J.M., Royet, P & Meriaux, P (1999).** Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale. CEMAGREF. 415 p.
- Maalel, K. & Hafsia, Z. (2012)** Ouvrages hydrauliques, Polycopié du cours. Département de Génie Civil de l'ENIT. Tunisie.
- Meylan, P. & Musy, A. (1999)** Hydrologie fréquentielle. Editions HGA, Bucarest. Hongrie.
- MIHOUBI, M.K . (2013)** Ouvrages Hydrotechniques. Polycopie de cours. ENSH. Blida.
- Musy, A. & Higy, C. (1998)** Hydrologie appliquée. Editions HGA, Bucharest, Hongrie. 367p.
- Schleiss A.J. & H. Pougatsch. (2011)** Les barrages : Du projet à la mise en service. Presses polytechniques et universitaires romandes. Suisse, Volume 17.
- Touaibia, B. & B. Benlaoukli. (2004)** Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.
- Touaibia, B. (2004)** Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani. Blida. Algérie. 166p.
- Touaibia, B. (2001)** Polycopié de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH. Blida.



***LES ANNEXES***

# Annexe I : La courbe granulométrique





## Annexe II : Série pluviométrique

- Code station : 061406
- Nom station : Biskra
- X : 776.1
- Y : 178.2
- Z : 130

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Aout	P <sub>jmax</sub>
73\74	0.0	0.0	0.0	0.0	0,0	7,8	22,8	3,7	2,5	8,1	2,7	1,8	49,4
74\75	0,2	0,0	0,0	0,3	8,4	11,6	6,3	31,7	45,7	0,0	0,0	0,0	114,6
75\76	38,5	0,0	6,5	19,0	0,7	36,5	18,1	3,1	8,5	22,0	4,1	0,0	157,0
76\77	29,0	12,8	2,0	9,9	42,2	2,8	6,6	19,4	64,1	2,6	2,3	0,0	164,7
77\78	0,0	0,0	17,3	0,0	14,4	3,7	4,7	6,1	0,0	1,6	0,0	0,0	47,8
78\79	0,0	12,8	0,0	0,2	0,0	5,0	3,0	9,6	6,3	0,0	0,0	0,0	36,9
79\80	66,5	0,3	0,0	0,0	0,0	18,9	13,1	9,6	6,3	23,0	0,0	7,0	144,7
80\81	0,0	0,0	39,8	10,3	0,0	9,2	11,5	8,5	0,0	23,0	0,0	7,9	110,2
81\82	0,0	0,2	0,0	17,7	5,4	0,0	3,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	26,3
82\83	0,0	40,8	58,3	0,0	0,0	9,1	1,5	0,0	5,5	0,0	0,0	22,5	137,7
83\84	0,0	3,8	3,5	4,0	0,5	3,6	7,6	0,0	0,0	3,5	0,0	0,0	26,5
84\85	1,0	14,7	19,2	1,0	11,0	1,1	32,0	1,6	25,9	0,0	0,0	0,0	106,5
85\86	2,3	9,9	16,6	13,5	31,0	3,6	49,0	0,3	17,4	0,0	0,0	0,0	143,6
86\87	26,3	10,7	11,5	11,4	10,7	12,0	3,8	1,0	5,8	1,0	2,3	2,6	99,1
87\88	0,0	15,5	4,5	11,8	4,5	0,0	4,1	16,6	1,0	22,7	0,0	0,0	80,7
88\89	2,5	0,0	13,5	4,9	4,6	10,9	0,0	10,9	10,6	20,6	0,0	8,6	87,1
89\90	6,6	2,0	11,5	3,0	28,0	0,0	9,0	20,4	32,0	4,5	0,5	7,0	124,5
90\91	5,6	0,0	14,5	20,6	17,0	13,0	60,4	3,5	3,1	2,0	0,0	26,0	165,7

91\92	13,0	33,5	4,0	9,9	18,9	2,3	22,0	6,6	5,0	0,0	4,5	20,5	140,2
92\93	20,5	0,0	50,5	3,5	0,0	4,4	11,5	0,0	4,0	0,0	0,0	0,0	94,4
93\94	2,5	0,0	6,3	3,2	14,4	5,0	22,6	1,4	0,0	1,5	0,0	7,3	64,2
94\95	37,3	36,2	3,2	0,0	4,5	2,0	7,0	11,5	0,0	4,0	0,5	0,0	106,2
95\96	31,8	2,6	25,0	19,5	63,9	25,1	46,2	5,4	2,7	3,7	3,4	0,0	229,3
96\97	31,7	0,0	0,0	4,3	3,8	2,6	1,4	88,9	0,0	5,1	0,0	0,0	137,8
97\98	16,6	4,9	41,6	13,9	0,0	0,4	11,0	47,1	12,1	7,4	0,0	0,0	155,0
98\99	0,0	3,6	0,1	0,1	82,3	0,5	0,2	0,0	5,2	18,3	0,0	2,5	112,3
99\00	21,3	11,4	47,4	33,2	0,0	0,0	0,0	4,0	8,3	0,0	0,0	0,0	125,6
00\01	12,8	3,0	10,0	2,5	45,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	3,6	77,0
01\02	1,2	2,6	21,9	10,1	1,1	0,0	1,5	2,8	0,3	0,0	0,0	3,6	45,1
02\03	0,6	16,2	17,9	1,4	81,7	2,9	6,6	3,1	0,3	0,2	0,0	0,2	131,1
03\04	6,3	37,5	4,3	10,9	0,1	0,3	32,8	70,7	34,0	1,0	0,0	0,5	198,4
04\05	6,7	6,2	31,4	53,9	0,0	21,9	1,9	0,0	0,0	0,0	1,7	0,0	123,7
05\06	2,5	3,7	4,5	9,0	58,6	35,8	13,0	13,3	8,0	0,6	0,0	0,9	149,9
06\07	19,7	9,8	47,3	8,0	0,0	41,0	12,5	40,1	2,6	0,0	0,0	2,5	183,5
07\08	28,1	0,0	2,3	0,0	4,9	0,0	0,0	0,0	26,1	0,0	0,0	0,0	61,4
08\09	25,1	59,8	0,0	45,9	72,9	16,8	51,8	18,3	20,2	0,0	0,0	0,0	310,8
09\10	42,1	1,2	0,0	19,6	8,4	24,1	29,4	28,4	7,0	27,3	0,0	5,6	193,1

**Annexe III : Stabilité des talus**  
**Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont(R=34.21m)**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn	
-2	2.9	0.74	0	-0.2	0.980	3.412	-0.682	3.343	2.960	8.583	0.29	0.970	28.64	9.772	
-1	2.9	2.23	0	-0.1	0.995	10.283	-1.028	10.231	2.915	8.452	0.29	2.967	27.90	28.688	
0	2.9	3.39	0	0	1.000	15.631	0.000	15.631	2.900	8.410	0.29	4.533	27.06	42.298	
1	2.9	4.24	0	0.1	0.995	19.551	1.955	19.453	2.915	8.452	0.29	5.641	26.90	52.591	
2	2.9	4.77	0	0.2	0.980	21.994	4.399	21.550	2.960	8.583	0.29	6.250	26.68	58.681	
3	2.9	4.96	0	0.3	0.954	22.871	6.861	21.817	3.040	8.816	0.29	6.327	26.66	60.973	
4	2.9	4.79	0	0.4	0.917	22.087	8.835	20.243	3.164	9.176	0.29	5.870	26.86	59.325	
5	2.9	4.19	0	0.5	0.866	19.320	9.660	16.732	3.349	9.711	0.29	4.852	27.24	52.628	
6	2.9	3.08	0	0.6	0.800	14.202	8.521	11.362	3.625	10.513	0.29	3.295	27.82	39.510	
7	2.9	1.3	0	0.7	0.714	5.994	4.196	4.281	4.061	11.776	0.29	1.241	28.57	17.126	
<b>somme</b>							42.716				92.474		41.946		421.592

<b>Kss</b>	1.95
<b>Kas</b>	2.03

## Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont(R=29.88m)

r	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn
-4	3.398	0.215	0	0	-0.4	0.917	1.162	-0.465	1.065	3.708	10.752	0.29	0.309	33.890	3.937
-3	3.398	1.415	1.204	0	-0.3	0.954	14.600	-4.380	13.928	3.562	10.330	0.29	4.039	32.740	47.800
-2	3.398	2.548	2.082	0	-0.2	0.980	25.793	-5.159	25.272	3.468	10.057	0.29	7.329	31.950	82.409
-1	3.398	2.881	2.598	0.8	-0.1	0.995	35.575	-3.557	35.397	3.415	9.904	0.29	10.265	30.860	109.784
0	3.398	4.013	2.769	0.8	0	1.000	42.679	0.000	42.679	3.398	9.854	0.29	12.377	30.420	129.829
1	3.398	5.145	2.598	0.8	0.1	0.995	47.807	4.781	47.567	3.415	9.904	0.29	13.795	29.740	142.178
2	3.398	6.28	2.082	0.8	0.2	0.980	50.958	10.192	49.929	3.468	10.057	0.29	14.479	29.520	150.429
3	3.398	7.41	1.2	0.8	0.3	0.954	51.969	15.591	49.575	3.562	10.330	0.29	14.377	29.530	153.463
4	3.398	8.54	0	0.73	0.4	0.917	50.704	20.282	46.471	3.708	10.752	0.29	13.477	29.790	151.048
5	3.398	8.69	0	0	0.5	0.866	46.951	23.475	40.660	3.924	11.379	0.29	11.791	30.299	142.255
6	3.398	7.58	0	0	0.6	0.800	40.953	24.572	32.763	4.248	12.318	0.29	9.501	30.036	123.008
7	3.398	3.39	0	2.3098	0.7	0.714	32.757	22.930	23.393	4.758	13.799	0.29	6.784	32.013	104.866
8	3.398	1	0	0.8212	0.8	0.600	10.537	8.430	6.322	5.663	16.424	0.29	1.833	33.499	35.299
<b>somme</b>								116.691			145.859		120.356		1376.306

<b>Kss</b>	1.96
<b>Kas</b>	1.63

### Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval(R=42.04m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn	
-2	2.357	0.38	0	-0.2	0.9798	1.424	-0.28482	1.3953	2.406	6.9762	0.29	0.4046	26.28	3.743	
-1	2.357	1.64	0	-0.1	0.995	6.146	-0.61461	6.1153	2.369	6.8697	0.29	1.7734	25.59	15.728	
0	2.357	2.69	0	0	1	10.081	0.00000	10.0811	2.357	6.8353	0.29	2.9235	25.12	25.324	
1	2.357	3.52	0	0.1	0.995	13.192	1.31917	13.1255	2.369	6.8697	0.29	3.8064	24.66	32.531	
2	2.357	4.15	0	0.2	0.9798	15.553	3.11053	15.2384	2.406	6.9762	0.29	4.4191	24.38	37.917	
3	2.357	4.55	0	0.3	0.9539	17.052	5.11551	16.2663	2.471	7.1653	0.29	4.7172	24.23	41.316	
4	2.357	4.72	0	0.4	0.9165	17.689	7.07553	16.2121	2.572	7.4579	0.29	4.7015	24.22	42.842	
5	2.357	4.62	0	0.5	0.866	17.314	8.65703	14.9944	2.722	7.8927	0.29	4.3484	24.37	42.194	
6	2.357	4.24	0	0.6	0.8	15.890	9.53397	12.7120	2.946	8.5441	0.29	3.6865	24.65	39.169	
7	2.357	3.5	0	0.7	0.7141	13.117	9.18169	9.3672	3.300	9.5713	0.29	2.7165	25.07	32.884	
8	2.357	2.31	0	0.8	0.6	8.657	6.92562	5.1942	3.928	11.392	0.29	1.5063	25.62	22.179	
somme							50.919				72.705		32.8255		316.356

<b>Kss</b>	2.47
<b>Kas</b>	1.93

## Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval(R=37.58m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\emptyset$	N*tang $\emptyset$	dn	a*Gn*dn	
-2	2.613	1.1	0.36	-0.2	0.980	6.169	-1.234	6.045	2.667	7.734	0.29	1.753	25.670	15.837	
-1	2.613	2.15	0.76	-0.1	0.995	12.309	-1.231	12.247	2.626	3.414	0.25	3.062	24.950	30.710	
0	2.613	3.19	0.88	0	1.000	17.162	0.000	17.162	2.613	7.578	0.29	4.977	24.190	41.516	
1	2.613	4.24	0.76	0.1	0.995	20.992	2.099	20.887	2.626	3.414	0.25	5.222	23.910	50.191	
2	2.613	5.28	0.36	0.2	0.980	23.536	4.707	23.060	2.667	7.734	0.29	6.687	23.630	55.615	
3	2.613	6.02		0.3	0.954	25.011	7.503	23.859	2.739	3.561	0.25	5.965	23.530	58.851	
4	2.613	6.099		0.4	0.917	25.339	10.136	23.224	2.851	8.268	0.29	6.735	23.620	59.852	
5	2.613	5.84		0.5	0.866	24.263	12.132	21.013	3.017	3.922	0.25	5.253	23.897	57.982	
6	2.613	5.185		0.6	0.800	21.542	12.925	17.234	3.266	9.472	0.29	4.998	24.354	52.463	
7	2.613	4.03		0.7	0.714	16.743	11.720	11.957	3.659	4.757	0.25	2.989	24.919	41.723	
8	2.613	2.16		0.8	0.600	8.974	7.179	5.384	4.355	12.630	0.29	1.561	25.747	23.106	
<b>somme</b>							65.937				72.483		49.202		464.739

<b>Kss</b>	2.45
<b>Kas</b>	2.06

## Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval(R=32.47m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\theta$	N*tang $\theta$	dn	a*Gn*dn	
-3	3.096	0.55	0.35	0	-0.3	0.954	4.550	-1.365	4.340	3.245	9.412	0.29	1.259	29.270	13.317	
-2	3.096	1.79	1.19	0	-0.2	0.980	15.075	-3.015	14.770	3.160	9.164	0.29	4.283	28.540	43.023	
-1	3.096	3.025	1.703	0	-0.1	0.995	23.854	-2.385	23.735	3.112	9.024	0.29	6.883	27.360	65.265	
0	3.096	4.26	1.84	0	0	1.000	30.655	0.000	30.655	3.096	8.978	0.29	8.890	26.420	80.990	
1	3.096	5.5	1.68	0	0.1	0.995	35.917	3.592	35.737	3.112	9.024	0.29	10.364	26.130	93.850	
2	3.096	6.74	1.19	0	0.2	0.980	39.442	7.888	38.645	3.160	9.164	0.29	11.207	25.840	101.918	
3	3.096	7.98	0.35	0	0.3	0.954	41.125	12.337	39.231	3.245	9.412	0.29	11.377	25.777	106.007	
4	3.096	8.3531		0	0.4	0.917	41.119	16.448	37.686	3.378	9.796	0.29	10.929	25.960	106.746	
5	3.096	7.94		0	0.5	0.866	39.086	19.543	33.849	3.575	10.367	0.29	9.816	26.390	103.147	
6	3.096	7.01		0	0.6	0.800	34.508	20.705	27.606	3.870	11.223	0.29	8.006	27.055	93.361	
7	3.096	2.54		2.55	0.7	0.714	27.030	18.921	19.303	4.335	12.572	0.29	5.598	28.022	75.743	
8	3.096	1		0.164	0.8	0.600	5.857	4.686	3.514	5.160	14.964	0.29	1.019	29.380	17.208	
<b>somme</b>								92.668				108.135		88.611		

<b>Kss</b>	2.45
<b>Kas</b>	1.91

## Stabilité pour le cas de fonctionnement normale talus aval(R=41.36m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn		
-4	2.269	1.36	0	0	-0.4	0.917	4.906	-1.963	4.497	2.476	7.179	0.290	1.304	0.000	0.000	0.000	22.08	10.834		
-3	2.269	2.88	0.237	0	-0.3	0.954	11.471	-3.441	10.943	2.379	6.898	0.290	3.173	0.237	0.564	0.163	21.22	24.342		
-2	2.269	3.79	0.820	0	-0.2	0.980	17.413	-3.483	17.061	2.316	6.716	0.290	4.948	0.820	1.899	0.551	20.44	35.592		
-1	2.269	4.69	1.170	0	-0.1	0.995	22.256	-2.226	22.145	2.280	6.613	0.290	6.422	1.170	2.668	0.774	19.78	44.023		
0	2.269	5.61	1.280	0	0.0	1.000	26.077	0.000	26.077	2.269	6.580	0.290	7.562	1.280	2.904	0.842	19.20	50.068		
1	2.269	6.51	1.170	0	0.1	0.995	28.822	2.882	28.678	2.280	6.613	0.290	8.317	1.170	2.668	0.774	18.88	54.416		
2	2.269	7.42	0.820	0	0.2	0.980	30.509	6.102	29.893	2.316	6.716	0.290	8.669	0.820	1.899	0.551	18.68	56.991		
3	2.269	8.33	0.240	0	0.3	0.954	31.147	9.344	29.712	2.379	6.898	0.290	8.617	0.240	0.571	0.166	18.40	57.310		
4	2.269	8.62	0	0	0.4	0.917	31.098	12.439	28.502	2.476	7.179	0.290	8.266	0.000	0.000	0.000	18.83	58.558		
5	2.269	8.39	0	0	0.5	0.866	30.269	15.134	26.213	2.620	7.598	0.290	7.602	0.000	0.000	0.000	19.18	58.055		
6	2.269	7.86	0	0	0.6	0.800	28.357	17.014	22.685	2.836	3.687	0.290	6.579	0.000	0.000	0.000	19.72	55.919		
7	2.269	6.76	0	0	0.7	0.714	24.388	17.072	17.417	3.177	4.130	0.290	5.051	0.000	0.000	0.000	20.42	49.801		
8	2.269	2.87	0	1.985	0.8	0.600	19.948	15.958	11.969	3.782	4.916	0.290	3.471	1.985	7.507	2.177	21.33	42.549		
9	2.269	1.00	0	0.133	0.9	0.436	4.252	3.827	1.854	5.205	6.767	0.290	0.538	0.133	0.694	0.201	22.46	9.551		
<b>somme</b>								88.661				88.492				80.517			6.199	608.009

<b>Ks s</b>	1.59
<b>Kas</b>	1.32



## Stabilité pour le cas de fonctionnement normale talus aval(R=39.63m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sina	Cosa	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cosa	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2.587	0.75	0	0	-0.3	0.95	3.08	-0.93	2.94	2.71	7.87	0.29	0.85	0	0	0	25.52	7.87
-2	2.587	2.45	0	0	-0.2	0.98	10.09	-2.02	9.89	2.64	7.66	0.29	2.87	0	0	0	24.67	24.90
-1	2.587	3.88	0	0	-0.1	0.99	15.97	-1.60	15.89	2.60	7.54	0.29	4.61	0	0	0	23.94	38.23
0	2.587	5.023	0	0	0	1.00	20.66	0.00	20.66	2.59	7.50	0.29	5.99	0	0	0	23.06	47.65
1	2.587	5.951	0	0	0.1	0.99	24.48	2.45	24.36	2.60	7.54	0.29	7.06	0	0	0	22.91	56.09
2	2.587	6.59	0	0	0.2	0.98	27.11	5.42	26.56	2.64	7.66	0.29	7.70	0	0	0	22.65	61.40
3	2.587	9.96	0	0	0.3	0.95	40.97	12.29	39.09	2.71	7.87	0.29	11.33	0	0	0	22.57	92.48
4	2.587	7.026	0	0	0.4	0.92	28.90	11.56	26.49	2.82	8.19	0.29	7.68	0	0	0	22.70	65.61
5	2.587	6.75	0	0	0.5	0.87	27.77	13.88	24.05	2.99	8.66	0.29	6.97	0	0	0	23.00	63.87
6	2.587	6.08	0	0	0.6	0.80	25.01	15.01	20.01	3.23	4.20	0.29	5.80	0	0	0	23.51	58.80
7	2.587	4.89	0	0	0.7	0.71	20.12	14.08	14.37	3.62	4.71	0.29	4.17	0	0	0	24.19	48.65
8	2.587	1	0	1.31	0.8	0.60	11.35	9.08	6.81	4.31	5.61	0.29	1.98	1.31	5.66	0	25.19	28.60
<b>somme</b>								79.237				85.001		67.022				594.135

<b>Kss</b>	3.22
<b>Kas</b>	2.36

## Stabilité pour le cas de fonctionnement normale talus aval(R=35.08m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\theta$	N*tang $\theta$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\theta$	dn	a*Gn*dn	
-3	2.905	0.94	0.73	0	-0.3	0.954	8.603	-2.581	8.207	3.045	8.830	0.29	2.380	0.730	2.223	0.645	28.25	24.305	
-2	2.905	2.1	1.48	0	-0.2	0.980	18.340	-3.668	17.969	2.965	8.597	0.29	5.211	1.480	4.388	1.272	27.60	50.618	
-1	2.905	3.26	1.92	0	-0.1	0.995	26.266	-2.627	26.134	2.919	8.466	0.29	7.579	1.920	5.605	1.625	26.47	69.526	
0	2.905	4.42	2.064	0	0	1.000	32.464	0.000	32.464	2.905	8.424	0.29	9.415	2.064	5.995	1.739	25.72	83.498	
1	2.905	5.59	1.92	0	0.1	0.995	37.027	3.703	36.841	2.919	8.466	0.29	10.684	1.920	5.605	1.625	25.32	93.753	
2	2.905	5.75	1.48	0	0.2	0.980	35.197	7.039	34.486	2.965	8.597	0.29	10.001	1.480	4.388	1.272	25.03	88.098	
3	2.905	7.91	0.73	0	0.3	0.954	40.794	12.238	38.915	3.045	8.830	0.29	11.285	0.730	2.223	0.645	24.96	101.822	
4	2.905	8.71	0	0	0.4	0.917	40.227	16.091	36.869	3.169	9.191	0.29	10.692	0	0	0	25.12	101.050	
5	2.905	8.41	0	0	0.5	0.866	38.841	19.421	33.638	3.354	9.727	0.29	9.755	0	0	0	25.49	99.007	
6	2.905	7.65	0	0	0.6	0.800	35.331	21.199	28.265	3.631	10.530	0.29	8.197	0	0	0	26.09	92.179	
7	2.905	4.33	0	1.98	0.7	0.714	32.248	22.574	23.030	4.067	11.795	0.29	6.679	1.980	8.053	2.335	26.88	86.683	
8	2.905	1	0	2.085	0.8	0.600	17.520	14.016	10.512	4.841	14.039	0.29	3.049	2.085	10.095	2.928	28.15	49.319	
<b>somme</b>								107.405				115.4932		94.9259			14.0868		939.8585

<b>Ks s</b>	1.59
<b>Kas</b>	1.28

## Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont(R=31.2m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn
-2	2.964	1.213	0	0	-0.20	0.980	3.164	-0.633	3.100	3.025	3.933	0.29	0.899	29.046	9.190
-1	2.964	2.000	0	0.650	-0.10	0.995	7.394	-0.739	7.357	2.979	3.873	0.29	2.133	28.320	20.939
0	2.964	2.980	0	0.800	0.00	1.000	10.452	0.000	10.452	2.964	3.853	0.29	3.031	27.710	28.963
1	2.964	3.976	0	0.650	0.10	0.995	12.548	1.255	12.485	2.979	3.873	0.29	3.621	27.340	34.306
2	2.964	4.964	0	0.200	0.20	0.980	13.618	2.724	13.342	3.025	3.933	0.29	3.869	27.114	36.923
3	2.964	5.387	0	0	0.30	0.954	14.051	4.215	13.404	3.107	4.039	0.29	3.887	27.083	38.054
4	2.964	5.266	0	0	0.40	0.917	13.735	5.494	12.589	3.234	4.204	0.29	3.651	27.250	37.429
5	2.964	4.757	0	0	0.50	0.866	12.408	6.204	10.745	3.423	4.449	0.29	3.116	27.610	34.258
6	2.964	3.788	0	0	0.60	0.800	9.880	5.928	7.904	3.705	4.817	0.29	2.292	28.150	27.813
7	2.964	2.231	0	0	0.70	0.714	5.819	4.073	4.156	4.150	5.396	0.29	1.205	28.850	16.788
<b>somme</b>								24.448			36.973		26.500		267.875

<b>Kss</b>	1.56
<b>Kas</b>	1.33

## Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont(R=27.99m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn	
-3	3.122	0.192	0.107		-0.30	0.954	0.864	-0.259	0.824	3.273	4.255	0.29	0.239	31.122	2.687	
-2	3.122	1.232	0.915		-0.20	0.980	6.270	-1.254	6.143	3.186	4.142	0.29	1.782	30.33	19.017	
-1	3.122	2.272	1.390		-0.10	0.995	10.625	-1.062	10.572	3.138	4.079	0.29	3.066	29.85	31.716	
0	3.122	2.514	1.545	0.800	0	1.000	14.601	0	14.601	3.122	4.059	0.29	4.234	29.32	42.810	
1	3.122	3.554	1.389	0.800	0.10	0.995	16.966	1.697	16.881	3.138	4.079	0.29	4.896	28.37	48.133	
2	3.122	4.595	0.915	0.800	0.20	0.980	18.332	3.666	17.961	3.186	4.142	0.29	5.209	28.141	51.587	
3	3.122	5.636	0.108	0.800	0.30	0.954	18.647	5.594	17.788	3.273	4.255	0.29	5.159	28.121	52.437	
4	3.122	6.420			0.40	0.917	17.638	7.055	16.166	3.406	4.428	0.29	4.688	28.314	49.940	
5	3.122	5.880			0.50	0.866	16.154	8.077	13.990	3.605	4.686	0.29	4.057	28.716	46.389	
6	3.122	4.860			0.60	0.800	13.352	8.011	10.682	3.903	5.073	0.29	3.098	29.32	39.149	
7	3.122	3.220			0.70	0.714	8.846	6.193	6.318	4.372	5.683	0.29	1.832	30.096	26.624	
8	3.122	0.699			0.80	0.600	1.920	1.536	1.152	5.203	6.764	0.29	0.334	31.016	5.956	
<b>somme</b>								37.7178				48.8816		38.2583		410.4893

<b>Kss</b>	3.71
<b>Kas</b>	2.49

## Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont(R=22.41m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn	
-4	3.421	0.21	0.12	0	-0.4	0.91652	1.0468	-0.419	0.959	3.733	4.852	0.29	0.278	34.10	3.570	
-3	3.421	1.35	1.4	0	-0.3	0.95394	8.9014	-2.670	8.491	3.586	4.662	0.29	2.463	32.88	29.268	
-2	3.421	2.49	2.28	0	-0.2	0.97980	15.3740	-3.075	15.063	3.492	4.539	0.29	4.368	31.98	49.166	
-1	3.421	2.83	2.804	0.8	-0.1	0.99499	21.3007	-2.130	21.194	3.438	4.470	0.29	6.146	31.015	66.064	
0	3.421	3.967	2.958	0.8	0	1	25.2543	0.00	25.254	3.421	4.447	0.29	7.324	30.907	78.053	
1	3.421	5.11	2.804	0.8	0.1	0.99499	28.1645	2.816	28.023	3.438	4.470	0.29	8.127	29.880	84.156	
2	3.421	6.248	2.284	0.8	0.2	0.97980	29.7938	5.959	29.192	3.492	4.539	0.29	8.466	29.655	88.353	
3	3.421	7.39	1.4	0.8	0.3	0.95394	30.1773	9.053	28.787	3.586	4.662	0.29	8.348	29.674	89.548	
4	3.421	8.53	0.119	0.8	0.4	0.91652	29.1831	11.673	26.747	3.733	4.852	0.29	7.757	29.943	87.383	
5	3.421	8.86	0	0	0.5	0.86603	26.6729	13.336	23.099	3.950	5.135	0.29	6.699	30.456	81.235	
6	3.421	7.744	0	0	0.6	0.800	23.3132	13.988	18.651	4.276	5.559	0.29	5.409	31.202	72.742	
7	3.421	3.34	0	2.496	0.7	0.71414	19.7039	13.793	14.071	4.790	6.227	0.29	4.081	32.193	63.433	
8	3.421	1	0	0.934	0.8	0.600	6.6211	5.297	3.973	5.702	7.412	0.29	1.152	33.642	22.275	
<b>somme</b>								48.53196				52.1880		65.38386		729.537897

<b>Kss</b>	1.95
<b>Kas</b>	1.61