

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 OUED EL MALEH  
ET SON IMPACT ENVIRONNEMENTAL (W. BOUIRA)**

### **PRESENTE PAR :**

Mr KHELOUFI Billal

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

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M B.TOUAIBIA	Professeur	Président
M A.ZEROUAL	Maître de Conférences (B)	Examineur
M M.BOUZIANE	Maître Assistant (A)	Examineur
M A.OSMANI	Maître Assistant (A)	Examineur
M I. ZAIBAK	Maître Assistant (A)	Promoteur

**Session - 2017**

## *Remerciement*

Au terme de ce travail. Il m'est agréable d'exprimer mes sincères remerciements et ma profonde gratitude à Mr. Zaibak.I de m'avoir encadré. Je lui exprime ma reconnaissance pour ses précieux conseils qui m'ont guidé dans l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude.

J'adresse aussi mes sincères remerciements aux membres du jury pour avoir évalué et jugé mon travail et qui ont contribué à notre formation.

Merci à tous ceux qui m'ont aidé pour achever ce travail.

*Dédicace :*

Je dédie ce travail en signe de reconnaissances et respect :

A ma famille

A mes amis

Et A tous mes enseignants qui ont contribué à Mon parcours scolaire

Comme Je dédie mes profondes gratitudees à ma (mère) et mon père pour

l'éducation qu'ils m'ont prodigué ; avec tous les moyens et au prix de toutes les sacrifice qu'ils ont consentis à mon égard, pour le sens du devoir qu'ils mon enseigné depuis mon enfance.

## ملخص :

قمنا من خلال هذه المذكرة بدراسة شاملة لعملية إنجاز سد صغير موجه للسقي ببلدية ديرة الواقعة بولاية البويرة، حيث شملت الدراسة على كل المراحل التقنية، بداية من الدراسة الجيوتقنية، والهيدرولوجية إضافة إلى دراسة الثبات والمقاومة بالنسبة للسد، حيث تحصلنا على سد بارتفاع 13 مترا، وبقدرة استيعاب تقدر بـ  $215\ 293\ m^3$  متر مكعب، كما قمنا أيضا بدراسة تأثيره على المحيط خلال عملية الإنجاز وعلى امتداد فترة الاستغلال.

## Résumé :

Ce mémoire consiste à faire une étude technique concernant l'implantation d'une retenue collinaire, destinée à l'irrigation dans la commune de DIRAH (W. BOUIRA). Après avoir fait une étude géologique, suivie d'une étude hydrologique approfondie nous avons dimensionné notre ouvrage ayant une hauteur de 13 m, et une capacité de  $215\ 293\ m^3$ . Nous complétons notre travail par une étude de vérification de stabilité ; ainsi que l'organisation de chantier, En effet, ceci nous a permis d'étudier l'impact environnemental de cette retenue pendant la durée de construction et d'exploitation.

## Abstract:

This thesis consists in making a technical study concerning the implantation of a hill reservoir, intended for irrigation in the commune of DIRAH (W. BOUIRA).

After carrying out a geological study, followed by a thorough hydrological study, we designed our 13 m high structure with a capacity of  $215\ 293\ m^3$ . Thus, we finished with a stability checking study. Concerning the realization of the project, we made a construction organization. The environmental impact of this detention has been studied during and after the construction.

# ***Table des matières***

## ***Introduction générale***

### **Chapitre I : Synthèse géologique et géotechnique**

Introduction :	1
I.1. situation géographique et topographique du site :	1
I.2 Géologie de la zone d'étude.....	3
I.2.1 Stratigraphie.....	3
I.3 Étude géotechnique.....	5
I.3.1 Travaux de reconnaissances effectués.....	5
I.3.1.1 Axe de la digue.....	5
I.3.1.2 Les Zones d'Emprunt.....	6
I.3.2 Levé géologique du site et de la cuvette :.....	7
I.3.3 Géologie du site :.....	7
I.3.3.1 Caractéristiques mécaniques des terrains de fondation.....	7
I.3.3.2 Géologie de la cuvette :.....	7
I.3.3.3 Perméabilité de la cuvette :.....	8
I.4 Caractéristiques des Matériaux de construction :.....	10
I.4.1 Caractéristiques physiques :.....	11
I.4.2 Caractéristiques chimique sur l'axe de la digue et les zones d'emprunt :.....	11
I.5 La tectonique :.....	13
I.6 La sismicité :.....	13
I.7 Conceptions de retenue et ouvrages annexes :.....	14
CONCLUSION :.....	15

### **Chapitre II : Etude Hydrologique**

Introduction :	16
II.1.Le bassin versant :.....	16
II.1.1. Caractéristiques générales du bassin versant :.....	16
II.1.2. Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant :.....	18
II.1.2.1 Caractéristiques physiques du bassin versant :.....	18
II.1.3. Caractéristiques climatiques du bassin versant :.....	26
II.1.3.1. Températures :.....	27
II.1.3.2.Répartition mensuelle des vents :.....	28
II.1.3.3 Évaporation.....	29
II.1.3.4 Pluviométrie :.....	30
II-2.Traitement statistique des données :.....	32

II-2-1 Test d'homogénéité : .....	32
II.2.2 Ajustement de la série pluviométrique .....	34
II.2.2.1 Choix de la loi d'ajustement .....	34
II.2.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL : .....	35
II.2.4 Ajustement des pluies maximales journalières : .....	36
II.2.4.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL : .....	36
II.2.4.2 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) .....	37
II.2.7. Etude des pluies de courtes durées et leurs intensités .....	40
II.2.8. Étude des apports .....	42
II-2.8.1 Méthodes empiriques : .....	42
II-2.8.2 Calcul des Apports fréquents .....	43
II-2.8.3 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% .....	45
II.2.9. Etude des crues .....	45
II-2.9.1 Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovsky : .....	47
II-2-10 Choix de la crue projet .....	49
II.3 Transport solide .....	50
II-3.1 Formule de Fournier .....	50
II-3-2 Formule de Tixeront (1960) : .....	50
II-3-3 Méthode Gravellovic .....	51
II.3.4 Calcul du volume mort .....	51
II.4. Régularisation des débits : .....	53
II-4-1 Courbes caractéristiques de la retenue .....	53
II-4-2 Détermination de la garantie de la restitution : .....	57
II-4-3 Détermination des besoins : .....	57
II-4-4. Détermination du volume utile et cote NNR .....	57
II-4-4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes .....	58
II-4-4.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) .....	60
II.5 Laminage des crues : .....	64
II.5.1 Définition .....	64
II.5.2. Principe de calcul : .....	65
II-5-3 Méthode de Kotcherine : .....	65
II-5-3 Méthode de MUSKINGUM : .....	70
II.6. Étude d'optimisation : .....	75
II-6-1. Calcul du coût approximatif de la digue : .....	75
II-6.2. Calcul de la revanche .....	76
II-6-3 Largeur en crête : .....	77
II-6-4 Calcul du volume de la digue pour différentes largeurs déversant : .....	78

II-6-5 Calculs du coût de la digue .....	81
II-6.6 Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :.....	82
II-6-6.1 Coût du déversoir :.....	82
II.6.6.2.Coût du canal d'approche :.....	83
II-6-6.3 Coût du coursier.....	84
Conclusion :.....	86

### **Chapitre III : Etude Des Variantes**

Introduction :.....	87
III -1- Le choix du site de la retenue :.....	87
III -2- Le choix du type de barrage :.....	87
III -2.1 La topographie du site :.....	87
III -2.2 La morphologie de la vallée :.....	87
III -2.3 Les conditions géologiques et géotechniques :.....	88
III -2.4 Les Matériaux de construction :.....	88
III -3- Les variantes à choisir :.....	88
III -3-1 Barrage en terre homogène :.....	88
III -3-2 Barrage zoné :.....	89
III -3-3 Barrage en terre à masque :.....	89
III -4- Fixation du choix définitif du type de barrage :.....	89
III -4-1- Étude comparative :.....	90
III -4-1.1 Cote en crête du barrage :.....	90
III -5 - Conception de la digue :.....	91
III -5-1- Largeur en crête :.....	91
III -5-2- Longueur en crête :.....	91
III -5-3 Pente des talus :.....	91
III -5-4-Volume du corps du barrage :.....	91
III -5-5-Variantes envisagées .....	92
III -5-6- Protection des talus :.....	92
III -5-6-1 Talus aval :.....	92
III -5-6-2 Talus amont :.....	92
III -5-6-3 Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'embrochement :.....	93
III -5-7 Protection de la crête :.....	94
III -5-8 Le noyau pour la deuxième variante :.....	94
III -5-9- Étanchéité de la fondation :.....	96
III -5-10- le drainage du barrage :.....	97
- III -5-10-1 Variante I :.....	97
III -5-10-2 Variante II :.....	97

III -5-10- Variante III :	97
III -6 Fondation :	97
III -7- Dispositif des drains et filtres :	98
III -7-1- Les drains :	98
III -7-2-Dimensionnement du drain prisme :	98
III -7-3 -Dimensionnement du Drain tapis :	98
III -8-Evaluation du prix total des différents matériaux :	99
III -8.1. 1 <sup>ère</sup> variante :	99
III -8.2. 2 <sup>ème</sup> variante :	99
III -8.3. 3 <sup>ème</sup> variante :	100
Conclusion :	100

### **Chapitre IV : Etude Détaillée de la variante choisie de la digue**

IV.1. DIMENSIONS DE LA DIGUE :	101
IV-2 CALCUL DES FILTRES :	101
IV-2.1 introduction :	101
IV.2.2. Règles générales de dimensionnement des filtres	102
IV.2.3. Critères de conception	102
IV.2.4. Vérification de la condition d'absence du phénomène de renard	104
IV.2.5. Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre	104
IV-3 Étude des infiltrations	105
IV-3 -1 Positionnement de la ligne de saturation	105
IV-3 -2 Détermination du point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval	106
IV-3 -3 Débit d'infiltration Pour la digue :	107
IV-3.4 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage	107
IV-4. L'étude de stabilité :	108
IV-4-1 Généralités sur la stabilité des barrages (Talus) :	109
IV-4-2 Conséquences de l'instabilité des talus :	109
IV-4-3 Ordre de calcul :	110
IV.4.4.Méthode de FELLENIUS :	112
IV.4.4.1.Calcul des forces appliquées à chaque tranche :	112
IV.4.4.2. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement	114
IV.4.4.3. Caractéristiques géotechniques des sols :	115
Conclusion :	116

### **Chapitre V : Etude des ouvrages annexes**

V.1. Introduction	117
V-2- Les évacuateurs de crues	117

V-2-1- Critères de choix de l'évacuateur de crue .....	117
V-2-2- Différents types des évacuateurs de crues : .....	118
V-2-3 Choix de la variante : .....	119
V-2-4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue : .....	120
V-2-4.1 Le canal d'approche : .....	120
V-2-4.2 Déversoir : .....	121
V-2-4.3 Chenal d'écoulement : .....	123
V-2-4.4 Transition (convergent) : .....	125
V-2-4.5 Le coursier : .....	127
V-2-4.6 Bassin de dissipation.....	130
V-2-4.7 Canal de fuite.....	132
V-2-4.8 Hauteur des murs bajoyers : .....	132
V-2-5 Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier.....	134
V.3. Dimensionnement de la prise d'eau : .....	134
V.3.1 Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre.....	134
V.3.2 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite : .....	135
V.4. Vidange de fond : .....	135
V.4.1 Calcul du débit moyen évacué : .....	135
V.4.2 Calcul de la section de la conduite : .....	135
V.4.3 Calcul du temps de vidange : .....	136
Conclusion : .....	137

## **Chapitre VI : Organisation de chantier**

VI. Introduction.....	138
VI.1. Installation de chantier.....	138
VI.2. Ordre d'exécution des travaux.....	139
VI.3. Successions des opérations du chantier .....	139
VI.4. Besoins mécaniques des principaux travaux.....	140
VI.5 Planification : .....	142
VI.5.1 Définition : .....	142
VI.5.2 Techniques de la planification : .....	143
VI.5.2.1 Méthodes basées sur le réseau : .....	143
VI.5.2.2 Méthodes basées sur le graphique : .....	144
VI.5.2.3 les étapes de la planification : .....	144
VI.5.3 les paramètres de la méthode C.P.M : .....	145
VI.5.3.1 Chemin critique (C.C) : .....	146
VI.5.4 Les plannings : .....	146
VI.5.4.1 Plan de travail au plus tôt : .....	146

VI.5.4.2 Plan de travail au plus tard : (PTPP).....	146
VI.5.4.3 Plan de travail intermédiaire : .....	147
VI.6 Délai de construction et programme des travaux : .....	147
VI.7 Symboles des différentes opérations : .....	148
VI.8 Détermination des chemins critiques : .....	150
Conclusion : .....	152

## **Chapitre VII : Impact environnemental**

Introduction .....	153
VII.1 Types d'impacts .....	154
VII.2 la méthodologie de travail : .....	154
VII.2.1 Description de l'ouvrage.....	155
VII.2.2 Le cadre institutionnel .....	155
VII.2.3 Diagnostique et analyse de la situation actuelle .....	155
VII.2.4 Identification des impacts .....	156
VII.2.4.1 Phase de préparation : .....	156
VII.2.4.2 Phase d'exploitation : .....	156
VII.2.4.3 Mesure d'atténuation : .....	156
VII.3 Identification des impacts sur l'environnement.....	158
VII.3.1 Impact de l'ouvrage sur le paysage .....	158
VII.3.2 Impact de l'ouvrage sur la flore.....	158
VII.3.3 Impact de l'ouvrage sur la faune .....	159
VII.3.4 Impact de l'ouvrage sur les zones d'emprunt.....	160
VII.3.5 Impact de l'ouvrage sur la qualité de l'air .....	160
VII.3.6 Impact de l'ouvrage sur les niveaux de bruit.....	160
VII.3.7 Impact en matière d'érosion .....	161
VII.3.8 Impact sur le milieu humain .....	161
VII.3.9 Impact sur l'agriculture : .....	161
VII.3.10 Impact sur la santé publique : .....	162
VII.3.11 Impact hydraulique .....	163
VII.4 Mesures d'atténuations des impacts .....	163
VII.4.1 Mesures pour les zones d'emprunt des matériaux.....	163
VII.4.2 Mesure pour la flore et la faune .....	164
VII.4.3 Mesure pour prévenir les effets de l'érosion .....	164
VII.4.4 Mesure pour les effets sur l'activité agricole.....	167
Conclusion.....	168

### ***Conclusion général***

## *Liste des Tableaux*

Tableau I. 1 : Résultats des essais mécaniques au niveau de l'axe de la digue.....	9
Tableau I. 2 : Résultats des essais mécaniques au niveau de la zone d'emprunt (1) .....	10
Tableau I. 3: Analyse chimique au l'axe de la digue .....	11
Tableau I. 4: analyse chimique à la zone d'emprunt.....	12
Tableau I. 5 Classe d'agressivité.....	12
Tableau I. 6 : classement des sols .....	12
Tableau II. 1 : Calcul des surfaces cumulées .....	21
Tableau II. 2 : Détermination de l'altitude moyenne .....	22
Tableau II. 3 : Détermination des altitudes. ....	23
Tableau II. 4 : détermination de la pente M. Roche Ip.....	24
Tableau II. 5 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant .....	26
Tableau II. 6 : Station pluviométrique DIRAH centre .....	27
Tableau II. 7 : Répartition des températures .....	27
Tableau II. 8 : Répartition mensuelle des vents .....	29
Tableau II. 9 : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	29
Tableau II. 11 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	30
Tableau II. 12 : Caractéristiques de la série avec N=32ans .....	32
Tableau II. 13 : Test de Wilcoxon appliqué aux donnes de pluies annuelles et maximales .....	33
Tableau II. 14 : Résultats du test de WILCOXON sure les pluies annuelle .....	34
Tableau II. 15 : résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel .....	36
Tableau II. 16 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	36
Tableau II. 17 : résultat de l'ajustement à la loi de Galton. ....	38
Tableau II. 18 :Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	38
Tableau II. 21: Pluies estimées pour différentes périodes de retour par la loi log-normale.....	39
Tableau II. 22 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.....	40
Tableau II. 23 : les pluies de courtes durées et l'intensité de différentes fréquences .....	41
Tableau II. 24 : Estimation des apports liquides par les formules empiriques.....	42
Tableau II. 25 : Répartition de l'apport moyen interannuel : .....	42
Tableau II. 26 : Récapitulatif des coefficients de variation de l'écoulement calculés .....	44
Tableau II. 27 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80% .....	45
Tableau II. 28: débits maximums par Mallet–Gauthier .....	46
Tableau II. 29 : débits maximums par Turazza .....	46
Tableau II. 30 : Valeurs des débits maximums obtenues pour différentes méthodes .....	47
Tableau II. 31 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.....	48
Tableau II. 32 : Les résultats de calculs se résument dans le tableau suivant .....	48
Tableau II. 33 : Calcul du transport solide (Tonnes/an).....	51
Tableau II. 34 : Calcul du volume mort pour la retenue .....	52
Tableau II. 35 : Caractéristiques topographiques de la retenue. ....	54
Tableau II. 36 : Estimation des besoins mensuels pour l'irrigation .....	57
Tableau II. 37 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes .....	59
Tableau II. 38 : Calcul des pertes .....	60
Tableau II. 39 : Régularisation des débits en tenant compte des pertes .....	62
Tableau II. 40 : Données initiales.....	66
Tableau II. 41 : Données de base pour la méthode de Kotcherine.....	67
Tableau II. 42 : Calcul de laminage de crue par la méthode de Kotcherine .....	68
Tableau II. 43 : Résultat Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine .....	70

Tableau II. 44 : Les données de basse.....	70
Tableau II. 45 : Application pour B=5 m.....	71
Tableau II. 46 : calcul de l'Hydrogramme d'entrée et de sortie pour b=5 m.....	72
Tableau II. 47 : Calcul de laminage de crue par la méthode de MUSKINGUM.....	73
Tableau II. 48 : Résultat Récapitulatif des résultats de la méthode de MUSKINGUM.....	75
Tableau II. 49 : Calcul de la hauteur de la retenue.....	77
Tableau II. 50 : Calcul de largeur en crête.....	77
Tableau II. 51 : Calcul du volume de la digue pour différentes largeurs déversant.....	79
Tableau II. 52 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs.....	81
Tableau II. 53 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs déversant...83	83
Tableau II. 54 : Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs.....84	84
Tableau II. 55 : Coûts du coursier pour différentes largeurs.....	84
Tableau II. 56 : Tableau récapitulatif des prix totaux.....	85
Tableau II. 57 : Tableau récapitulatif de l'étude de régularisation et du laminage.....86	86
Tableau III. 1 Valeurs indicatives des pentes des talus.....	91
Tableau III. 2 L'épaisseur min de la couche d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues ...93	93
Tableau III. 3 Valeur de Iadm en fonction du type d'ouvrage.....	95
Tableau III. 4 Coût de la digue (1ère variante) :.....	99
Tableau III. 5 Coût de la digue (2ème variante) :.....	99
Tableau III. 6 Coût de la digue (3ème variante) :.....	100
Tableau IV. 1 Les différentes caractéristiques de la digue.....	101
Tableau IV. 2 Coordonnées de la parabole de KOZENY :.....	105
Tableau IV. 3 Classification des barrages.....	108
Tableau IV. 4 Gradient admissible à travers le remblai terreux. [2].....	108
Tableau IV. 5 Coefficient de stabilité admissible des talus.....	110
Tableau IV. 6 valeurs de K1 et K2.....	111
Tableau IV. 7 valeurs utilisées de K1 et K2.....	111
Tableau IV. 8 Résultats de calcul de la stabilité.....	116
Tableau V. 1 Les coordonnées du profil de déversoir.....	122
Tableau V. 2 Méthode indirecte d'intégration numérique.....	128
Tableau V. 3 Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau.....	129
Tableau V. 4 Calcul de la ligne d'eau dans le coursier.....	129
Tableau V. 5 Dimensions des dents déflectrices.....	131
Tableau V. 6 Dimensions du seuil terminal.....	131
Tableau V. 7 calcul du temps de vidange.....	136
Tableau VI. 1 les symboles des opérations.....	148
Tableau VI. 2 Détermination des chemins critiques.....	150
Tableau VI. 3 programme des travaux pour la réalisation du la retenue collinaire.....	151
Tableau VII. 1: Les caractéristiques de la retenue.....	157
Tableau VII. 2 : Estimation des couts.....	167

## *Liste des figures*

Figure I. 1 localisation de la commune de DIRAH (IMAGE GOOGLE).....	2
Figure I. 2 le site de l'ouvrage (pris sur site) .....	3
Figure I. 3 : parte de la carte géologique de SOUR EL GHOZLANE (source ANRH) .....	4
Figure I. 4 : la situation des zones d'emprunt par rapport à la digue.....	6
Figure I. 5: Carte des zones sismiques en ALGERIE (source : RPA) ... <b>Erreur ! Signet non défini.</b>	
Figure II. 1: délimitation du bassin versant avec le Réseau hydrographique (Classification de SCHUM) .....	17
Figure II. 2 : Rectangle équivalent .....	20
Figure II. 3 : Courbe hypsométrique .....	21
Figure II. 4 : Répartition mensuelle de la température.....	27
Figure II. 5 : Répartition mensuelle du vent.....	29
Figure II. 6 : répartition mensuelle de l'évaporation.....	30
Figure II. 7 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle .....	31
Figure II. 8 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL (HYFRAN).....	37
Figure II. 9 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) (HYFRAN) .....	39
Figure II. 11 : les hydrogrammes de crue.....	49
Figure II. 12 : la courbe Capacité _ Hauteur .....	55
Figure II. 13 : la courbe surface _ Hauteur .....	56
Figure II. 15: laminage de crue par la méthode de Kotcherine .....	69
Figure II. 16 : Application pour b=5 m .....	71
Figure II. 17 : l'Hydrogramme d'entrée et de sortie pour b=5 m.....	72
Figure II. 18 : les hydrogrammes d'entries et de sortie.....	74
Figure II. 19 : Les coupes transversales de la digue.....	78
Figure II. 20 : le coût de la digue .....	81
Figure II. 21 : la courbe d'optimisation .....	85
Figure IV. 1 fuseau du filtre .....	103
Figure IV. 2 courbe de Casagrande pour la détermination du paramètre alpha.....	106
Figure IV. 3 Correction de la ligne de saturation avec le parement aval .....	106
Figure IV. 4 Détail d'une tranche.....	112
Figure IV. 5 Schéma de calcule de stabilité .....	112
Figure V. 1 schéma descriptif du canal d'approche .....	121
Figure V. 2 déversoir.....	122
Figure V. 3 profil de déversoir .....	123
Figure V. 4 Schéma descriptif d'un convergent.....	125
Figure V. 5 Représentation graphique de la linge d'eau.....	128
Figure V. 6 Caractéristiques de l'écoulemnt dans le coursier ( calculées par Canal 21) .....	130
Figure VI. 1 Réseau à nœuds .....	149

## ***Liste des planches***

***Planche 1: Plan d'aménagement de la retenue***

***Planche 2: Profil en Travers de la digue***

***Planche 3: Coupe type des variantes de la digue***

***Planche 4: Coupe géologique au niveau de l'axe de la digue***

***Planche 5: Profil en long de l'évacuateur des crues et vue en plan de l'évacuateur des crues***

***Planche 6: Schémas de calcul de la stabilité de la digue***

---

## *Introduction générale*

En Algérie, les ressources en eau sont insuffisantes et mal réparties. Dans ce cas, la mobilisation de ces ressources est indispensable afin de les réutiliser durant les périodes sèches soit pour l'AEP ou pour l'irrigation des terres agricoles.

Afin de satisfaire ces manques enregistrés, la Direction des ressources en eau de la Wilaya de BOUIRA avec la direction générale des forêts bénéficient un projet de réalisation d'une retenue collinaire destinée à l'irrigation au niveau de la commune de DIRAH wilaya de BOUIRA. C'est dans ce contexte que s'inscrit ce mémoire de fin d'étude, où on détaillera l'étude de faisabilité de la retenue d'oued EL MALEH.

Comme plan à suivre pour une bonne présentation de l'étude, Le mémoire a été composé en sept chapitres :

- ❖ Chapitre 1 : Synthèse géologique et géotechnique, pour caractériser la faisabilité du site.
- ❖ Chapitre 2 : Etude hydrologique, pour quantifier les apports et estimer la capacité de l'ouvrage.
- ❖ Chapitre 3 : Etude des variantes nécessaire, pour optimiser les dimensions de la retenue.
- ❖ Chapitre 4 : Conception détaillée de la digue, pour les calculs détaillés des filtres et de stabilité.
- ❖ Chapitre 5 : Etude des ouvrages annexes.
- ❖ Chapitre 6 : Organisation de chantier, Dans ce chapitre on abordera la problématique de l'organisation de chantier ainsi que le planning des travaux.
- ❖ Chapitre 7 : Etude d'impact environnemental, pour étudiée l'impact de l'ouvrage sur l'environnement.

## Introduction

Dans ce chapitre on présente le site d'étude ainsi que les caractéristiques géologiques et géotechniques nécessaires à la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique tel qu'un barrage ou une retenue collinaire.

L'étude géologique est la phase la plus importante dans la conception d'ouvrages hydrotechniques. L'objectif principal de l'investigation géologique est d'évaluer les aspects fondamentaux qui définissent les possibilités réelles qu'offre le site choisi pour l'implantation de l'ouvrage. Elle doit tenir compte de :

La cuvette et les rives : la perméabilité ou l'imperméabilité de la cuvette pour avoir l'efficacité de stockage, et la stabilité des rives gauche et droite du site de la digue.

La fondation de la digue : la perméabilité ou l'imperméabilité de la zone d'assise de la digue et la stabilité et même pour calculer le tassement après l'implantation de la digue.

Les matériaux de construction : pour voir tous les caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques des matériaux utilisés dans les remblais de construction de la digue (les zones d'emprunte) comme les angles de frottement, les cohésions, pour les calculs de la stabilité du talus amont et aval et la résistance de la digue.

### I.1. Situation géographique et topographique du site

Le site de la retenue LELOUAH sur oued MELAH est situé dans la commune de DIRAH, Daïra de SOUR EL GHOZLANE dans la Wilaya de BOUIRA. Représenté par la carte topographique d'état-major : SOUR EL GHOZLANE NJ-31-IV-84 Ouest (échelle 1/25000) et a pour coordonnées U T M Suivant :

X = 570,40 Km

Y = 3982,19 Km

L'altitude du site est de 803,00 m NGA.



Figure I. 1 Localisation de la commune de DIRAH (IMAGE GOOGLE)

Cette commune située au sud de la wilaya de BOUIRA à la frontière Nord de la wilaya de Msila.

Les communes limitrophes du site de la retenue sont :

- Au Nord, la commune de Sour El GHOZLANE ;
- Au Sud, la commune de Sidi AISSA (W. Msila) ;
- A l'Est, la commune de El HAKIMIA et la commune de El HADJRE ZARGA ;
- A l'Ouest, la commune de El MAAMORA ;

La digue projetée est localisée dans le resserrement de la vallée afin que la longueur en crête ne soit pas exagérée, La cuvette est parcourue par l'Oued EL-MALEH d'une profondeur relativement importante allant jusqu'à trois mètres par endroit ; les talus sont stables et verticaux et moyennement inclinés. La retenue collinaire a pour objet l'irrigation des terres agricoles.



**Figure I. 2 Site de l'ouvrage (pris sur site)**

Le fond de la vallée est large allant de 15 à 25 m, La cuvette est assez étanche et prédominée par de l'argile, la zone d'emprunt sera nettement localisée dans la cuvette ce qui augmente substantiellement son volume.

Le bassin versant couvre une superficie de **15 Km<sup>2</sup>** dont le point culminant atteint 1292 m, et fait partie du grand bassin de l'oued

L'altitude du bassin versant varie entre **1292 m** et **803 m**, et une altitude moyenne de 963 m

## **I.2 Géologie de la zone d'étude**

Dans la zone des ouvrages en projet (barrage, retenue d'eau) sont reconnus les terrains carbonatés, marins, carbonato-terrigènes et terrigènes du Trias, Crétacé supérieur et Paléogène. Les faciès continentaux représentent les formations meubles et faiblement cimentées du Pléistocène-Holocène.

### **I.2.1 Stratigraphie**

Sur la carte géologique N 112 de SOUR EL GHOZLENE à l'échelle 1 :50000 parmi les terrains triasiques on a mis en relief :

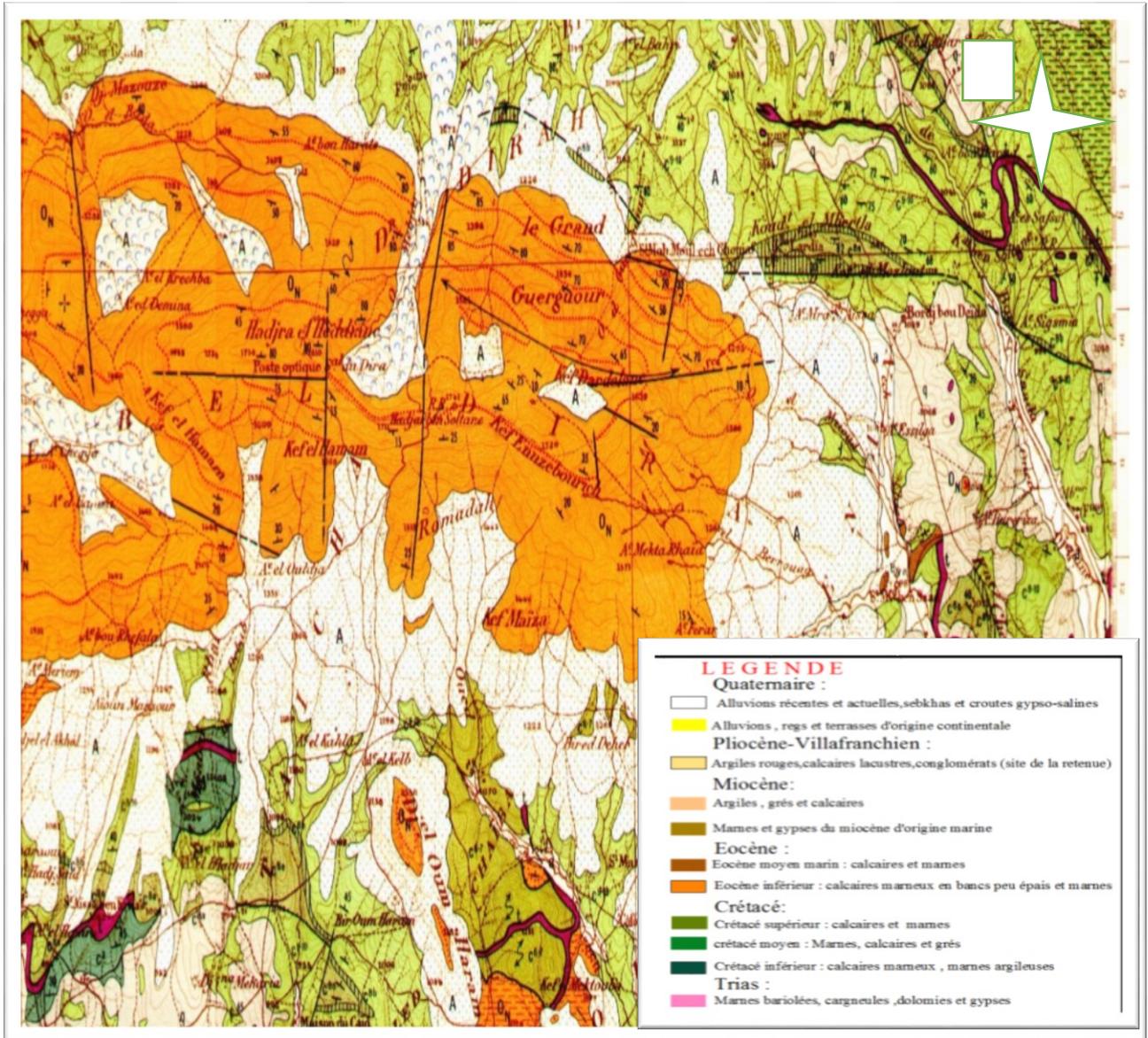


Figure I. 3 : Partie de la carte géologique de SOUR EL GHOZLANE (source ANRH)

**a- Les formations quaternaires**

Les alluvions actuelles et récentes, occupent les lits d'oueds, constituées par des limons, graviers et sables.

Les terres arables, formations de pente et quaternaire indéterminés qui sont représentés au Nord du bassin versant, constituent des limons marneux et calcaires lacustres.

**b- Le Mio-Pliocène continental**

Il couvre plus de la moitié du bassin versant, constitué par des argiles et conglomérats, calcaires lacustres, il repose en discordance sur les formations de l'unité supérieure à matériel éocène.

### c- Unité supérieure à matériel éocène

**1-Yprésien-Lutétien inférieur** : Ce sont des calcaires massifs bitumineux blancs à cassure noire et silex noirs, leurs affleurements constituent des bandes discontinues du Nord vers le Sud, où à la proximité du site de la retenue sont entièrement couverts par les formations du Mio-Pliocène.

**2- Maestrichtien à Paléocène** : Ce sont des marnes noires indifférenciées, parfois à bandes jaunes qui affleurent au Nord du bassin versant, ou couvertes par le Mio-Pliocène.

## I.3 Étude géotechnique

### I.3.1 Travaux de reconnaissances effectués

#### I.3.1.1 Axe de la digue

##### a)- Fouilles

Dans le but de connaître les conditions géologiques au niveau de l'axe de la digue, les caractéristiques géotechniques des terrains de fondations de la digue ; des puits de reconnaissance doivent être réalisés.

Au niveau de l'axe de la digue, 4 sondage de reconnaissance S1 , S2,S3 et S4 ont été à l'aide d'un rétro-chargeur avec prélèvement des échantillons de sols pour essais de laboratoire, (02 échantillons pour chaque type de terrain), tout en prenant soin de garder les échantillons intacts pour les sols compacts, ceci afin de réaliser les essais mécaniques.

##### b)-Essais géotechniques de laboratoire

Sur les sols prélevés des fouilles, il sera réalisé les essais suivants :

#### 1- Essais d'identifications et de classification

- Teneur en eau naturelle ( $W_n$ ) : (04) Essais.
- Limites d'Atterberg : (04) Essais.
- Degré de saturation ( $S_r$ ) : (04) Essais.
- Densité humide ( $Y_h$ ) : (04) Essais.
- Analyse granulométrique et sédimentométrique : (04) Essais.
- Équivalent du sable ( $E_s$ ) : (04) Essais.

#### 2- Essais mécaniques.

- Essais de compressibilité à l'oedomètre : (04) Essais.
- Essais de cisaillement direct de type UU : (04) Essais.

### 3- Analyses chimiques.

- Teneur en carbonates : (04) Essais.
- Teneur en sulfates : (04) Essais.
- Teneur en matières organiques : (04) Essais.

#### I.3.1.2 Les Zones d'Emprunt

Pour les besoins du remblai de la digue, Au niveau de cette zone **05 puits** de reconnaissance ont été ouverts des 5 zones d'emprunt. Avec prélèvement des échantillons de sols pour essais géotechniques de laboratoire, tous les zone situé den la cuvette de la retenu comme indique la figure suivent :

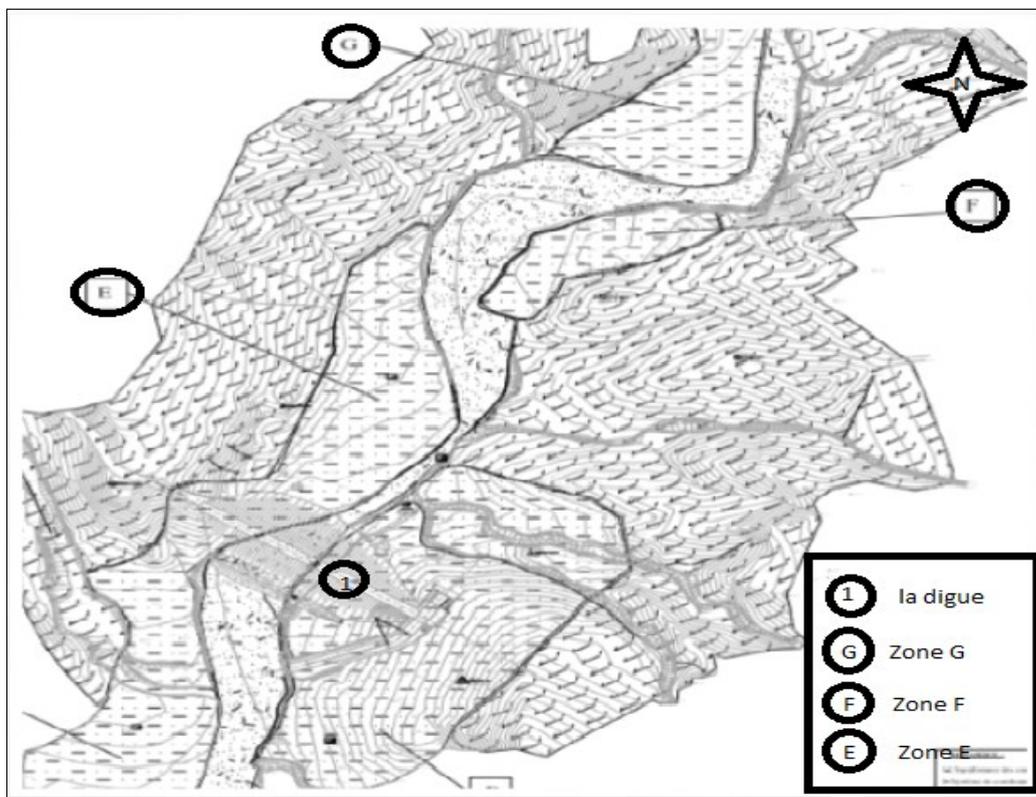


Figure I. 4 : Situation des zones d'emprunt par rapport à la digue

#### Essais géotechniques de laboratoire.

Sur les sols prélevés des fouilles, il sera réalisé les essais suivants :

##### 1- Essais d'identifications et de classification.

- Teneur en eau naturelle ( $W_n$ ) (05) essais.
- Granulométrie-Sédimentrie (05) essais.
- Limettes d'Atterberg (05) essais.
- Teneur en matière organique (05) essais.

- Teneur en Carbonates (05) essais.
- Teneur en Sulfates (05) essais.

## 2- Essais mécaniques.

- Essais Proctor normaux (05) essais.

### I.3.2 Levé géologique du site et de la cuvette

Le levé géologique du site et de la cuvette sera réalisé à l'échelle 1/1000<sup>e</sup>, 1/500<sup>ème</sup>, où il sera mentionné sur ce levé en plus des formations géologiques, les différentes zones instables au niveau du site et de la cuvette.

### I.3.3 Géologie du site

Selon la feuille de SOUR EL GHOZLENE à l'échelle 1/50.000<sup>e</sup>, le terrain est composé d'argile et calcaire reposant sur des argiles à gangue marneuse.

Afin d'établir cette étude, des puits de reconnaissance ont été ouverts à l'aide d'un rétro chargeur.

L'assise destinée à recevoir le remblai est composé de marne argileuse surmontant des limons bruns beiges argileux.

Les essais de laboratoire montrent qu'il s'agit d'une argile peu plastique à plastique. Ces argiles sont inactives et sur-consolidées. Les sols présentent une agressivité forte vis à vis des sulfates et sont inorganiques.

En conclusion, le site choisi présente des caractéristiques morphologiques et géologiques assez favorables pour une digue modeste.

La géologie du bassin versant se caractérise par la prédominance de trois (03) unités structurellement autonomes ; à savoir :

#### I.3.3.1 Caractéristiques mécaniques des terrains de fondation

L'étude de laboratoire des caractéristiques physico-mécaniques de la fondation des ouvrages a été exécutée par l'entreprise d'études technique et géotechnique

Nous donnons ci-après une caractéristique des éléments géologiques bien déterminé.

#### I.3.3.2 Géologie de la cuvette

L'ensemble des formations géologiques au niveau de la cuvette sont constituées par des alluvions actuelles et récentes du lit majeur de l'oued EL-MALEH constituées par des limons,

sables et graviers couvrant le terrain de fond (substratum) de la cuvette constituée par des argiles d'Age Mio-Pliocène.

- Sur les deux rives, le Mio-Pliocène (argiles) constitue le terrain de la cuvette, donc elle est étanche. Les valeurs de  $C_c$  et  $C_g$  classées selon les essais de laboratoire que le sol est compressible, non gonflant au niveau des limons à peu gonflant au niveau de l'argile. La pression de pré-consolidation varie de 1.24 à 2.31 bars, c'est un sol sur-consolidé ( $\sigma_c > \sigma_0$ ).
- L'essai effectué est de type consolidé non draine CU. Les limons argileux cisailés donnent un angle de frottement  $\varphi_{cu} = 23^\circ$  et une cohésion  $C_{cu} = 0.32$  bar.
- La contrainte admissible évaluée est de **2.24bars** pour un encastrement de la digue de **1.50m** et de **2.51bars** pour un encastrement de **2.00m**. Le tassement calculé sous une surcharge apportée par le remblai de 1.82bars à 4m sous sa base est de **16.5cm**.

### 1.3.3.3 Perméabilité de la cuvette

Les alluvions actuelles et récentes sont perméables, au contraire les argiles du Mio-Pliocène sont d'une perméabilité faible à très faible, à l'exception de la couche supérieure (1 à 2) m altérée qui est d'une perméabilité modérée.

- Deux essais de perméabilité à l'oedomètre (à charges variables) ont été effectués sur les deux échantillons prélevés de la fouille S1. La valeur du coefficient de perméabilité  $K$  est de  $1.3 \cdot 10^{-8}$  cm/s. Il s'agit d'un sol imperméable
- Pour le contrôle de la compacité du remblai lors de la réalisation, les paramètres optimums à retenir sont :

$$\gamma_{dop} = 1.69 \text{ g/cm}^3$$

$$W_{op} = 15\%$$

Tableau I. 1 : Résultats des essais mécaniques au niveau de l'axe de la digue

Les sondages		S1	S2	S3	S4
Profondeur (m)		2.50	2.50	2.50	1.50
Densité sèche (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_d$	1.83	1.85	1.55	1.65
Densité Humide (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_h$	2.06	2.1	1.87	1.95
Teneur en eau naturelle %	W	13.2	14.2	20	18
Degré de Saturation %	Sr	81.7	92	76.5	81
Granulométrie %	> 2mm	03	06	05	05
	2 - 0.02mm	48	37	40	40
Sédimentométrie %	0.02mm-2 $\mu$ m	10	14	15	15
	2 $\mu$ m	39	43	40	40
Limites d'Atterberg %	WL	36	37	48	45
	IP	15	17	26	23
	WP	21	20	22	22
Résultats oedométriques	$\sigma'_c$ (bar)	1.24	1.56	2.31	2.22
	Cc	0.252	0.279	0.181	0.188
	Cg	0.06	0.049	0.032	0.032
Essais de cisaillement rectiligne type CU	$\phi^\circ$	23	23	11.58	11.82
	C (bar)	0.32	0.34	0.32	0.32
Perméabilité à l'oedomètre (Charge variable)	K (cm/s)	1.3*10 <sup>-8</sup>	1.3*10 <sup>-8</sup>		

(Source : ENTREPRISE DES ÉTUDES TECHNIQUES ET GÉOTECHNIQUES)

Suite aux résultats donnés par les essais de laboratoire, réalisés sur les échantillons paraffinés des sondages sur l'axe de la retenue de LALOIH, nous constatons que :

- Les échantillons soumis à l'essai de compressibilité sont moyennement compressible.
- L'échantillon du sondage 1(rive gauche) est gonflons
- L'échantillon du sondage 2(lit d'oued côté gauche) est peu gonflant
- Les cohésions drainé des enchantions sont de 0.32 bar
- Les angles de frottement interne et compris entre 11.37 et 23°

## I.4 Caractéristiques des Matériaux de construction

L'investigation géologique et géotechnique a permis de localiser deux zones d'emprunt.

Tableau I. 2 : Résultats des essais mécaniques au niveau de la zone d'emprunt (1)

Fouille		Zone D	Zone Pr	Zone As	Zone E	Zone F
Profondeur (m)		1.50	1.50	2.20	2.50	2
Densité sèche (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_d$	1.88	1.63	1.7	1.61	
Densité Humide (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_h$	2.14	1.84	2.14	2.09	
Teneur en eau naturelle %	W	14	13	20	19	
Degré de Saturation %	Sr	95	56	98	80	
Granulométrie %	> 2mm	02	04	05	06	3
	2 - 0.02mm	39	42	38	37	29
Sédimentométrie %	0.02mm-2 $\mu$ m	15	17	13	13	14
	2 $\mu$ m	44	37	44	44	54
Limites d'Atterberg %	WL	36.03	52	39	49	37.67
	IP	14.68	30	19	30	17.21
	WP	21.35	22	20	19	20.46
Résultats oedométriques	$\sigma'_c$ (bar)	1.83	1.85	1.87	1.83	17.2
	Cc	0.252	0.255	0.231	0.252	
	Cg	0.028	0.028	0.053	0.028	
Proctor Normal	$\gamma_{dop}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.83	1.83	1.59	1.78	1.73
	Wop (%)	13.2	13.2	14.5	16.1	19.5
Essais de cisaillement rectiligne	$\phi^o$	25.2	26	25.2	26	
	C(bar)	0.54	0.42	0.54	0.42	
	$\phi^{oo}$	26.9	28	26.9	28	
	C'(bar)	0.14	0.11	0.14	0.11	
Perméabilité à	K (m/s)	1.3*10 <sup>-8</sup>		1.3*10 <sup>-8</sup>		

(Source : ENTREPRISE DES ÉTUDES TECHNIQUES ET GÉOTECHNIQUES)

### I.4.1 Caractéristiques physiques

Les résultats de l'analyse granulométrique sont les suivants :

Grain de diamètre inférieur à 80 $\mu$ -----	62 %
Grain de diamètre supérieur à 2 mm -----	16%
Grain de diamètre compris entre 2mm – 0,2 mm -----	4%
Grain de diamètre compris entre 0,2mm – 0,02mm -----	32%
Grain de diamètre compris entre 0,02mm – 0,002mm -----	11%
Grain de diamètre inférieur à 2 $\mu$ -----	36%

#### Commentaires :

- Suite au résultat donnée par les essais de laboratoire, réalisé sur les échantillons de matériaux destinés aux remblais de la digue pour tous les zones d'emprunte, nous constatons ce qui suit :
- Les échantillons sont denses à très denses
- Les matériaux analysés sont peu plastique à plastique
- Les échantillons de matériau sont faiblement à moyennement argileux
- le matériau analysé est un sol fin de classe A de sous classe A1 (limons peu plastique, loess, silts alluvionnaire, sables fins peu pollués, arénés peu plastique ...) dense peu plastique et faiblement argileux
- les échantillons faiblement marneux

### I.4.2 Caractéristiques chimiques sur l'axe de la digue et les zones d'emprunt :

Tableau I. 3: Analyse chimique au l'axe de la digue

Fouille	Profondeur (m)	Sulfates $SO_4^{2-}$ (Mg/kg)	Carbonates $CaCO_3$ (Mg/kg)	Chlorures $Cl^-$ (%)	Matières Organiques (%)
S1	2.5	16808	41.69	0.11	2.12

(Source : ENTREPRISE DES ÉTUDES TECHNIQUES ET GÉOTECHNIQUES)

Tableau I. 4: analyse chimique sur les zones d'emprunt

Les Zones d'emprunt	Profondeur (m)	Sulfates So <sub>4</sub> <sup>2-</sup> (Mg/kg)	Carbonates CaCO <sub>3</sub> (Mg/kg)	Chlorures Cl <sup>-</sup> (%)	Matières Organiques (%)
Zone F	/	traces	20.07	0.11	1.98
Zone D	/	29852	21.6	0.26	2.14
Zone Sp	/	32636	29.75	0.16	2.09
Zone E	/	19672	21.07	0.11	1.95

(Source : ENTREPRISE DES ÉTUDES TECHNIQUES ET GÉOTECHNIQUES)

**Interprétation :** selon les normes NA 778 de 2010 les échantillons sont classés comme suit :

Tableau I. 5 Classe d'agressivité

Sulfate mg/kg	Classe d'agressivité	Niveau de protection
Entre 2000 et 3000	XA1 environnement a faible agressivité chimique	Pas de recommandation particulière
Entre 12000 et 24000	XA3 environnement forte agressivité chimique	Ciment conforme à la norme NA 443 5(ES)

NA 5033 (liants hydraulique – ciment pour les travaux dans les milieux moyennement agressifs)

Et NA 443 (liants hydraulique – ciments pour les travaux dans les milieux fortement agressifs)

Si les sulfate > 24000 mg /kg : nécessite d'une protection extrême (enduits peinture) ou interne (imprégnation).

Selon la norme XP P 94-011(aout 1999).les sole analysée classée comme suit :

Tableau I. 6 : Classement des sols

Teneur en carbonate CaCO <sub>3</sub> %	Classification	
10 - 30	Peu calcaire	Faiblement marneux
30 -70	Moyennement calcaire	Marneux

**Commentaires :**

Suite au résultat donnée par les analyses chimiques dans laboratoire, réalisé sur les échantillons en troue :

Le sol et de forte agressivité chimique il nécessite un ciment résistant aux sulfates (ES) selon les normes algériennes (NA443) (CEM 1)

Les échantillons sont peu calcaires ou moyennement calcaires

**I.5 Tectonique**

La zone étudiée fait partie du Haut Plateau entre l'Atlas Tellien et l'Atlas Saharien est une région de plaines élevées (à environ 1 000 m) ayant une topographie relativement plate. qui a subi au cours du temps une tectonique assez intense, caractérisé par un plissement très particuliers. L'orientation générale des plis est N40° à N80° et oblique à la direction générale de la chaîne qui est de direction N60°.

Ainsi, la région a muni d'un réseau de fracturation de différentes orientations composé par deux types de failles :

□ Les failles syn-sédimentaires dont les directions des fractures sont souvent confondues avec la direction des plans axiaux des plis.

□ Les failles post-sédimentaires sont soit transverses et décalent les structures, compatibles avec leurs mode de genèse.

**I.6 Sismicité**

En Algérie, l'analyse des différents catalogues de sismicités réalisés durant ces dernières décennies a montré que la sismicité sur le territoire nationale n'est pas partout identifiée et que nous pouvons considérer actuellement quatre zones d'activité sismique différentes qui sont :

1. la bordure tellienne est la région où la sismicité est la plus fréquente et où d'importants séismes ont lieu. Cette importance sismique s'explique par le fait que cette région est directement impliquée dans l'affrontement des plaques européennes et africaines.

2. la région des hauts plateaux se caractérise par une sismicité pratiquement nulle.

3. la région de l'Atlas saharien présente une sismicité réduite. Quelques séismes ont pu être observés dans les monts des KSOURS, BABORS, Bibans et d'autres.

4. la région saharienne qui correspond à la plate-forme africaine stable, sismicité quasiment nulle.

Notre site se trouve dans Les Haut Plateau entre l'Atlas Tellien et l'Atlas Saharien est une région de plaines élevées (à environ 1 000 m) ayant une topographie relativement plate.

La région de DIRAH se trouve dans la zone II-a ; déterminé par le ministère de l'Habitat et de l'urbanisme pour l'Algérie (Règles parasismiques Algériennes 1999), direction de la réglementation et de l'information technique (D.N.C.T.C).

Alors, l'accélération sismique de **0.15g à 0.25g**.

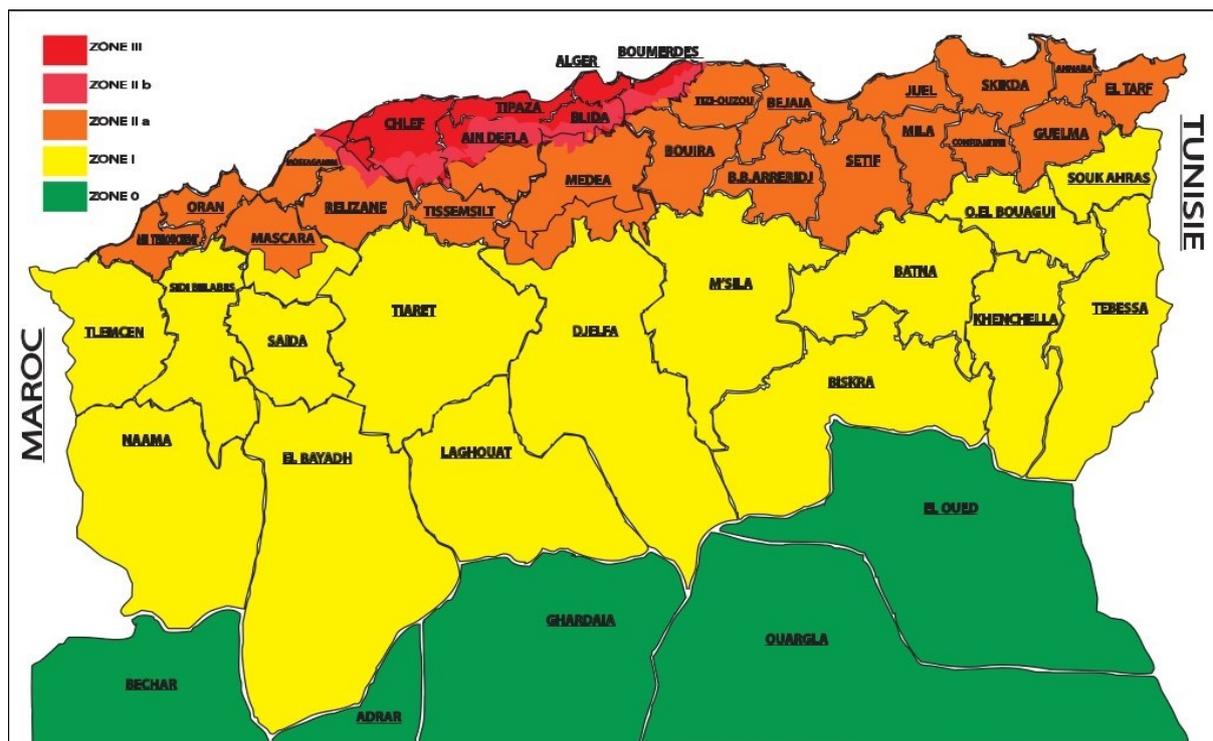


Figure I. 5: Carte des zones sismiques en ALGERIE (source : RPA)

### I.7 Conception de la retenue et les ouvrages annexes :

Au stade de l'étude des variantes dans l'étude de faisabilité le bureau d'études a proposé les variantes suivantes :

- Digue en terre homogène avec un prisme de drainage à l'aval.
- Digue en terre avec un drain vertical combiné muni par un prisme de drainage à l'aval.
- La sauvegarde de la digue sera assurée par un évacuateur qui sera placé en rive droite.
- L'irrigation des terres sera assurée par une conduite de prise d'eau.
- La chasse des vases sera assurée par une conduite de vidange de fond.

**CONCLUSION :**

Les terrains formant l'assiette de la cuvette sont représentés par des marnes, marno-calcaires et bancs calcaires homogènes, de faible perméabilité. Ils lui assurent ainsi, une bonne étanchéité.

Les résultats de l'investigation géologique, illustrés par les coupes et carte, jointes en annexe à ce présent rapport, montrent que le projet de la retenue de LALOIHE dans la commune de DIRAH présente suffisamment d'avantages pour sa réalisation.

La structure monoclinale, de direction transversale aux plus grandes pentes et peu fracturée, confère une bonne stabilité aux versants de la cuvette.

ET nous concluent que ces matériaux (sols fins argilo –limoneux finement sableux avec des cailloux centimétrique) peuvent être utilisée dans la réalisation des remblais de la digue de la retenue de LELOUAH de DIRAH W.BOUIRA.

ET Suite au résultat donnée par les analyses chimiques dans laboratoire, réalisé sur les échantillons on trouve que le sol est de forte agressivité chimique il nécessite un ciment résistant aux sulfates (ES) selon les normes algériennes (NA443).

## Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et a pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes. Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles ont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région. A défaut, on appliquera les méthodes déterministes.

### II.1. Bassin versant

Le bassin versant d'un oued au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval (**Laborde, 2009**). Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. On commence par l'exutoire, et on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

#### II.1.1. Caractéristiques générales du bassin versant

Les différents paramètres du bassin versant (forme, altitude, pente, relief....etc.) interviennent dans les différents écoulements.

La Fig. II.1 présente la délimitation du bassin versant au droit de la retenue de LELOIHE dans la commune de DIRAH Il se caractérise par un relief relativement accidenté dans sa partie nord avec un dense réseau hydrographique. Les pentes du versant et du thalweg principal sont assez importantes ce qui entraîne des vitesses de ruissellement relativement élevées. Le réseau

hydrographique du bassin versant est donné sur la Fig.II.1

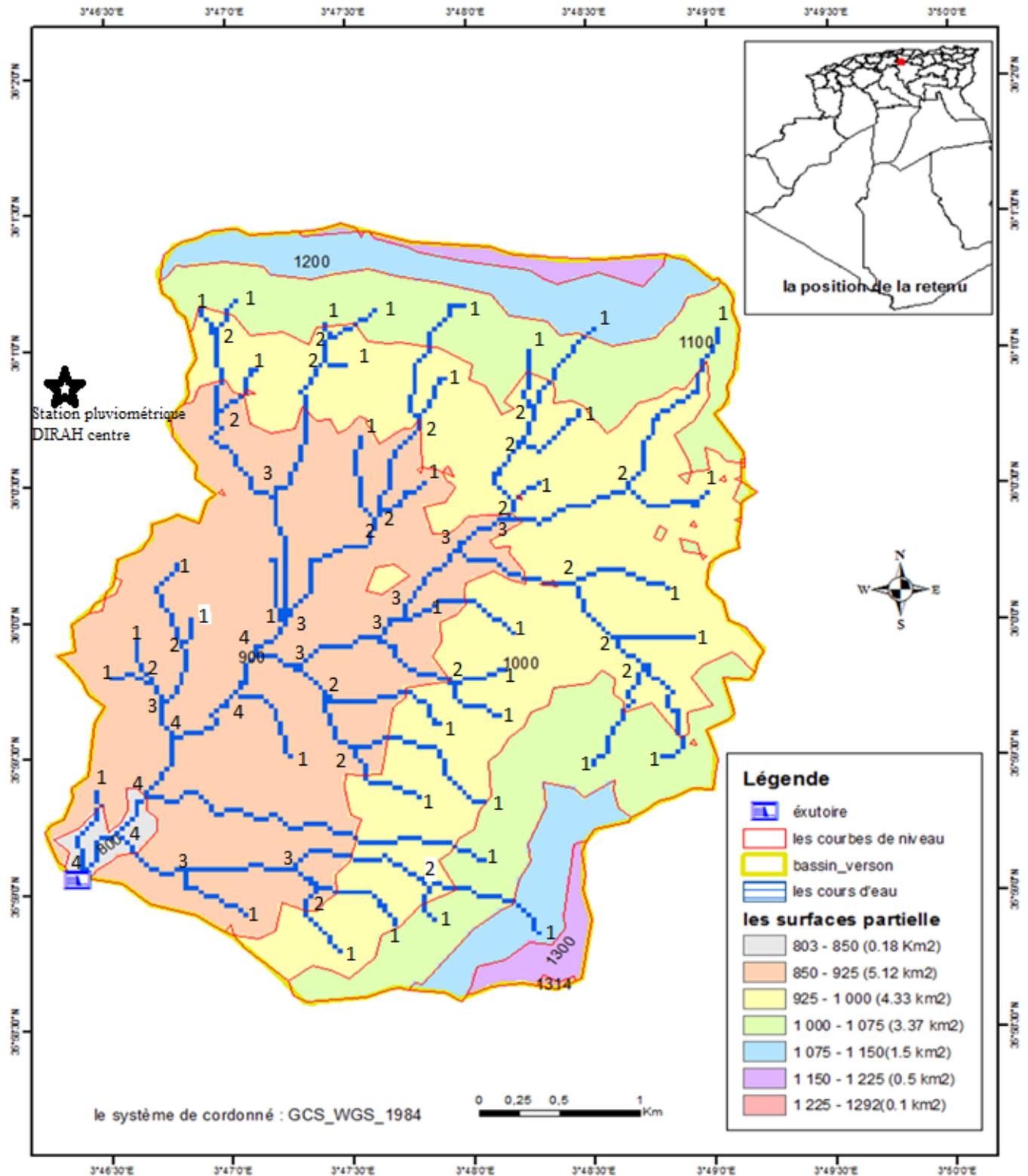


Figure II. 1: Délimitation du bassin versant avec le Réseau hydrographique (Classification de SCHUM)

## II.1.2. Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant

Le site de l'ouvrage est localisé sur la carte topographique SOUR EL GHOZLANE NJ-31-IV-84 Ouest (échelle 1/25000) et a pour coordonnées UTM Suivant :

$$\begin{aligned} X &= 570,40 \text{ km} \\ Y &= 3982,19 \text{ km} \\ Z &= 803 \text{ m NGA} \end{aligned}$$

### II.1.2.1 Caractéristiques physiques du bassin versant

#### A- les caractéristiques géométriques :

1. la surface du bassin est :

$$S = 15.0 \text{ Km}^2$$

2. La longueur du thalweg principal est mesurée à partir du profil de l'oued,

$$L = 5.4 \text{ Km} ;$$

3. le périmètre P du bassin versant ; qui est estimé à

$$P = 16.5 \text{ Km} ;$$

#### B- Caractéristiques hydro morpho métriques :

##### 1-Indice de forme :

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'Hydro gramme à l'exutoire. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire qui sont plus importants. Ce phénomène est lié à la notion de temps de concentration.

En revanche, les bassins en forme d'éventail, présentant un temps de concentration plus court, et auront les plus forts débits de pointe.

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux. Citons à titre d'exemple l'indice de compacité de Gravelius (1914)  $K_c$ , défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface :

$$\begin{aligned} K_c &= \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} & P_c &= 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} \\ K_c &= \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \end{aligned} \quad \text{II.1}$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

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

K<sub>C</sub> : indice de Gravelius

Cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface. Il est proche de 1.128 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieur à 1 lorsque le bassin est de forme allongée.

Soit :

$$K_C = 1.193$$

### 2-Coefficient d'allongement :

Il est donné par la formule suivante :  $K_P = \frac{L^2}{S}$  II.2

Soit :  $K_P = 1.944$

### 3-Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius :

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 points de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2*(L+l) \quad \text{Et} \quad S = L*l \quad \rightarrow (1)$$

La longueur L et la largeur l en Km sont données par la résolution de P et S :

$$K_C = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \rightarrow (2)$$

De (1) et (2) on obtient une Équation de 2<sup>ème</sup> degré admet deux solutions L<sub>r</sub> ; l<sub>r</sub> :

$$L_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,12} \left( 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right) \quad \text{II.3}$$

$$l_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,12} \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right) \quad \text{II.4}$$

Avec  $L_r$  : longueur du rectangle équivalent en (Km)

$l_r$  : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient :  $L_r = 4.62 \text{ km}$  et  $l_r = 3.63 \text{ km}$

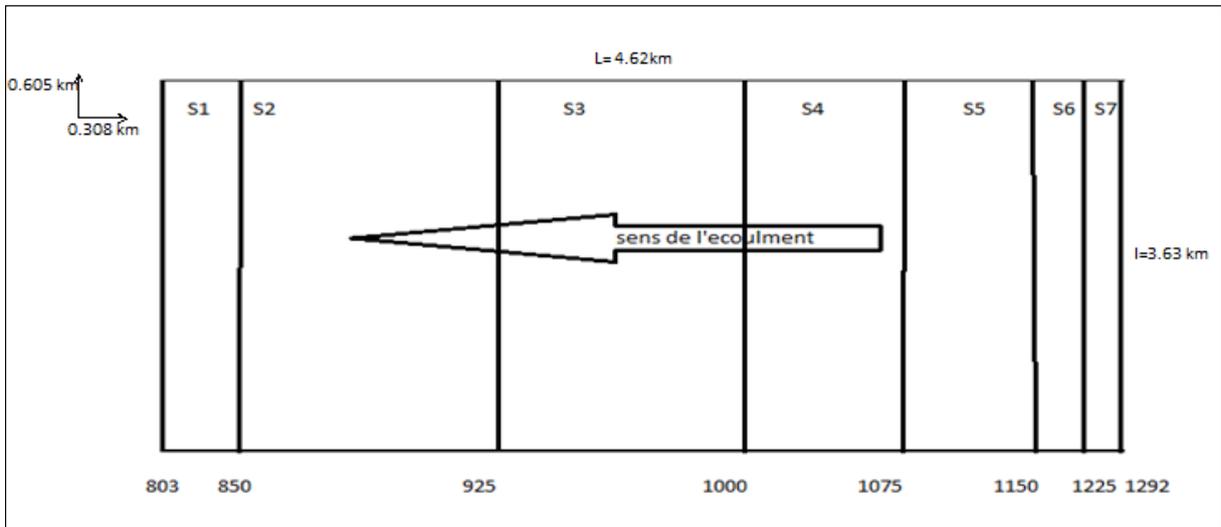


Figure II. 2 : Rectangle équivalent

### C. Caractéristiques hydrographiques

#### 1- Le relief :

Le relief est un facteur essentiel, il est caractérisé par :

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

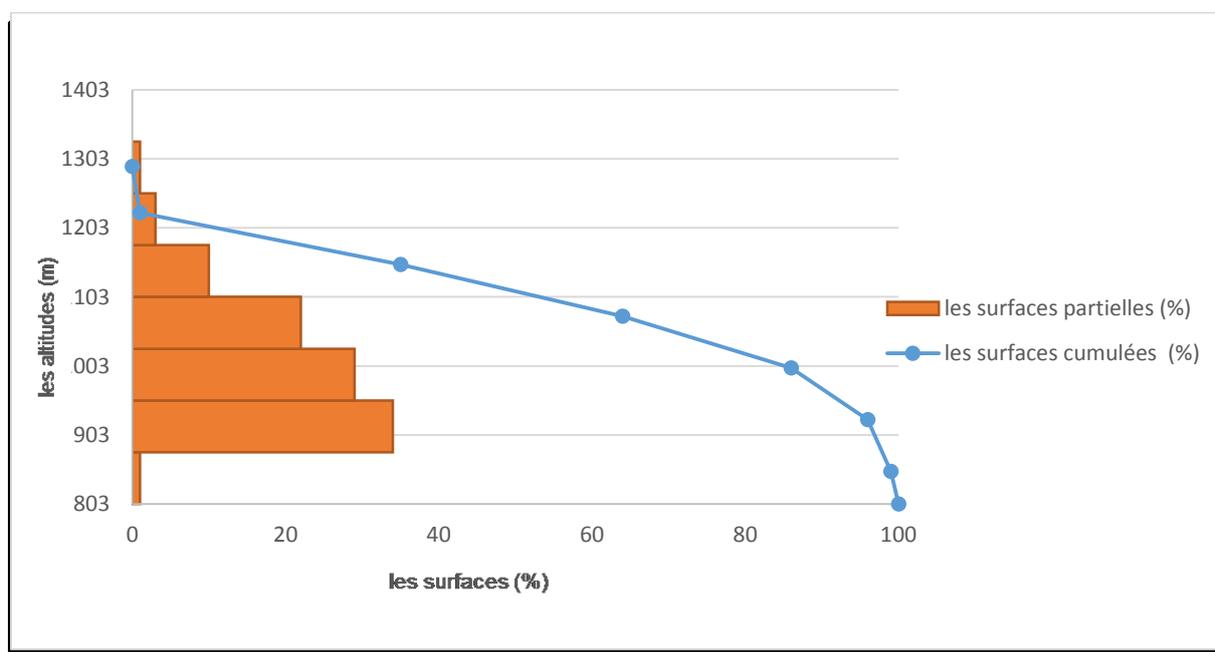
#### 2- Courbe hypsométrique :

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 II. 1 : Calcul des surfaces cumulées**

Altitude (m)	Surface partielle (km <sup>2</sup> )	Surface partielle (%)	Surface cumulée (km <sup>2</sup> )	Surface cumulée (%)
803-850	0,183	1	0,183	1
850-925	5,121	34	5,304	35
925-1000	4,33	29	9,634	64
1000-1075	3,373	22	13,007	86
1075-1150	1,481	10	14,488	96
1150-1225	0,51	3	14,998	99
1225- 1292	0,1	1	15,098	100
	15,098	100,0		



**Figure II. 3 : Répartition et courbe hypsométrique**

### 3- Détermination des altitudes

#### \*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

$$\begin{aligned} \text{: Altitudes} \quad \mathbf{H \text{ min} = 803 \text{ m}} \\ \mathbf{H \text{ max} = 1292 \text{ m}} \end{aligned}$$

#### \* 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 :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum S_i \cdot H_i}{S} \quad \text{II.5}$$

Avec :

- $H_{\text{moy}}$  : altitude moyenne du bassin (m) ;
- $S_i$  : aire comprise entre deux courbes de niveau (km<sup>2</sup>) ;
- $H_i$  : altitude moyenne entre deux courbes de niveau (m) ;
- $S$  : superficie totale du bassin versant (km<sup>2</sup>).

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

Tableau II. 2 : Détermination de l'altitude moyenne

Altitude (m)	Surface partielle (km <sup>2</sup> )	Surface partielle (%)	Surface cumulée (km <sup>2</sup> )	Surface cumulée (%)	Altitudes moyennes (m)
803-850	0,183	1	0,183	1	826.5
850-925	5,121	34	5,304	35	875
925-1000	4,33	29	9,634	64	950
1000-1075	3,373	22	13,007	86	1050
1075-1150	1,481	10	14,488	96	1150
1150-1225	0,51	3	14,998	99	1225
1225- 1292	0,1	1	15,098	100	1271
	15,098	100,0			

Donc :  $H_{\text{moy}} = 963.0 \text{ m NGA}$

**\*Altitude médiane**

L'altitude médiane correspond à celle 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 :

$H_{\text{méd}} = 1115 \text{ m NGA.}$

**Tableau II. 3 : Détermination des altitudes.**

<b>Altitude</b>	<b>Valeur (m)</b>
$H_{\text{moyen}}$	963.0
$H_{\text{médiane}}$	1115
$H_{95}$	875
$H_5$	1150
$H_{\text{max}}$	1292
$H_{\text{min}}$	803

**4- Indices de pente**

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

**\*Indices de pente**

$I_p$  est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondéré par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau  $H_i$  et  $H_{i+1}$ .

Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \quad \text{II.6}$$

$L$  : longueur de rectangle équivalent (m)

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

Tableau II. 4 : Détermination de la pente M. Roche Ip

Hi - Hi-1 (m)	Di=Hi-Hi-1 (m)	Si (Km2)	Ai=Si/S (%)	$\sqrt{A_i * D_i}$
803-850	47	0,183	1	1,1
850-925	75	5,121	34	34,4
925-1000	75	4,33	29	42,7
1000-1075	75	3,373	22	43,8
1075-1150	75	1,481	10	30,6
1150-1225	75	0,51	3	18,3
1225- 1292	68	0,1	1	8,1
Somme	/	15	100	179,2

AN :  $I_p=0.83 \%$

\* **Indice de pente globale  $I_g$**  : (P. Dubreuil, 1974)

$$I_g = \frac{D}{L} \quad \text{II.7}$$

Ou  $D =$  Dénivelée entre  $H_{5\%}$  et  $H_{95\%}$  tq :  $D = H_{5\%} - H_{95\%}$  avec :

Et  $H_{5\%}$  et  $H_{95\%}$  : sont les altitudes correspondantes à  $S_{5\%}$  et  $S_{95\%}$

On a donc  $D = 1150 - 875 = 275$  m

$L$  : la longueur du rectangle équivalent (km)

$$\text{Soit : } I_g = 59.52\text{m/km} \quad \Rightarrow \quad I_g = 5.952 \%$$

\* **Indice de pente moyenne  $I_{pm}$** :

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} = 90.55\text{m/km} \quad \text{II.8}$$

$$\Rightarrow I_{pm} = 9.055 \%$$

**Conclusion :**

L'indice de pente moyenne est très fort, donc on assistera à un écoulement rapide.

## D. Caractéristiques physiographiques

### 1-Densité de drainage $D_d$

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs «  $L_i$  » du bassin versant, à la surface «  $S$  » Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface .Elle est exprimée en  $\text{Km}/\text{Km}^2$ .

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n Li}{S} \quad \text{II.9}$$

Avec :  $\sum_{i=1}^n Li$  La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 68.51Km.

S : Superficie du bassin versant en 15 (Km<sup>2</sup>).

Soit : **Dd = 4.57 km/km<sup>2</sup>**

#### 4- Temps de concentration du bassin versant $t_c$

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire .Il existe plusieurs formules .Dans le contexte algérien et pour les grands bassins versants, il peut être notamment calculé par l'ancienne formule de **GIANDOTTI (1937)** soit :

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad \text{II.10}$$

Avec :

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

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

$L_{cp} = 1 = 5.4$  Km

$T_c$  : temps de concentrations exprimé en heure

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

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

Soit :  **$t_c = 2.5 = 2 \text{ h } 30 \text{ min}$**

Tableau II. 5 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km <sup>2</sup>	15
Périmètre		P	km	39.763
Longueur du thalweg principal		L	km	5.4
Indice de compacité		K <sub>C</sub>		1.193
Coefficient d'allongement		K <sub>P</sub>		1.944
Rectangle équivalent	longueur	L <sub>r</sub>	km	4.62
	largeur	l <sub>r</sub>	Km	3.63
Altitudes	maximale	H <sub>max</sub>	m	1292
	moyenne	H <sub>moy</sub>	m	963
	médiane	H <sub>med</sub>	m	1115
	minimale	H <sub>min</sub>	m	803
Indice de pente de Roche		I <sub>P</sub>	m/Km	0 ,83
Indice de pente globale		I <sub>g</sub>	m/Km	59.52
Indice de pente moyenne		I <sub>pm</sub>	m/Km	90.55
Densité de drainage		D <sub>d</sub>	Km/Km <sup>2</sup>	4.57
Temps de concentration		T <sub>c</sub>	h	2.5

### II.1.3. Caractéristiques climatiques du bassin versant

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

La précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température et le vent qui a une influence sur l'évaporation et la transpiration.

Pour notre zone d'étude, la station plus représentative et celle qui dispose le plus d'enregistrements est la station de DIRAH

Tableau II. 6 : Station pluviométrique DIRAH centre

Station	Code	Source	Coordonnées			Année de service	N (ans)
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
DIRAH CENTR	050402	A.N.R.H	595.35	299.2	800	1980-2012	33

### II.1.3.1. Températures

La température moyenne mensuelle est de 14,80°C. La température moyenne du mois de janvier varie le plus souvent entre 3°C et 10°C, alors qu'en juillet elle est située entre 20°C et 32,5°C. La température moyenne mensuelle calculée sur une base de 10 ans est illustrée par la Figure II.4.

Les températures sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II. 7 : Répartition des températures

Mois	J	F	M	A	M	J	J	O	S	O	N	D	T moy
T(°C)	8.1	9.3	12.2	14.4	19.5	25	28.4	28	22.6	18.7	12.6	9.3	17.4

(Source : ANRH)

La répartition mensuelle de température est donnée par la figure II.4

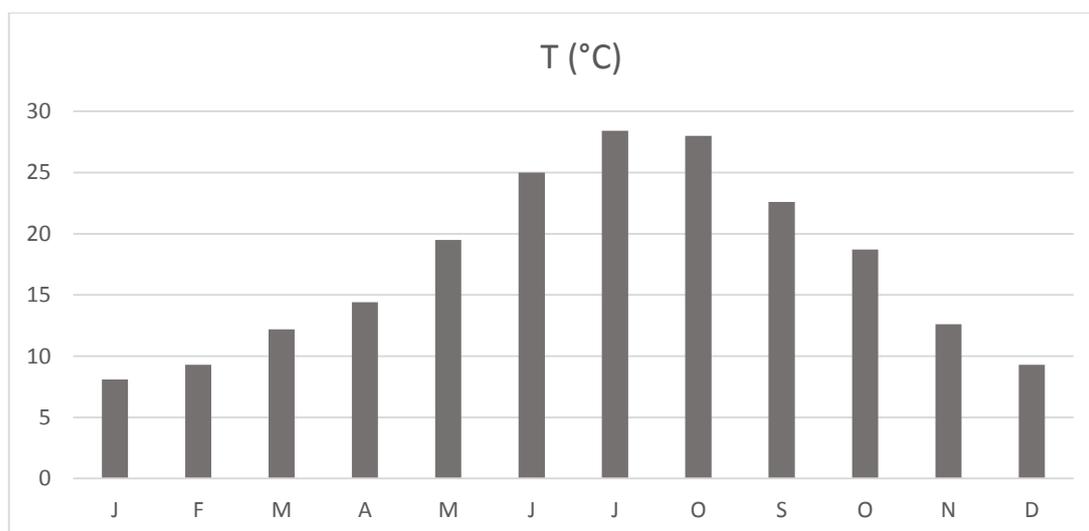


Figure II. 4 : Répartition mensuelle de la température

## • Climagramme d'EMBERGER

Le climagramme d'EMBERGER permet de déterminer l'étage bioclimatique d'une station donnée. Il est déterminé à partir de la formule :

$$Q2 = K \cdot P / (M2 - m) \quad \text{II.11}$$

- Dont
- P : précipitation annuelle (mm)
  - M : la température maximale du mois le plus chaud en °C
  - m : la température minimale du mois le plus froid en °C

En appliquant la formule suivante élaborée par STEWART 1968 pour l'Algérie, soit :

$$Q2 = 3.43 (P/M-m) \quad \text{II.12}$$

Après application de la formule, nous obtenons la valeur de Q2 égale à 59.15, ce dernier situe la région dans l'étage semi-aride à hiver tempéré

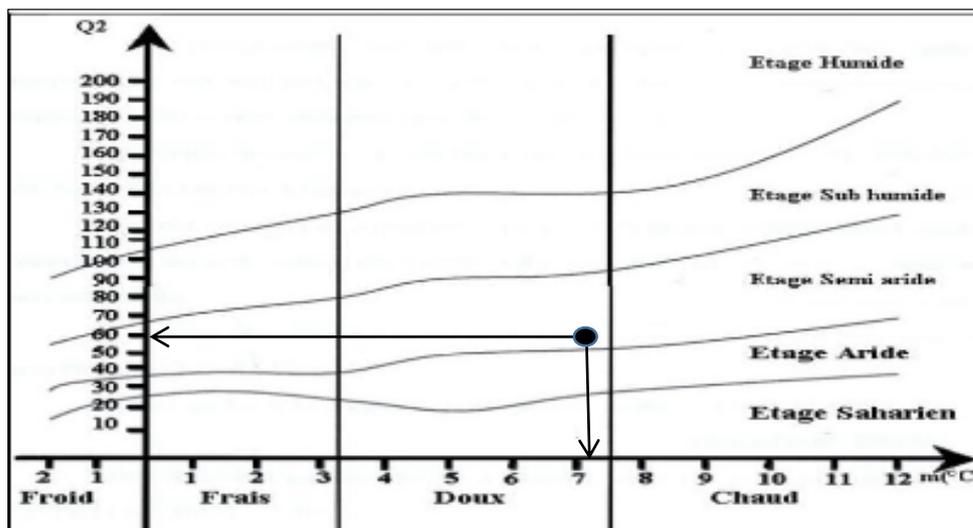


Figure II.5 : Situation de la région d'étude au niveau du climagramme d'EMBERGER.

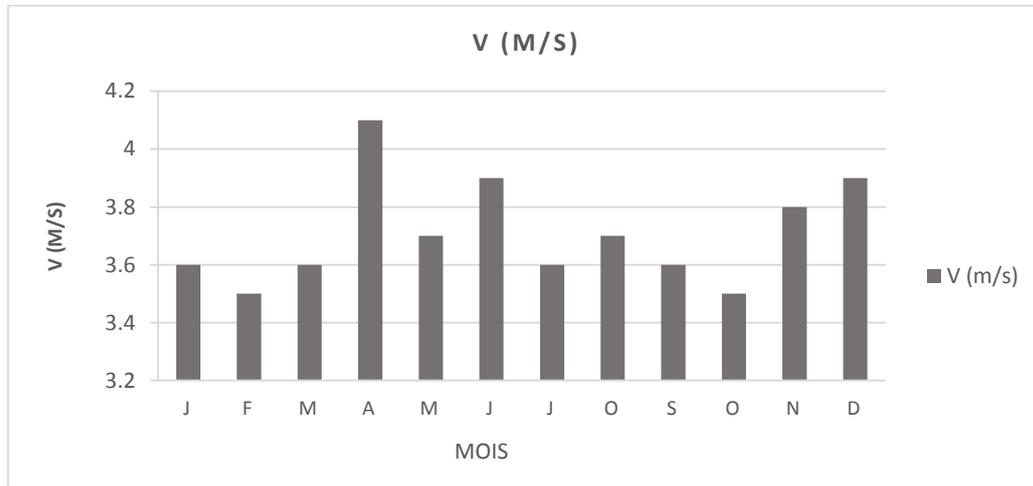
### II.1.3.2. Répartition mensuelle des vents

Les vents dominants chargés d'humidité soufflent dans la direction O - NO entre le mois d'octobre et le mois de mai, et E - SE de juin à septembre. Pour le dimensionnement de la crête, le vent maximal sera considéré dans la direction la plus critique, soit perpendiculaire à l'axe du barrage.

**Tableau II. 8 : Répartition mensuelle des vents**

Mois	J	F	M	A	M	J	J	O	S	O	N	D	V moy
V (m/s)	3.6	3.5	3.6	4.1	3.7	3.9	3.6	3.7	3.6	3.5	3.80	3.9	3.7

(Source : ANRH)

**Figure II. 5 : Répartition mensuelle du vent**

### II.1.3.3 Évaporation

L'évaporation mensuelle varie de 105 à 240 mm entre avril et septembre. Sa répartition mensuelle montre une croissance régulière d'avril à juillet. La période d'octobre à mars totalise 26 % de la moyenne annuelle. L'évaporation moyenne annuelle varie entre 1300 et 1400 mm. La répartition de l'évaporation mensuelle moyenne est illustrée par la Figure II.6

**Tableau II. 9 : Répartition mensuelle de l'évaporation**

mois	J	F	M	A	M	J	J	O	S	O	N	D	EV moy
EV	50	55	89	100	131	201	253	231	146	116	66	50	124

Répartition mensuelle de l'évaporation :

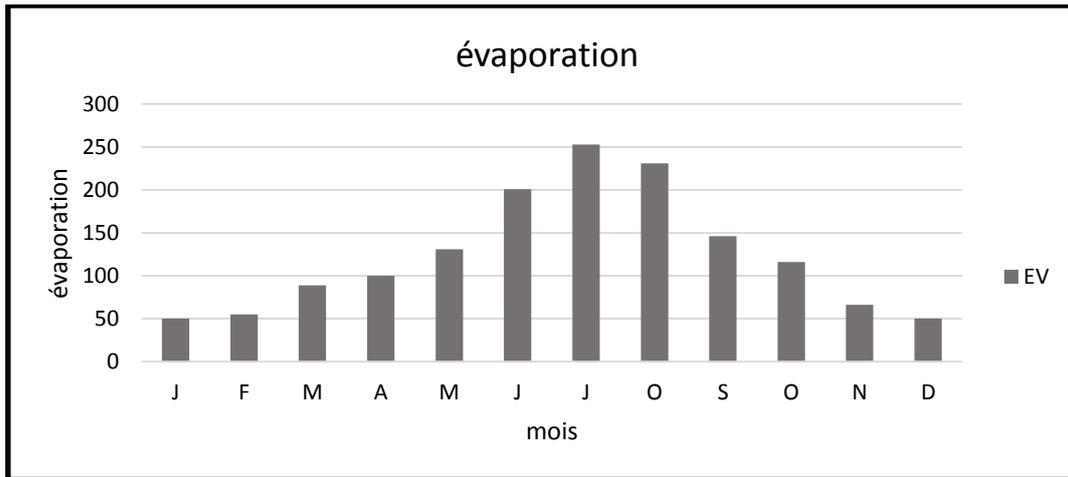


Figure II. 6 : Répartition mensuelle de l'évaporation.

### II.1.3.4 Pluviométrie

Nous disposons des données d'observation directes disponibles au niveau du bassin versant de l'oued El MALEH

La station disponible au voisinage du bassin et la plus proches du site est présentée dans le tableau suivant

La station de DIRAH CENTRE est la plus proche de site avec une période d'observation de 1980-2012 soit 33 ans.

Le tableau II.11 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

Tableau II. 10 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Mois	P (mm)	P (%)
Septembre	28.2	8.8
Octobre	27.5	8.6
Novembre	36.8	11.5
Décembre	39.3	12.3
janvier	39	12.2
février	32.9	10.3
Mars	29.4	9.2
Avril	30.2	9.4
Mai	27.1	8.5
Juin	10.5	3.3
Juillet	5.8	1.9
Août	13.4	4.2
<b>Total</b>	<b>320</b>	<b>100</b>

La répartition mensuelle de la précipitation est présentée par la figure II.7.

Nous remarquerons que les lames précipitées durant les mois de **Octobre à Avril** sont en moyenne de même ordre de grandeur et représente environ **87%** du total pluviométrique annuel néanmoins, on note une pointe en **Décembre**.

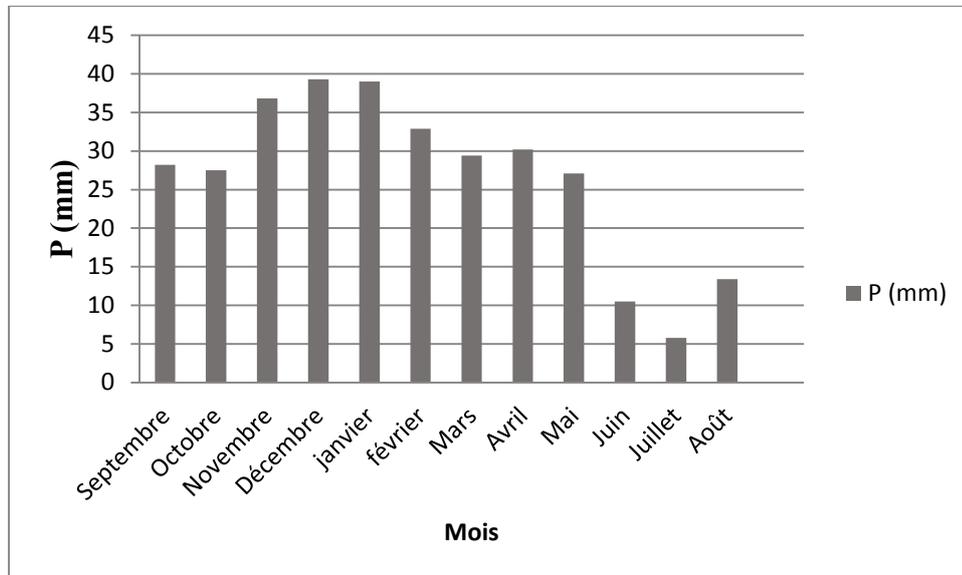


Figure II. 7 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle

### Les précipitations maximales journalières

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes ;

Classer la série des précipitations par ordre croissant ;

Calcul de la fréquence expérimentale ;

Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;

Ajuster graphiquement la loi choisie ;

Calculer le quantile et son intervalle de confiance

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau (II.12) :

Tableau II. 11 : Caractéristiques de la série avec N=32ans

caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des P <sub>max j</sub> en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=32} X_i$ II.13	823mm
la moyenne des P <sub>max j</sub> en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=32} X_i}{n}$ II.14	25mm
L'écart type « $\bar{\sigma}_x$ » ; Pour n > 30 ans	$\sigma_x = \left[ \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{32} (X_i - \bar{X})^2}{32}} \right]$ II.15	8.57mm
Coefficient de variation « Cv » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$ II.16	0.34
L'exposant climatique :	$b=0.33$	

**Remarque :**

L'exposant climatique pour notre région (b=0.33) est donné par l'ARNH d'ALGER.

**II-2.Traitement statistique des données**

Après avoir analysé et critiqué les données recueillies, il est indispensable de vérifier leur homogénéité et leur indépendance.

**II-2-1 Test d'homogénéité**

Les échantillons sont dits homogènes, s'ils sont caractérisés par une même loi de probabilité et par les mêmes paramètres, les données recueillies sont alors considérées comme extraites d'une même population (Lamas, 1993).

Il existe plusieurs tests pour vérifier l'homogénéité des séries de données, Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au Test de WILCOXON :

La vérification de l'homogénéité d'une série pluviométrique par cette méthode repose sur le procédé ci-dessous :

On divise la série complète en deux sous séries :  $x$  et  $y$  tel que  $N_1$  et  $N_2$  : respectivement les tailles de ces deux sous séries en considérant généralement  $N_2 > N_1$ .

On constitue par la suite, la série  $x$  unions  $y$  après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre décroissant. A ce stade, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang, tout en précisant à quelle sous-série appartient-elle.

**D'après Wilcoxon**, la série est homogène avec une probabilité de 95%, si la relation ci-dessous est vérifiée. Avec :

$$W_{\min} < W_X < W_{\max}$$

$W_X$  : Somme des rangs de l'échantillon  $x$  ;

Avec :  $U_{1-a/2} = 1.96$  et représente la variable centre réduite de gauss correspondante a une probabilité de  $1 - a/2$

$$W_{\min} = \left[ \left( \frac{(N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - 1}{2} \right) - 1,96x \left( \frac{N_1 \times N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right)^{0,5} \right]. \quad \text{II.17}$$

$$W_{\max} = [(N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - W_{\min}] \quad \text{II.18}$$

$N_1$  : taille de l'échantillon  $X = 16$

$N_2$  : taille de l'échantillon  $Y = 17$

Les calculs effectués pour les séries de pluies annuelles et maximales journalières et sont détaillés comme suit (**Tableau II-13**), et les résultats sont dans (**Tableau II-14**)

**Tableau II. 12 : Test de Wilcoxon appliqué aux donnes de pluies annuelles et maximales**

<b>Pluies annuelles</b>
$X = 16$
$Y = 17$
$W_X = \text{Somme des rangs} = 255$
$W_{\min} = 200$
$W_{\max} = 343$
$W_{\min} < W_X < W_{\max}$
<b>Notre série est homogène</b>

Tableau II. 13 : Résultats du test de WILCOXON sure les pluies annuelle

X	Rang	Y	rang	X ou Y	origine	X ou Y	origine
297	1	242,4	17	612,2	Y 31	256,3	X 7
352,1	2	266,3	18	536,7	Y 24	254,3	X 12
264,6	3	183,5	19	488,1	Y 30	254,3	Y 28
151,7	4	168,2	20	443	Y 33	251,1	Y 27
256,5	5	180,2	21	416	X 15	242,4	Y 17
306,4	6	219,7	22	406,3	Y 23	239,8	X 9
256,3	7	406,3	23	401,6	Y 29	237,5	Y 32
220,7	8	536,7	24	352,1	X 2	220,7	X 8
239,8	9	194,9	25	306,4	X 6	219,7	Y 22
284,9	10	283,5	26	305,3	X 16	212,8	X 11
212,8	11	251,1	27	297	X 1	199,8	X 13
254,3	12	254,3	28	284,9	X 10	194,9	Y 25
199,8	13	401,6	29	283,5	Y 26	183,5	Y 19
179,4	14	488,1	30	266,3	Y 18	180,2	Y 21
416	15	612,2	31	264,6	X 3	179,4	X 14
305,3	16	237,5	32	256,5	X 5	168,2	Y 20
		443	33			151,7	X 4
N1	16	N2	17	Wx	272	Wy	289

## II.2.2 Ajustement de la série pluviométrique

### II.2.2.1 Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée (B. Touaibia, 2001).

Les lois d'ajustement choisies sont :

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

### II.2.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad \text{II.19}$$

Tel que :  $y = a(x - x_0)$  II.20

Avec :

$1/a$  : la pente de la droite de GUMEL

$Y$  : variable réduite de GUMBEL

$x$  : précipitation maximale journalière (mm)

$x_0$  : ordonnée à l'origine en (mm)

On peut écrire :  $y = -\ln(-\ln(F(x)))$  II.21

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

- classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec

Attribution d'un rang 1, 2, 3...n.

- calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \quad \text{II.22}$$

$m$  : rang de précipitation

$n$  : nombre d'observations(33)

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

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

- calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x0 »

- représenter graphiquement les couples  $(x_i, y_i)$  sur papier GUMBEL.

\*Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/a)y + x_0 \quad \text{II.23}$$

Avec :  $(1/a)$  : la pente de la droite de GUMBEL

## II.2.4 Ajustement des pluies maximales journalières

### II.2.4.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

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

Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations : 33

**Paramètres :**  $X_0$  (Paramètre de position) = 20.7

$$\alpha \text{ (Paramètre de l'échelle)} = 0.78 \quad \sigma_x = 6.6 \quad \text{II.24}$$

**Quantiles :**

$$q = F(X) \text{ (probabilité au non-dépassement)} \quad ; \quad T = 1 / (1-q) \quad \text{II.25}$$

Tableau II. 14 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	51.1	5.79	39.7 - 62.4
50.0	0.9800	46.5	4.97	36.7 - 56.2
20.0	0.9500	40.3	3.89	32.7 - 47.9
10.0	0.9000	35.6	3.08	29.5 - 41.6

**Station de DIRAH : code / (050402)**

Tableau II. 15 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	14
Maximum	Aucun	50
Moyenne	24.5	24.5
Ecart-type	8.47	8.47
Médiane	23.1	23.1

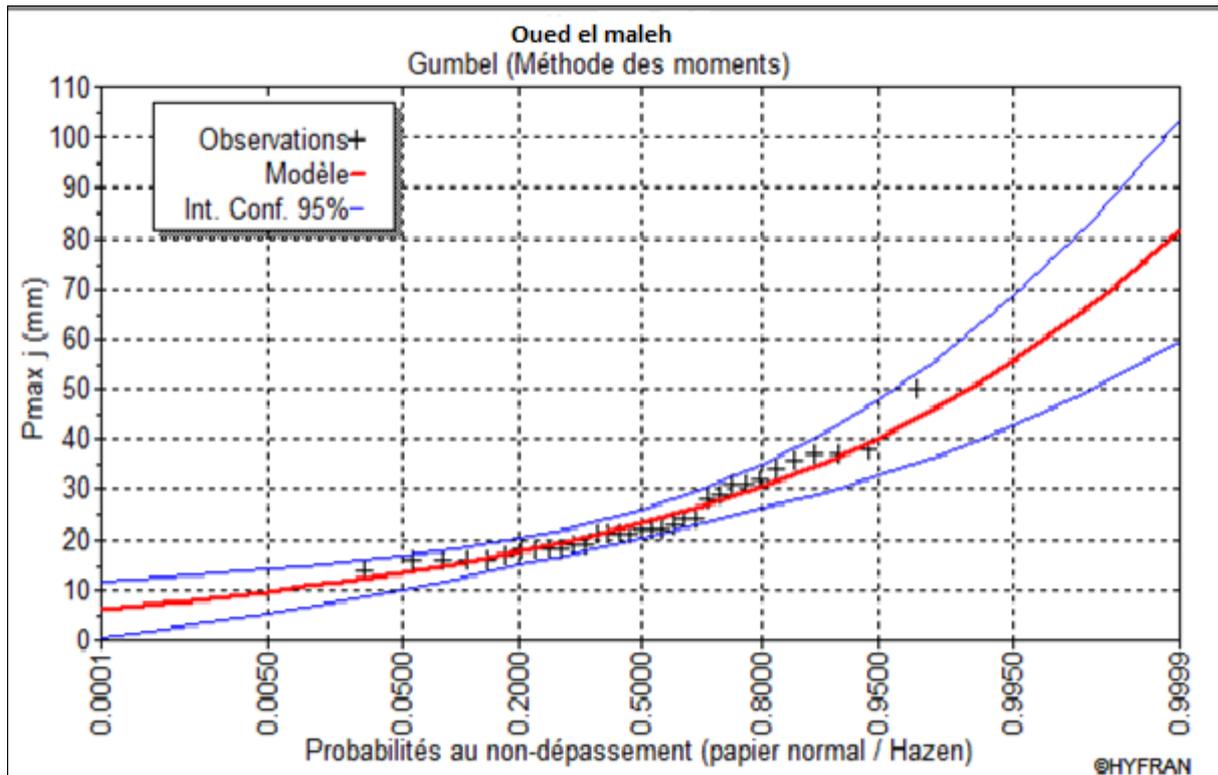


Figure II. 8 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL (HYFRAN)

**II.2.4.2 : Ajustement de la série pluviométrique 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 est faite sur du papier log-normale,

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \tag{II.25}$$

$$\text{Ou : } u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x} \quad (\text{variable réduite de GAUSS}) \tag{II.26}$$

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

$$\text{Log } x (p \%) = \overline{\text{Log } x} + \delta \cdot \text{Log } u (p \%) \tag{II.27}$$

Les résultats de l’ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumées dans le tableau (II.17).

Nombre d’observations : 33

Paramètre :

Moyenne de la série des logarithmes = 3.15 ;

Ecart type de la série des logarithmes = 0,32

Quantiles :

$q = F(X)$  (probabilité au non dépassement)

$T = 1/(1-q)$

Log normale (Maximum de vraisemblance)

**Tableau II. 16 : Résultat de l'ajustement à la loi de Galton.**

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	48.9	5.29	38.5 - 59.3
50.0	0.9800	44.8	4.44	36.1 - 53.5
20.0	0.9500	39.3	3.38	32.7 - 46.0
10.0	0.9000	35.0	2.64	29.9 - 40.2

**Tableau II. 17 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon**

Paramètres	Caractéristiques	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	14
Maximum	Aucun	50
Moyenne	24.5	24.5
Ecart-type	8.02	8.47
Médiane	23.3	22

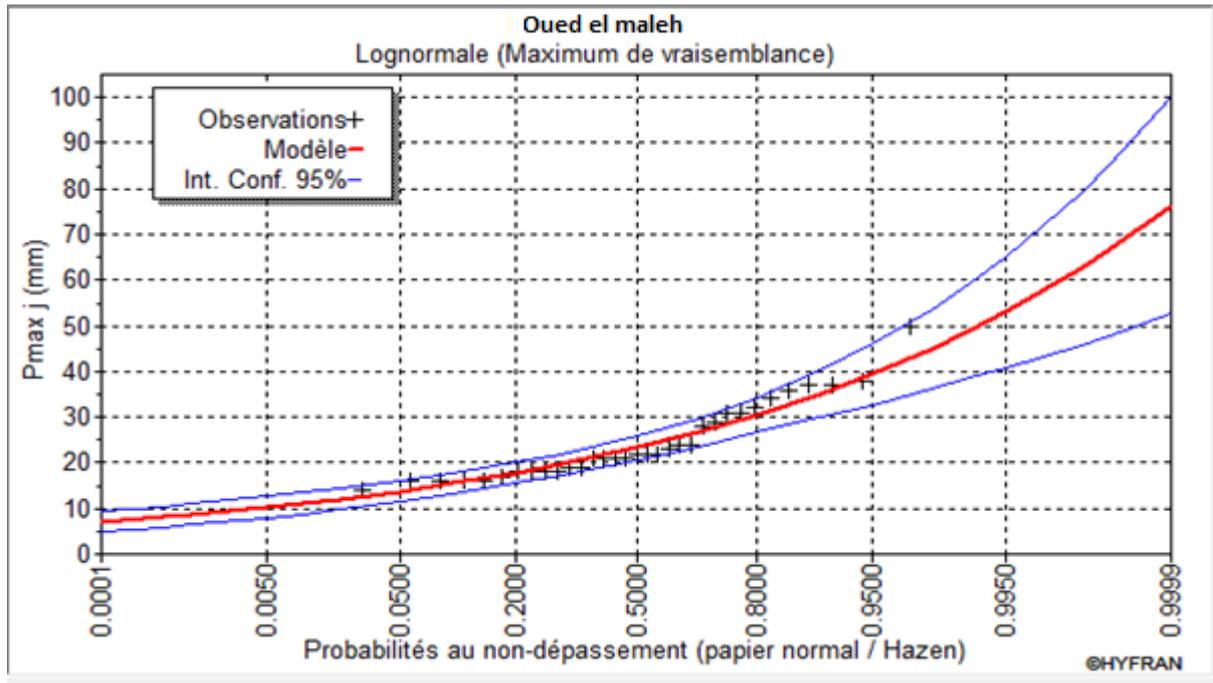


Figure II. 9 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) (HYFRAN)

Tableau II. 18: Pluies annuelles estimées pour différentes périodes de retour par la loi log-normale

période de retour (ans)	Fréquence	valeur théorique (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
100	0.9900	608	71.2	469 - 748
50	0.9800	553	59.3	437 - 670
20	0.9500	481	44.7	393 - 568
10	0.9000	424	34.6	356 - 492

### Commentaire

D’après les résultats du calcul, on a trouvé que la série s’ajuste avec les deux lois. On a choisi la loi Gumbel pour effectuer les calculs suivant

### II.2.7. Etude des pluies de courtes durées et leurs intensités

Pour des temps inférieurs au temps de concentration, on peut estimer les pluies de courtes durées pour différentes fréquences, par la formule de Body préconisée par l'ANRH :

$$P_{max,p\%} = P_{max,j} * \left(\frac{t}{24}\right)^b \quad \text{II.28}$$

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

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

t : temps [heure]

b : Exposant climatique, pour notre région il est de 0.33

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

$$I_0 = \left(\frac{P_{max,j,p\%}}{T}\right) \quad \text{II.29}$$

**Tableau II. 19 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence**

Période (ans)	100	50	20	10
Fréquence	1	0.5	0.2	0.1
$P_{max,j,p\%}$ (mm)	51.1	46.5	40.3	35.6

Les résultats de calcul des pluies maximales, p% et  $I_0$  sont donnés dans le tableau II.23 :

Tableau II. 20 : Pluies de courte durées et l'intensité de différentes fréquences

<b>Période</b>	<b>10</b>		<b>20</b>		<b>50</b>		<b>100</b>	
<b>Fréquence (%)</b>	<b>10</b>		<b>5</b>		<b>2</b>		<b>1</b>	
<b>P<sub>maxj, p(%)</sub> (mm)</b>	<b>35.6</b>		<b>40.3</b>		<b>46.5</b>		<b>51.1</b>	
<b>T(h)</b>	<b>P<sub>maxj, p%</sub> (mm)</b>	<b>I<sub>0</sub> (mm/h)</b>						
<b>0.2</b>	7,33	36,67	8,30	41,51	9,58	47,90	10,53	52,63
<b>0.5</b>	9,92	19,85	11,23	22,47	12,96	25,92	14,24	28,49
<b>0.6</b>	10,54	17,56	11,93	19,88	13,76	22,94	15,13	25,21
<b>0.8</b>	11,59	14,48	13,12	16,40	15,14	18,92	16,63	20,79
<b>1</b>	12,47	12,47	14,12	14,12	16,29	16,29	17,90	17,90
<b>4</b>	19,71	4,93	22,31	5,58	25,74	6,44	28,29	7,07
<b>8</b>	24,77	3,10	28,04	3,51	32,36	4,04	35,56	4,45
<b>12</b>	28,32	2,36	32,06	2,67	36,99	3,08	40,65	3,39
<b>16</b>	31,14	1,95	35,25	2,20	40,68	2,54	44,70	2,79
<b>20</b>	33,52	1,68	37,95	1,90	43,78	2,19	48,12	2,41
<b>24</b>	35,60	1,48	40,30	1,68	46,50	1,94	51,10	2,13

## II.2.8. Étude des apports

L'étude des apports permet de quantifier les potentialités en eau du bassin, et d'estimer le régime hydrologique en termes d'écoulement, à partir de l'apport moyen interannuel, ce qui permet d'estimer les apports d'un barrage et donc sa capacité.

Cependant, cette analyse est purement statistique. Un relevé de données hydrométriques observées au droit du barrage/retenue ou proche du site doit faire l'objet d'analyses statistiques. En l'absence d'une station hydrométrique, on doit se référer aux méthodes empiriques ou analogiques.

### II-2.8.1 Méthodes empiriques

Il existe plusieurs méthodes de quantification des apports au niveau d'un bassin versant :

#### b- formule de l'ANRH

$$\bar{A} = 0,915(\bar{P})^{2,684}(S)^{0,842}(Hm^3) \quad \text{II.30}$$

S : surface du bassin versant ; S=15Km

P : Pluie moyenne annuelle ;  $\bar{P}=0.290m$

#### c- Formule de Samie [1] :

$$Le = \bar{P}^2(293 - 2,2\sqrt{S}) \quad \text{II.31}$$

S : surface du bassin versant ; S=15Km<sup>2</sup>

P : pluie moyenne annuelle ;  $\bar{P}=0.290m$

$$A_0 = Le.S \quad \text{II.32}$$

Les résultats de calcul de l'apport sont résumés dans le tableau II.24 :

Tableau II. 21 : Estimation des apports liquides par les formules empiriques

Méthode	Le (mm)	M (l/s.km <sup>2</sup> )	Ap (Hm <sup>3</sup> )
Samie	23.92	0.76	0.360
I'ANRH	/	0.68	0.323

Tableau II. 22 : Répartition de l'apport moyen interannuel :

Mois	sep	oct.	nov.	Déc.	jan	fév.	Mars	Avril	mai	juin	Juill.	aout	Année
Ap(x10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	26,67	28,53	45,91	47,32	49,33	41,27	33,69	43,45	27,53	4,19	2,75	8,63	359.27
A(%)	7,72	7,97	13,30	13,70	14,29	11,95	9,76	9,69	7,97	0,92	0,22	2,50	100,00

### II-2.8.2 Calcul des Apports fréquentiels

Pour l'estimation fréquentielle des apports on utilise soit le modèle logarithmique, soit le modèle de **Pearson III**. Cependant, en Algérie les apports suivent la loi Person III de façon adéquate.

Pour l'estimation des apports liquides mensuels pour le dimensionnement d'un barrage on se base sur la loi Pearson III, qui est comme suit :

$$A_{80\%} = [(C_V \cdot F_{P\%}) + 1] \cdot A_0 \quad \text{II.33}$$

Sachant que :

$C_V$  : est le coefficient de variation.

$F_{P\%}$  est la fonction de Rybkine-Foster pour une fréquence donnée tirée de la table

Pour une fréquence de 80%  $= -0.85$  ;

- **Caractéristiques de l'écoulement**

#### A – Module de l'écoulement

Il est donné par :  $M_e = A_0 / T$  II.34

Avec :  $A_0$  : Apport moyen annuel

$$T : \text{Temps d'une année en secondes } T = 3,1536 \cdot 10^7 \text{ s}$$

**A N :**  $M_e = 11.42 \text{ l/s.}$

#### B- Module de l'écoulement relatif :

On a :  $M_0 = M_e / S$  II.35

Avec :  $M_e$  : Module de l'écoulement (l/s)

$S$  : Superficie du bassin ( $\text{Km}^2$ ).

**A N :**  $M_0 = 0.761 \text{ l/s.km}^2$

#### C –Lame d'eau écoulée :

Elle est estimée comme suit :

$$L_e = A_0 / S \quad \text{II.36}$$

Avec :  $A_0$  : Apport moyen annuel

$S$  : Superficie du bassin ( $\text{Km}^2$ ).  $L_e = 24 \text{ mm}$

- **Détermination de  $C_v$  par les formules empiriques**

- Formule de Kristly- Menkel

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \quad \text{II.37}$$

Avec :  $M_0$  : module de l'écoulement relatif

AN :  $C_v = 0.66$

- Formule de Sokolovski

$$C_v = a - 0.063 \log_{10} (S + 1) \quad \text{II.38}$$

Sachent que :  $a = 0.78 - 0.29 \log_{10} M_0 = 0.814$

$M_0$  : Module spécifique du bassin versant en (l/s.km<sup>2</sup>).

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

AN :  $C_v = 0.74$

- Formule Algérienne de N. Padoun

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23} \quad \text{II.39}$$

Avec :  $K$  : coefficient de réduction, il est compris entre (0.25-1.00)

On prend :  $K = 0.5$

$M_0$  : module spécifique du bassin versant en (l/s.km<sup>2</sup>).

AN  $C_v = 0.49$

**Tableau II. 23 : Récapitulatif des coefficients de variation de l'écoulement calculés**

Formule	coefficient de variation $C_v$
Algérienne de N.N. PADOUN	<b>0.66</b>
SOKOLOVSKI	<b>0.74</b>
KRISTEKLY MENKEL	<b>0.49</b>
CV_MOYEN	<b>0.63</b>

Pour ce qui est des apports mensuels interannuels, le coefficient de variation moyen pour tous les mois est de 0.63.

On prend  $C_v = 0.63$ , et d'après le tableau de Rybkine-Foster, on prend :

$$F_{P80\%} = - 0,85$$

Donc :

$$A_{80\%} = 167.22 * 10^3 \text{m}^3$$

### II-2.8.3 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a :  $A_{80\%} = 167.22 \cdot 10^3 \text{m}^3$

Tableau II. 24 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%

Mois	Sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mars	avril	mai	juin	juil.	aout	année
Apport %	12,4	13,3	21,3	22,0	22,9	19,2	15,6	20,2	12,8	1,9	1,3	4,0	100
Apport 80% (x10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	7,4	7,9	12,8	13,2	13,7	11,5	9,4	12,1	7,7	1,2	0,8	2,4	167.22

### II.2.9. Etude des crues

Les crues constituent un des risques principaux affectant la sécurité des barrages. Le bulletin 99 de la Commission Internationale des Grands barrages (CIGB) montre que plus d'un tiers des accidents graves ayant affecté des barrages sont causés par le passage des crues. La maîtrise du risque crue, constitue donc une préoccupation importante et légitime, à laquelle les ingénieurs et concepteurs de barrage, se doivent d'être sensibles et d'accorder une attention soutenue et continue.

Dans les études hydrologiques des crues, le principal objectif est la détermination de la crue de conception, presque toujours est abordée en termes de probabilité, ce qui permet le calcul pour une certaine période de retour le débit de projet.

Plusieurs méthodes peuvent être exploitées pour estimer les crues :

**1-Méthodes statistiques :** consiste à faire un ajustement sur les séries de données de débits maxima observés par les lois usuelles (Gumbel, log-normal ou Person III) et d'extrapoler les débits de pour des fréquences données. Cet ajustement requiert l'existence de stations de jaugeage. Dans le cas d'absence de stations ou données insuffisantes cette méthode ne peut être utilisée.

**2-Méthodes empiriques :** utilisent des paramètres hydrologiques propres aux bassins et aux précipitations. Dans ce cas, on doit comparer plusieurs formules et méthodes avant de conclure sur le débit de projet.

**3-Méthodes pseudo-déterministes :** il s'agit de méthodes relativement récentes élaborées en fonction de modèles pluie-débit déterministes dont les paramètres sont tirés d'averses observées sur plusieurs événements pluvieux.

**4-Méthodes analogiques :** ces méthodes qui utilisent les propriétés statistiques observées sur des sites jaugés, qu'on applique sur le site non-jaugé par analogie de quelques paramètres importants tels que le rapport des superficies ou de précipitations.

❖ **Méthodes empiriques :**

Étant donné qu'aucune station n'est disponible et qui soit proche du site, on se réfère sur les formules empiriques et pseudo-déterministes les plus utilisées.

**1-Formule de Mallet–Gauthier**

Le débit de crue est calculé comme suit :

$$Q_{\max, p\%} = 2 \cdot K \cdot \log(1 + 20P_0) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \quad \text{II.40}$$

- P : précipitation moyenne interannuelle en mm                      P=396 mm  
 S : surface du bassin versant en km<sup>2</sup>                                      S=22.21km<sup>2</sup>  
 L : longueur du talweg principal en Km                                  L=10.23km  
 K : constant dépend des caractéristiques du basin (1÷3) on prend K=3  
 A : paramètre du bassin=20  
 T : période de retour en années.

**Tableau II. 25: Débits maximums par Mallet–Gauthier**

T (ans)	10	100
Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	63.62	91

**2- Formule de Turazza**

Cette formule fait intervenir un paramètre qui dépend de la forme de l'hydrogramme, et qui est fonction de la superficie des bassins versants, le débit de crue est :

$$Q = \frac{C}{3.6} \cdot \frac{I_{tc}}{T_c} S \quad \text{II.41}$$

Où : Q est le débit de crue (m<sup>3</sup>/s) ;

I<sub>tc</sub> : Intensité moyenne maximal des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration (mm/h) ;

C : coefficient de ruissellement de la crue pour différentes périodes retour considérée pour une probabilité P%

$$P=10\% \quad C = 0.6$$

$$P= 1\% \quad C = 0.7$$

S : Superficie du BV (km<sup>2</sup>) ;

**Tableau II. 26 : Débits maximums par Turazza**

T (ans)	10	100
C <sub>RUI</sub>	0.6	0.7
P <sub>j, max</sub> (mm)	35.0	48.9
I <sub>tc</sub> (mm/h)	12,47	17,90
Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	31.18	52.21

Les débits de crue calculés pour différentes méthodes sont résumés comme suit :

**Tableau II. 27 : Valeurs des débits maximums obtenues pour différentes méthodes**

Méthodes	Q <sub>10%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>1%</sub> (m <sup>3</sup> /s)
MALLET-GAUTHIER	63.62	91
TURAZZA	31.18	52.21
<b>MOYENNE : DEBIT PROJET</b>	<b>47.4</b>	<b>74.57</b>

### Conclusion :

D'après tableau : les valeurs obtenues par Mallet-Gauthier sont très majorées par rapport aux autres méthodes, donc on prend la plus proche à la moyenne des débits obtenus.

#### II-2.9.1 Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovsky

La Méthode de Sokolovski assimile l'hydrogramme de crues à deux équations paraboliques, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue.

$$\text{. Pour la montée de la crue } Q_m = Q_{\max} \left( \frac{t}{t_m} \right)^x \quad \text{II.42}$$

$$\text{. Pour la décrue : } Q_d = Q_{\max} \left( \frac{t_d - t}{t_d} \right)^y \quad \text{II.43}$$

Avec :

Q<sub>m</sub> : débit instantané de la montée (m<sup>3</sup>/s) ;

Q<sub>d</sub> : débit instantané de la décrue (m<sup>3</sup>/s) ;

t<sub>m</sub> : temps de la montée de la crue en heures ;

t<sub>d</sub> : temps de la décrue en heures ;

Q<sub>max</sub> : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m<sup>3</sup>/s) ;

x, y : Puissance des courbes ;

**X= 2** pour la montée de la crue.

**Y= 3** pour la décrue.

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

- **t<sub>m</sub> = t<sub>c</sub>** (pour les petits bassins versants), avec t<sub>c</sub> est le temps de concentration du bassin versant (heures).
- **t<sub>d</sub> = δ t<sub>m</sub>** ;

Où  $\delta$  : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue  $\delta = 3$

$t_d = 3 \cdot 4,32 = 12,96$  heures ;

**Tableau II. 28 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue**

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

Les hydrogrammes de crues pour différentes période de retour sont donnés par la Figure N°II-11.

**Tableau II. 29 : Résultats de calculs se résument dans le tableau suivant**

t (h)	Q 10% (m <sup>3</sup> /s)	Q 1% (m <sup>3</sup> /s)
0,0	0,000	0,000
0,5	2,930	3,707
1,0	11,719	14,828
1,5	26,367	33,363
2,0	46,875	59,312
<b>2,5</b>	<b>63,620</b>	<b>80,500</b>
3,0	11,871	15,020
3,5	7,953	10,063
4,0	5,008	6,337
4,5	2,898	3,667
5,0	1,484	1,878
5,5	0,626	0,792
6,0	0,185	0,235
6,5	0,023	0,029
7,0	0,0	0,0

## Hydrogrammes de crue

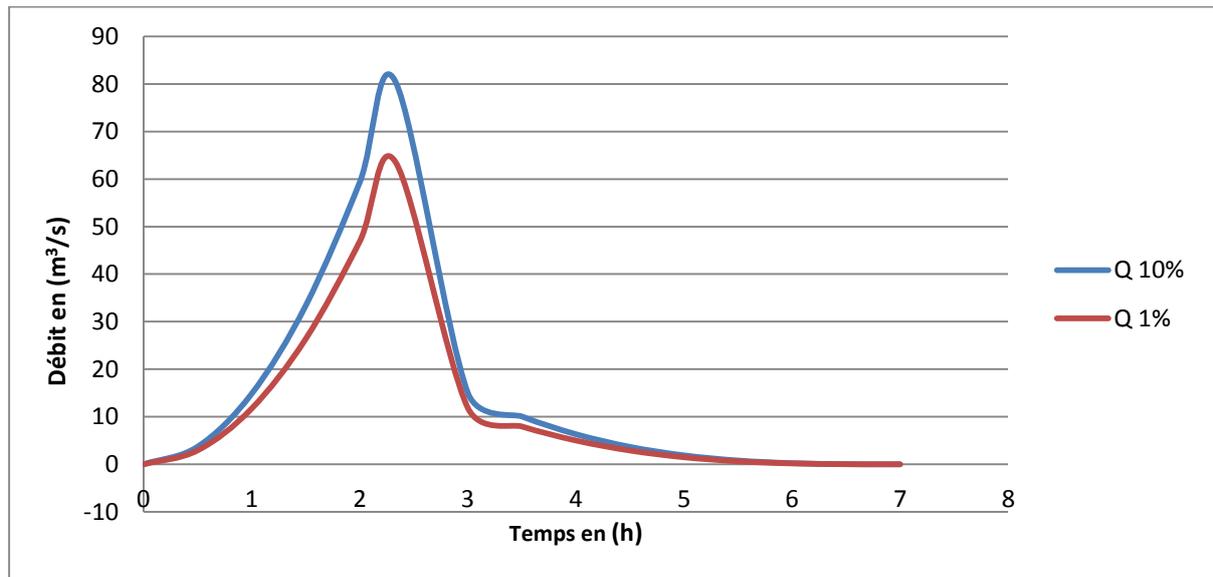


Figure II. 10 : Hydrogrammes de crue

### II-2-10 Choix de la crue projet

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer les Plus Hautes Eaux (PHE) et dimensionner l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités de laminage. Souvent, la crue de projet considérée est la crue de débit de pointe maximale. Il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crue. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre 100 ans et 10000 ans (fréquence  $10^{-2}$  à  $10^{-4}$ ). Le choix de la période de retour dépend du degré du risque induit par la rupture du barrage et l'importance des dégâts que peut induire une rupture.

Afin de déterminer la crue projet, nous nous appuyons sur les recommandations du Comité international des Grands Barrages.

Pour le cas de notre retenue, qui est dégagée et inhabitée en aval, nous constatons que le risque d'avoir des pertes en vies humaines dans le cas d'une rupture est faible ainsi que pour les dommages matériels, donc nous avons opté pour une crue de projet de probabilité de 1 % ( $T=100$  ans), en prenant une marge de sécurité, le débit de projet est pris égal à  $Q_{1\%}=80 \text{ m}^3/\text{s}$ .

## II.3 Transport solide

L'estimation des apports solides est primordiale puisqu'elle intervient dans le dimensionnement des ouvrages hydrotechniques.

Ces apports solides dépendent en premier lieu de l'agressivité climatique (pluies intenses), de l'étendue du relief du bassin, de la résistance à l'érosion de sol, liée elle-même à la végétation par la présence des racines et à la nature géologique des roches et au régime des pluies et des températures.

Pour l'estimation de l'érosion, on s'est référé sur les formules empiriques les plus utilisées :

### II-3.1 Formule de Fournier

Dans cette formule, le transport solide se calcule comme suit :

$$T_a = 1/36 * \left[ \frac{p^2 \max}{P_{moy}} \right]^{2.65} \left( \frac{h^2}{S} \right)^{0.64} \quad \text{II.44}$$

Où :

$P_{\max}$  est la pluie maximale du mois le plus pluvieux,

$P_{\text{moy}}$  est la pluie annuelle moyenne (mm) ;

$T_a$  : Taux d'abrasion en (t/Km<sup>2</sup>.an)

$P_m$  : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux =39.3 mm

$P_a$  : Pluie moyenne annuelle= 289 mm

$$h = 45\%(H_{\max} - H_{\min}) \text{ (m)} = 0.45 * 489 = 220.05 \quad \text{II.45}$$

$S$  : Surface du bassin versant 15 (km<sup>2</sup>)

$$\text{AN : } \quad E_s = 415.27 \text{ t/Km}^2 \cdot \text{an}$$

### II-3-2 Formule de Tixeront (1960)

Élaborée pour les bassins Algériens et tunisiens, elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit.

$$T_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \quad \text{II.46}$$

Avec :

$T_s$  : le transport solide en (t/Km<sup>2</sup>.an).

$L_0$  : la lame écoulée en (mm)= 24 mm

$\alpha$  : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant,  $\alpha=350$  (faible à moyenne).

$$\text{Soit : } \quad E_s = 563.63 \text{ (t/Km}^2 \cdot \text{an)}$$

### II-3-3 Méthode Gravellovic

Très appliquée en Algérie, cette équation prend en considération plusieurs paramètres :

$$Ts = 3,141664 * Pa * \left(\left(\frac{Ta}{10}\right)^{0.5} + 0,1\right) * Z^{3/2} \quad \text{II.47}$$

Avec :

Ts= Taux de transport solide.

Pa= Précipitation annuelle moyenne 289 (mm).

Ta= Température moyenne du Bv 12°.

Z= d'érodibilité (il varie entre 1.5 pour une érosion élevée, et 0.2 pour une faible érosion), dans notre cas Z=0.75.

$$AN \dots\dots\dots Es=704.61 \text{ (t/Km}^2\text{.an)}$$

Les résultats de calcul par les différentes méthodes sont donnés par le tableau **II.33** :

**Tableau II. 30 : Calcul du transport solide (Tonnes/an)**

Formules	Tixeront	Fournier	Gravellovic
<b>Débit solide (tonnes/an)</b>	8456.4	6229.05	10569.15

**Conclusion** : On remarque que les deux valeurs obtenues par Tixeront et Gravellovic sont relativement proches, on conclue que le transport solide Qs est de 9513T/an.

### II.3.4 Calcul du volume mort

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits, et accumule les sédiments du barrage. Il dépend du délai de service de l'ouvrage. Pour exemple dans le cas d'un barrage on T= 50 ans. Dans le cas de retenues collinaires, le délai de service ne dépasse pas 20 ans. et pour la retenue de **LELOUHE** en a proposé **15 ans**

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

#### A. Méthode liée à l'érosion spécifique :

Le volume des sédiments pour un délai de service, est donné par la formule suivante (Touaibia, 2005) :

$$V_m = \frac{E_s * T * S * m}{\gamma_s} \quad \text{II.48}$$

Avec :

T : Durée de vie du barrage (15 ans)

$\gamma_s$  : Poids spécifique des sédiments (1,5 t/m<sup>3</sup>)

S : Surface du bassin versant 15 Km<sup>2</sup>

Es : Érosion spécifique en (t/Km<sup>2</sup>.an)

m : % d'alluvions qui reste dans la cuvette=1

D'où  $V_m=95127.75 \text{ m}^3$

### B. Formule de Tixeront :

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 - 1.1) \frac{Q_s * T}{\gamma_s} \quad \text{II.49}$$

Qs : Le débit solide (t/an)

$\delta s$  : Poids spécifique de la vase humide ( $\delta s = 1.5 \text{ t/m}^3$ ).

$Q_s = T_s * S$

S : Superficie du bassin versant.

AN :  $V_m = 102 \text{ 738 m}^3$

Tableau II. 31 : Calcul du volume mort pour la retenue

Méthodes	Érosion spécifique	Tixeront
Volume mort (m <sup>3</sup> )	102737.97	95127.75

### Conclusion

D'après les résultats trouvés, on opte une valeur du volume mort égale à **102 738 m<sup>3</sup>**, pour un délai de service de 15 ans d'exploitation, ce qui correspond à une hauteur NVM de **810 m NGA**.

## II.4. Régularisation des débits

La régularisation de l'écoulement au niveau d'un barrage est la répartition de celui-ci dans le temps d'une façon régulière pour compenser les déficits de la demande. On distingue la régularisation annuelle (saisonnnière) quand l'écoulement annuel d'une fréquence donnée peut couvrir la demande en eau durant une année et aussi les pertes d'eau du barrage. Ce type de régularisation permet de déterminer une restitution en eau optimale qui est destinée à satisfaire des besoins limités. Si l'écoulement annuel d'une fréquence donnée est inférieure à la somme de la demande exigée et des pertes d'eau, il devient impératif de faire appel à la régularisation interannuelle, c'est à dire pour satisfaire les besoins d'une année quelconque, il faut prendre une partie de l'écoulement des années précédentes déjà stockées dans le volume interannuel.

Les calculs de la régularisation sont fondés sur le bilan hydrique de la retenue pour des intervalles de temps mensuels et sous forme de différents scénarios permettant de choisir le volume de la retenue le plus important du point de vue capacité. Les données topographiques, géologiques, climatiques, hydrologiques ainsi que les restitutions de garantie sont les outils de base pour les calculs. Le choix de la garantie de calcul est établi en fonction des écarts relatifs dus aux facteurs intervenants sur le produit final alimenté en eau à partir de la retenue. Pour chaque domaine d'activité on recommande une valeur probable de cette garantie.

Pour procéder à ce type de régularisation, on utilise la méthode du bilan d'eau, elle nécessite la connaissance des données de base telles que :

- Les répartitions mensuelles des apports, d'évaporation sur la retenue et les pertes par infiltration.
- La courbe (Hauteur-Capacité-Surface) du plan d'eau provenant de dépouillement de la carte topographique de la cuvette.
- Les besoins en eau des utilisateurs de différents secteurs.

### II-4-1 Courbes caractéristiques de la retenue

Sur le plan topographique, on voit que notre cuvette est comprise entre une côte minimale de **803 m** NGA et une côte maximale de **820 m** NGA.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \quad \text{II.50}$$

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

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

$\Delta H$  : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives

$\Delta V_i$  : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives ( $m^3$ )

Le Tableau II.35 donne les caractéristiques topographiques de la retenue :

Courbe capacité-hauteur  $H=f(V)$

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

**Tableau II. 32 : Caractéristiques topographiques de la retenue.**

Hauteur (m)	Cotes (m NGA)	$\Delta H$ (m)	S moy (ha <sup>2</sup> )	$\Delta V$ (m <sup>3</sup> )	V (m <sup>3</sup> )
0	803	0		0	0
1	804	1	0.67	670	672
2	805	1	0.255	2550	3222.4
3	806	1	0.585	5850	9072.4
4	807	1	1.095	10950	20022.4
5	808	1	1.750	17500	37522.4
6	809	1	2.515	25150	62672,40
7	810	1	3.295	32950	95622,40
8	811	1	4.160	41600	137222,40
9	812	1	5.170	51700	188922,40
10	813	1	6.140	61400	250322,40
11	814	1	7.190	71900	322222,40
12	815	1	8.430	84300	406522,40
13	816	1	9.965	96950	503472,40
14	817	1	11.005	110050	613522,40
15	818	1	12.430	124300	737822,40
16	819	1	13.995	139950	877772,40
17	820	1	15.595	155950	1033722,40

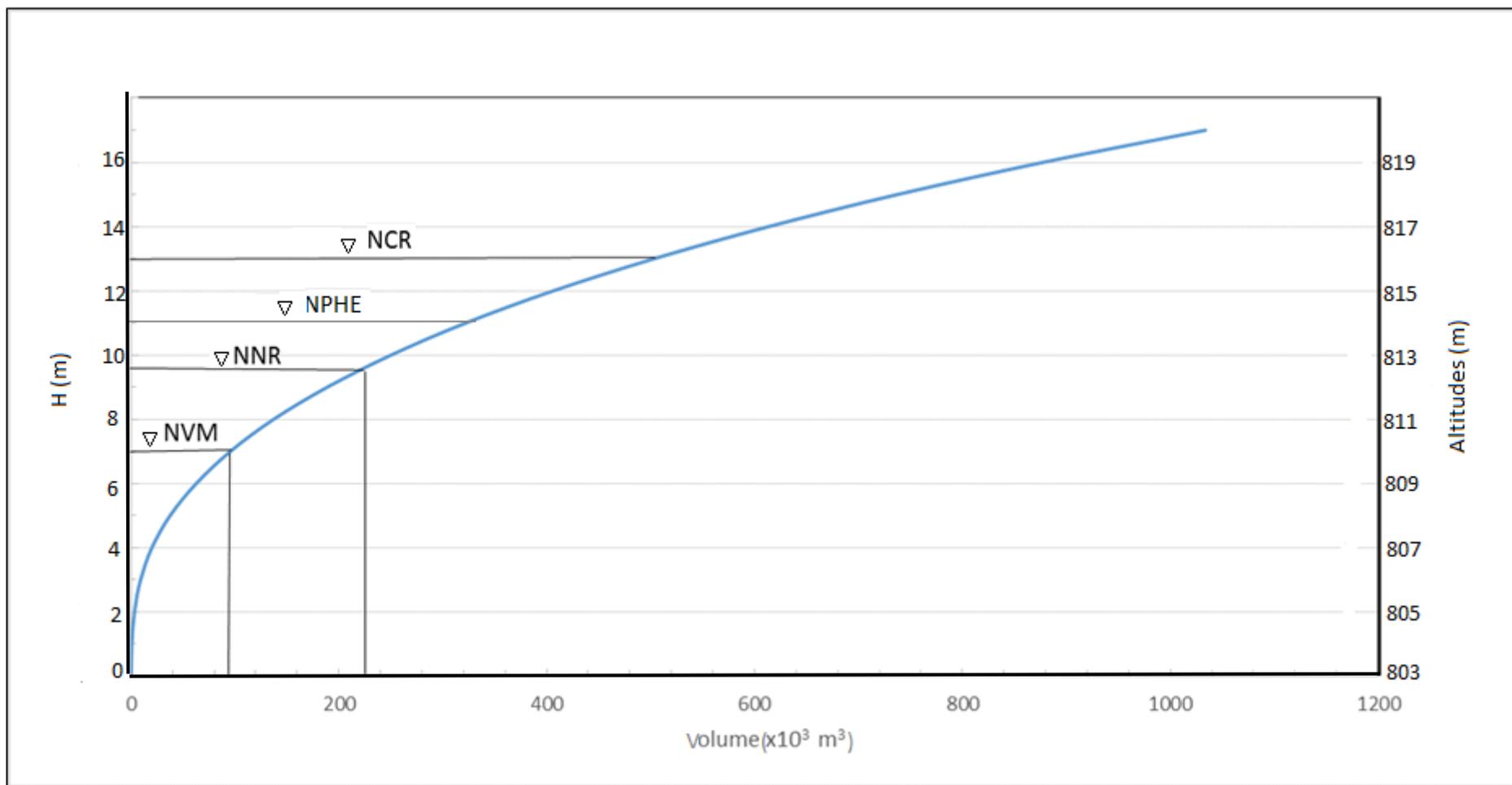


Figure II. 11 : Courbe Capacité - Hauteur

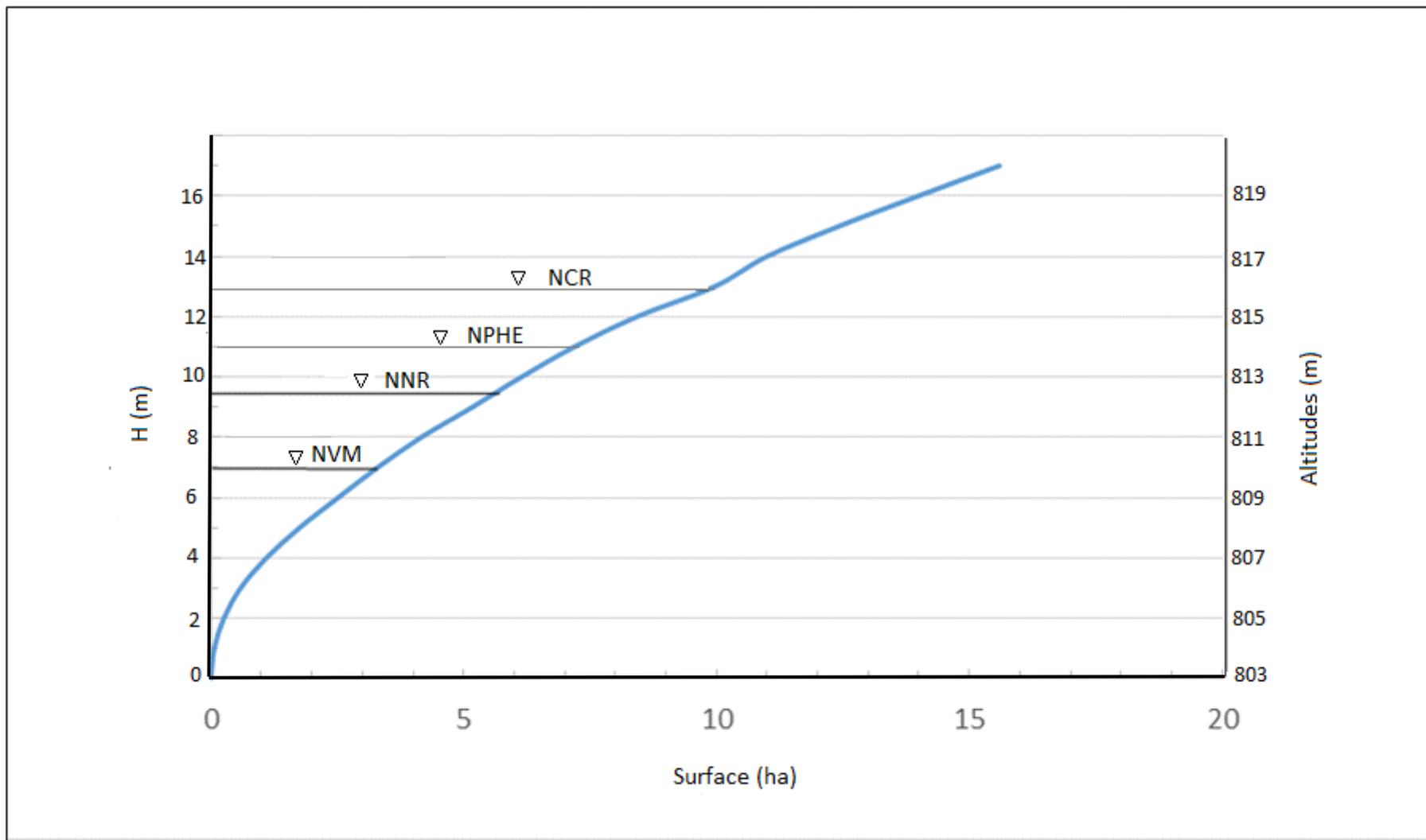


Figure II. 12 : Courbe surface - Hauteur

## II-4-2 Détermination de la garantie de la restitution

Les volumes mobilisés des retenues collinaires sont destinées pour l'irrigation dont la garantie de restitution est généralement prise égale à  $P = 80\%$  (4 années sur 5) qui répond à une marge des risques pondérés qui sont liés à un ou plusieurs facteurs influent directement ou indirectement sur le développement optimum de la culture. Dans notre cas la retenue aura comme but la réalisation d'un stock d'eau pour l'irrigation.

## II-4-3 Détermination des besoins

La restitution est la quantité d'eau qu'on doit garantir pour satisfaire les besoins en eau d'un secteur utilisateur donné. Dans notre cas, il s'agit des besoins en eau pour l'irrigation. La question posée consiste à déterminer la quantité d'eau mise à la disposition de l'irrigant. Cette quantité doit suffire pour couvrir en même temps les besoins des plantes et aussi pour couvrir les quantités perdues dans la retenue. Connaissant la durée de la saison végétative, la répartition de cette quantité est proportionnelle à l'évapotranspiration, soit aux déficits des écoulements mensuels des mois : avril, mai, juin, juillet et août, durant lesquels on prend les quantités nécessaires de la retenue collinaire pour l'irrigation.

Les besoins mensuels exprimés en  $m^3$  pour une surface irriguée de 18.7ha, figurent dans le tableau suivant :

Tableau II. 33 : Estimation des besoins mensuels pour l'irrigation

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Févr	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Année
<b>B (<math>\times 10^3 m^3</math>)</b>	9,7	3,2	3,2	3,2	0,0	0,0	0,0	9,6	27,4	37,8	32,1	30,2	110,9
<b>B (%)</b>	9	3	3	3	0	0	0	7	14	26	19	16	100

Source : direction des forêts

## II-4-4. Détermination du volume utile et côte NNR

le volume utile optimal de la retenue pouvant répondre aux besoins en eau d'irrigation est déterminé à la base d'une étude de régularisation saisonnière.

#### II-4-4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Dans cette partie on ne va pas prendre en considération les différentes pertes comme les pertes par évaporation et celle par infiltration. Le calcul se fait suivant deux consignes d'exploitation.

Les procédures de calcul à suivre sont :

- Détermination de la période de bonne hydraulité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

Les résultats obtenus sont :  $V_s = 123434,10 \text{ m}^3$  ;  $V_d = 98197,7 \text{ m}^3$  ;

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.  $V_s > V_d$

Pour le type de fonctionnement on opte pour le fonctionnement à un temps, donc :

$$V_u = V_d = 98197,7 \text{ m}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :  $V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 98\ 197,7 + 102\ 738 = 200935,7 \text{ m}^3$

**2eme consigne d'exploitation** : il s'agit d'une consigne d'exploitation permettant de faire des évacuations à vide et d'avoir un volume minimum dans la retenue, c'est donc une régularisation effectuée dans les pays souffrant de crues et d'inondation, elle n'est pas adaptée au type de climat de notre région d'étude.

Tableau II. 34 :Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

mois	Apport (A) (m <sup>3</sup> )	Bousions (B) (m <sup>3</sup> )	A-B (m <sup>3</sup> )	lère consigne		S (m <sup>3</sup> )
				Vri (m <sup>3</sup> )	Vrf (m <sup>3</sup> )	
				102738		
Septembre	17000,00	9707,70	7292,30	110030,30	110030,30	0,00
Octobre	21200,00	3235,90	17964,10	127994,40	127994,40	0,00
Novembre	28500,00	3235,90	25264,10	153258,50	153258,50	0,00
Décembre	20400,00	3235,90	17164,10	170422,60	170422,60	0,00
Janvier	4700,00	0,00	4700,00	175122,60	175122,60	0,00
Février	7000,00	0,00	7000,00	182122,60	182122,60	0,00
Mars	34200,00	0,00	34200,00	216322,60	200935,70	15386,90
Avril	19400,00	9550,50	9849,50	226172,10	200935,70	25236,40
Mai	14900,00	27400,90	-12500,90	213671,20	200935,70	12735,50
Juin	6600,00	37844,60	-31244,60	182426,60	182426,60	0,00
Juillet.	1200,00	32094,00	-30894,00	151532,60	151532,60	0,00
Août	6600,00	30158,20	-23558,20	127974,40	127974,40	0,00
					S =	53358,8

### II-4-4.2 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 :

$$V_{ep} = S_{moy} * E_s \quad \text{II.51}$$

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

$E_s$  : Evaporation mensuelle (mm).

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

$V_{moy}$  : Volume moyen.

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \quad \text{II.52}$$

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

B) Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \quad \text{II.53}$$

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

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

$V_{moy}$  : Volume moyen.

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

**Tableau II. 35 : Calcul des pertes**

Mois	$V_{moy}$ (m <sup>3</sup> )	$S_{moy}$ (m <sup>3</sup> )	$E_s$ (m)	$V_{ep}$ (m <sup>3</sup> )	$V_{inf}$ (m <sup>3</sup> )	Pertes (m <sup>3</sup> )
<b>Septembre</b>	102036,5	38283	0,146	558,93	108,04	666,97
<b>Octobre</b>	108000	38282	0,116	444,07	108	552,07
<b>Novembre</b>	121297,1	39808	0,066	262,73	121,3	384,03
<b>Décembre</b>	143911,1	42090	0,05	210,45	143,91	354,36
<b>Janvier</b>	158874,3	43522	0,05	217,61	158,87	376,48
<b>Février</b>	161189,1	43744	0,055	240,59	161,19	401,78
<b>Mars</b>	165343,6	44146	0,089	392,9	165,34	558,24
<b>Avril</b>	195016,2	48676	0,1	486,76	195,02	681,78
<b>Mai</b>	201240,6	50754	0,131	664,88	201,24	866,12
<b>Juin</b>	193495,1	48162	0,201	968,06	193,5	1161,56
<b>Juillet.</b>	160844,3	43712	0,253	1105,91	160,84	1266,75
<b>Août</b>	127888,1	40502	0,231	935,6	127,89	1063,49

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

On trouve :

$$V_s = 119458,39 \text{ m}^3.$$

$$V_d = 102555,62 \text{ m}^3.$$

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$  D'où :  $V_u = V_d$  Alors :  $V_u = 102555,62 \text{ m}^3$ .

Le volume normal de la retenue sera :  $V_{NNR} = V_u + V_m = 205293,62 \text{ m}^3$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u = (102555,62 - 98\ 197,7) / 98\ 197,7 = 0,443\% < 2\%.$$

Tableau II. 36 : Régularisation des débits en tenant compte des pertes

mois	Apport (A) (m3)	Bousions (B) (m3)	Perte (P) (m3)	A-B-P (m3)	1ère consigne		S (m <sup>3</sup> )
					Vri (m3)	Vrf (m3)	
					102738		
Septembre	17000	9707,7	666,97	6625,33	109363,33	109363,33	0
Octobre	21200	3235,9	552,07	17412,03	126775,36	126775,36	0
Novembre	28500	3235,9	384,03	24880,07	151655,43	151655,43	0
Décembre	20400	3235,9	354,36	16809,74	168465,17	168465,17	0
Janvier	4700	0	376,48	4323,52	172788,69	172788,69	0
Février	7000	0	401,78	6598,22	179386,91	179386,91	0
Mars	34200	0	558,24	33641,76	213028,67	205294	12092,97
Avril	19400	9550,5	681,78	9167,72	222196,39	205294	21260,69
Mai	14900	27400,9	866,12	-13367,02	208829,37	205294	7893,67
Juin	6600	37844,6	1161,56	-32406,16	176423,21	176423,21	0
Juillet.	1200	32094	1266,75	-32160,75	144262,46	144262,46	0
Août	6600	30158,2	1063,49	-24621,69	119640,77	119640,77	0
						S = 28172,43	

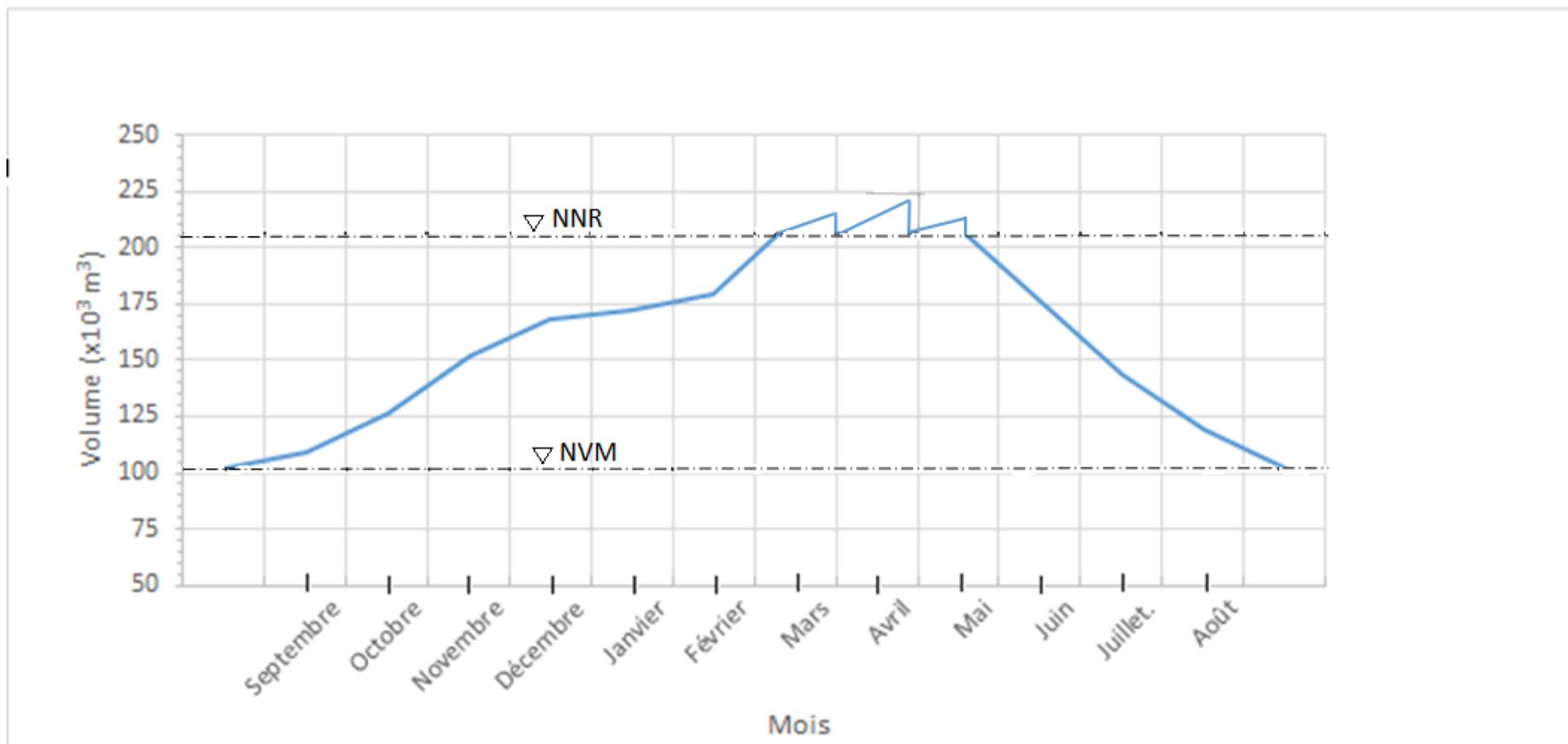


Figure II. 14 : Graphique d'exploitation

**Les résultats de calcul :**

D'après les calculs hydrologique qui on a fait, en trouve les résultats suivants

1. Le volume mort 102 738 m<sup>3</sup> avec un NVM de 810 m NGA
2. Le volume utile de la retenue 102 555,62 m<sup>3</sup>
3. Le volume au niveau normal de la retenue 215 293.22m<sup>3</sup> avec un NNR de 812.5 m NGA

Un taux de satisfaction des besoins de 74.92 %.

**II.5 Laminage des crues**

Les débits des crues des bassins versants sont en général élevés du fait que les débits spécifiques sont d'autant plus importants que les bassins versants sont plus petits, ceci conduit à un évacuateur de crues surdimensionné et qui coûte cher ; en effet les caractéristiques sont celles qu'engendrent des averses de durée voisines du temps de concentration, les volumes d'eau qu'ils véhiculent restent faibles et pour peu que la surface du plan d'eau supérieur de la réserve soit grande.

Parmi tous les risques qui menacent l'existence d'un barrage en terre, la submersion de la digue représente l'accident le plus grave.

Le déversement sur la crête d'un tel ouvrage est un phénomène très dangereux qui peut engendrer la rupture du barrage. Dans ce cas, une vérification de la sécurité de l'ouvrage s'impose elle se fait par un laminage de crue.

**II.5.1 Définition**

On appelle laminage d'une crue la réduction du débit de pointe de son hydrogramme par des moyens naturels ou artificiels. Le laminage naturel a lieu le long du tronçon de rivière. Les forces de frottement du fond du canal et des berges causent une réduction de la pointe de l'hydrogramme.

L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'hydrogramme de crue entrant, de la capacité de l'évacuateur de crue et de la forme de la partie supérieure de la retenue.

L'étude de laminage de crue va nous permettre de déterminer la côte maximale du plan d'eau, ainsi que le dimensionnement optimum de l'évacuateur de crue en fonction des hauteurs laminées sans affecter la sécurité globale de l'aménagement.

Cette étude peut se faire par calcul sur ordinateur, ou par des méthodes numériques hydrauliques, basées sur la formule de déversoir telles que : Hildenblat, **Muskingum**, Blackmore, **Kotcherine**, Step by Step et d'autres méthodes.

✚ Dans notre cas, nous avons étudié deux méthodes :

1. Méthode de Kotcherine.
2. Méthode de **Muskingum**.

Et enfin, le laminage permet de déduire les dimensions de l'évacuateur de crue, c'est-à-dire sa largeur ainsi que la lame d'eau qui sera déversée, ces dimensions doivent faire l'objet d'un calcul par optimisation ; vu que le coût de l'évacuateur de crue représente environ 50% de celui du barrage.

### II.5.2. Principe de calcul

L'étude de laminage repose sur l'équation différentielle suivante :

$$Q(t).dt = q(t).dt + S(t).dH \quad \text{II.54}$$

Avec :

$Q_c(t)$  : débit de crue entrant à l'instant (t) ;

$q(t)$  : débit déversé par l'évacuateur de crue (laminé) ;

$S$  : surface du plan d'eau de la cuvette à l'instant (t).

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$(Q-q).dt = S.dH \quad \text{ou} \quad Q-q = S \frac{dH}{dt} \quad \text{II.5}$$

Et,  $\frac{dH}{dt}$  représente la vitesse de remplissage (ou de montée des eaux) dans la retenue.

### II-5-3 Méthode de Kotcherine

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

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

Le débit d'évacuation est calculé en variant la largeur b de 5 m à 25 d'après la formule suivante :

$$Q = mb\sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}} \quad \text{II.55}$$

$m$  : coefficient de débit dépend de la forme de déversoir  $m=0.49$ .

$b$  : largeur du déversoir (en m).

$H_0$  : charge globale d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \quad \text{II.56}$$

$H$  : charge d'eau sur le déversoir.

$V_0$  : vitesse d'écoulement dans le canal d'approche déterminée d'après la formule :

$$V_0 = \frac{Q}{S} \quad \text{Avec : } S = b.H \quad \text{II.57}$$

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

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right) \quad \text{II.58}$$

$Q_{\%}$ : débit maximum de crue considérée en  $m^3/s$ .

$V_{ch}$  : volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur. ( $m^3$ )

$V_{cr}$  : volume de la crue en ( $m^3$ ) correspondant au  $Q_{\%}$  en  $m^3/s$ .

$$V_{cr} = \frac{1}{2} Q_{\%} T_b \quad \text{II.59}$$

$T_b$  : temps global de la crue. (**Heure**)

**Tableau II. 37 : Données initiales**

<b>Données initiales</b>	
<b>g</b>	<b>9,81 m<sup>2</sup>/s</b>
<b>Q<sub>1%</sub></b>	<b>80 (m<sup>3</sup>/s)</b>
<b>W<sub>1%</sub></b>	<b>1.008 (Mm<sup>3</sup>)</b>
<b>m</b>	<b>0,49</b>

**Tableau II. 38 : Données de base pour la méthode de Kotcherine**

Largeur (m)	Hauteur(m)	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Surface (m <sup>2</sup> )	Vitesse (m/s)	Wd (m <sup>3</sup> )
3	0,5	2,302088	1,5	1,534725	<b>244994</b>
5	0,7	6,355689	3,5	1,815911	<b>258836</b>
7	0,9	12,97201	6,3	2,05905	<b>273398</b>
9	1,1	22,53601	9,9	2,276365	<b>288680</b>
11	1,3	35,38778	14,3	2,47467	<b>304682</b>
13	1,5	51,83532	19,5	2,658222	<b>321404</b>
15	1,7	72,16228	25,5	2,829893	<b>338846</b>
17	1,9	96,63288	32,3	2,99173	<b>357008</b>
19	2,1	125,4955	39,9	3,14525	<b>375890</b>
21	2,3	158,9852	48,3	3,291619	<b>395492</b>
23	2,5	197,3256	57,5	3,43175	<b>415814</b>

Les résultats de calcul pour le laminage de la crue de projet par la méthode de Kotcherine sont donnés dans les tableaux suivant et la figure

Tableau II. 39 : Calcul de laminage de crue par la méthode de Kotcherine

hauteur m	vitesse m/s	hauteur m	Q <sub>lami</sub> m <sup>3</sup> /s	débit (m <sup>3</sup> /s)										
				b=5m	b=7m	b=9m	b=11m	b=13m	b=15m	b=17m	b=19m	b=21m	b=23m	b=25m
0,5	1,53	0,62	61,953	3,2	5,3	7,4	9,5	11,7	13,8	15,9	18,0	20,1	22,3	24,4
0,7	1,82	0,87	60,933	5,3	8,8	12,3	15,8	19,3	22,8	26,3	29,8	33,4	36,9	40,4
0,9	2,06	1,12	59,860	7,7	12,8	17,9	23,0	28,2	33,3	38,4	43,5	48,6	53,7	58,9
1,1	2,28	1,36	58,734	10,4	17,3	24,2	31,1	38,0	45,0	51,9	58,8	65,7	72,6	79,5
1,3	2,47	1,61	57,556	13,3	22,2	31,1	40,0	48,9	57,8	66,6	75,5	84,4	93,3	102,2
1,5	2,66	1,86	56,324	16,5	27,5	38,5	49,6	60,6	71,6	82,6	93,6	104,6	115,6	126,6
1,7	2,83	2,11	55,039	19,9	33,2	46,5	59,8	73,1	86,4	99,7	112,9	126,2	139,5	152,8
1,9	2,99	2,36	53,701	23,5	39,2	54,9	70,6	86,3	102,0	117,7	133,4	149,1	164,8	180,5
2,1	3,15	2,60	52,310	27,4	45,6	63,8	82,1	100,3	118,6	136,8	155,1	173,3	191,5	209,8
2,3	3,29	2,85	50,866	31,4	52,3	73,2	94,1	115,0	135,9	156,8	177,7	198,6	219,6	240,5
2,5	3,43	3,10	49,369	35,5	59,2	82,9	106,6	130,3	154,0	177,7	201,4	225,1	248,8	272,5

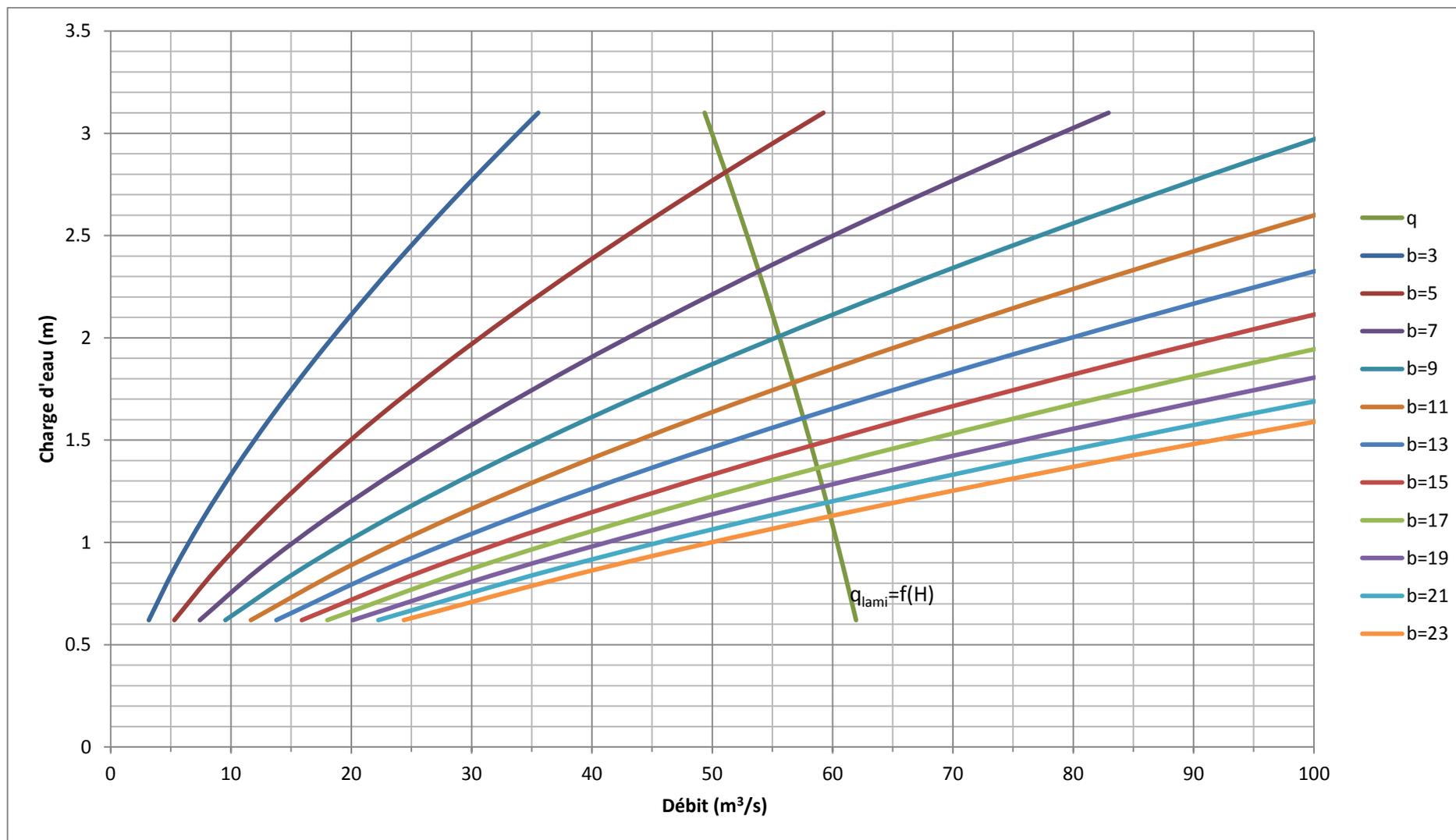


Figure II. 13: Laminage de crue par la méthode de Kotcherine

Tableau II. 40 : Résultat Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine

b (m)	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23
H <sub>dev</sub> (m)	2.8	2,32	2	1.8	1.62	1,48	1,365	1,27	1,2	1.14
Q <sub>dev</sub> (m <sup>3</sup> /s)	50.85	54	55.26	57.66	58.19	58.62	58.85	59.1	59.9	60

### II-5-3 Méthode de MUSKINGUM

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

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA(S_0 - S_f) + q \frac{Q}{A} \quad \text{II.60}$$

L'équation de continuité :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad \text{Ou} \quad I - O = \frac{dS}{dt} \quad \text{II.61}$$

$I$  : Débit entrant.

$O$  : Débit sortant.

$S$  : Emmagasinement ou le stockage.

Avec :

Si on cherche à déterminer le volume stocké entre deux temps  $t_1$  et  $t_2$  on a l'équation suivante :

$$\Delta S = S_1 - S_2 = \left( \frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) dt \quad \text{II.62}$$

En simplifiant cette équation on trouve :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \quad \text{II.63}$$

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

$$\frac{dS}{dt} + O = f(O) \quad \text{II.64}$$

Tableau II. 41 : Données de basse

Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	80.5
cote NNR (m)	812.5
2*g	19,62
m	0,49
dt (h)	0,5
dt (s)	1800
temps de base (h)	7

En va calcule  $Q_{\text{max laminé}}$  et les  $H_{\text{dev}}$  pour plusieurs largeurs

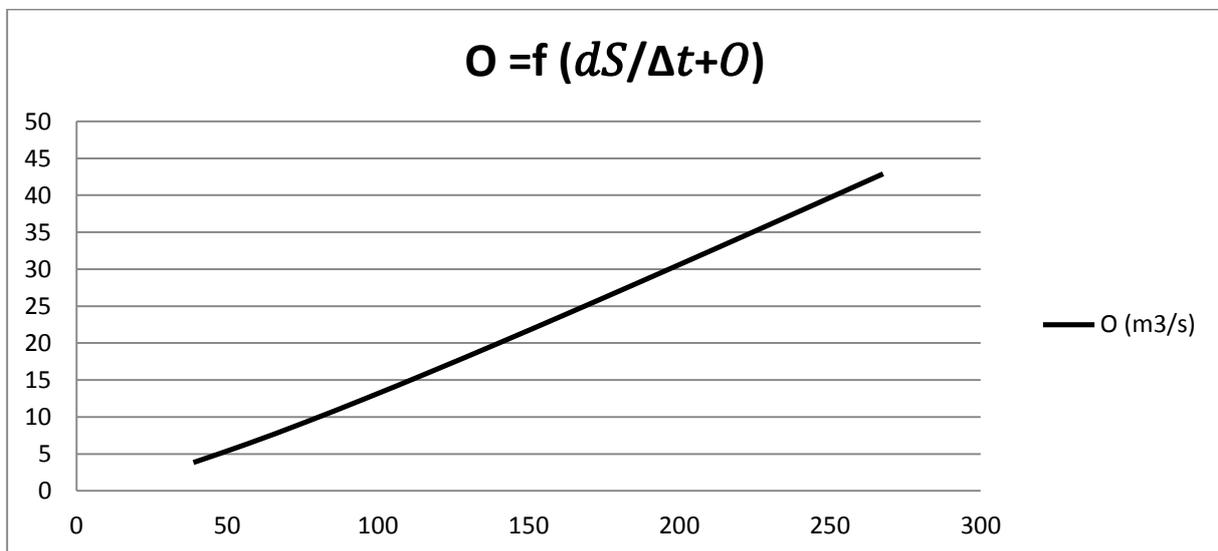
**Application : pour b=5 m**

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

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

**Tableau II. 42 : Application pour b=5 m**

	h(m)	NNR + h	A (m <sup>2</sup> )	St (m <sup>3</sup> )	(2*St/dt)	O (m <sup>3</sup> /s)	(2*St/dt)+O
pour b=5 H <sub>max dev</sub> =3.80 H <sub>dev lam</sub> =2,79	0,5	813,00	62910	31455,00	34,95	3,84	38,79
	0,7	813,20	64710	45297,00	50,33	6,36	56,69
	0,9	813,40	66510	59859,00	66,51	9,27	75,78
	1,1	813,60	68310	75141,00	83,49	12,52	96,01
	1,3	813,80	70110	91143,00	101,27	16,09	117,36
	1,5	814,00	71910	107865,00	119,85	19,94	139,79
	1,7	814,20	73710	125307,00	139,23	24,06	163,29
	1,9	814,40	75510	143469,00	159,41	28,42	187,83
	2,1	814,60	77310	162351,00	180,39	33,03	213,42
	2,3	814,80	79110	181953,00	202,17	37,86	240,03
	2,5	815,00	80910	202275,00	224,75	42,90	267,65

**Figure II. 14 : Application pour b=5 m**

On détermine l'Hydrogramme d'entre et de sortie avec la relation suivante :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \quad \text{II.65}$$

Tableau II. 43 : Calcul de l'Hydrogramme d'entrée et de sortie pour b=5 m

t (h)	I1 (m <sup>3</sup> /s)	I1+I2 (m <sup>3</sup> /s)	(2*St/dt)+O	2s/dt+o-2o	O (m <sup>3</sup> /s)
0,00	0	0,00	0,00	0,00	0,00
0,50	3,707	3,71	3,71	1,82	0,95
1,00	14,828	18,54	20,35	9,97	5,19
1,50	33,363	48,19	58,16	28,49	14,84
2,00	59,312	92,68	121,16	59,34	30,91
2,20	<b>80,5</b>	139,81	199,16	97,55	50,80
2,50	15,02	95,52	193,07	94,56	49,25
3,00	10,063	25,08	119,65	58,60	30,52
3,50	6,337	16,40	75,00	36,74	19,13
4,00	3,667	10,00	46,74	22,89	11,92
4,50	1,878	5,55	28,44	13,93	7,25
5,00	0,792	2,67	16,60	8,13	4,23
5,50	0,235	1,03	9,16	4,49	2,34
6,00	0,029	0,26	4,75	2,33	1,21
6,50	0,002	0,03	2,36	1,15	0,60
7,00	0	0,00	1,16	0,57	0,30
7,50	0,00	0,00	0,57	0,28	0,14

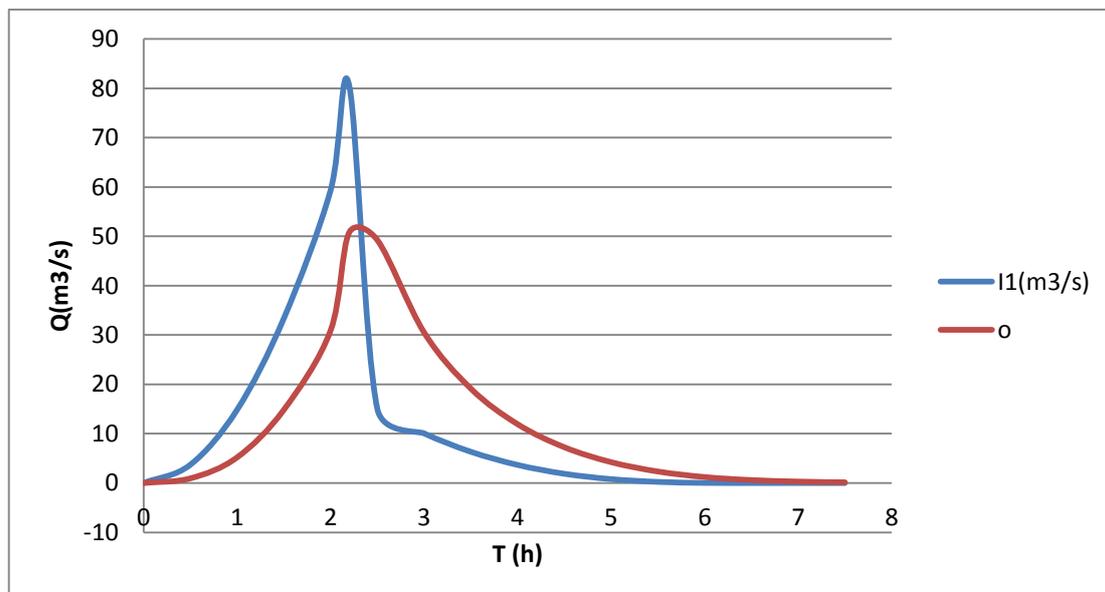


Figure II. 15 :Hydrogrammes d'entrée et de sortie pour b=5 m

Tous les calculs représentés dans le tableau suivant :

Tableau II. 44 : Calcul de laminage de crue par la méthode de MUSKINGUM

le tems de base t (h)	l'hydrogramme d'entrée		Hydrogrammes de sortie pour les différentes largeurs Q (m <sup>3</sup> /s)									
	I1 (m <sup>3</sup> /s)	I1+I2 (m <sup>3</sup> /s)	b=5m	b=7m	b=9 m	b=11m	b=13m	b=15m	b =17m	b=19m	b=21m	b=23m
0	0	0	0,00	0	0	0,00	0	0	0,00	0	0,00	0
0,50	3,71	3,71	0,56	0,66	0,81	1,05	1,06	1,17	1,40	1,50	1,57	1,68
1,00	14,83	18,54	3,21	4,15	4,49	5,69	5,77	6,30	7,36	7,79	8,10	8,54
1,50	33,36	48,19	9,55	12,05	13,02	16,09	16,28	17,58	20,03	21,00	21,67	22,60
2,00	59,31	92,68	20,72	25,64	27,52	33,19	33,51	35,81	39,95	41,53	42,60	44,06
2,20	80,50	139,81	35,65	43,19	45,97	<b>53,94</b>	<b>54,38</b>	<b>57,42</b>	<b>62,63</b>	<b>64,52</b>	<b>65,77</b>	<b>67,42</b>
2,50	15,02	95,52	<b>39,33</b>	<b>45,00</b>	<b>46,75</b>	50,45	50,58	51,30	51,37	50,94	50,49	49,65
3,00	10,06	25,08	31,20	32,13	31,86	29,02	28,77	26,73	21,97	19,83	18,29	16,10
3,50	6,34	16,40	24,21	22,65	21,56	17,25	16,98	14,99	11,54	10,41	9,73	8,96
4,00	3,67	10,00	18,38	15,65	14,36	10,33	10,11	8,66	6,59	6,03	5,72	5,38
4,50	1,88	5,55	13,64	10,55	9,31	6,06	5,90	4,93	3,70	3,39	3,22	3,02
5,00	0,79	2,67	9,91	6,90	5,84	3,39	3,28	2,65	1,91	1,73	1,62	1,50
5,50	0,24	1,03	7,05	4,37	3,52	1,76	1,70	1,30	0,85	0,74	0,68	0,61
6,00	0,03	0,26	4,95	2,69	2,05	0,84	0,80	0,56	0,31	0,25	0,22	0,18
6,50	0,00	0,03	3,45	1,63	1,16	0,37	0,35	0,21	0,09	0,06	0,05	0,03
7,00	0,00	0,00	2,41	0,98	0,66	0,16	0,15	0,08	0,02	0,01	0,01	0,00
7,50	0,00	0,00	1,68	0,59	0,37	0,07	0,06	0,03	0,01	0,00	0,00	0,00

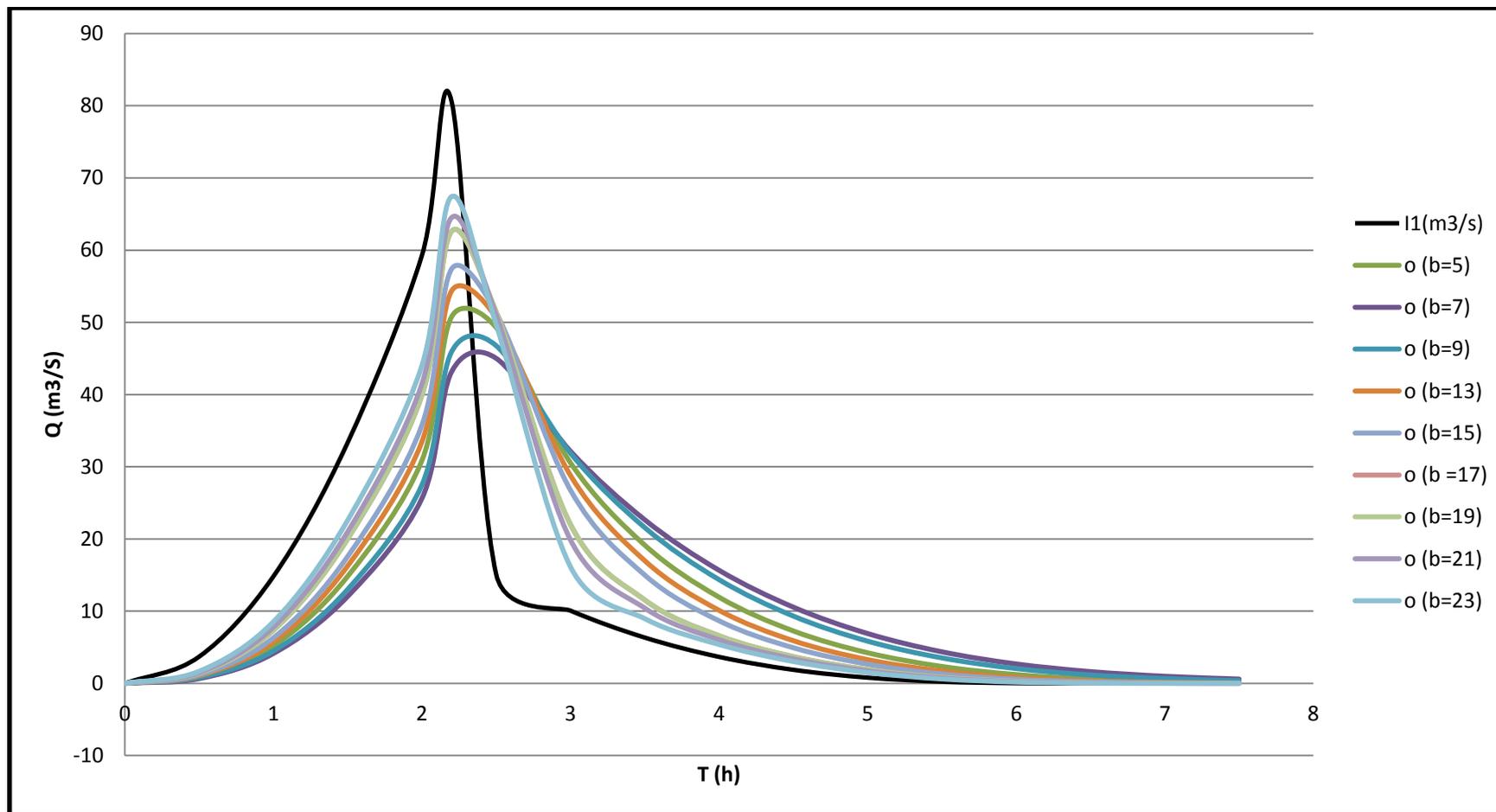


Figure II. 16 : Hydrogrammes d’entries et de sortie

Tableau II. 45 : Résultat Récapitulatif des résultats de la méthode de MUSKINGUM

b (m)	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23
H <sub>dev</sub> (m)	2.28	2,06	1,79	1,72	1,55	1,46	1,43	1,35	1,28	1.22
Q <sub>dev</sub> (m <sup>3</sup> /s)	40	45	46.75	53,94	54.38	57.42	62,63	64,52	65,77	67,42

**Interprétation des résultats :**

D'après les calculs on a trouvé que les résultats des deux méthodes sont proches

**II.6. Étude 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 correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

**II-6-1. Calcul du coût approximatif de la digue**

On calcule en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversant afin de déterminer son coût.

Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec :} \quad V_i = \frac{W_i + W_{i+1}}{2} L_i \quad \text{II.66}$$

**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.

$$\text{On a : } W_i = \frac{b + B_i}{2} H_i \quad \text{II.67}$$

**B<sub>i</sub>** : Largeur de base donnée par : **B<sub>i</sub> = (m<sub>1</sub>+ m<sub>2</sub>) H<sub>i</sub> + b<sub>cr</sub>.**

**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<sub>dév</sub> + t.**

**R** : Revanche en (m).

**t** : Tassement en (m).

## II-6.2. Calcul de la revanche

Le calcul de la revanche passe par la connaissance de la hauteur des vagues qui est en fonction du paramètre Fetch conditionné par la vitesse du vent.

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

- **Formule de Mallet et Paquant**

$$R = h + \frac{V^2}{2.g} + S \quad \text{II.68}$$

Avec :  $h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F}$  et  $V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}.h$  II.69

**F** : fetch en Km,  $f=0.75\text{km}$

$\frac{V^2}{2.g}$  : Energie cinétique des vagues.

**S** : marge de sécurité on prend  $S=0,5\text{m}$

A.N:  $h=0.79\text{m}$ ;  $V=2.03 \text{ m/s}$  ;  $\frac{V^2}{2.g}=0,2\text{m}$

D'où: **R=1, 5 m**

- **Formule de Stevenson- Gaillard**

$$R = 0,75H + \frac{V^2}{2.g} \quad \text{II.70}$$

Avec :  $H = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F}$  ( $F < 18 \text{ Km}$ ). II.71

$V=1,5+2H$  : Vitesse de propagation des vagues (m/s).

**On a** :  $F = 0.75 \text{ Km}$ .

**A.N** :  $H=1.1 \text{ m}$  ;  $V=3.67 \text{ m/s}$  ;  $\frac{V^2}{2.g}=0,7 \text{ m}$

La revanche sera donc : **R = 1,52 m.**

- **Formule Simplifiée**

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \quad \text{II.72}$$

**On a**  $F = 0.75 \text{ Km}$ . **Donc** : **R=1,26 m**

**NB** :

On remarque que la formule de Mallet et Paquant tient compte de plusieurs paramètres et pour des mesures de sécurité, on prend la valeur de la revanche : **R =1.5 m.**

### II-6-3 Largeur en crête

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

- **Formule de Knappen :**

$$b_{cr} = 1,65\sqrt{Hb} \quad \text{II.73}$$

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

$$b_{cr} = 1,1\sqrt{H_b} + 1 \quad \text{II.74}$$

- **Formule Anonyme (simplifiée) :**

$$b_{cr} = 3,6\sqrt[3]{H_b} - 3 \quad \text{II.75}$$

Avec :  $H_b$  : Hauteur du barrage ;  $H_b = \nabla \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t$ .

On admet une valeur de ( $t = 0.5$  m) pour le tassement de la retenue.

Tableau II. 46 : Calcul de la hauteur de la retenue

b (m)	H NNR (m)	R (m)	T (m)	h (m)	$H_b$ (m)
5	9.5	1.5	0.5	2.8	14,3
7	9.5	1.5	0.5	2,32	13,82
9	9.5	1.5	0.5	2	13,5
11	9.5	1.5	0.5	1.8	13,3
13	9.5	1.5	0.5	1.62	13,12
15	9.5	1.5	0.5	1,48	12,98
17	9.5	1.5	0.5	1,365	12,865
19	9.5	1.5	0.5	1,27	12,77
21	9.5	1.5	0.5	1,2	12,7
23	9.5	1.5	0.5	1.14	12,64

Tableau II. 47 : Calcul de largeur en crête

B (m)	$H_d$ (m)	$H_b$ (m)	Largeur en crête du barrage (m)		
			Formule de KNAPPEN	Formule de PREECE	Formule simplifiée
5	2.8	14,3	7	6	6
7	2,32	13,82	7	6	6
9	2	13,5	7	5	6
11	1.8	13,3	7	5	6
13	1.62	13,12	7	5	6
15	1,48	12,98	7	5	6
17	1,365	12,865	7	5	6
19	1,27	12,77	7	5	6
21	1,2	12,7	7	5	6
23	1.14	12,64	7	5	6

**NB :** On opte pour une largeur en crête de  $b_{cr} = 6 \text{ m}$

#### II-6-4 Calcul du volume de la digue pour différentes largeurs déversant :

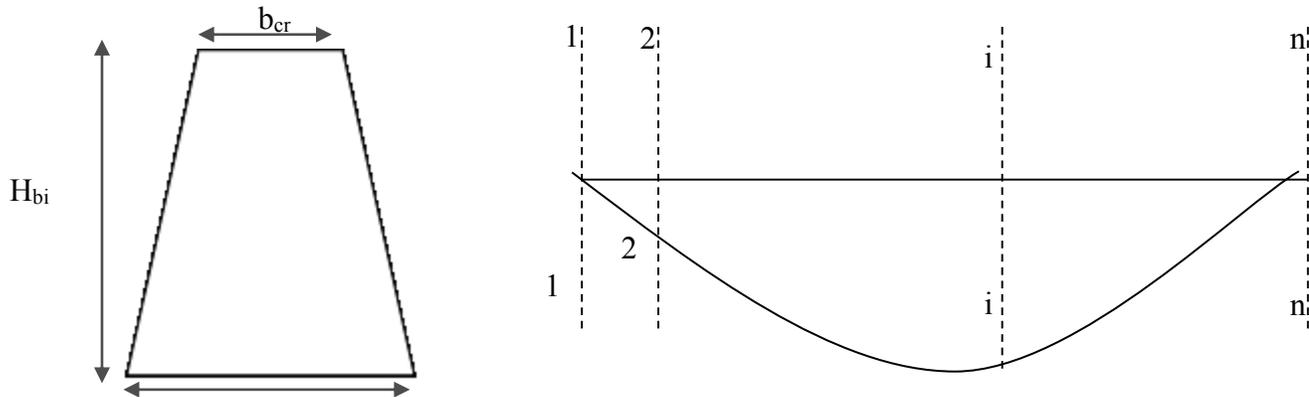


Figure II. 17 : Les coupes transversales de la digue

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

Tableau II. 48 : Calcul du volume de la digue pour différentes largeurs déversant

Digues	coupes N°	H <sub>i</sub> (m)	B <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>m</sub> (m <sup>2</sup> )	L <sub>i</sub> (m)	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>T</sub> (m <sup>3</sup> )
b = 5 (m) H <sub>dev</sub> = 2.8 (m) H <sub>b</sub> = 14,3 (m)	1	0	6	0	0	0	0	62131,9
	2	7,5	47,25	199,688	99,8438	25	2496,09	
	3	12,6	75,3	512,19	355,939	30	10678,2	
	4	14,3	101,15	926,848	719,519	45	32378,3	
	5	8,5	52,75	249,688	588,268	25	14706,7	
	6	0	6	0	124,844	15	1872,66	
b = 7 (m) H <sub>dev</sub> = 2,32 (m) H <sub>b</sub> = 13.8 (m)	1	0	6	0	0	0	0	57855,3
	2	7	44,5	176,75	88,375	25	2209,38	
	3	12,1	72,55	475,228	325,989	30	9779,66	
	4	13,8	98,4	876,96	676,094	45	30424,2	
	5	8	50	224	550,48	25	13762	
	6	0	6	0	112	15	1680	
b = 9 (m) H <sub>dev</sub> = 2 (m) H <sub>b</sub> = 13.5 (m)	1	0	6	0	0	0	0	55368,4
	2	6,7	42,85	163,648	81,8238	25	2045,59	
	3	11,8	70,9	453,71	308,679	30	9260,36	
	4	13,5	96,75	847,688	650,699	45	29281,4	
	5	7,7	48,35	209,248	528,468	25	13211,7	
	6	0	6	0	104,624	15	1569,36	
b = 11 (m) H <sub>dev</sub> = 1.8 (m) H <sub>b</sub> = 13.3 (m)	1	0	6	0	0	0	0	53743,57
	2	6,5	41,75	155,188	77,5938	25	1939,84	
	3	11,6	69,8	439,64	297,414	30	8922,41	
	4	13,3	95,65	828,448	634,044	45	28532	
	5	7,5	47,25	199,688	514,068	25	12851,7	
	6	0	6	0	99,8438	15	1497,66	
b = 13 (m) H <sub>dev</sub> = 1.62 (m) H <sub>b</sub> = 13.12 (m)	1	0	6	0	0	0	0	52303,75
	2	6,32	40,76	147,762	73,8808	25	1847,02	
	3	11,42	68,81	427,165	287,463	30	8623,9	
	4	13,12	94,66	811,32	619,242	45	27865,9	
	5	7,32	46,26	191,272	501,296	25	12532,4	
	6	0	6	0	95,6358	15	1434,54	
b = 15 (m) H <sub>dev</sub> = 1.48 (m) H <sub>b</sub> = 12.98 (m)	1	0	6	0	0	0	0	51198,68
	2	6,18	39,99	142,109	71,0546	25	1776,36	
	3	11,28	68,04	417,586	279,847	30	8395,42	
	4	12,98	93,89	798,121	607,853	45	27353,4	
	5	7,18	45,49	184,849	491,485	25	12287,1	
	6	0	6	0	92,4246	15	1386,37	

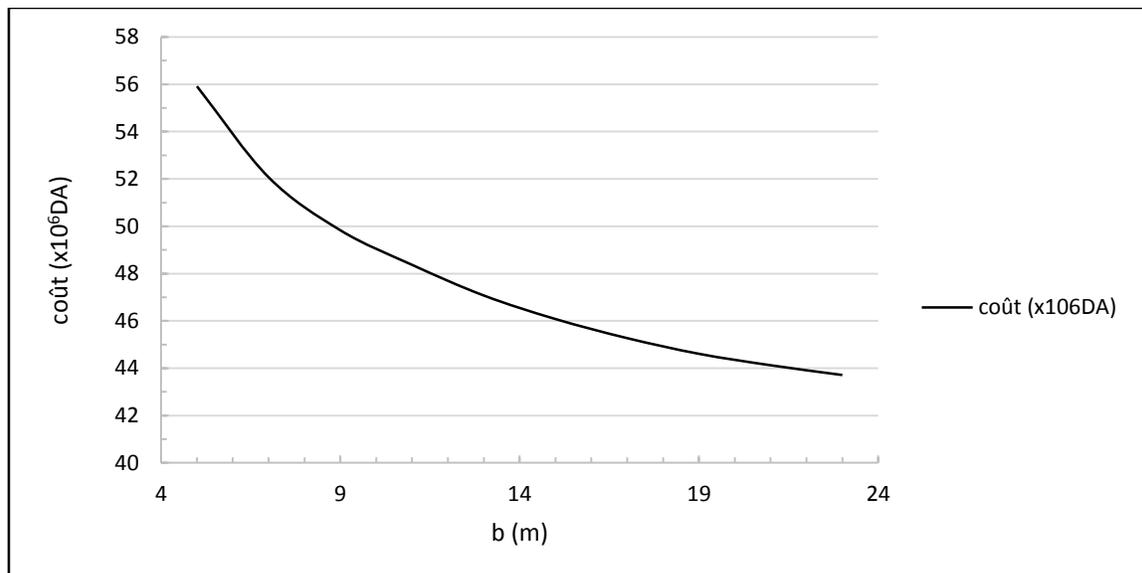
<b>b = 17 (m)</b> $H_{dev} = 1.37 \text{ (m)}$ $H_b = 12.87 \text{ (m)}$	1	0	6	0	0	0	0	50300,6
	2	6,065	39,3575	137,547	68,7733	25	1719,33	
	3	11,165	67,4075	409,797	273,672	30	8210,16	
	4	12,865	93,2575	787,36	598,579	45	26936	
	5	7,065	44,8575	179,654	483,507	25	12087,7	
	6	0	6	0	89,8271	15	1347,41	
<b>b = 19 (m)</b> $H_{dev} = 1,27 \text{ (m)}$ $H_b = 12.77 \text{ (m)}$	1	0	6	0	0	0	0	49565,3
	2	5,97	38,835	133,832	66,9162	25	1672,91	
	3	11,07	66,885	403,418	268,625	30	8058,76	
	4	12,77	92,735	778,525	590,972	45	26593,7	
	5	6,97	44,335	175,417	476,971	25	11924,3	
	6	0	6	0	87,7087	15	1315,63	
<b>b = 21 (m)</b> $H_{dev} = 1,2 \text{ (m)}$ $H_b = 12.7 \text{ (m)}$	1	0	6	0	0	0	0	49027,3
	2	5,9	38,45	131,128	65,5638	25	1639,09	
	3	11	66,5	398,75	264,939	30	7948,16	
	4	12,7	92,35	772,048	585,399	45	26342,9	
	5	6,9	43,95	172,328	472,188	25	11804,7	
	6	0	6	0	86,1638	15	1292,46	
<b>b = 23 (m)</b> $H_{dev} = 1.14 \text{ (m)}$ $H_b = 12.64 \text{ (m)}$	1	0	6	0	0	0	0	48568,8
	2	5,84	38,12	128,83	64,4152	25	1610,38	
	3	10,94	66,17	394,77	261,8	30	7854	
	4	12,64	92,02	766,516	580,643	45	26128,9	
	5	6,84	43,62	169,7	468,108	25	11702,7	
	6	0	6	0	84,8502	15	1272,75	

### II-6-5 Calculs du coût de la digue

**Remarque :** Le prix du mètre cube du remblai est estimé à **900 (DA)**

**Tableau II. 49 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs**

<b>B (m)</b>	<b>Hd (m)</b>	<b>Hb (m)</b>	<b>Vi [m<sup>3</sup>]</b>	<b>coût (x10<sup>6</sup>DA)</b>
	2.8	14,3	62131,9	55,92
<b>7</b>	2,32	13,82	57855,3	52,07
<b>9</b>	2	13,5	55368,4	49,83
<b>11</b>	1.8	13,3	53743,57	48,37
<b>13</b>	1.62	13,12	52303,75	47,07
<b>15</b>	1,48	12,98	51198,68	46,08
<b>17</b>	1,365	12,865	50300,6	45,27
<b>19</b>	1,27	12,77	49565,3	44,61
<b>21</b>	1,2	12,7	49027,3	44,12
<b>23</b>	1.14	12,64	48568,8	43,71



**Figure II. 18 : Coût de la digue**

## II-6.6 Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues

Pour ce calcul, on tient compte des coûts du seuil déversant et du canal d'approche, vu que le chenal et le bassin de dissipation gardent leur profil pour les différentes largeurs du déversoir.

### II-6-6.1 Coût du déversoir

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

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

L'équation du profil Creager est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K} \left( \frac{X}{H} \right)^n \quad \text{II.76}$$

Avec  $K=2,127$  et  $n=1,85$

**Donc :**  $Y = 0,47 \frac{X^{1,85}}{H^{0,85}}$     **Avec :** H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

On trace cette courbe en donnant à chaque fois une valeur à « X » pour déterminer « Y » correspondant.

La charge « H » est définie pour chaque largeur du déversoir.

Le volume du déversoir sera donc :  $V_{dev} = S.b$

**Avec :** S : section transversale du profil ; b : largeur déversant.

**Remarque :** Le prix du mètre cube du béton armé est **estimé à 42000 (DA)**

Tableau II. 50 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs déversant

Profil N°	b (m)	h <sub>dév</sub> (m)	S (m <sup>2</sup> )	V (m <sup>3</sup> )	Coût (DA)
1	5	2.8	1,63	8,15	407500
2	7	2.32	1,59	11,13	556500
3	9	2	1,5	13,5	675000
4	11	1.8	1,41	15,51	775500
5	13	1.62	1,37	17,81	890500
6	15	1.48	1,33	19,95	997500
7	17	1,365	1,28	21,76	1088000
8	19	1,27	1,24	23,56	1178000
9	21	1,2	1,2	25,2	1260000
10	23	1.14	1,16	26,68	1334000

### II.6.6.2. Coût du canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant. Il est de forme rectangulaire avec une charge d'eau « H » est une hauteur de pelle égale à 3 m.

D'où la hauteur totale du mur :  $H_{ca}=P+H+R$  II.77

Avec P : hauteur de pelle (m) ;

H : la lame déversant (m) ;

R : la revanche(m).

La longueur du canal d'approche « L » est déterminée d'après la topographie est égale à 18 m

L'épaisseur du mur « e » est prise égale à 0,5m.

D'où le volume du canal d'approche est estimé par  $V= S.e = L.H_{ca}.e$  II.78

**Tableau II. 51 : Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs**

<b>b (m)</b>	<b>h (m)</b>	<b>H<sub>can</sub> (m)</b>	<b>V (m<sup>3</sup>)</b>	<b>coût (DA)</b>
<b>5</b>	2,8	6,3	113,4	5670000
<b>7</b>	2,32	5,82	104,76	5238000
<b>9</b>	2	5,5	99	4950000
<b>11</b>	1,8	5,3	95,4	4770000
<b>13</b>	1,62	5,12	92,16	4608000
<b>15</b>	1,48	4,98	89,64	4482000
<b>17</b>	1,365	4,865	87,57	4378500
<b>19</b>	1,27	4,77	85,86	4293000
<b>21</b>	1,2	4,7	84,6	4230000
<b>23</b>	1,14	4,64	83,52	4176000

**II-6-6.3 Coût du coursier**

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire afin d'assurer les bonnes conditions de l'écoulement. La longueur approximative du coursier est de 85 mètre (selon le plan topographique). la banque de déversement laminaire

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \quad \text{II.79}$$

L'épaisseur du radier et celle des murs bajoyers est égale à 0,5 mètre.

La largeur du coursier est donnée par :

$$L_{\text{canl}} = Q_{\text{max}}^{0.4} \quad \text{II.80}$$

**Tableau II. 52 : Coûts du coursier pour différentes largeurs**

<b>B (m)</b>	<b>h (m)</b>	<b>Q<sub>dev</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>L<sub>canl</sub> (m)</b>	<b>V (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Coût (DA)</b>
<b>5</b>	2,8	40	4	379,6716	18983577
<b>7</b>	2,32	45	5	369,9381	18496906
<b>9</b>	2	46,75	5	349,9843	17499214
<b>11</b>	1,8	53,94	5	355,6852	17784259
<b>13</b>	1,62	54,38	5	341,917	17095852
<b>15</b>	1,48	57,42	5	338,8901	16944503
<b>17</b>	1,365	62,63	5	343,9332	17196657
<b>19</b>	1,27	64,52	5	339,7936	16989680
<b>21</b>	1,2	65,77	5	335,5776	16778877
<b>23</b>	1,14	67,42	5	332,7364	16636817

Tableau II. 53 : Tableau récapitulatif des prix totaux

Profil N°	b (m)	H <sub>dev</sub> (m)	H <sub>b</sub> (m)	Cote (m)	prix de l'évacuateur (x10 <sup>6</sup> DA)	prix de la digue (x10 <sup>6</sup> DA)	prix total (x10 <sup>6</sup> DA)
1	5	2,8	14,3	817,3	28,73	55,92	84,65
2	7	2,32	13,82	816,82	29,30	52,07	81,37
3	9	2	13,5	816,5	29,20	49,83	79,03
4	11	1,8	13,3	816,3	30,31	48,37	78,68
5	13	1,62	13,12	816,12	30,61	47,07	77,68
<b>6</b>	<b>15</b>	<b>1,48</b>	<b>12,98</b>	<b>815,98</b>	<b>31,40</b>	<b>46,08</b>	<b>77,48</b>
7	17	1,365	12,865	815,865	32,46	45,27	77,73
8	19	1,27	12,77	815,77	33,06	44,61	77,67
9	21	1,2	12,7	815,7	33,61	44,12	77,73
10	23	1,14	12,64	815,64	34,15	43,71	77,86

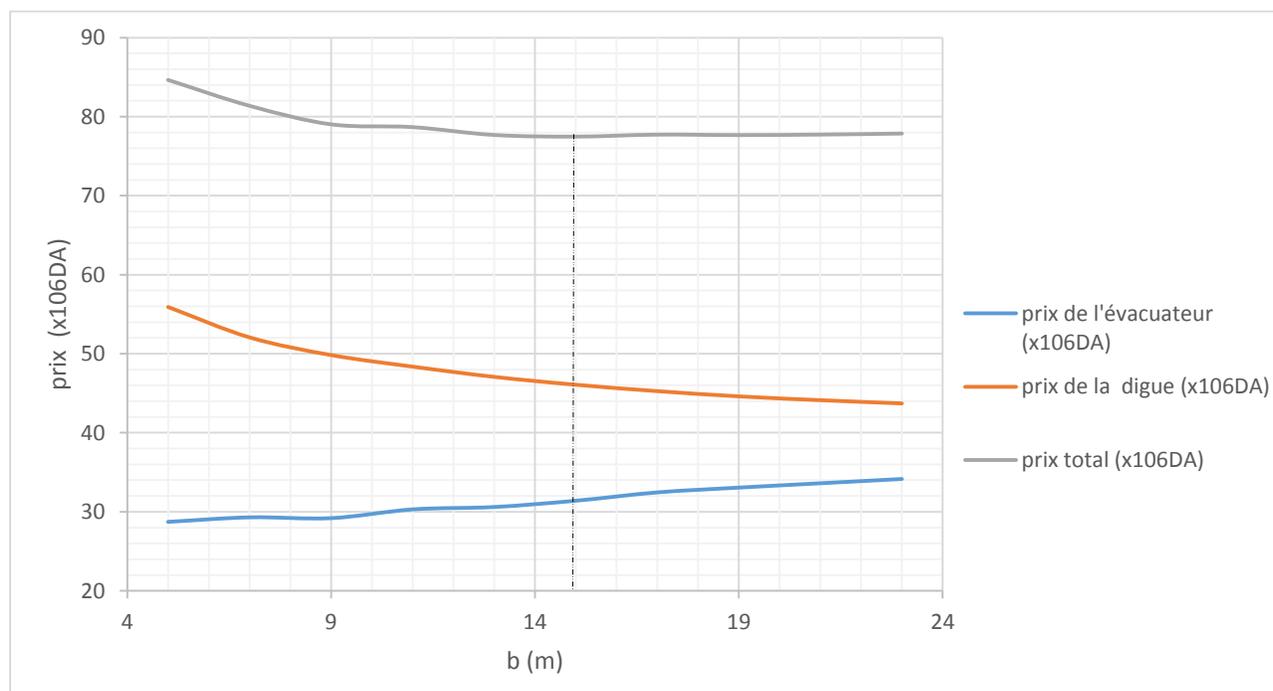


Figure II. 19 : Courbe d'optimisation

**Tableau II. 54 : Tableau récapitulatif de l'étude de régularisation et du laminage**

<b>Désignation</b>	<b>Unités</b>	<b>Valeurs</b>
Volume mort	m <sup>3</sup>	102 738
Volume utile	m <sup>3</sup>	102 555
Volume au NNR	m <sup>3</sup>	215 293
Côte du fond	m NGA	803
Côte NVM	m NGA	810
Côte NNR	m NGA	812.5
Côte NPHE	m NGA	814
Côte en crête	m NGA	816
Largeur en crête	m	6
Largeur du déversoir	m	15
Hauteur totale de la retenue	m	13

## Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons analysé pratiquement tous les paramètres hydrologiques régissant la réalisation de la retenue collinaire, à savoir les données pluviométriques, les débits, la régularisation de l'écoulement et le laminage de crue effectué par plusieurs méthodes.

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue, du déversoir et du canal d'approche (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de ces calculs, notre choix a été basé sur le coût total minimal de l'ouvrage.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur du déversoir optimale « b=15m » et une côte en crête optimale de la digue égale à 816 m. NGA.

Les résultats de l'étude donnant les principales caractéristiques hydrologiques sont données par le Tableau II.57

## Introduction

Avant de lancer toute opération de construction, il faudra savoir qu'un barrage n'est pas un tas de terre à édifier en poussant simplement les matériaux au buteur à la pente naturelle du talus, mais il faut prendre en considération certains paramètres qui sont primordiales pour le choix du site et du type de barrage à réaliser.

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de cette étude, en effet c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponible au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes et en écarter d'autres.

### III -1- Choix du site de la retenue

L'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par les critères : économie, sécurité et facilité d'exécution de l'ouvrage

En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie qui sont toujours prises en considération quant au choix de l'axe. En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

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

### III -2- Choix du type de barrage

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

#### III -2.1 Topographie du site

La topographie consiste en premier lieu à vérifier si l'axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant .En second lieu vérifier la possibilité d'implantation du barrage et de ces ouvrages annexes.

#### III -2.2 Morphologie de la vallée

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et de type de barrage à implanter .Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée .Les vallées larges conviennent

mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai, un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations le permettent.

### **III -2.3 Conditions géologiques et géotechniques**

La nature, la résistance, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées dans le bassin versant, constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site et du type de barrage à implanter.

- Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.
- Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard) et les tassements différentiels.
- Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

### **III -2.4 Matériaux de construction**

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site ai, ainsi que du type de barrage, le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

En se basant sur ces exigences on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.

## **III -3- Variantes à choisir**

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géologiques et géotechniques, du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux et on a trois variantes au choix.

### **III -3-1 Barrage en terre homogène**

C'est le plus simple à réaliser, du fait que l'abondance des gisements d'argile dont les propriétés « aptitude au compactage » s'avèrent généralement favorable à la confection des remblais étanches et stables. Mais il faut prévoir un drainage très efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont, pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable ayant des caractéristiques identiques dans tout le corps du barrage.

### III -3-2 Barrage zoné

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone, la fonction d'étanchéité est assurée par un noyau qui s'intercale entre deux recharges (amont – aval). Ce noyau interne a l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuites.

### III -3-3 Barrage en terre à masque

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telle que le manque de matériaux convenables, difficulté de mise en œuvre, Dans ce cas la solution c'est le barrage à masque amont. La résistance mécanique est apportée par Un remblai homogène à granulométrie élevée (enrochement en général) alors qu'un organe mince tel que une géo membrane est placé plus couramment sur sa face amont pour assurer l'étanchéité.

On peut exécuter le masque après l'édification du remblai. Le masque est facilement réparé lorsqu'il y a des altérations extérieures mécaniques ou thermiques.....etc.

### III -4- Fixation du choix définitif du type de barrage

On dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution barrage en terre homogène (**type 1**) s'impose comme la plus économique. Pour le choix de la variante, on a pris en considération :

- Facilité de la réalisation ;
- Zones d'emprunts ;
- Existences de carrière de matériaux de construction ;
- Distance des zones d'emprunts ;
- Conditions climatiques (températures, précipitations,...)
- Sismologie ;
- Volume des matériaux de construction ;
- Dispositif d'étanchéité ;
- Technologie de réalisation, coûts,....

Si l'on dispose de matériaux fins en quantité limitée et suffisamment de matériaux grossiers exploitables, on peut envisager la construction d'un barrage en terre zoné (**type 2**) avec noyau ou massif amont assurant l'étanchéité et recharges stabilisatrices grossières. Ce type de solution présente toutefois l'inconvénient d'une mise en œuvre par zone qui sera d'autant plus compliquée et onéreuse que le site est étroit et qu'il peut contrarier l'évolution des engins. Un autre inconvénient est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones. Par contre, surtout pour les ouvrages relativement importants, les matériaux grossiers peuvent permettre un raidissement des talus.

Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir à une étanchéité artificielle (**type 3**).

Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géo membrane et la paroi moulée.

### III -4-1- Étude comparative

Une étude de comparaison approximation des différents volumes de chacun des types de barrage choisis paraît nécessaire pour faire le choix du type de retenue en fonction du coût et la disponibilité des matériaux de construction.

#### III -4-1.1 Côte en crête du barrage

- **Niveau des plus hautes eaux**

Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de retenue (NNR = 812.5m) majoré de la charge déversant déjà déterminée ( $h = 1.48$  m).

$$\text{NPHE} = \text{NNR} + h$$

$$\text{NPHE} = 813.98 \text{ m}$$

- **Revanche**

La revanche a été calculée préalablement dans l'étude d'optimisation et elle est de 1.5 m et le tassement du barrage estimée à 0.5m ce qui fait que la hauteur du barrage est de 13 m

Donc la cote en crête est : NCR= 816 m

### III -5 - Conception de la digue

#### III -5-1- Largeur en crête

La largeur en crête est calculée dans l'étude d'optimisation et elle est de 6 m.

#### III -5-2- Longueur en crête

La longueur en crête par rapport à l'axe défini de la digue est : L=148 m

#### III -5-3 Pente des talus

Tableau III. 1 Valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H < 5	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
5 < H < 10	- Homogène granulométrie étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2	2,5
10 < H < 20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	- A zones	3	3

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

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

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

#### III -5-4-Volume du corps du barrage

Le volume du corps du barrage est donné par la formule :

$$V_b = \sum V_i$$

Tel que : 
$$V_i = \frac{[w_i - w_{i+1}]}{2} L_i$$

III.1

$V_i$  : volume du barrage dans la coupe  $i$  ;

$W_i$  : section transversale du barrage dans la coupe  $i$  ;

$L_i$  : distance entre deux coupes voisines.

$$W_{il} = \frac{[b + B_{pi}]}{2} H_{bi} \quad \text{III.2}$$

$b$  : largeur du couronnement ;

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) H_{bi} \quad m_1 : \text{pente du talus amont ;}$$

$m_2$  : pente du talus aval

### III -5-5-Variantes envisagées

1<sup>ère</sup> variante : barrage homogène avec un drain vertical.

2<sup>ème</sup> variante : barrage en terre de profil zoné.

3<sup>ème</sup> variante : Barrage en terre à masque.

### III -5-6- Protection des talus

Les talus doivent être protégés contre les dangers naturels : l'érosion provoquée par le batillage des vagues, le ruissellement des eaux de pluie, l'action des vents.

Cette protection prémunit également des dangers externes : les animaux creuseurs de terriers dans le corps de la digue, le piétinement des troupeaux domestiques, et les agissements de l'homme.

#### III -5-6-1 Talus aval

Pour les barrages en sol homogène la solution la plus répandue et la plus économique consiste à réaliser un enherbement sur une couche de terre végétale d'une épaisseur de 40 cm, ou bien une couche d'enrochement d'épaisseur de 40cm pour plus de sécurité.

Pour les barrages zonés la solution la plus appropriée fut la protection des parements par des enrochements.

Le barrage en enrochement ne nécessite aucune protection car son corps est constitué d'enrochement.

#### III -5-6-2 Talus amont

Il est protégé contre les effets des vidanges rapides, le batillage des vagues et les averses violentes.

On rencontre différents types de protection :

- en béton ;
- en béton armé ;
- aspartique ;
- en enrochement.

On opte pour une protection en enrochement, cette protection consiste à la réalisation de couches d'épaisseurs prédéterminées de blocs de pierre de dimensions appropriées (rip-rap). Le matériau devra être sain, d'un poids capable de résister à la poussée des vagues. Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues et de leurs vitesses de propagation par les méthodes suivantes :

### III -5-6-3 Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement

Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, on utilise plusieurs méthodes.

La méthode de « U.S.ARMAY »

Les ingénieurs de l'USARMY utilisent de préférence le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Les valeurs de l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement et D50 min sont données par le tableau IV-02

**Tableau III. 2 : Epaisseur mini de la couche d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues**

Hauteur des vagues (m)	Épaisseur minimum de la couche d'enrochement (m)	D50 minimum (m)
0 à 30	0,30	0,20
0,30 à 0,60	0,40	0,25
0,60 à 1,20	0,45	0,30
1,20 à 1,80	0,55	0,40
1,80 à 2,40	0,70	0,45
2,40 à 3,00	0,80	0,55

Pour notre cas  $H_v = 0.79$ , donc  $0.6 < H_v < 1.2$  m, on trouve que l'épaisseur min de la couche d'enrochement égale à 0,45m, et le D50min égale à 0,3m.

D'où :  $e = 0,45\text{m}$  ;  $D_{\text{min}} = 0,3\text{m}$ .

## Conclusion

En analysant les résultats obtenus, on adopte pour la suite du dimensionnement de la digue une épaisseur de couche  $e = 45$  cm et un diamètre moyen de 30cm. Donc une protection du talus amont d'une épaisseur de 45 cm d'enrochement avec 30 cm de filtre (lit de gravier et sable).

### III -5-7 Protection de la crête

La crête de la digue sera revêtue d'une couche de produit asphaltique de 40 cm d'épaisseur, afin d'éviter les fissures dues au retrait des matériaux argileux et de permettre en plus le passage (en principe exceptionnel) d'un véhicule

### III -5-8 Noyau pour la deuxième variante

L'étanchéité du barrage de la variante II est assurée par un noyau imperméable qui empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite.

Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité. Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \quad \text{III.3}$$

$I_{adm}$  : gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.

$b_{moy}$  : largeur moyenne du noyau.

$\Delta H$  : la charge d'eau.

Le tableau suivant nous permet de choisir les valeurs

Tableau III. 3 Valeur de  $I_{adm}$  en fonction du type d'ouvrage.

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la **IV<sup>ème</sup>** classe alors on prend  $I_{adm}=1,95$ .

La largeur en crête minimale du noyau est :

$$b_{min} = 1/6.H_b \quad \text{III.4}$$

$$b_{min} = 2.15 \text{ m}$$

Donc on adopte :

$$b_{min} = 2.15 \text{ m}$$

Le noyau est ancré dans la fondation d'une profondeur égale à 2.5 m La pente de La clé d'étanchéité est :  $m = 1$ .

De la hauteur du noyau on tire la largeur à la base du noyau, la hauteur du noyau est :

$$H_n = H_b - 1 = 12 \text{ m} \quad \text{III.4}$$

La largeur en base est :

$$b_{base} = 2.m_1.H_n + b_{min} = 26 \text{ m} \quad \text{III.5}$$

La profondeur du noyau dans la parafouille est de :

$$H_p = H_f + H_a \quad \text{III.6}$$

$H_p$  : profondeur de la parafouille (en m).

$H_f$  : profondeur de la fondation ( $H_f = 2\text{m}$ ).

$H_a$  : profondeur d'ancrage du noyau dans le substratum ( $h_a = 0.5\text{m}$ ).

$$H_p = 2.5\text{m}.$$

La largeur à la base du noyau doit être vérifiée à la condition suivante

$$I = \frac{\Delta H}{b_{base}} \leq I_{adm}$$

Ou :

$\Delta H$  : la charge d'eau :

$$\Delta H = H_1 - H_2$$

$H_1$  : hauteur d'eau correspond au NPHE ( $H_1 = 13$  m).

$H_2$  : hauteur d'eau à l'aval du barrage ( $H_2 = 0$  m).

$$\Delta H = 13 \text{ m}$$

Le gradient admissible pour notre cas égal à 1.95.

A partir de la condition citée ci-dessus on tire  $b_{\text{base adm}}$  :

$$b_{\text{base adm}} > \Delta H / I_{\text{adm}} \quad \text{III.7}$$

$$b_{\text{base}} = 6.67 \text{ m}$$

Et comme pour notre cas  $b_{\text{base}}$  est supérieure à  $b_{\text{base adm}}$ , donc la condition est vérifiée.

$$b_{\text{base noyau}} > b_{\text{base admissible}}$$

La largeur moyenne du noyau est :

$$b_{\text{moy}} = (b_{\text{min}} + b_{\text{base}}) / 2 = 16.3 \text{ m} \quad \text{III.8}$$

$$I = 0.81 < I_{\text{adm}}$$

**Condition vérifié.**

### III -5-9- Étanchéité de la fondation

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer une bonne liaison entre la fondation et le corps de la digue.

Elle doit être réalisée lorsque la fondation imperméable n'est pas atteinte après décapage.

Pour les deux premières variantes une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de l'argile.

Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue.

-La clé d'étanchéité est constituée d'argiles compactées dans les deux variantes.

- La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 2.5m

- La pente des talus de la clé d'étanchéité est  $m = 1$ .

-Pour la 3ème variante l'étanchéité de la fondation est assurée par l'ancrage du masque amont en géo-membrane jusqu'au substratum.

### **III -5-10- Drainage du barrage**

Pour éviter le phénomène du sous pressions et pression interstitielle dans le corps du barrage, on prévoit un dispositif de drainage qui a pour rôle d'intercepter les eaux d'infiltration, et de les faire sortir en aval du barrage sans causer de dégât préjudiciable au barrage.

Les dispositifs drainant les plus appropriés pour remplir ces fonctions sont :

#### **- III -5-10-1 Variante I**

Un drain vertical (pour protéger au maximum le talus aval contre les pressions interstitielles et les sous-pressions) peut être incorporé au centre de la digue homogène se compose de graviers d'une largeur égale à 1.5 m et une couche de 15 cm de sable. Ce drain vertical à une hauteur de 12 m est relié au pied du talus aval par un drain horizontal (tapis drainant) identique au drain vertical de tout point de vue, il est relié à la restitution (oued) par un drain prisme qui va participer à la stabilité de l'ouvrage.

#### **III -5-10-2 Variante II**

Un drain prisme situé au pied du talus aval. Ce drain est constitué d'un massif de forme triangulaire en enrochements et d'une couche de 15 cm de gravier et 15 cm de sable du côté interne. Le noyau est protégé de part et d'autre par des zones de transition.

#### **III -5-10- Variante III**

La 3ème variante ne nécessite pas de drainage pour la digue car elle est totalement étanche mais il se peut qu'on prévoie des puits drainants sous le massif rocheux pour dissiper les sous pressions de la fondation.

### **III -6 Fondation**

L'exigence essentielle pour la fondation d'un barrage c'est de garantir un support stable pour remblai sous toutes les conditions de saturation des charges, et de garantir une résistance suffisante à l'infiltration contre les renards et les pertes d'eau.

## III -7- Dispositif des drains et filtres

### III -7-1- Les drains

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Il y aura abaissement de la ligne de saturation, diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle, et accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir normalement une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée. Ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée (drain vertical). Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et en conséquence soigneusement lavés si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

### III -7-2-Dimensionnement du drain prisme

#### B-2) Dimensionnement de prisme

$$\text{Hauteur : } h_p = (0.15 \div 0.2) h_b \quad \text{III.9}$$

$h_b$  : Hauteur du barrage ( $h_b=13$  m)

$$\text{On prend } h_p = 0.175 h_b \quad \text{III.10}$$

$$\text{Ce qui nous donne : } h_p = 2.28 \text{ m}$$

$$\text{On prend : } H_p = \mathbf{2.3 \text{ m}}$$

Largeur en crête :

$$b_p = (1/3 \div 1/4) h_{dr} \quad \text{III.11}$$

$$\text{On prend : } b_p = 1/3 h_{dr} = 0.33 * 2 = 0.78 \text{ m}$$

$$\text{On prend : } b_p = 1 \text{ m}$$

$$\text{Fruits des talus : } m = (1.5 \div 2.5) \text{ on prend } m_2 = 2.5$$

$$m_1 = (1 \div 1.75) \text{ on prend } m_1 = 1.00$$

### III -7-3 -Dimensionnement du Drain tapis

$$L_d = 1/4 L_b \quad L_d : \text{longueur du drain tapis en m} \quad \text{III.12}$$

$L_b$  : largeur transversale du barrage ( $L_b=74$  m)

$$\text{On trouve } L_d = 18.5 \text{ m.}$$

### III -8- Evaluation du prix total des différents matériaux

#### III -8.1. 1<sup>ère</sup> variante

Pour un barrage homogène d'une hauteur de 13 m on prend les pentes des talus :  $m_1=3$ ,  $m_2=2,5$ .

Les résultats de calcul sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau III. 4 Coût de la digue (1<sup>ère</sup> variante) :

Désignation	Unité	Quantité (m <sup>3</sup> )	P.U (DA)	Montant (DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m <sup>3</sup>	3108	500	1 554 000
Enrochement	m <sup>3</sup>	5118	1000	5 118 750
Gravier	m <sup>3</sup>	4025	750	3 018 750
Sable	m <sup>3</sup>	1215	750	911 250
Remblai en argile compacte	m <sup>3</sup>	51198,68	900	46 078 812
Produit asphaltique	m <sup>3</sup>	296	1400	414 400
<b>Montant total = 57 095 962 DA</b>				

#### III -8.2. 2<sup>ème</sup> variante

Pour un barrage à zones on prend les pentes des talus amont et Aval :  $m_1=3$ ,  $m_2=2.5$

Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III. 5 Coût de la digue (2<sup>ème</sup> variante) :

Désignation	Unité	Quantité (m <sup>3</sup> )	P.U (DA)	Montant (DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m <sup>3</sup>	3108	500	1 554 000
Enrochement	m <sup>3</sup>	4118	1000	4 118 750
Gravier	m <sup>3</sup>	4025	750	3 018 750
Sable	m <sup>3</sup>	1215	750	911 250
Noyau	m <sup>3</sup>	31198,68	900	28 078 812
Recharge	m <sup>3</sup>	38901.45	750	29 176 087.5
Produit asphaltique	m <sup>3</sup>	296	1400	414 400
<b>Montant total = 67 272 049.5 DA</b>				

### III -8.3. 3ème variante

Pour un barrage en enrochements on prend les pentes des talus amont et aval :  $m_1=m_2= 3$  ;

Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III. 6 Coût de la digue (3ème variante)

Désignation	Unité	Quantité (m <sup>3</sup> )	P.U (DA)	Montant (DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m3	3108	500	1 554 000
Enrochement	m3	64898,68	1000	64 898 680
Gravier	m3	631,9683	600	379 180,98
Sable	m3	646,2759	600	387 765,54
Géomembrane	m3	348,93852	1000	348 938,52
Produit asphaltique	m3	296	1400	414 400
Béton	m3	152	50000	7 600 000
<b>MONTANT TOTAL= 75 582 965 DA</b>				

## Conclusion

D'après l'estimation du coût des différentes variantes, on remarque que les deux types de digues, à Noyau d'argile et homogène, sont les plus économiques.

Le choix de la variante à retenir est le résultat d'une comparaison entre les différentes variantes et d'autres considérations.

Les trois variantes sont faisables mais on s'est penché vers la première variante (**digue homogène**) car on a les matériaux qu'il faut à moindre coût avec facilité de réalisation. Ce dernier remplit les conditions suivantes :

- Une imperméabilité suffisante ;
- Insoluble dans l'eau ;
- Une faible teneur en matière organique (<5%) ;
- Ne pas se fissurer sous l'effet des tassements ;
- Une grande résistance au cisaillement et un maximum de densité sèche.
- Économique....
- L'utilisation optimale des matériaux de la zone d'emprunt.

## IV.1. DIMENSIONS DE LA DIGUE

D'après l'estimation du coût des différentes variantes, on remarque que la variante la plus adéquate est une digue **homogène en argile compacté**

Tableau IV. 1 : Différentes caractéristiques de la digue

<b>Hauteur du barrage</b>		<b>13 m</b>
<b>Largeur en crête</b>		<b>6 m</b>
<b>Longueur en crête</b>		<b>148 m</b>
<b>Cote en crête de la digue</b>		<b>816 m NGA</b>
<b>Pentes du talus</b>		<b>m1= 3 ; m2= 2.5</b>
<b>Protection des talus</b>	<b>Amont</b>	<i>e</i> = 0,45m ; D min= 0,3m.
	<b>Aval</b>	<i>e</i> = 0,45m ; D min= 0,3m.

## IV-2 CALCUL DES FILTRES

### IV-2.1 Introduction

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des particules fines du massif à drainer, on interpose alors un filtre entre les deux matériaux, sa fonction principale est de retenir ces particules du sol drainé tout en permettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux grossiers.

Ces filtres peuvent être situés :

- Entre deux couches du sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols puissent migrer dans l'autre sol ;
- Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituant les drains ;
- A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;
- Sous et au-delà du pied aval du barrage ;
- Sous les recharges drainantes.

Les filtres peuvent être constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer.

De nos jours, on remplace souvent ces filtres granulaires naturels ou concassés par des géotextiles issus de l'industrie du textile et se présentent en rouleaux de longueur variable offrant ainsi l'avantage d'être économique et une facilité de mise en œuvre par rapport aux filtres à base de plusieurs couches de matériaux calibrés.

### IV.2.2. Règles générales de dimensionnement des filtres

La référence usuelle en la matière est celle des règles de Terzagui. Elles s'énoncent comme suit :  
Soit  $d_x$  la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre  $x\%$  en poids dépassant lors du tamisage granulométrique.

Soit  $D_x$  celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

### IV.2.3. Critères de conception

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{85}^{sol}} \leq 4 \div 5 : \text{Condition d'entraînement des particules fines pour le phénomène de renard. IV.1}$$

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{15}^{sol}} > 4 \div 5 : \text{Condition de perméabilité IV.2}$$

$$\frac{D_{50}^{filtre}}{d_{50}^{sol}} < 25 : \text{Condition de parallélisme des courbes granulométrique IV.3}$$

$$\frac{D_{60}^{filtre}}{D_{10}^{filtre}} \leq 20 : \text{Condition d'uniformité du filtre IV.4}$$

En se basant sur ces règles, nous allons procéder au dimensionnement de ces différents composants du système de drainage à savoir les filtres et les drains.

- Pour construire le fuseau granulométrique nous allons déterminer le  $D_{15}$ ,  $D_{50}$  et  $D_{60}$  du filtre.

-

$$\square D_{15 \text{ filtre}} < 4 \times d_{85 \text{ sol}} \quad \text{IV.5}$$

$$D_{15 \text{ filtre}} < 4 \times 0,095 ; D_{15 \text{ filtre}} < 0,38 \text{ mm}$$

$$\square D_{15 \text{ filtre}} > 4 \times d_{15 \text{ sol}} \quad \text{IV.6}$$

$$D_{15\text{filtre}} > 4 \times 0,00043 ; D_{15\text{ filtre}} > 0,00172\text{mm}$$

$$\square D_{50\text{ filtre}} < 25 \times d_{50\text{sol}}$$

IV.7

$$D_{50\text{filtre}} < 25 \times 0,022 ; D_{50\text{ filtre}} < 0,55\text{mm}$$

$$\square D_{60\text{ filtre}} < 20 \times d_{10\text{ filtre}}$$

IV.8

$$D_{60\text{filtre}} < 20 \times 0,0380 ; D_{60\text{ filtre}} < 0,76\text{mm}$$

Avec :

$\square D_{xx}$  : diamètre caractéristiques des filtres.

$\square d_{xx}$  : diamètre caractéristique du noyau.

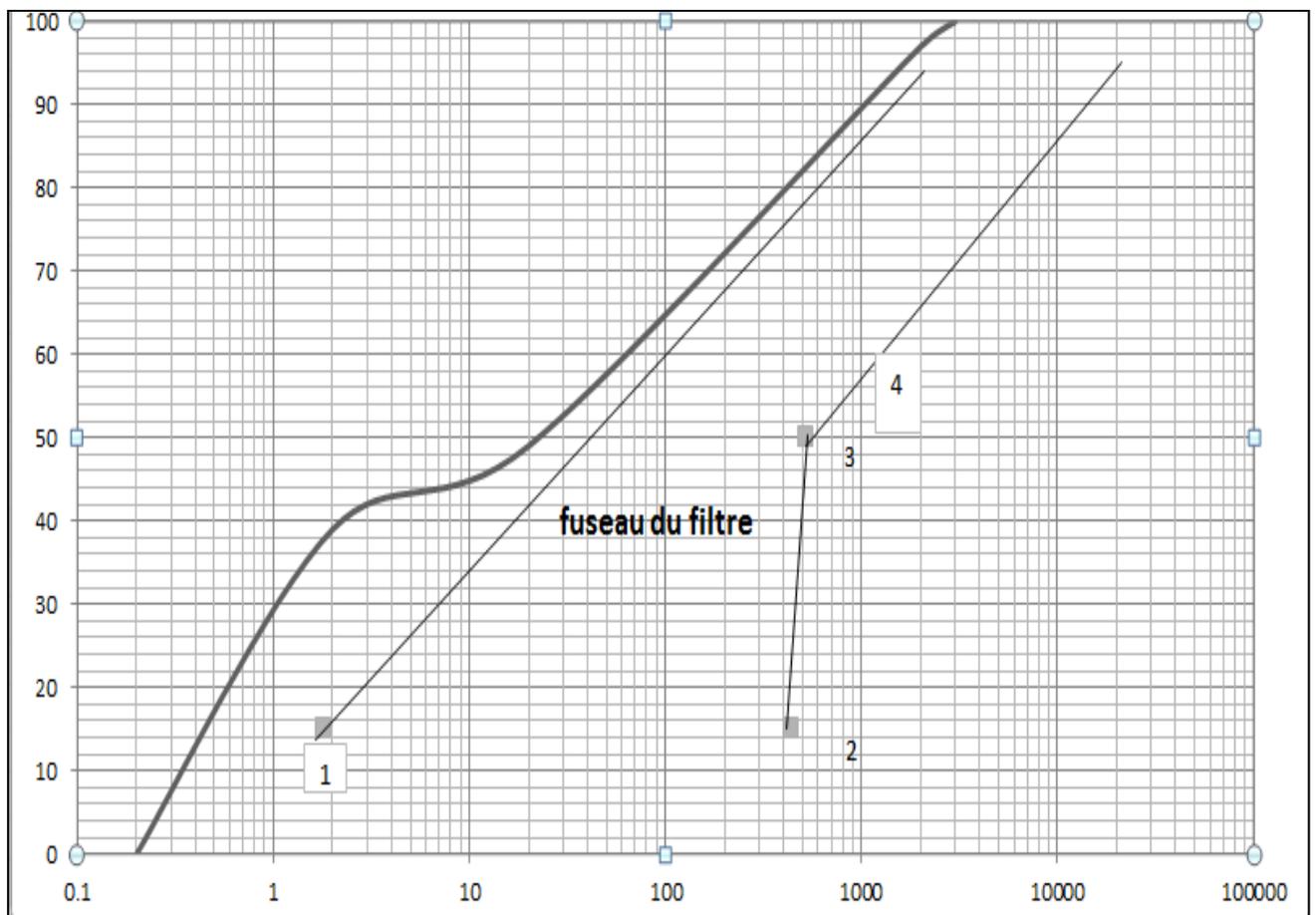


Figure IV. 1 Fuseau du filtre

- Couches horizontales de sables : **0,15m**
- 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 vertical ou inclinées.

#### IV.2.4. Vérification de la condition d'absence du phénomène de renard

La condition de l'absence du phénomène de renard au massif du sol est vérifiée comme suit :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \quad \text{IV.9}$$

Avec :

$$\eta : \text{Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, } \eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,76}{0,06} \quad \text{IV.10}$$

$$n : \text{Porosité du sol en fonction d'unité } n = n_0 - 0,1 \log \eta \quad \text{IV.11}$$

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

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

<b>D<sub>5</sub> (mm)</b>	0.06
<b>D<sub>17</sub> (mm)</b>	0.11
<b>n<sub>0</sub></b>	0.45
<b>n</b>	0.33

$$\text{A. N } \frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n}$$

$$\text{Donc : } 0,55 > 0,4$$

Il n'y a pas de risque de l'apparition du phénomène du renard dans le filtre.

#### IV.2.5. Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre

$$K_F \geq (2 + \sqrt[6]{\eta}) K_N \quad \text{IV.12}$$

□ **K<sub>F</sub>** : Coefficient de perméabilité du filtre  $4,5 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ .

□ **K<sub>N</sub>** : Coefficient d'infiltrations du remblai de la digue  $1,3 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ .

$$\text{AN: } K_F \geq 2,3 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

## IV-3 Étude des infiltrations

### IV-3 -1 Positionnement de la ligne de saturation

La ligne de saturation est le niveau auquel la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ».

Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ; la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

- Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2.Y_0} \quad \text{IV.13}$$

En se reportant à la figure on a :  $Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$  IV.14

D'où :  $Y = \sqrt{2XY_0 + Y_0^2}$  IV.15

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

Niveau de la retenue normale,  $h = 9.5$  m :

$bn' = m3.h$  d'où ;  $b_b = 23.75$  m

L'emprise de :  $L_b = 75.5$  m

$d_d = L_b - 0,7.b$  d'où  $d = 58.88$  m.

On aura donc :  $Y_{b_0} = 0.76$  m

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$Y_b^2 = 1.51.X_b + 0.58 \quad \text{IV.16}$$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau ci-après :

**Tableau IV. 2 Coordonnées de la parabole de KOZENY :**

<b>X(m) digue</b>	-0,38	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	<b>60</b>
<b>Y(m) digue</b>	0,08	0,76	2,85	3,96	4,82	5,55	6,19	6,77	7,31	7,81	8,28	8,72	9,14	<b>9,55</b>

La parabole coupe le plan d'eau amont en un point A situé à une distance horizontale du talus :  $AB = 0,3 b$ . Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny, on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au talus amont en B et tangente à la parabole.

**IV-3 -2 Détermination du point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval**

Cette méthode est celle de Casagrande où il a démontré que  $\Delta l_2$  ne dépend que de la distance focale de la parabole de base de Kozeny et de l'angle du talus aval du barrage ce qui lui a permis de dresser une courbe de variation. La figure IV-2 donne les valeurs de paramètre a en fonction de l'angle  $\alpha$

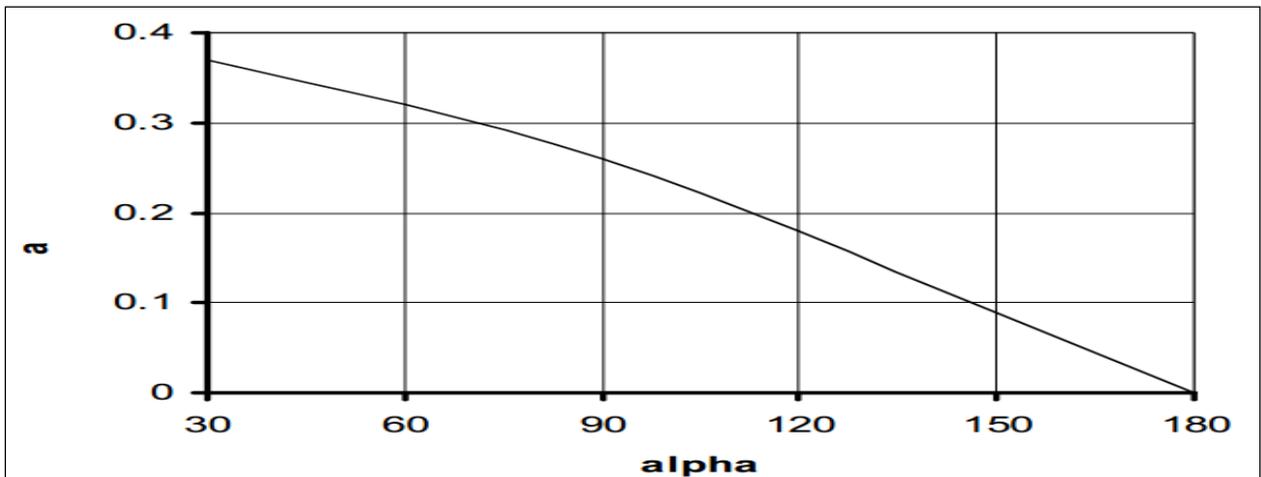


Figure IV. 2 : Courbe de Casagrande pour la détermination du paramètre alpha

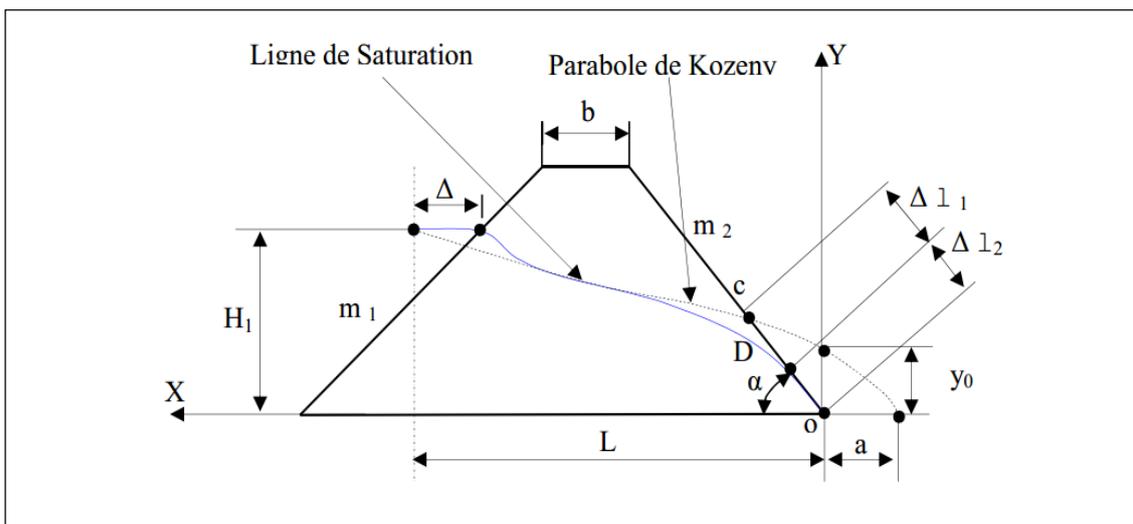


Figure IV. 3 : Correction de la ligne de saturation avec le parement aval

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha < 30^\circ \text{ donc : } \Delta l_2 = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot g(\alpha)} \\ \Delta l_2 = 1.06 \text{ m} \end{array} \right.$$

### IV-3 -3 Débit d'infiltration Pour la digue

Nous appliquons la loi de Darcy pour le calcul du débit de fuite à travers le barrage.

$$q = K.I.A$$

IV.17

Avec :

q : débit d'infiltration (m<sup>3</sup>/s/ml) ;

I : gradient hydraulique ;

K : Coefficient de perméabilité. (K=1.3\*10<sup>-8</sup> m/s) ;

A : Section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par :  $I = \frac{dy}{dx}$  et  $A = y.1$

IV.18

Donc :  $q = K.y \frac{dy}{dx}$

IV.19

Avec :  $y \frac{dy}{dx} = y_0$

D'où:  $q = K.y_0 = K*(\sqrt{(h^2+d^2)}-d)$  m<sup>3</sup>/s/ml.

Le débit total à travers le barrage sera :  $Q = q.L$

IV.20

AN :  $y_0 = 0.76 \text{ m}$

$$\left. \begin{array}{l} K = 1.3 \cdot 10^{-8} \text{ m/s} \\ \end{array} \right\} q = 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

### IV-3.4 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

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

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm}$$

IV.21

$\Delta H$  : perte de charge dans le corps de la digue.

$\delta n$  : épaisseur moyenne de la digue.

$I_{adm}$  : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau IV.3

Tableau IV. 3 : Classification des barrages

Classe de l'ouvrage	Sol de fondation	
	Rocheux	Meuble
I	Hb > 100 m	Hb > 50
II	De 50 à 100 m	De 25 à 50 m
III	De 20 à 50 m	De 15 à 25 m
IV	Hb < 20 m	Hb < 15 m

Notre barrage appartient à la classe IV

Tableau IV. 4 Gradient admissible à travers le remblai terreux.

Sol du corps du barrage	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile	1,5	1,65	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable grossier	0,7	0,8	0,9	1,0
Sable moyen	0,55	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

$$I_{adm}=1,95$$

$$\text{Donc: } \Delta H=9.5 \text{ m; } \delta n =45 \text{ m; } I = 0,21 \leq I_{adm}$$

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

#### IV-4. Etude de stabilité

L'étude de dimensionnement d'un barrage en terre nécessite la vérification de la stabilité de l'ouvrage aux principaux stades de sa réalisation, et notamment lorsque ses conditions de service sont les plus défavorables, c'est-à-dire lorsque l'eau de la retenue atteint son niveau maximal. L'étude de stabilité correspondante comporte généralement l'étude de l'écoulement permanent à travers la digue et sa fondation et l'étude de stabilité en rupture circulaire du talus aval, cette dernière étant faite à partir des contraintes effectives et prenantes en compte les pressions interstitielles obtenues à partir de l'étude d'écoulement.

### IV-4-1 Généralités sur la stabilité des barrages (Talus)

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir à la définition de la géométrie de l'ouvrage (pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique de **FELLENIOUS** et la méthode de bishop dite « méthode des tranches », qui est un calcul en rupture circulaire (Méthode conservative).

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

1/ Soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixes et/ou déterminées a priori.

2/ Soit par une série de calculs de dimensionnement, où l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir au coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

- Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

a-1. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

a-2. Glissement en cascade.

a-3. Glissement, puits renard :

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

- l'instabilité mécanique en fondation.

### IV-4-2 Conséquences de l'instabilité des talus

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (Talus aval et talus amont).

- Fonctionnement normal (talus aval et/ou amont).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

La vérification des talus du barrage par la méthode grapho-analytique consiste à déterminer le coefficient de stabilité « K », qui est le rapport des moments des efforts de stabilité sur les moments des efforts de basculement (forces motrices), par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible «  $K_{adm}$  » déterminé d'après le tableau ci-après

Tableau IV. 5 Coefficient de stabilité admissible des talus

Combinaison des charges et des actions.	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme).	1,2 _ 1,3	1,15 _ 1,2	1,1 _ 1,15	1,05 _ 1,1
Spéciales (avec séisme)	1,05 _ 1,1		1,05	

Notre barrage fait partie de **la classe IV**, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme :  $K_{SS, adm} = 1,05 - 1,1$
- avec séisme :  $K_{AS, adm} = 1,05$ .

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

#### IV-4-3 Ordre de calcul

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle de  $85^\circ$  par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons  $R_1$  et  $R_2$  avec :

$$R_1 = K_1 H_b. \quad \text{IV.22}$$

$$R_2 = K_2 H_b. \quad \text{IV.23}$$

$H_b$  : Hauteur totale du barrage ( $H_b=13$  m).

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

Tableau IV. 6 : Valeurs de K1 et K2

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/Hb$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/Hb$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Pour notre cas :

Tableau IV. 7 : Valeurs utilisées de K1 et K2

Talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Aval	3	1,0	2,3	13	30
Amont	2,5	0,875	2,025	11.4	26.3

Le centre des rayons étant le point « B ». L'intersection des rayons  $R_1$  ;  $R_2$  avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles.

On trace ensuite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à côté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur  $b=0.1R$ , on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la section « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort de séisme.

Poids de la tranche se décompose en deux composantes :

$$\text{❖ Composante normale (forces stabilisatrices) : } N = G_n \cos \alpha \quad \text{IV.24}$$

$$\text{❖ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : } T = G_n \sin \alpha \quad \text{IV.25}$$

Avec :  $\alpha$  : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

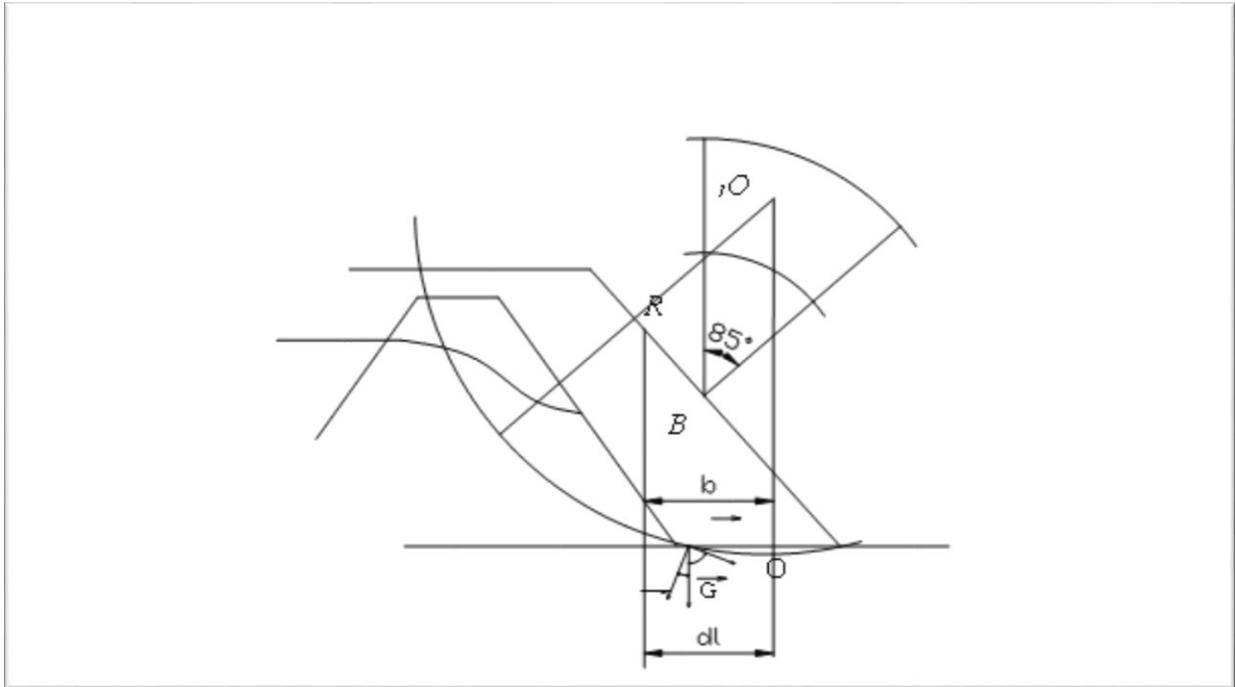


Figure IV. 4 Détail d'une tranche

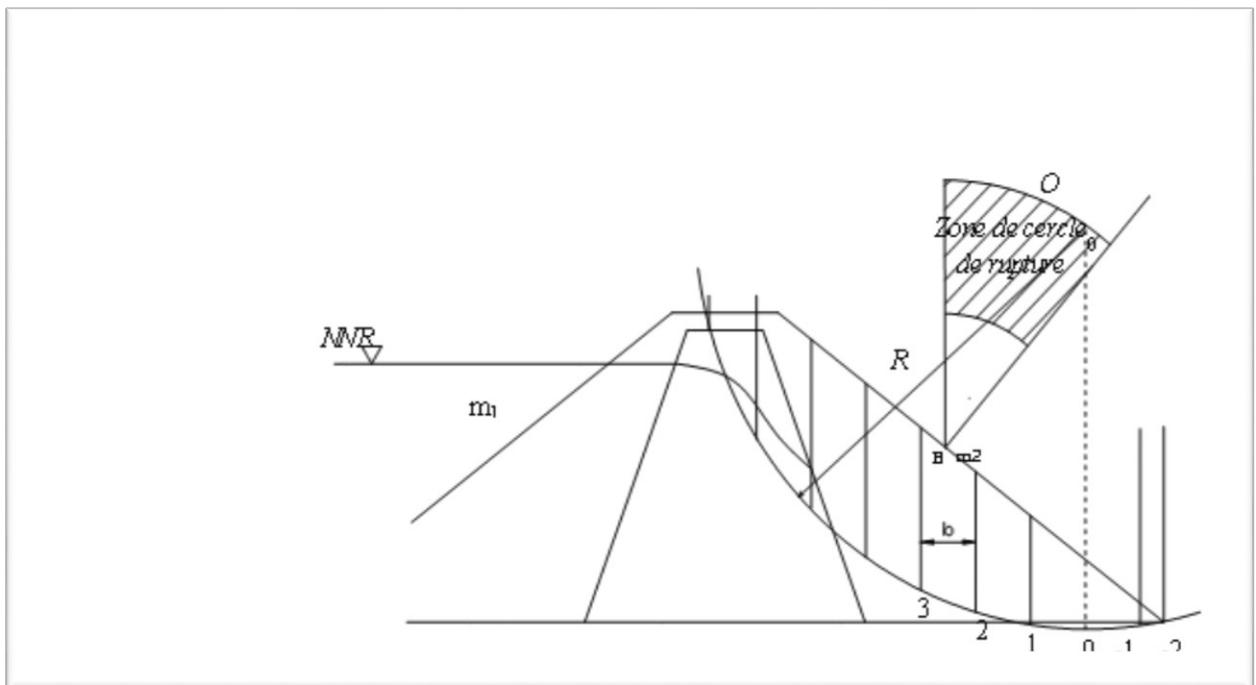


Figure IV. 5 Schéma de calcul de stabilité

#### IV.4.4.Méthode de FELLENIUS

##### IV.4.4.1.Calcul des forces appliquées à chaque tranche

- Force de pesanteur :

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit :  $G_n = b (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3)$ . IV.26

$h_1, h_2, h_3$  : hauteurs des tranches.

$\gamma_1$  : densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation.

$\gamma_2$  : densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation.

$\gamma_3$  : densité de l'assise.

$b$  : largeur de la tranche.

\* Pour le cas d'une vidange rapide on utilise la densité déjaugée  $\gamma' = (\gamma_{sat} - 1)$ .

- **Forces de pression interstitielles**

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

$P_{plain} : U dl = \gamma_w h . dl$ . IV.27

$U$  : pression interstitielle.

$dl$  : longueur en arc de la tranche.

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau  $\delta w = 1 \text{ KN/m}^3$ .

$h$  : hauteur de la tranche.

- **Forces de cohésion :  $F_c = c . dl$** . IV.28

$C$  : Cohésion du sol. (Matériau). (**bar**)

- **Forces dues au séisme :  $T = a G_n$** . IV.29

$a$  : Coefficient de séisme. Accélération fictive due au séisme.

$G_n$  : Poids de la tranche. (**N**)

**Classement des forces** : On peut classer toutes ces forces comme suit :

**1. Les forces stabilisatrices :**

**a) Force de frottement :**

$$F_1 = N_n \text{ tg } \varphi - U \text{ dl tg } \varphi. \quad \text{IV.30}$$

$\Phi$  : Angle de frottement.

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

**b) Force de cohésion :**

$$F_c = c \text{ dl} \quad \text{Avec :} \quad dl = \frac{2\pi R B_i}{360} \quad \text{IV.31}$$

$R$  : rayon de la courbe de glissement. (**m**)

$B$  : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

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

$$M_s = [ (N_n - U \text{ dl}) \text{ tg } \varphi + c \text{ dl} ] R. \quad \text{IV.32}$$

## 2. Les forces motrices

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique  $Nt$  (force de cisaillement) du poids  $G_n$  qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n Tn \quad \text{IV.33}$$

Remarque que  $\text{Sin} \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$ .

$$\text{Cos} \alpha = \sqrt{1 - \text{Sin}^2 \alpha}$$

### IV.4.4.2. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Le coefficient «**Ks**» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

#### a) Retenue pleine :

$$K_{ss} = \frac{\sum (Nn - pi) \text{tg} \varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Gn \text{Sin} \alpha_n} \geq K_{adm} \quad \text{IV.34}$$

$$K_{as} = \frac{\sum (Nn - pi) \text{tg} \varphi_i + \sum Ci.dl}{(1/R) \sum Gn.a_n.d_n} \geq K_{adm} \quad \text{IV.35}$$

**Kss** : coefficient de sécurité sans séisme.

**Kas** : coefficient de sécurité avec séisme.

#### b) Retenue vide (fin de construction) :

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n} \quad \text{IV.36}$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \quad \text{IV.37}$$

#### c) Vidange rapide :

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K_{SS} = \frac{\sum Nntg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm}, \text{ sans séisme.} \quad \text{IV.38}$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nntg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm}, \text{ avec séisme.} \quad \text{IV.39}$$

#### IV.4.4.3. Caractéristiques géotechniques des sols

Les caractéristiques géotechniques des sols de la fondation et des zones d'empruntes pour la digue ont été déterminées par des essais au laboratoire et résumées ci-dessous :

- Matériaux pour les remblais (Remblai humide)
  - Densité humide  $\Upsilon_h$  : 1.82 T/m<sup>3</sup>
  - Densité sèche  $\Upsilon_d$  : 1.54 T/m<sup>3</sup>
  - Densité optimale (Proctor)  $\Upsilon_{opt}$  : 1.7 T/m<sup>3</sup>
  - Angle de frottement interne  $\varphi$ : 25°
  - Cohésion C : 0.46 bars
- Matériaux de fondation
  - Densité humide (moyenne)  $\Upsilon_h$  : 2.07 T/m<sup>3</sup>
  - Densité spécifique (moyenne)  $\Upsilon_s$  : 1.84 T/m<sup>3</sup>
  - Angle de frottement interne  $\varphi$  : 23 °
  - Cohésion (moyenne) C : 0.32 bars
- Matériaux du prisme de drainage
  - Densité  $\Upsilon$  : 1.5 T/m<sup>3</sup>
  - Angle de frottement interne  $\varphi$  : 38°
  - Cohésion C : 0.0 bars
- Matériaux pour les remblais (Remblai saturé)
  - Densité  $\Upsilon$  : 2.00 T/m<sup>3</sup>
  - Angle de frottement interne  $\varphi$  : 25°
  - Cohésion C : 0.46 bars

Pour la vérification de la stabilité lors d'un éventuel séisme, il sera tenu compte d'un coefficient d'accélération sismique égal à 0.2.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau .IV.8

Tableau IV. 8 Résultats de calcul de la stabilité

Cas de sollicitation			Coefficient de sécurité	
			Sans séisme	Avec séisme
			$K_{adm} = (1,05 \text{ _ } 1,1)$	$K_{adm} = 1.05$
Fin de construction (vide)	AMONT	R= 30 m.	1,66	1,40
		R=27,3m.	1,58	1,31
		R=25,7 m	1,60	1,33
	AVAL	R= 28.5 m	1,58	1,31
		R=25 m.	1,59	1,34
		R=32 m	1,68	1,38
Fonctionnement normal	AMONT	R= 31.5 m.	1,53	1,27
		R=27.51m.	1,48	1,23
		R=24.8 m	1,20	1,13
	AVAL	R= 29.7 m.	1,572	1,302
		R=25.8 m.	1,560	1,293
		R=32.5 m	1,600	1,321
Vidange rapide	AMONT	R=30.4 m.	2,89	2,13
		R=27.64m.	2,85	2,11
		R=25.1 m	2,88	2,61

## Conclusion

On remarque d'après les résultats obtenus dans le tableau IV.8 que les coefficients de sécurité minimum calculés pour les différents cas de sollicitation sont strictement supérieurs aux coefficients de sécurité admissibles, ceci pour les cas avec séisme ou sans séisme.

Donc, on conclue que la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

## V.1. Introduction

Pendant l'élaboration d'un projet de barrage, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes qui sont considérablement lié à la sécurité et à l'exploitation des barrages. La conception de ces ouvrages doit tenir compte du type de barrage, sa fondation, la géologie des rives de la vallée, ainsi que la topographie du site et l'occupation du site en aval.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue seront.

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

Chaque catégorie d'ouvrages comporte différentes variantes, présentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrages le plus adéquat en fonction des considérations technico-économiques.

## V-2- Evacuateurs de crues

L'évacuateur de crues doit être en mesure de débiter la plus grande crue calculée, sans que le barrage soit submergé et sans créer d'érosion en aval risquant d'endommager l'ouvrage.

### V-2-1- Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

1. La sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. Les difficultés de réalisation.
3. Les exigences topographiques du site.
4. Les exigences géologiques de la fondation.
5. La facilité d'entretien.
6. La facilité de modification.
7. Le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories :

- a. Les évacuateurs à surface libre appelés déversoirs.
- b. Les évacuateurs vannés de fond ou de demi-fond : par puits noyé.

## V-2-2- Différents types des évacuateurs de crues

Selon leur forme et leur emplacement on distingue :

### A – Evacuateurs de crues de surface ou latéral :

Les déversoirs à seuils libre se révèlent la meilleure option en termes de fiabilité, simplicité, sécurité, coûts de construction et maintenance. Ils ne nécessitent aucune intervention humaine pour leur fonctionnement et ne sont donc pas susceptible de tomber en panne en cas de crue, ou bien de s'ouvrir intempestivement en période normale. L'évacuateur de surface est le plus répandu en raison de sa facilité d'implantation et ses avantages hydrauliques, on distingue :

#### A1- Évacuateur de crue latéral à entonnement frontal :

L'Évacuateur de crue latéral à entonnement frontal a un seuil disposé face à la rivière : l'écoulement ne change pas de direction. Il présente les avantages suivants :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet, ainsi que la facilité de réalisation.
- Le coût de réalisation est peu élevé.

Cependant, ils ne permettent aucune maîtrise du débit déversé (et donc des variations de débit à l'aval), ils exigent donc une protection telle qu'un dissipateur d'énergie en aval.

#### A2- Evacuateur de crue latérale à entonnement latéral :

L'évacuateur est à entonnement latéral lorsque le seuil est disposé parallèlement à la rivière : l'écoulement change de direction à 90°. Lorsque le débit de crue est important, le seuil est en principe très long, ce qui conduit en général à choisir ce type d'évacuateur.

L'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral 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.

### B- Les évacuateurs vannés de fond ou de demi-fond :

Les évacuateurs de crues de demi-fond ou de fond comportent une partie verticale en forme de puits qui se prolonge par une galerie ou une conduite qui passe sous l'ouvrage ou sous l'un de ses appuis et rejoint la vallée au pied du barrage.

Ils fonctionnent en charge normalement sur tout ou partie de leur longueur.

De manière générale, les pertuis de fond comprennent deux vannes : une vanne de garde et une vanne de contrôle du débit.

### **B1- Évacuateur de crues en puits (tulipe) :**

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir 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.

Ce type d'ouvrage équipe le plus souvent les grands barrages vu les avantages suivants :

- a) Évacuation d'importants débits ( $80 < Q < 6000$ ) m<sup>3</sup>/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs présente les inconvénients suivants :

- a) Problème de saturation (débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- b) Problème de vibration.
- c) Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- d) Prévoir des protections anti vortex (coût et entretien).
- e) Dissipation au pied de la digue.

### **B2- 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 le désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.

## **V-2-3 Choix de la variante**

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles.

Ceci nous conduit à rejeter cette variante en plus des difficultés d'implantation.

L'évacuateur de crue latéral s'adapte rigoureusement à notre site, du fait que les excavations seront réduites.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal peut être envisagé, puisque la largeur déversant n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.

Le bon fonctionnement et la sûreté de celui-ci pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique.

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal en rive gauche de la vallée.

### V-2-4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crues est constitué d'éléments suivants :

- 1) Un canal d'approche.
- 2) Un déversoir.
- 3) Un chenal.
- 4) Un convergent.
- 5) Un coursier.
- 6) Un bassin de dissipation.
- 7) Un canal de restitution.
- 8) des murs bajoyers

#### V-2-4.1 Canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider pacifiquement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est peu turbulent avec une vitesse faible.

##### ➤ Vitesse d'approche :

La vitesse est donnée par la relation suivante :

$$V = \frac{Q}{(m(h+p)+b)(h+p)} \quad \text{V.1}$$

b : largeur du déversoir (b= 15 m).

Q : débit évacué (Q= 58.62 m<sup>3</sup>/s).

P : La hauteur de pelle doit satisfaire la condition suivante :  $0.4 < \frac{P}{H} < 1.6$  hauteur de pelle (p = 1 m), (manuel pratique et projet typiques d'évacuateurs de crue p13)

H : charge déversant (h = 1.48 m).

m : fruit de talus du canal d'approche, on prend m = 1 pour les canal non revêtus.

On trouve :  $V=1.35 \text{ m/s}$ .

➤ **Paramètres du canal** : les paramètres de calculs sont résumés comme suit :

Les paramètres	Section 1
Débit laminé ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	58.62
Surface ( $\text{m}^2$ )	43.35
Périmètre (m)	19.96
Rayon hydraulique (m)	2.17
Coefficient de Chézy ( $\text{m}^{1/2}/\text{s}$ )	44.3
Hauteur d'eau (m)	2.48
Côtes (m)	816

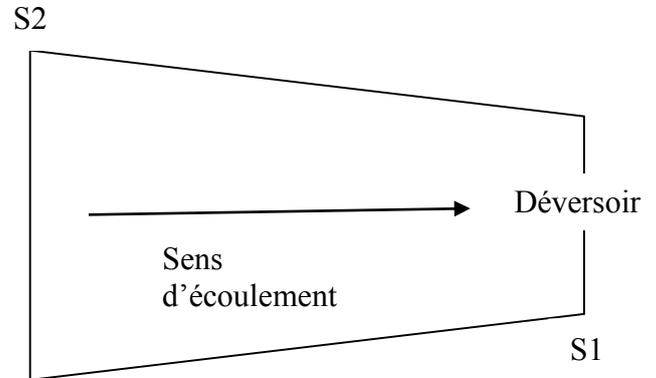


Figure V. 1 Schéma descriptif du canal d'approche

-On détermine la section mouillée nécessaire des tronçons du canal non revêtus (section 2-2)

$$S_2 = \frac{Q}{v_2} = \frac{Q}{v_{adm}} \tag{V.2}$$

La vitesse admissible pour le tronçon en argile dure est de 1.5 m/s

$$A N : S_2 = 39.1 \text{ m}^2$$

Puisqu'on a  $S_2 < S_1$  donc pas de risque d'érosion.

$$\text{Et } V < V_{adm}$$

- Le canal peut ne pas être revêtu sur toute sa longueur, sa largeur et sa profondeur seront fixées durant la réalisation. Donc on prend ( $B_2 = 18 \text{ m}$ ).
- Les hauteurs des murs du canal

$$\text{En calcule la revanche } R = 0.6 + 0.05 \cdot V \cdot (h^{1/3}) \tag{V.3}$$

$$R = 0.83$$

$$H_{mur} = h + R = 3.31 \text{ m}$$

### V-2-4.2 Déversoir

On adopte à un déversoir à profil Creager qui a l'avantage d'éviter toutes sous-pressions qui provoque la cavitation et l'érosion par la suite.

La figure suivante montre les différents paramètres du profil normal du déversoir.

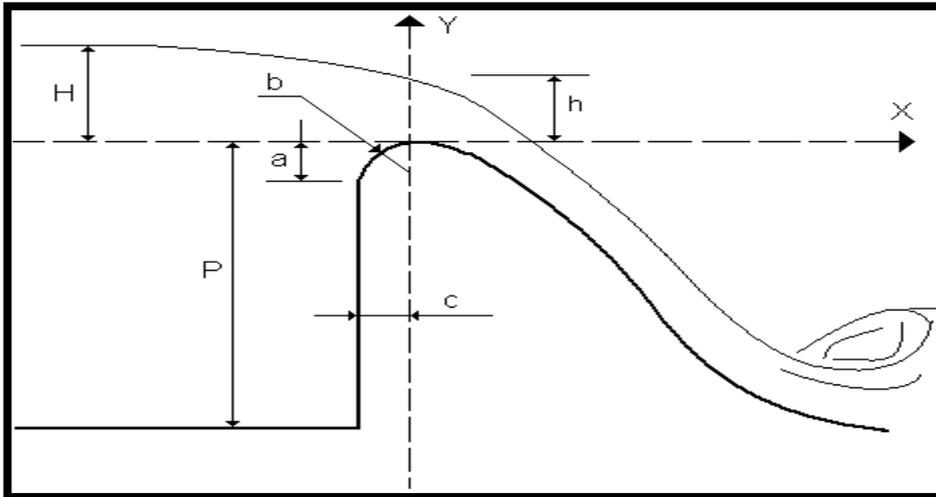


Figure V. 2 : Déversoir

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 0.12 \times H = 0.12 \times 1.48 = 0.18 \text{ m} \quad \text{V.4} \\ b = 0.4 \times H = 0.4 \times 1.48 = 0.60 \text{ m} \quad \text{V.5} \\ c = 0.3 \times H = 0.3 \times 1.48 = 0.45 \text{ m} \quad \text{V.6} \end{array} \right.$$

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

$$y = -\frac{(x^{1.85})}{2 \times H^{(1.85-1)}} \quad \text{V.7}$$

Les résultats du calcul des coordonnées (x, y, y') sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 1 Coordonnées du profil de déversoir

x	Y (m) Le profil de déversoir	Y' (m) La ligne d'eau
0,0000	0,1269	-0,8367
0,1007	0,0362	-0,8085
0,2014	0,0070	-0,7773
0,3020	0,0000	-0,7450
0,4027	0,0070	-0,7068
0,6041	0,0604	-0,6242
0,8054	0,1480	-0,5145
1,0068	0,2577	-0,3826
1,2082	0,3957	-0,2205
1,4095	0,5688	-0,0302
1,7116	0,8789	0,3071
2,0136	1,2434	0,6977
2,5170	1,9733	1,5102

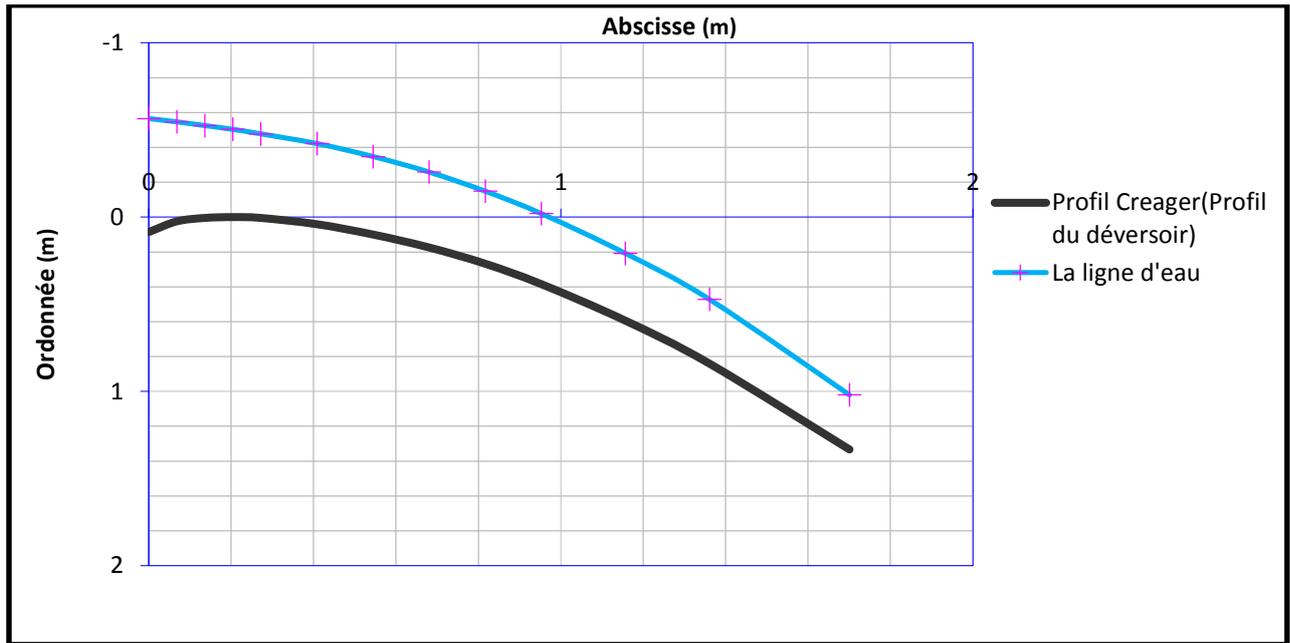


Figure V. 3 Profil de déversoir

#### V-2-4.3 Chenal d'écoulement

Le chenal d'écoulement se situe à l'aval immédiat du déversoir, il doit posséder une pente suffisamment faible ( $i_0 < i_c$ ) pour assurer un écoulement fluvial. La forme rectangulaire est généralement la plus adaptée pour le chenal. L'écoulement dans ce chenal n'est généralement pas uniforme, car le chenal est trop court. Il s'établit un ressaut, juste à l'aval du déversoir, qui conduit à un écoulement fluvial.

Dans notre cas, on prend une pente de **0.1 %**

Une longueur déterminée topographiquement de 37 m

##### ➤ Calcul de la profondeur critique :

L'écoulement dans le chenal est fluvial du fait que la pente est souvent inférieure à la pente critique.

La phase de passage d'un régime fluvial au régime torrentiel ou vis-versa est appelée régime critique où la surface libre occupe le niveau critique, on considère qu'elle est atteinte au point de changement de section.

On calcule la profondeur critique par la formule suivante :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \text{V.8}$$

Avec :

$$q : \text{débit spécifique } q = \frac{Q}{b} \quad (\text{m}^2/\text{s}) ;$$

Q : débit à évacuer ( $Q= 58.62 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

b : largeur du canal ( $b=15 \text{ m}$ ).

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

Après calculs on trouve : **hc=1,16m**.

➤ **Calcul de la profondeur normale :**

La profondeur normale  $h_n$  (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme) se déduit de la formule de Chézy.

$$Q = S.C.\sqrt{RI}$$

Avec : S : section du chenal  $S=b.h_n$  ;

I : pente du chenal  $I=0,1 \%$  ;

Cn : coefficient de Chézy  $Cn = R^{1/6} / n$  V.9

R : rayon hydraulique  $R = \frac{S}{P} = \frac{b.h_n}{2.h_n + b}$  ; V.10

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} . I^{1/2} . (b.h_n)^{5/3} . (2.h_n + b)^{-3/2}$$
 V.11

On aura :  **$h_n = 1.65 \text{ m} > hc=1,16\text{m}$** . Condition vérifiée

➤ **La pente critique :**

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

$$Q = K \times S \times R_H^{2/3} \times I^{1/2}$$
 V.12

Avec :

$R_H$  : rayon hydraulique en m ;

I : pente en m/m ;

S : section mouillée en  $\text{m}^2$  ;

K : coefficient de Manning – Strickler : ce coefficient dépend de la nature des parois.

On prend :  $K = 77 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

Pour une section rectangulaire :

$$I_{cr} = \left[ \frac{Q \times (b + (2 \times h_c)^{2/3})^{2/3}}{K \times (b \times h_c)^{5/3}} \right]^2$$
 V.13

Application numérique :

$$I_{cr} = \left[ \frac{58.62 \times (15 + 2 \times 1.16)^{2/3}}{77 \times (15 \times 1.16)^{5/3}} \right]^2 = 0.002 \text{ m/m}$$

$I = 0.001 \text{ m/m} < I_{cr} = 0.002 \text{ m/m} \Rightarrow$  La condition de la pente pour le chenal d'écoulement est vérifiée.

#### V-2-4.4 Transition (convergent)

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement, et égale à celle du coursier dans sa partie terminale. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

Le convergent doit être dimensionnée de telle sorte que la condition suivante soit vérifiée :

$$\operatorname{tg}(\alpha) < \frac{1}{3F} \quad \text{V.14}$$

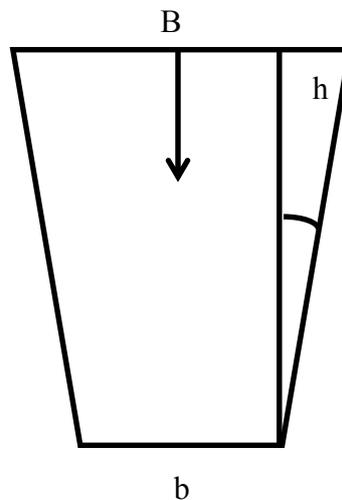


Figure V. 4 Schéma descriptif d'un convergent

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante : (Ref : Manuel de conception des évacuateurs de crues, par Agustín A.G, 2004, page33) :

$$L = 1.6(l_1 - l_2) \quad \text{V.15}$$

Avec :

$l_1$  : Largeur au plafond du bief amont en m.

$l_2$  : Largeur au plafond de la section de contrôle en m c'est la largeur du coursier au même temps.

La largeur finale du convergent se calcule par la formule suivante : (ref : Manuel de conception des évacuateurs de crues, par Agustín A.G, 2004,page33.)

$$l_2 = 0.07 \sqrt{\frac{Q^2}{gP^3}} \quad \text{V.16}$$

$$\text{Où :} \quad P = \left( h + \frac{Q^2}{18.46 b^2 h^2} \right) - H \quad \text{V.17}$$

Avec : P : Hauteur des parements des eaux en aval (m)  
g : Accélération de la gravité ( $m/s^2$ ).

AN :

$$P = 1.65 + \frac{58.62^2}{18.46 \times 15^2 \times 1.65^2} - 1.48 = 0.47 \text{ m}$$

$$l_2 = 0.07 \sqrt{\frac{58.62^2}{9.81 \times 0.47^3}} = 4.1 \approx 5 \text{ m}$$

$$L = 1.6 (15 - 5) = 16 \text{ m}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{(l_1 - l_2)/2}{L} = 0.31 \quad \text{V.18}$$

Le nombre de Froude est donné par la relation suivante :

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \times h}} \quad \text{V.19}$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement en m/s.

g : l'accélération de la pesanteur =  $9.81 \text{ m/s}^2$ .

h : Le tirant d'eau en m.

Application numérique :

$$V = \frac{Q}{l_1 \times h} = \frac{58.62}{15 \times 1.65} = 2.69 \text{ m/s} \quad \text{V.20}$$

$$F = \frac{2.69}{\sqrt{9.81 \times 1.31}} = 0.6$$

$$\frac{1}{3 \times F} = \frac{1}{3 \times 0.75} = 0.55$$

D'où :  $\text{tg}(\alpha) = 0.31 < \frac{1}{3F} = 0.55 \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

➤ **-Calcul de la profondeur à la fin du convergent :**

La section d'écoulement intermédiaire entre le convergent et le coursier est une section de contrôle.

Le tirant d'eau dans cette section est égal à la profondeur critique. C'est un changement du type d'écoulement du fluvial à l'écoulement torrentiel.

Par une application numérique dans la formule de la profondeur critique

$$h = h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} \times \left(\frac{58.62}{5}\right)^2} = 2.41 \text{ m}$$

➤ **La vitesse à la sortie du convergent :**

$$V = \frac{Q}{l_2 \times h} = \frac{58.62}{5 \times 2.41} = 4.87 \text{ m/s} \quad \text{V.21}$$

$$\text{Fr2} = \frac{V}{\sqrt{g \times h}} = \frac{4.87}{\sqrt{9.81 \times 2.41}} = 1.05 \quad \text{V.22}$$

**V-2-4.5 Coursier**

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement et conduit l'eau du convergent au bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

C'est un canal de section rectangulaire de 5.0 m de largeur, d'une longueur de 42,80 m.

La pente du coursier est de  $I = 23,4 \%$ .

➤ **Méthode indirecte d'intégration numérique**

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement par les canaux prismatique, l'équation à résoudre, en considérant  $dQ/dx = 0$ , est :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{(S_0 - S_f)}{(1 - \text{Fr}^2)} \quad \text{V.23}$$

Avec :

$S_0$  : Pente du fond.

$S_f$  : Pente de la ligne d'eau.

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie  $S_f$  peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant d'équation de Manning, l'équation devient en différence finies :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - (n^2 Q^2) / (A^2 R^{4/3})}{1 - (Q^2 B) / (g A^2)} \quad \text{V.24}$$

On donne des valeurs arbitraires à  $y_i$  et on calcul la distance  $dx$  correspondante aux profondeurs  $y_i$  et on calcule la profondeur moyenne :

$$y_{\text{moy}} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2} \quad \text{V.25}$$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul  $dx$  à chaque valeur de  $y_i$  utilisant  $y_{\text{moy}}$ , et on l'ajoute à  $dx$  cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieur à la longueur  $L$ , et on continue avec une valeur de  $y_i < y_0$  jusqu'à trouver la somme de  $dx$  égal à la longueur  $L$  de coursier.

Tableau V. 2 Méthode indirecte d'intégration numérique

Y (m)	Y (m) moy	S (m <sup>2</sup> ) moy	P (m) moy	R (m) moy	Fr <sup>2</sup>	1-FR <sup>2</sup>	$\frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$	I <sub>0</sub> - G	Δx (m)	L (m)
2,41										0,0
2,33	2,37	11,86	9,74	1,22	1,05	-0,05	0,01	0,23	-0,02	0,02
2,26	2,30	11,48	9,59	1,20	1,16	-0,16	0,01	0,23	-0,05	0,07
2,18	2,22	11,11	9,44	1,18	1,28	-0,28	0,01	0,23	-0,09	0,16
2,11	2,15	10,73	9,29	1,15	1,42	-0,42	0,01	0,23	-0,14	0,30
2,03	2,07	10,35	9,14	1,13	1,58	-0,58	0,01	0,23	-0,19	0,49
1,96	2,00	9,98	8,99	1,11	1,76	-0,76	0,01	0,23	-0,26	0,75
1,88	1,92	9,60	8,84	1,09	1,98	-0,98	0,01	0,22	-0,33	1,08
1,81	1,84	9,22	8,69	1,06	2,23	-1,23	0,01	0,22	-0,42	1,50
1,73	1,77	8,84	8,54	1,04	2,53	-1,53	0,01	0,22	-0,52	2,02
1,66	1,69	8,47	8,39	1,01	2,89	-1,89	0,01	0,22	-0,65	2,66
1,58	1,62	8,09	8,24	0,98	3,31	-2,31	0,02	0,22	-0,80	3,46
1,50	1,54	7,71	8,08	0,95	3,82	-2,82	0,02	0,22	-0,98	4,44
1,43	1,47	7,33	7,93	0,92	4,44	-3,44	0,02	0,21	-1,22	5,66
1,35	1,39	6,96	7,78	0,89	5,20	-4,20	0,02	0,21	-1,51	7,17
1,28	1,32	6,58	7,63	0,86	6,15	-5,15	0,03	0,21	-1,89	9,05
1,20	1,24	6,20	7,48	0,83	7,34	-6,34	0,03	0,20	-2,38	11,43
1,13	1,17	5,83	7,33	0,79	8,86	-7,86	0,04	0,19	-3,05	14,49
1,05	1,09	5,45	7,18	0,76	10,83	-9,83	0,05	0,19	-3,99	18,48
0,98	1,01	5,07	7,03	0,72	13,43	-12,43	0,06	0,17	-5,38	23,86
0,90	0,94	4,69	6,88	0,68	16,94	-15,94	0,08	0,16	-7,56	31,43
0,83	0,86	4,32	6,73	0,64	21,78	-20,78	0,10	0,14	-11,39	<b>42,81</b>

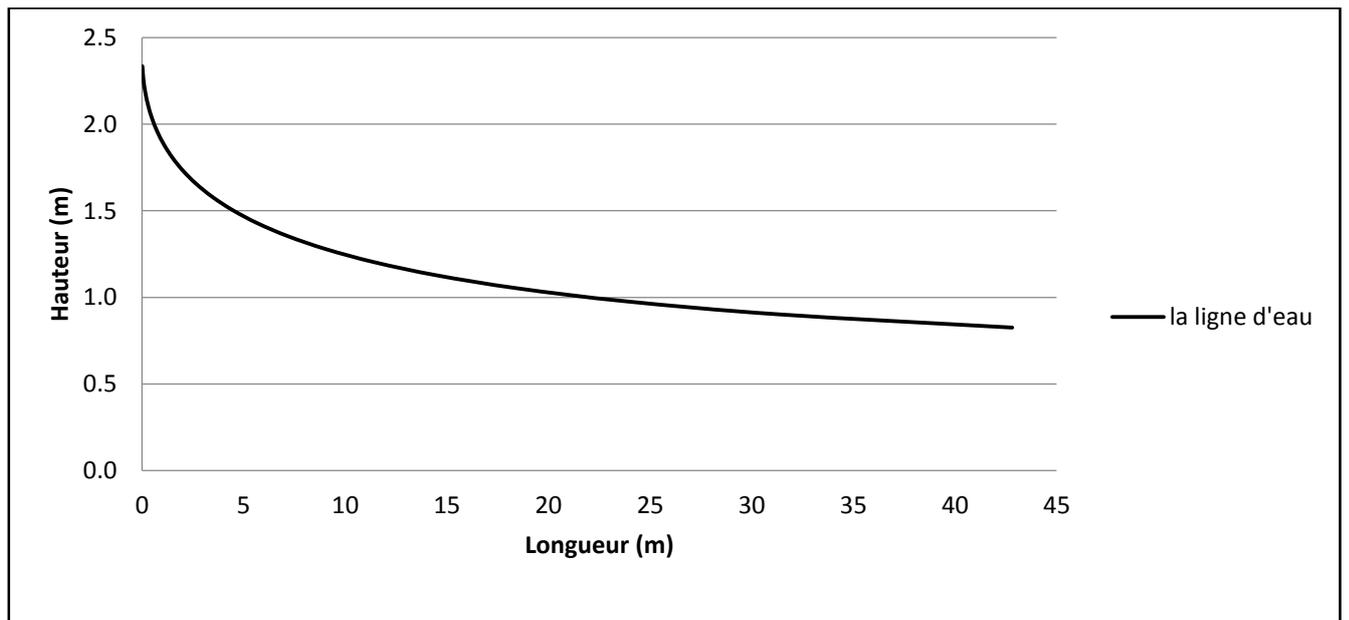


Figure V. 5 Représentation graphique de la ligne d'eau

**La hauteur normale dans le coursier :**

$$h_n = 0.80 \text{ m}$$

- **Interprétation :** D'après la courbe du plan d'eau le long du coursier on constate que la hauteur  $h_0$  est supérieure à la hauteur normale  $h_n$  le long de la longueur du coursier. Et comme on a le  $h_n < h_c$  donc on peut conclure que la courbe de remous est de type S2.
- **Représentations de la ligne d'eau par le logiciel " Canal 21 "**

Tableau V. 3 Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau

Débits (m <sup>3</sup> /s)	Hc (m)	Largeur (m)	Longueur (m)	Pente (%)	Cote de fond (m)	Strickler m <sup>1/3</sup> /s
67	2.41	5 m	42.8 m	23.4	802.35	74.63

Les calculs de la ligne d'eau ont été vérifiés par le logiciel " Canal 21 " les résultats sont présentés comme suit :

Tableau V. 4 Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

x (m)	Y (m)	V (m/s)	J (m)	Hs (m)	Froude	régime
0	2,41	4,8647303	0,0028	3,501	1,050521733	torrentiel
4	1,58	7,4202532	0,0056	3,737	1,884758348	torrentiel
8	1,47	7,9755102	0,0073	3,965	2,100222486	torrentiel
12	1,2	9,77	0,0088	4,186	2,847537401	torrentiel
16	1,12	10,467857	0,0103	4,402	3,158015608	torrentiel
20	1,09	10,755963	0,0117	4,612	3,289285414	torrentiel
24	1,03	11,382524	0,0131	4,816	3,580844558	torrentiel
28	0,98	11,963265	0,0145	5,015	3,858355078	torrentiel
32	0,94	12,47234	0,0159	5,208	4,107234749	torrentiel
36	0,9	13,026667	0,0172	5,396	4,384070626	torrentiel
40	0,87	13,475862	0,0185	5,578	4,612776655	torrentiel
43	0,83	14,125301	0,0198	5,756	4,950216205	torrentiel

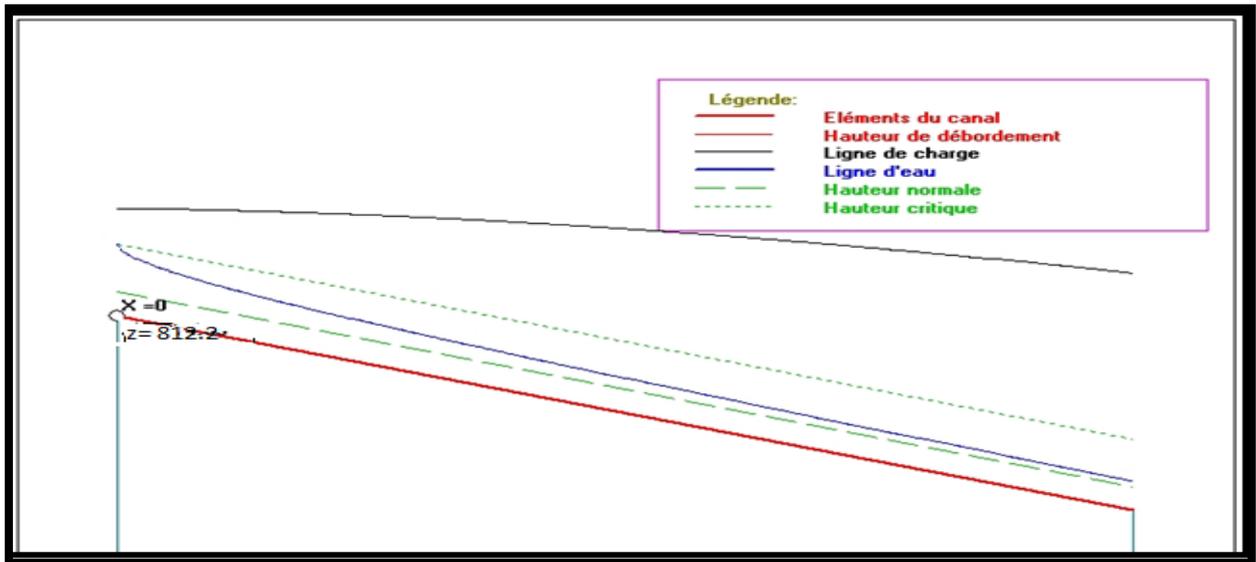


Figure V. 6 Caractéristiques de l'écoulement dans le coursier ( calculées par Canal 21)

#### V-2-4.6 Bassin de dissipation

La méthodologie qu'on présente s'appuie sur les données connues suivantes :

- Débit de projet, Qd
- Largeur du dissipateur, bb
- Hauteur de l'écoulement d'eau en aval (imposée par l'oued ou le canal de sortie) Y3
- Hauteur de l'écoulement d'eau à l'entrée du dissipateur, Y1

a- Calcul de la vitesse à l'entrée du dissipateur  $V_1$  (m) :

$$v_1 = q / Y_1 \quad \text{V.26}$$

AN :  $V_1 = 14.12 \text{ m/s}$

b- Calcul du nombre de Froude à l'entrée du dissipateur  $FR_1$  :

$$F_{R1} = \frac{v_1}{\sqrt{gY_1}} \quad \text{V.27}$$

AN :  $F_{R1} = 4.95$

c- Choix du type de dissipateur :

Le type du bassin de dissipation est en fonction de nombre de Froude et de la vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin. Selon la classification USBR il y a trois types :

- Si ( $2,5 < F_{r1} < 4,5$ ) le saut est oscillant ; on conçoit un dissipateur de type I.
- Si ( $F_{r1} > 4.5$ ) le saut est stable, alors :
  - Si ( $V_1 < 15 \text{ m/s}$ ), on conçoit un dissipateur de type II.
  - Si ( $V_1 > 15 \text{ m/s}$ ), on conçoit un dissipateur de type III.

Pour notre cas il faut concevoir un bassin de type II ( $V_1=14.12 \text{ m/s}$  ; et ;  $F_{r1} = 4.95$ )

d- Conception d'un dissipateur de Type II ( $F_{r1} > 4.5$  ;  $V_1 < 15 \text{ m/s}$ )

On calcule la hauteur de l'écoulement d'eau  $T_a$  à partir de l'équation suivante :

$$T_a = Y_1(1.42F_{r1} - 0.604) \quad \text{V.28}$$

AN :  $T_a = 5.33$  m

La hauteur conjuguée de ( $Y_1$ ) :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 0.5 \left( \sqrt{8F_{r1}^2 + 1} - 1 \right) \quad \text{V.29}$$

AN :  $Y_2 = 5.41$  m

La longueur des dissipateurs (LII) :

$$L_{II} = Y_2(1.62 + 0.1788 F_{R1} - 0.007 F_{R1}^2) \quad \text{V.30}$$

AN :  $L_{II} = 13$  m

**Les dimensions des dents défectrices :**

**Tableau V. 5 Dimensions des dents défectrices**

Grandeur	Formule	Valeur (m)
Hauteur	$Y_1$	0.85
Épaisseur	$Y_1$	0.85
Espace entre les dents	$Y_1$	0.85
Espace fractionnel	$0.5Y_1$	0.45

Le nombre de dents défectrices ( $n$ ) :

$$n = \frac{b}{2Y_1} \quad \text{AN : } n=8 \quad \text{V.31}$$

**Dimensions des blocs amortisseurs d'énergie**

$$h_3 = Y_1 (0.545 + 0.175F_{r1}) = 1.13 \text{ m}$$

$$\text{Hauteur} = h_3 = 1.13 \text{ m}$$

$$\text{Épaisseur} = 0.75 h_3 = 0.85 \text{ m}$$

$$\text{Longueur} = 1.2 h_3 = 1.56$$

$$\text{Épaisseur supérieure} = 0.2 h_3 = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Espace entre les blocs} = 0.75 h_3 = 0.85 \text{ m}$$

$$\text{Nombre des blocs} = 7$$

**Dimensions du seuil terminal :**

$$H_4 = Y_1 (0.956 + 0.063F_{R1}) \quad \text{V.32}$$

**Tableau V. 6 Dimensions du seuil terminal**

Hauteur (m)	$h_4$	1
Épaisseur de la face supérieure du seuil (m)	$0.4h_4$	0.4
Longueur (m)	$2.04h_4$	2.04

**V-2-4.7 Canal de fuite**

Le canal de fuite fait suite directement au bassin de dissipation, il sert à conduire l'eau jusqu'au cours d'eau naturel.

Le canal de fuite projeté est de section trapézoïdal, fruits des talus  $m=1$  et une pente de  $i=2\%$ .

a) Profondeur critique

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

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}} \quad V.33$$

$$\sigma_{cr} = \frac{K * m}{b}$$

AN :  $K = 1.27 \text{ m}$  ;  $\sigma_{cr} = 0.098$  Alors :  $h_c = 1.23 \text{ m}$ .

b) Pente critique

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 * C_{cr}^2 * R_{cr}} \quad V.34$$

Avec :  $S_{cr}$  : surface mouillée.  $S_{cr} = 17.51 \text{ m}^2$ .

$R_{cr}$  : Rayon hydraulique :  $R_{cr} = 1.06$

$$C_{cr} : \text{Coefficient de Chézy} : C_{cr} = \frac{1}{n} * R^{1/6} = 77.7 \quad V.35$$

D'où :  $I_{cr} = 1.75 \times 10^{-3}$ .

c) Profondeur normal

La profondeur normal est de :  $h_n = 1.52 \text{ m}$ . (Par itération).

$h_n > h_c$  donc l'écoulement est fluvial.

d) Vitesse dans le canal

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b * h_n} = 3 \text{ m/s}. \quad V.36$$

**V-2-4.8 Hauteur des murs bajoyers**

➤ **Hauteur de mur de canal d'amenée : (en pierre)**

$H_{\text{canal d'amenée}} = \text{hauteur d'eau} + \text{élévation du à la courbure du canal}$

La entrée en prend 1.8 m en milieu de 2 m al la fin de 2.5

➤ **Hauteur des murs à l'entrée du déversoir :**

On a : 
$$\mathbf{h_m = h_e + r}$$

$h_m$  : Hauteur des murs bajoyers en [m].

$h_e$  : Lamme d'eau sur le déversoir [m].

$r$  : Revanche de sécurité (m) donnée par  $[r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}]$ . V.37

**A.N:**

$V = Q/S = 3.82 \text{ m/s}$                       donc:                       $r = 0.83 \text{ m}$ .

$h_m = 1.48 + 0,83 \approx 2.3 \text{ m}$

➤ **Hauteur des murs du chenal :**

$h = h + r = 1.48 + 0.9 \approx 2.4 \text{ m}$

Avec :

$r = 0,6 + 0,05 V_n^*(H_n^{1/3})$  V.38

➤ **Hauteur des murs au début du coursier :**

$H_m = h_e + r = 2.41 + 0,91 \approx 3,4 \text{ m}$       avec:

$r = 0,6 + 0,05 V_c^*(H_c^{1/3})$  V.39

➤ **Hauteur des murs à la fin du coursier :**

$H_m = h_e + r = 0.83 + 1.26 \approx 2,2 \text{ m}$

Avec  $r = 0,6 + 0,05 V_f^*(H_f^{1/3}) = 1.26 \text{ m}$  V.40

➤ **hauteur de bassin de dissipation :**

$h_m = h_e + r = 5.41 + 1.96 = 7.35 \text{ m}$  avec :

AN :

$r = (V_1 + Y_2) 0.1 = (14.12 + 5.32) 0.1 = 1.96 \text{ m}$  V.41

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0.5m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

## V-2-5 Vérification de l'apparition des phénomènes hydraulique 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 :

$$b/h < (10 \div 12) \text{ et } Fr^2 < 40$$

✓ **b** : largeur du coursier.

✓ **Fr** : Nombre de Froude.

✓ **h** : profondeur d'eau minimale dans le coursier.

$$b/h = 5/0.83 = 6.02 \quad \text{et} \quad Fr^2 = (4.95)^2 = 24.5$$

Les deux conditions sont vérifiées donc pas d'apparition de vagues roulantes

## V.3. Dimensionnement de la prise d'eau

Après analyse de la capacité de la retenue et des conditions hydrauliques, nous avons choisi la variante avec une seule conduite Prise de fond-Vidange adaptée au type de retenue étudiée dans ce chapitre. La variante avec deux conduites prises et vidange de fond a été écartée.

Le diamètre de la conduite de la prise d'eau est en fonction de la demande en eau durant la consommation de pointe.

Étant donné l'usage à but agricole de la retenue (irrigation des terres), la consommation maximale est observée durant le mois de Juin :  $V_{\max} = 28044,6 \text{ m}^3$ .

$$\text{Donc : } Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} \quad V.42$$

Avec : T : temps de prise (T=29 jours à raison de 20 heures de fonctionnement par jour)

D'où :  $Q_{\max} = 0,0132 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### V.3.1 Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \quad (\text{m}^3/\text{s}). \quad V.43$$

- $\mu$  : coefficient de débit,  $\mu = 0,3$
- S : section de la conduite en  $\text{m}^2$
- H : charge d'eau minimale  $H = 7 \text{ m}$

On trouve :  $S=0.0038 \text{ m}^2$  ;

-Le diamètre de la prise d'eau sera égal à

Donc  **$D=0.07 \text{ mm}$** .

Nous prenons :  **$D = 100 \text{ mm}$**

- **Correction de la valeur de coefficient  $\mu$  :**

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}} \quad V.44$$

$\sum \xi_s$  : Somme des coefficients de pertes de charge singulières et elles sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\sum \xi_s = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot L}{D} \quad \text{Avec } \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} = 0.027 \quad V.45$$

$$\text{AN : } \sum \xi = 20.3 \text{ m.}$$

$\mu=0,22$  .Donc :  $S=0,005 \text{ m}^2$ . On trouve :  **$D = 82$** , on prend un diamètre  **$D=100 \text{ mm}$** . Car le type de conduite en acier

### V.3.2 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

$$\text{On a : } V=Q/S \quad V=2.64 \text{ m/s.}$$

## V.4. Vidange de fond

### V.4.1 Calcul du débit moyen évacué

$$Q = Vu/Tv \quad V.46$$

Avec :

$Vu$  : volume utile,  $Vu= 213 \ 539 \text{ m}^3$

$Tv$  : durée de vidange,  $T=10 \text{ jours} = 864000 \text{ s}$

$Q = 0.247 \text{ m}^3/\text{s} = 247 \text{ l/s}$ .

### V.4.2 Calcul de la section de la conduite

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \quad V.47$$

Avec :

$Q = 247 \text{ l/s}$

$m = 0.3$

$H = 8.66 \text{ m}$

On obtient une section  $S = 0.066 \text{ m}^2$

D'où  $D = 0.290 \text{ m}$ .

On opte pour un diamètre standardisé supérieur égal à 400 mm

### V.4.3 Calcul du temps de vidange

Pour le calcul du temps de vidange nous avons utilisé les formules suivantes :

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \quad \text{et} \quad dv = Qdt \quad V.48$$

Avec : H : La charge d'eau (m)

S : Section de la conduite.

Tableau V. 7 Calcul du temps de vidange

Niveau d'eau dans la retenue	Volume correspondant	Volume évacué $V_i$	Hauteur d'eau	Débit moyen $Q_{\text{moy}}$	Temps de vidange
m NGA	$\text{m}^3$	$\text{m}^3$	m	$\text{m}^3/\text{s}$	s
813	220322		10		
812	188922	61400	9	0,50070468	122627,1743
811	137222	51700	8	0,472068899	109517,9117
810	95622,4	41600	7	0,441580021	94207,16073
809	62672,4	32950	6	0,408823659	80597,09676
808	37522,4	25150	5	0,373203233	67389,55547
807	20022,4	17500	4	0,33380312	52426,11277
806	9072,4	10950	3	0,289081982	37878,52823
805	3222,4	5850	2	0,23603445	24784,51773
804	672	2550	1	0,16690156	15278,46715
803	0	670	0,1	0,052778907	12694,46513
$T_v \text{ (s)}$					617400,9899
$T_v \text{ (j)}$					7,15 j

Donc on aura un temps de vidange pour un diamètre de 400 mm de 7 Jours 3h 36 min

## Conclusion

Les ouvrages annexes d'un barrage sont d'une importance capitale puisqu'ils sont liés à la sécurité et à l'exploitation de l'ouvrage dans ce cas, on doit éviter tout sous-dimensionnement de chaque ouvrage.

Dans ce chapitre, et après avoir analysé la topographie du site, nous avons opté pour un évacuateur de crues latéral à entonnement frontal qui présente des avantages importants

Pour le dimensionnement de cet évacuateur, la vitesse d'approche dans est de 1.35 m/s. Pour ce qui est du déversoir, il a été dimensionné selon un profil de type Creager pour mieux anticiper les chutes et éviter l'érosion régressive.

L'évacuateur de crues se termine par un bassin d'amortissement à ressaut de type II et de longueur égale à 13 m avec des blocs de chute.

Étant donné la capacité de la retenue (inférieure à un million m<sup>3</sup>), la vidange de fond (confondue avec la prise d'eau) a été dimensionnée pour un diamètre de 400 mm, ceci pour évacuer un débit de pointe observé durant le mois de Juin.

## VI. Introduction

L'organisation d'un chantier est l'ensemble de dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions d'un projet ou d'un travail quelconque.

Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

Cette organisation consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter.

Organiser un chantier revient donc à prendre toutes les mesures possibles pour que la réalisation du projet se fasse :

- En conformité avec les plans établis ;
- De bonne qualité ;
- Aux moindres délais ;
- Aux moindres coûts ;
- Sans accidents humains.

### VI.1. Installation de chantier

#### 1. Installations destinées au personnel

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

#### 2. Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange, ce qui facilite le dosage du béton.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits à l'abri d'une forte humidité (baraquements, hangars...).

#### 3. Installations destinées à la réparation des engins

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

#### 4. Installations pour la préfabrication

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ... etc.

### **VI.2. Ordre d'exécution des travaux**

- Installation du chantier ;
- Implantation des axes des différents ouvrages ;
- Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dit et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues ;

### **VI.3. Successions des opérations du chantier**

#### a- Travaux préparatoires

- Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction ;
- Décapage de l'emprise de la digue et des installations du chantier ;
- Préparation des zones d'emprunt ;
- Déboisement et défrichage de la cuvette.

#### b- Exécution de l'ouvrage

- Remblaiement de la clé d'encrage et des fondations jusqu'au terrain naturel ;
- Mise en place de la conduite de prise d'eau
- Approvisionnement des matériaux filtrants ;
- Exécution du remblai de la retenue ;
- Génie civil des ouvrages de prise
- Génie civil de l'évacuateur de crues ;
- Mise en place de revêtement des talus ;
- Mise en place des équipements hydromécaniques ;
- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de la crête de la digue et de route d'accès....

## VI.4. Besoins mécaniques des principaux travaux

Nous prévoyons une route d'accès à tous les ouvrages pendant la construction, les engins utilisés sont :

- Pour l'exécution des déblais et des remblais nous utilisons des bulldozers ;
- Pour l'extraction des alluvions nous utilisons des pelles retro ;
- Pour le transport des terres nous utilisons des camions à benne ;
- Pour les travaux de finition (régalage et compactage) nous utilisons des niveleuses et des compacteurs à pneus.

### 1. Travaux de terrassement

Les travaux de terrassement sont exécutés avec le même matériel utilisé pour les voies d'accès (bulldozers, pelles retro, camions à benne, niveleuses, compacteurs à pneus...)

### 2. Excavation de la fouille :

L'excavation de la fouille (à ciel ouvert) se fait à l'aide de bulldozers et des pelles ; la succession des travaux est comme suite :

- Creusage et déplacement des terres en utilisant un bulldozer ;
- Chargement des terres dans des camions à benne à l'aide d'une pelle chargeuse ou en utilisant des chargeurs ;
- Le transport des terres se fait à l'aide des camions à benne qui permettent aussi leur déchargement.

### 3. Exécution de la digue

#### a- Décapage de la couche végétale

- Pour le creusage et le déplacement des terres nous utilisons des bulldozers ;
- Des chargeurs sont utilisés pour le chargement des terres ;
- Le transport des terres est assuré par des camions à bennes.

#### b- Exécution de la fouille du noyau

- Les terrains meubles seront excavés à l'aide des pelles ;
- Les terrains rocheux à l'aide d'explosifs.

#### c- Exécution du noyau de la digue

- 1- Déchargement : se fait à l'aide des camions à bennes ;
- 2- Régalage : se fait à l'aide de niveleuses ;
- 3- Humectage : à l'aide des camions citernes ;
- 4- Compactage : s'effectue en utilisant des compacteurs à pied de mouton jusqu'à atteindre la densité optimale.

## 4. Exécution de l'évacuateur de crues

Il est nécessaire que les coffrages aient une raideur suffisante pour résister à la pression du béton, lors de sa mise en place et surtout au cours de la vibration. Les coffrages doivent être également suffisamment bien ajustés entre eux afin d'éviter les pertes de mortiers. Les fixations de coffrage intérieur au béton doivent être conçues de façon à ce que le démontage des coffrages puisse être effectué sans destruction du béton.

## 5. Rendement des différents engins

## a) Engin de prélèvement

L'engin utilisé est la "chargeuse-pelleteuse", munie d'une pelle rétro et d'un chargeur. Nous pourrions utiliser aussi l'excavateur ; son rendement est estimé à :

$$R_{ex} = g \cdot n \cdot \frac{K_r \cdot K_u}{K_a}, \quad \text{VI.1}$$

n : nombre de cycles de l'excavateur =  $3600/T$  ;

T : durée d'un cycle = f (distance et volume de la carrière) ;

g : capacité du godet =  $(2,15 \div 2,5) \text{ m}^3$  ;

K<sub>r</sub> : coefficient de remplissage du godet =  $(0,8 \div 0,9)$  ;

K<sub>u</sub> : coefficient d'utilisation =  $(0,7 \div 0,9)$  ;

K<sub>a</sub> : coefficient d'ameublissement du sol =  $(1,14 \div 1,25)$ .

## b) engin de transport

L'engin le plus souvent utilisé est le camion à benne. Son rendement est estimé à :

$$R_b = 60 \cdot Q \cdot \frac{K_i \cdot K_u}{T}, \quad \text{VI.2}$$

Q : capacité du camion à benne =  $(5 \div 7)$

K<sub>i</sub> : coefficient d'uniformité de présentation du camion de charge

K<sub>i</sub> = 0,9 ;

K<sub>u</sub> : coefficient d'utilisation = 0,85 ;

T : durée du cycle de travail = f (chargement, transport, Déchargement, retour à vide).

Le nombre de camions à benne qui doit être utilisé se déduit de la manière suivante :

$$n = \frac{R_{ex}}{R_b} \quad \text{VI.3}$$

## c) Engin de nivellement

L'engin qui est utilisé souvent est la niveleuse.

Son rendement est estimé à :

$$R_n = q \cdot n \cdot K_u \cdot K_p$$

D' où :

Q : volume du sol devant la lame de niveleuse ;

n : nombre de cycle pour une opération complète ;

K<sub>u</sub> : coefficient d'utilisation ;

K<sub>p</sub> : coefficient de perte du sol.

#### d) Engin de compactage

Les engins de compactage sont diversifiés et interviennent suivant la nature du sol à compacter et la profondeur. Leur rendement est évalué suivant cette formule :

$$R = K \cdot \frac{V \cdot L \cdot H}{N}, \quad \text{VI.4}$$

K : coefficient d'efficience ;

V : vitesse du compacteur (m/s) ;

L : largeur traitée (m) ;

H : épaisseur de la couche (m) ;

N : nombre de passes

## VI.5 Planification

### VI.5.1 Définition

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

## VI.5.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

### VI.5.2.1 Méthodes basées sur le réseau

#### 1. Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

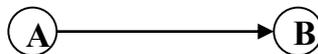
##### ➤ Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

##### ➤ Réseau à nœuds :



L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches

L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

#### 2. Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

##### ❖ Etablissement d'une liste des tâches :

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

##### ❖ détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

##### ❖ Construction des graphes partiels :

##### ❖ Regroupement des graphes partiels :

##### ❖ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage :

##### ❖ Construction du réseau.

### 3. Différentes méthodes basées sur le réseau :

#### ✚ Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

#### ✚ Method P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technic):

C'est-à-dire une technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

#### ✚ Method P.D.M (Procedure Diagram Method):

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

- Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B) ;

Savoir :

- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

### **VI.5.2.2 Méthodes basées sur le graphique**

#### 1. Méthode linéaire (ligne of balance technico) :

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

#### 2. Méthode à barres :

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail).

### **VI.5.2.3 Etapes de planification**

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

- 1 la collecte d'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.

- la décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

- relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation ; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

- choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M

### VI.5.3 Paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR : temps de réalisation ;
- DCP : date de commencement au plus tôt ;
- DCPP : date de commencement au plus tard ;
- DFP : date de finition au plus tôt ;
- DFPP : date de finition au plus tard ;
- MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

VI.5

### VI.5.3.1 Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases} \quad VI.6$$

### VI.5.3.2 Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;

Dimensions du projet.

- En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante :

$$T = \frac{Q.N}{n} \quad VI.7$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

## VI.5.4 Plannings

Il existe trois types de plan de travail :

### VI.5.4.1 Plan de travail au plus tôt

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

### VI.5.4.2 Plan de travail au plus tard : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

### VI.5.4.3 Plan de travail intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date u plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

## VI.6 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes taches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne nescience la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à

- La mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié ;
- Le bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport ;
- La combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

## VI.7 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1 : Symboles des opérations

Phases des Travaux	Opérations	Duré (mois)
Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier ;	A	1
Phase 02 : décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ;	B	1
Phase 03 : décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage ;	C	1
Phase 04 : préparation des zones d'emprunt ;	D	2
Phase 05 : déboisement de la cuvette ;	E	2
Phase 06 : remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	F	1
Phase 07 : approvisionnement du filtre	G	2
Phase 08 : mise en place un système de drainage	H	1
Phase 09 : remblai compacté	I	4
Phase 10 : excavations de l'évacuateur de crues	J	1
Phase 11 : génie civil de l'évacuateur de crues	K	3
Phase 12 : revêtements de talus	L	2
Phase 13 : équipements hydraulique	M	2
Phase 14 : travaux des finitions	N	2

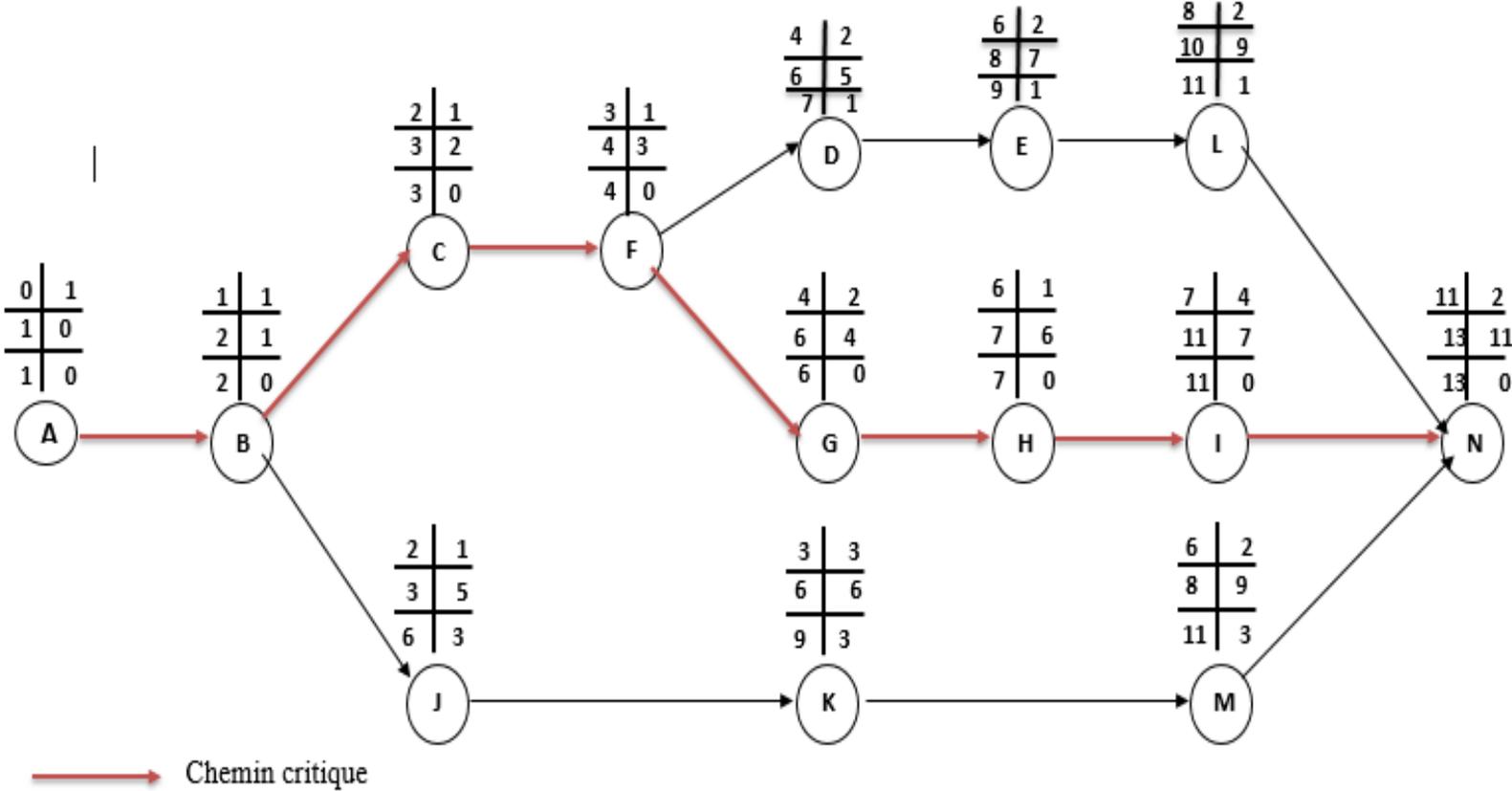


Figure VI. 1 Réseau à nœuds

## VI.8 Détermination des chemins critiques

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

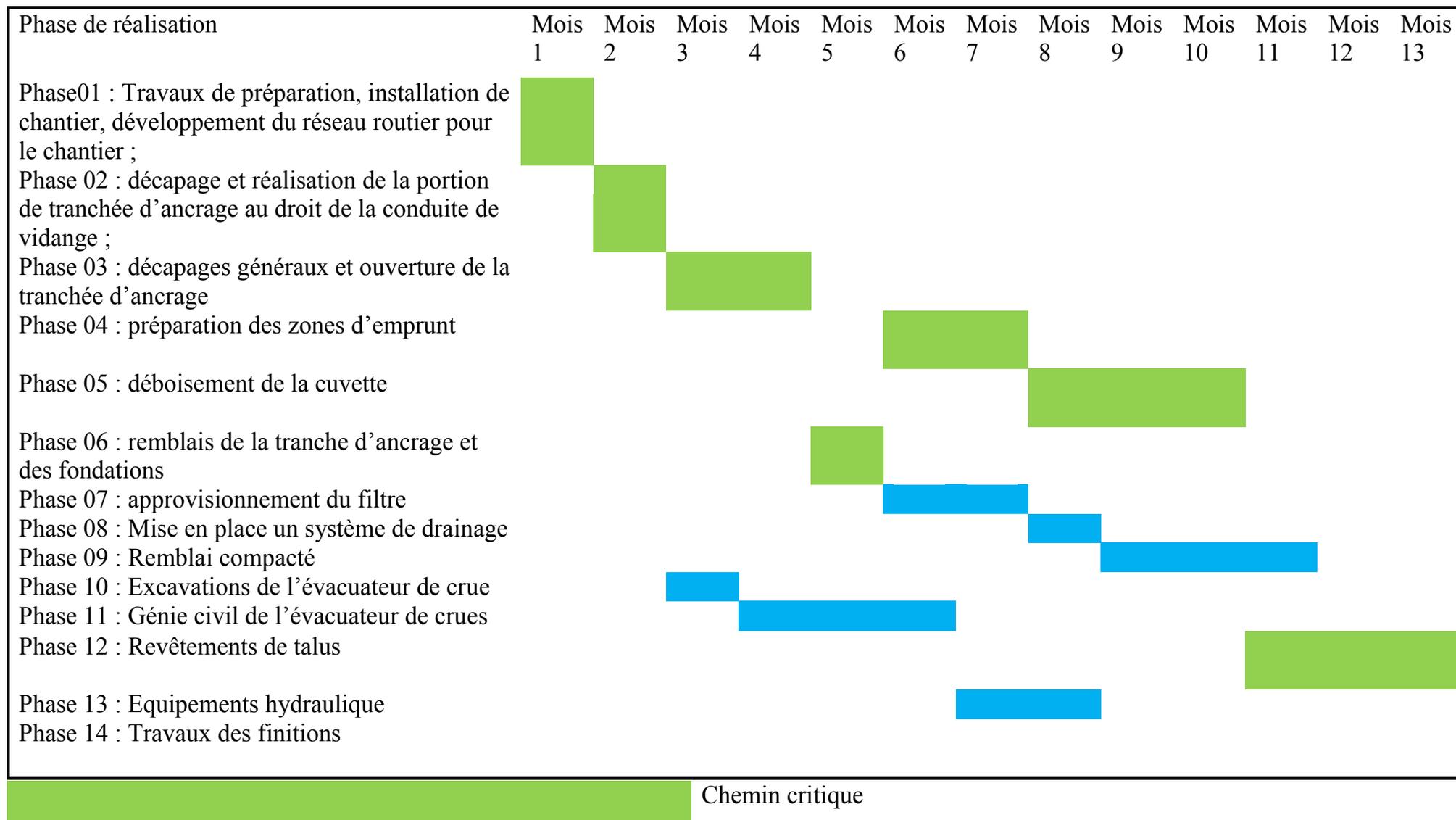
Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 2 Détermination des chemins critiques**

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	1	0	1	0	1	0
B	1	1	2	1	2	0
C	1	2	3	2	3	0
D	2	4	6	5	7	2
E	2	6	8	7	9	2
F	1	3	4	3	4	0
G	2	4	6	4	6	0
H	1	6	7	6	7	0
I	4	7	11	7	11	0
J	1	2	3	5	6	1
K	3	3	6	6	9	3
L	2	8	10	9	11	2
M	2	6	8	9	11	2
N	2	11	13	11	13	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire est égal à 13 mois

Tableau VI. 3 : Programme des travaux pour la réalisation du la retenue collinaire



**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. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux et obligeant des révisions et des renforcements. Ceci est normalement pris en charge lors de l'étude de l'organisation d'un chantier

## Introduction

L'impact environnemental des barrages, sous ses multiples formes, est un sujet abondamment discuté depuis le XX<sup>e</sup> siècle. Les avantages attendus des barrages sont notamment la régulation des crues et plus généralement des cours d'eau, l'alimentation en eau pour l'irrigation ou l'alimentation en eau potable, et depuis l'époque industrielle, la production d'énergie hydroélectrique. Toutefois, la construction et l'exploitation de ces ouvrages peuvent avoir des impacts indésirables sur le milieu physique, la faune et la flore et les populations humaines. Le bilan entre les avantages et les conséquences environnementales et sociales de leur construction fait l'objet de débats publics animés depuis plusieurs décennies. Ces débats sont d'autant plus intenses que les ouvrages sont importants.

L'étude d'impact sur l'environnement est une procédure imposée par la législation algérienne pour une réalisation d'ouvrage d'utilité publique, qui par l'importance de sa dimension et au niveau de perturbation du milieu naturel récepteur de l'ouvrage, peut porter atteinte à l'environnement par des incidences négatives sur la santé publique, l'agriculture, les espaces naturels, la faune, la flore, la conservation des sites monuments et à commodité du voisinage (Art 2, du décret exécutif n° 90-78 relatif aux études d'impact sur l'environnement). Ce type d'étude vise à faire connaître et à évaluer les incidences directes et indirectes de l'exécution d'un ouvrage sur l'équilibre écologiques ainsi sur la qualité de vie de la population.

Cette étude a pour objet l'identification et la mesure des impacts positifs et négatifs qu'impliquera la mise en eau des ouvrages sur l'environnement et de proposer des aménagements nécessaires afin d'atténuer les effets négatifs. La démarche suivie consiste en premier lieu en :

Une première étape de délimitation cartographique des sites d'études et des bassins versants concernés

Une seconde étape de recherche bibliographique (ouvrage, études, thèses etc...) et enquêtes auprès d'institution spécialisée

- Une troisième étape d'enquête sur terrain, auprès des directions techniques locales (foret, l'hydraulique, agriculture, APC ....), des visites sur site avec interview des exploitant agricoles riverains des sites d'études,
- La dernière étape de traitement de données avant l'élaboration de l'étude.

## VII.1 Types d'impacts

Depuis la deuxième moitié du XX<sup>e</sup> siècle, la construction de barrages fait de plus en plus systématiquement l'objet d'études d'impact, pour prévoir les conséquences environnementales et sociale des projets, et de mettre en place le cas échéant, des mesures pour limiter, atténuer et compenser les impacts négatifs. Dans les pays industrialisés, ces études d'impact s'inscrivent dans le processus réglementaire d'approbation mis en place par les autorités et s'accompagnent souvent d'un processus d'examen et de consultation publique. La préparation d'une étude d'impact complète et d'un suivi en matière d'environnement est une condition nécessaire au financement des projets de barrages étudiés par la Banque mondiale.

Dans le cas des barrages et, plus généralement, des installations de production d'hydroélectricité, les impacts peuvent être regroupés en trois grandes catégories :

- Les impacts sur le milieu physique
- Les impacts sur le milieu naturel
- Les impacts sur les communautés humaines

## VII.2 Méthodologie de travail

Le contenu de l'étude d'impact doit être en relation avec l'importance des travaux d'aménagements et d'ouvrages projetés et avec leurs incidences prévisibles sur l'environnement (Art 5) de la loi 90-78 février 1990. Il comprend les phases suivantes :

- Une description technique de l'ouvrage retenue collinaire.
- Une présentation sommaire du cadre réglementaire et institutionnel.
- Une analyse et diagnostic de la situation actuelle du site et son environnement portant essentiellement sur les espaces agricoles, forestier, hydrauliques et le milieu humain affecté par les travaux.
- Une identification et analyse des impacts sur les différentes composantes de l'environnement naturel (faune, flore, paysage, sol, eau, équilibre biologique et commodité du voisinage, bruit, pollution etc....), ainsi que sur l'hygiène et la santé publique.

- Une détermination et évaluation des mesures d'atténuation afin de supprimer sinon réduire et compenser les conséquences dommageables du projet sur l'environnement.

### **VII.2.1 Description de l'ouvrage**

Elle consiste en la présentation et la description de l'aménagement proposé, il s'agit donc de la réalisation d'ouvrage hydraulique de grande importance dans un milieu susceptible de recevoir ce type d'aménagement.

### **VII.2.2 Cadre institutionnel**

Présentation et description de l'arsenal législatif et réglementaire régissant la protection de l'environnement et des ressources naturelles, susceptible de constituer un support juridique à notre cas d'étude.

### **VII.2.3 Diagnostique et analyse de la situation actuelle**

Pour caractériser la situation actuelle des zones d'accueil des ouvrages, l'analyse a porté essentiellement sur les aspects suivants :

- Le climat, afin de déterminer à partir des stations les plus proches du site, l'action des différents facteurs climatiques sur l'environnement
- La géologie et l'hydrogéologie qui permettent de déterminer la nature du substrat, la lithologie, la structure et la présence des nappes aquifères dans les zones d'influence du projet
- L'hydrologie pour étudier le régime hydrologique actuel en vue de prévoir les modifications futures dues à la mise en place des ouvrages
- La morpho-dynamique qui permet, grâce à l'établissement des cartes de pente et géomorphologique, de déterminer et décrire l'allure générale du relief. Cette étude devra en fait, conduire à une appréciation fiable de la portée du phénomène de l'érosion et de la vulnérabilité des sites étudiés. Cette partie de l'étude devra dégager les techniques de lutte antiérosive les plus adaptées aux conditions géomorphologiques des B.V afin d'atteindre un taux d'envasement annuel admissible
- L'étude de faune qui permet de dresser une liste des espèces animales habitant le site et ses alentours par conséquent, voir s'il existe des espèces à protéger
- L'étude de la flore qui devra montrer l'état actuel de la végétation, sa nature, sa répartition spatiale et son évolution, elle nous renseigne sur les espèces à protéger si elles existent.
- L'étude socio-économique sous ses différents aspects (la population, l'habitat, l'emploi et les activités, la santé publique).

## VII.2.4 Identification des impacts

Il s'agit de décrire le processus de mise en place de l'aménagement et d'identifier les étapes qui produisent les impacts significatifs. On considère généralement une phase de construction et une phase d'exploitation.

### VII.2.4.1 Phase de préparation

Les aires d'aménagement des ouvrages et des installations auxiliaires seront évaluées et situées géographiquement dans l'environnement d'accueil afin de relever les anomalies ou les contraintes avec l'occupation du sol (ressources naturelles, infrastructures diverses), circonscrire les couloirs nécessaires des flux de matières (itinéraires zone d'emprunt), interruption et déplacement des voies d'accès, déplacement et la mise en mouvement des terres

Cette analyse permettra d'identifier aussi finement que possible les nuisances potentielles : bruit, pollution d'air, conséquences sur la flore et la faune, atteinte à la population et à ses activités.

### VII.2.4.2 Phase d'exploitation

Les retenues constituent un milieu récepteur susceptible de connaître à long terme des incidences environnementales qu'il aura lieu de signaler : envasement et risques d'eutrophisation des eaux.

Les impacts sont définis à partir des informations sur la caractérisation actuelle de l'environnement et des informations relatives au projet. L'interprétation,

Quant à elle, tient compte des caractéristiques suivantes :

- Nature de l'impact : négatif, positif
- Ordre : direct, indirect
- Durée : permanent, temporaire
- Importances : très significatif, significatif, peu significatif

### VII.2.4.3 Mesure d'atténuation

Sur la base des éléments fournis par l'analyse de l'état initial et des impacts identifiés, il sera procédé à la détermination de la nature et de l'ampleur des compensations à proposer. Un programme d'action quantifié sera établi pour l'ensemble des propositions retenues

Tableau VII. 1: Caractéristiques de la retenue

N°	Désignation	Unité	Valeur
1	Wilaya	BOUIRA	
2	commune	DIRAH	
3	oued	El Maleh	
4	Coordonnées X	570,40 m	
5	Y	3982,19 m	
6	Superficie BV	m <sup>2</sup>	15
7	Pluviométrie moyenne	mm	289
8	Apport moyen annuel	m <sup>3</sup>	359270
9	Crue de projet	m <sup>3</sup> /s	80
10	Type de la retenue	Digue en terre homogène	
11	Hauteur de la retenue	m	13
12	Cote normale de la retenue	m	812,5
13	Cote des plus hautes eaux	m	814
14	Cote de la crête	m	816
15	Volume mort	m <sup>3</sup>	102738
16	Volume utile	m <sup>3</sup>	115 207.22
17	Capacité de la retenue	m <sup>3</sup>	217 945.22
18	Volume de la digue	m <sup>3</sup>	51198,68
19	Superficie de plan d'eau normale	m <sup>2</sup>	60000
20	Superficie de volume mort	m <sup>2</sup>	35000

21	Longueur de la crête	m	148
22	Type d'évacuateur	frontal	
23	Débit de projet (laminé)	m <sup>3</sup> /s	58.62
24	Largeur de seuil	m	15
25	Ouvrage de prise et de vidange	Conduite enrobée en béton	
26	Diamètre de la conduite	mm	600
27	Superficie irriguée	Ha	18.7

### VII.3 Identification des impacts sur l'environnement

#### VII.3.1 Impact de l'ouvrage sur le paysage

Les impacts du projet sur le paysage concernent essentiellement tous les changements pouvant atteindre les différents sites lors de la phase de construction et d'exploitation des ouvrages à réaliser.

##### ❖ Phase de construction :

Les principaux impacts visuels, consterneront essentiellement les lieux où s'effectuent les différents travaux d'excavation (zones d'emprunts) et de construction de la digue et ce, par l'aspect inachevé des travaux, transmettant ainsi une désorganisation du paysage qui paraîtra sans aucune harmonie avec les autres composantes du milieu.

Cet impact est **négatif, direct** et **temporaire**

##### ❖ Phase d'exploitation :

Une fois les plans d'eau remplis, cet espace devient plus attractif surtout après la régénération de la végétation des berges.

Cet impact est **positif, direct** et **permanent**.

#### VII.3.2 Impact de l'ouvrage sur la flore

La réalisation de différents ouvrages et le remplissage du plan d'eau causera la destruction et l'inondation de la seule végétation ripicole longeant les lits des oueds.

### ❖ Phase de construction :

Généralement, l'installation des chantiers, des bases de vie des travailleurs et l'ouverture de nouveaux accès engendrent une destruction de la végétation des sites de retenues collinaires. Les espèces floristiques recensées, lors de la phase précédente, sont très répandues dans le pourtour méditerranéen et ne figurent pas parmi le patrimoine floristique à protéger (loi n° 83.3 relative à la protection de l'environnement). Pour l'ensemble des bassins versants, il s'agit d'une végétation ripicole longeant les lits des oueds, et parfois, d'une végétation dans un état de dégradation due à l'importance de l'action anthropozoïque.

### ❖ Phase d'exploitation :

Le remplissage des plan d'eau induira à la prolifération de plantes aquatiques telles que *Nymphaea lotus* et *Nymphaea alata*. Des problèmes pouvant surgir sur la qualité de l'eau (modification de la composition chimique) et sur la santé publique (création de foyers pour les insectes vecteurs maladies). C'est un impact négatif, indirect et permanent.

D'autre part, les plans d'eau pourront favoriser la création des prairies qui représentent une appréciable ressource en pâture. Cet impact est considéré comme **positif, indirect et permanent**.

## VII.3.3 Impact de l'ouvrage sur la faune

### ❖ Phase de construction :

Il y a une grande probabilité que ces espèces fréquentent les sites actuellement. Aussi, avec toutes les perturbations liées aux travaux de l'édification de la digue (bruit, pollution de l'air), ces animaux vont être amenés à quitter le site pour une migration aux alentours, dans l'espoir de trouver un biotope analogue.

Cet impact sera **négatif, direct, mais temporaire**

### ❖ Phase d'exploitation :

Dans l'air d'aménagement les impacts sur la faune seraient globalement positifs avec l'arrivée de l'avifaune en migration du nord au sud ou du sud au nord pour profiter de cette halte. Cette présence saisonnière favoriserait l'attrait des zones.

### VII.3.4 Impact de l'ouvrage sur les zones d'emprunt

La réalisation des ouvrages de retenues collinaire nécessite l'emprunt des matériaux qui doit répondre, entre autre, au critère de proximité afin d'optimiser le transport.

Les impacts de ces zones d'emprunt sont identifiés par une modification du paysage, liée au lieu d'extraction, volume, et possibilités d'aménagement ultérieur

**Zone d'emprunt du site :** Le volume exploitable est de l'ordre de 51 198,68 m<sup>3</sup> sur une grande surface environ 11 hectares qui correspond à la cuvette, l'impact sera faible et limité à la période des travaux puisque la zone emprunt est située dans la cuvette et ne sera plus visible une fois la retenue collinaire mise en eau.

### VII.3.5 Impact de l'ouvrage sur la qualité de l'air

La nature des travaux de construction des retenues collinaires prévoit des impacts sur la qualité de l'air.

#### ❖ Phase de construction :

Au cours des travaux de construction, l'émission de quantité de poussière vers l'atmosphère se fait par le biais de l'augmentation de la circulation des personnes, des camions et engins (bulldozer, niveleuse,) dans les aires proches de l'aménagement ; cet impact est considéré négatif ; peu significatif et temporaire et circonscrit aux sites de travaux, des chantiers et aires d'emprunt

#### ❖ Phase d'exploitation :

Pendant cette phase, on ne prévoit aucun impact sur la quantité de l'air

### VII.3.6 Impact de l'ouvrage sur les niveaux de bruit

#### ❖ Phase de construction :

Les émissions sonores résultent de la circulation des personnes, véhicules et engins lourd. Néanmoins, cet **impact** est considéré **ponctuel, discontinu** et **d'intensité modérée**.

#### ❖ Phase d'exploitation :

Pendant cette phase, aucun impact n'est identifié puisque le projet prévoit seulement une conduite d'exploitation et de prise d'eau obturée par une vanne alimentant ainsi les aires agricoles situées aval des ouvrages.

### VII.3.7 Impact en matière d'érosion

L'impact se traduit par le transport progressif de très grande quantité de sédiments arrachés aux versants par le ruissellement concentré. Les sédiments charriés et transportés par les eaux de ruissellement seront piégés par les eaux immobiles des futurs ouvrages. A long terme cela pose de graves problèmes pour le maintien et la préservation du potentiel hydrique mobilisé à un prix de revient élevé. Les ouvrages de retenues collinaires, en empêchant les matières fertilisantes d'arriver aux zones d'épandage accumulent celles-ci à leurs niveaux en provoquant leurs envasements.

Donc l'**impact** sur l'érosion ne peut être que **négatif, direct, permanent et très significatif**,

### VII.3.8 Impact sur le milieu humain

**Impact démographiques :** Il est à signaler que les sites prévus pour recevoir l'implantation des ouvrages sont inhabités, donc il n'y aura pas lieu de prévoir un déplacement de la population

**Impacts sur les infrastructures et les équipements :** Aucun impact n'est à prévoir en la matière étant donné que les travaux sont prévus sur des sites entièrement vides d'infrastructures. Cependant, en matière d'assainissement la majorité des foyers ne sont pas raccordée et utilisent plutôt les fosses septiques.

**Impact économique :** Les aires du projet connaîtront une opportunité d'emploi grâce à la mise en œuvre des travaux (construction des ouvrages de retenues et les actions préconisées dans le cadre de l'aménagement des bassins versants) nécessitant une main d'œuvre locale considérable.

L'**impact** en la matière sera **positif et très significatif**.

### VII.3.9 Impact sur l'agriculture

**Zone de la cuvette :** Les terres situées au niveau de la cuvette de l'Oued EL MALEH appartiennent à des **E.A.C (Exploitation Agricoles Collectives) et EAI, et un privé** ; les E.A.C sont au nombre de 03 exploitations (la taille d'une E.A.C est de l'ordre de 3 à 5 hectares). Ces terres sont occupées essentiellement par des céréales et la jachère. Suite aux entretiens réalisés sur site, avec les riverains il a été constaté une très grande attente vis à vis des réalisations de ces ouvrages ; Une totale adhésion des agricultures a été observée, quant à la réalisation de la retenue collinaire. Les exploitants y compris le

propriétaire sont prêts à céder (même par acte notarié) une partie de leur terre cultivée en extensif et très peu rentables, pour pouvoir bénéficier d'une ressource en eau à proximité qui leur permettront de mettre en valeur le reste de leur terres.

Le remplissage de la cuvette se traduirait par la perte de 11 ha de ces terres. L'effet de ces pertes n'est pas très significatif du fait des faibles rendements de céréales obtenus.

Dans ce cadre, les pertes dues à l'inondation des terres de la cuvette, seront largement compensé par la mise en valeur en irrigué des terres en amont de la cuvette.

**Zone avale :** L'impact de la retenue collinaire au niveau de la zone avale se traduit par un appauvrissement des terres, suite à l'arrêt de transport des éléments nutritifs du sol.

Cet **impact** est **négatif** et **peu significatif**.

La création d'une aire d'irrigation (18.7 ha) en amont et en aval de la retenue peut engendrer un problème de pollution de la nappe, dans le cas d'une utilisation abusive des éléments chimiques (engrais).

Cet **impact** peut être **négatif** et **peu significatif**.

La construction de la retenue permettra la mobilisation de la ressource en eaux pour l'irrigation est le cheptel. Cet **impact** est **positif** et **significatif**

La mise en place de la retenus collinaire permettra la création d'une aire d'irrigation, et conduira à l'intensification et l'augmentation du potentiel agricole de la région.

On remarque que les gains de ces productions sont nettement plus élevés par rapport aux gains de la production céréalière ce qui entraineraient une amélioration conséquente des revenus des riverains. L'intensification du potentiel agricole induira une grande mobilisation de la ressource humaine (création d'emploi).

En conclusion, l'impact de la retenue collinaire ne peut être que positif et très significatif, il est à souligner que l'envergure de cet impact est permanente.

### VII.3.10 Impact sur la santé publique

Le milieu aqueux offre dans la nature les conditions d'existence et de propagation d'agents pathogènes et de vecteurs de maladies qui peuvent évoluer en véritables épidémies. Dans ces communes ou il existe déjà d'autres ouvrages de retenues collinaire,

aucune épidémie liée à une transmission hydrique n'a été observée. Cependant, il est nécessaire de prendre certaines mesures de préventions telles que la sensibilisation de la population au respect des mesures de protection concernant les maladies à transmission hydrique

### **VII.3.11 Impact hydraulique**

L'oued EL MALEH draine les eaux d'un bassin versant de 15 Km<sup>2</sup>. L'étude de faisabilité du site concerné a estimé le volume d'apport solide de 457 t/Km<sup>2</sup>/an, au niveau de bassin versant du site, ce qui indique un degré de dégradation des sols qui nécessitera des aménagements correctifs.

Les impacts hydrauliques qui peuvent se produire pendant la phase de construction et durant le remplissage sont :

- La perturbation du régime d'écoulement de l'oued surtout en période de crue (en période d'étiage, l'oued est généralement en sec),
- La cuvette se transforme en une zone d'accumulation des sédiments arrachés en amont. Elle devient une zone d'enrichissement de l'eau en apport solide,
- La mise en place de la digue produit une alimentation supplémentaire de la nappe phréatique au niveau de la cuvette par l'infiltration directe d'une partie des eaux stockées (les pertes par infiltration sont estimées à 18 451,4 m<sup>3</sup> par an),

A l'amont de la cuvette, en cas d'utilisation abusive de fertilisants et produits phytosanitaires, l'infiltration des eaux contribuera à une dégradation progressive de la qualité physico-chimique de l'eau de la retenue.

## **VII.4 Mesures d'atténuation des impacts**

### **VII.4.1 Mesures pour les zones d'emprunt des matériaux**

Les zones d'emprunt, identifiées par l'étude de faisabilité, sont situées dans la cuvette seulement, étant inondable à court terme, elles ne poseront de problèmes de réutilisation ni d'intégration dans le paysage. Il n'apparaît donc pas utile de prévoir des mesures de compensation pour des extractions qui seront visibles pendant la phase des travaux.

### VII.4.2 Mesure pour la flore et la faune

Tous les sites sont dépourvus de toute végétation, la seule flore présente se résume en une végétation ripicole le long des oueds. Au niveau des cuvettes (surface inondée), toute cette végétation va disparaître lors de l'extraction des matériaux ; donc, il est bien évident que dans ce cas, les mesures de compensation ne seront pas indispensables. Néanmoins, une prairie entretenue pourrait être installées aux abords directs du plan d'eau. Ce milieu doit rester ouvert et donc un fauchage est souhaitable, si les espèces végétales prennent trop d'ampleur (colonisation par les arbustes et les roseaux). Ce type d'aménagement associé au plan d'eau favorisera la réinstallation progressive de la faune. L'entretien se résumera à un élagage annuel ou bi-annuel selon le développement et le fauchage des prairies.

Concernant la faune, au cours des phases de construction et d'exploitation, il n'existe pas de réelle mesures correctives des impacts car les espèces recensées ne sont ni rare, ni en voie de disparition et encore moins localisée dans le site.

### VII.4.3 Mesure pour prévenir les effets de l'érosion

Les risques d'envasements des ouvrages peuvent être évités ou atténués par la mise en place d'un programme d'aménagement, des bassins versants, lié à la protection des ouvrages. Pour cela, la mise en œuvre de mesures adéquates de protection des berges, de reboisement, de la plantation fruitière, correction torrentielle est indispensable. Les techniques de lutte contre l'érosion sont appelées à être généralisées en vue, notamment de contrer les effets du ruissellement des eaux.

Il faut veiller, également à ce que les aménagements de protection afférents soient strictement et vigoureusement entretenus, car leur négligence ou abandon aura un effet inverse, c'est à dire une accélération de l'érosion.

Le programme à mettre en place portera sur les travaux suivants :

- a) **Des travaux de reboisement** : à base d'arbustes fourragères tels que les Acacias, Atriplex, Caroubier .... Ce sont des espèces à feuillages persistants pouvant constituer des réserves fourragères sur pied assorti d'une mise en défens durant les trois premières années et d'assurer un rôle de protection du sol contre l'érosion.
- b) **Des travaux de correction torrentielle** qui s'appliquent exclusivement au ravinement des sols en pente, au niveau du BV.

- c) **Des travaux de fixation de berge** sur près de 30 ha, qui permettront d'occuper l'espace menacé de part et d'autre du lit d'oued par une végétation pérenne qui peut être de type forestier ou autre.
- d) **Des travaux de plantations fruitières** préconisées sur des terres nues cultivées en pente forte (plus de 12.5 %) et où l'on observe déjà une érosion moyenne.
- e) **Les reboisements** font appel à une main d'œuvre considérable qui peut être recrutée parmi la population locale, étant donné que le travail à réaliser n'est pas exigeant en main d'œuvre qualifiée.

Les principales opérations qui sont : l'œuvre considérable qui peut être recrutée parmi la population locale, étant donné que le travail à réaliser n'est pas exigeant en main d'œuvre qualifiée.

Les principales opérations qui sont : l'ouverture de potets, la mise en terre des plans, la confection des cuvettes autour des plants et, enfin, l'arrosage des plants. L'entretien s'organise autour des travaux de regarnis, de binage dans les cuvettes et d'arrosage et a lieu deux années de suite. Le reboisement concernera tous les terrains où sévit une érosion forte.

**Les plantations fruitières rustiques** préconisées dans les zones à érosion moyenne (il s'agit de terres céréalière associées à la jachère) puisqu'elles permettent à la fois de protéger les sols contre l'érosion, de valoriser les terres en pente, d'améliorer les niveaux de production et par déduction d'augmenter les revenus des agriculteurs.

Elles permettent la reconversion des systèmes de production céréaliers (en place) en arboriculture fruitière. La densité de plantation préconisée est de 150 plans à l'hectare avec possibilité de conduite céréalière en intercalaire au moins pendant les premières années de plantations en attendant sua la production des vergers entrent en régime de croisière.

Le choix des espèces à introduire doit tenir compte non seulement de leur adaptation aux conditions pédo-climatiques, mais aussi du niveau de maîtrise des agriculteurs des itinéraires techniques de ces espèces. La priorité sera donnée aux espèces proposées par les producteurs eux-mêmes à l'occasion des concertations effectuées dans chacun des périmètres par les gestionnaires du projet. Dans ce cadre, le recours aux espèces rustiques est plus que justifié pour valoriser les terrains en pente et occuper les terres en jachère.

Néanmoins, bien que rustiques la plupart des espèces devront bénéficier d'un certain nombre d'arrosages lors de la plantation mais aussi plusieurs fois pendant la période estivale des deux années qui suivent la mise en place du verger.

La plantation fruitière s'adresse principalement aux terres privées individuelles ou en indivision et au domaine privé de l'état géré sous forme d'exploitations collectives ou individuelles (EAC, EAI). Le domaine public représenté en l'occurrence par les terres du domaine forestier peut tout aussi accueillir des vergers fruitiers dans le cadre du projet à la faveur des dispositions relatives à l'autorisation d'usage des terrains forestiers aux particuliers.

**La correction torrentielle** constitue une mesure anti-érosive qui s'applique exclusivement au ravinement du sol en pente. Comme son nom l'indique elle permet de corriger le déversement torrentiel des eaux pluviales dans les thalwegs. Entièrement manuelle elle pourrait employer une main d'œuvre appréciable, sans qualification préalable.

Cette technique consiste à construire de seuils en pierres sèches, en bande parallèles et dans le sens de la ravine qui auront pour effet de créer un atterrissement de matériaux à l'amont des seuils dont la pente est inférieure à la pente initiale du lit, d'où la diminution de la vitesse des eaux.

Caractéristiques des seuils en pierres sèches :

- Fondation : La fondation se fera sur roche dure, si c'est possible. Dans le cas de roche tendre, il est conseillé d'enterrer jusqu'à 1 m ; il est aussi recommandé d'encastrer les seuils profondément dans les berges
- Procédure : construire d'aval en amont d'un talweg
- Modifier éventuellement l'écart calculé entre les seuils pour pouvoir installer les seuils sur une assise solide.

**La fixation de berge** : L'érosion fluviale est une forme d'érosion spécifique qui aboutit au sapement des berges des cours d'eau mais aussi des ravins suite au choc latéral du torrent. La fixation des berges est une mesure préventive appropriée à cette forme d'érosion. L'espèce comme l'Opencia (le figuier de barbarie) est d'usage fréquent pour ce type d'aménagement car simple à la plantation et fixant bien le sol quelle que soit sa pente et son épaisseur.

Tableau VII. 2 : Estimation des couts

Action	Quantité	Prix unitaire (DA)	Total (DA)
Reboisement (ha)	1265	46000	58 190 000
Correction T (m <sup>3</sup> )	11450	2500	28 625 000
Plantation F (ha)	543	50000	27 150 000
Protection des berges (ha)	22	46000	1 012 000
Total = 114 977 000 (DA)			

#### VII.4.4 Mesure pour les effets sur l'activité agricole

Pour atténuer les éventuels impacts de pollution des nappes, dues à une utilisation abusive de fertilisants et produits phyto-sanitaire lors de la mise en œuvre de l'aire de l'irrigation, il serait nécessaire d'assurer aux agriculteurs un encadrement technique (vulgarisation) sur l'utilisation rationnelle de l'irrigation et des produits de fertilisation et de traitement.

## Conclusion

L'objectif principal de cette étude est de prédire les conséquences qu'aura le projet de construction des retenues collinaires sur l'environnement et de trouver les solutions appropriées pour atténuer les conséquences négatives. Ces impacts affectent les différentes composantes de l'environnement aussi bien lors de la réalisation des retenues que durant leur exploitation.

Les principaux impacts négatifs se traduisent par l'envasement des retenues collinaires (à travers l'accumulation des matériaux charriés et en suspension et leur sédimentation dans les cuvettes) et la perte des terres agricoles (situées dans les cuvettes). Aussi, nous avons tenté une classification suivant le degré d'intensité de l'érosion, les surfaces occupées par les différentes classes d'érosion dans les bassins versants correspondant sont représentés dans le tableau n° 1.

Au niveau des zones à forte érosion, nous avons proposé le reboisement (à base de plantation fourragère).

Dans les zones de moyenne érosion, il a été proposé de la plantation fruitière rustique avec possibilité de conduite céréalière en intercalaire au moins pendant les premières années de plantations en attendant que la production des vergers entrent en année de croisière.

L'impact positif se traduit par la création d'aires d'irrigation suite à l'édification de la retenue collinaire ; ce qui permet l'intensification et donc l'amélioration de la production agricole.

Sur le plan socio-économique, l'implantation de la retenue collinaire n'aura pas d'impacts négatifs de grande importance, étant donné que le site prévu pour le projet est inhabité et vide d'infrastructure, cet ouvrage aura beaucoup plus d'effet en matière de création d'emploi.

## **CONCLUSION GENERALE**

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons étudié l'ensemble des aspects qui concernent le dimensionnement de la digue et les ouvrages annexes de la retenue collinaire d'oued EL MALEH dans la wilaya de BOUIRA

L'ensemble des éléments qui ont été étudiés concernent les données de la morphologie du site, la topographie, la géologie, l'hydrologie et la mécanique des sols, cela conduit à établir une étude comparative des variantes, pour choisir la plus adéquate tout en assurant sa stabilité.

Dans les différents chapitres du mémoire, nous avons traité et étudié en détail les principales caractéristiques de la digue. Ce travail nous a permis de conclure du point de vue géologique et géotechnique que le site proposé est favorable à l'implantation d'une retenue sans aucun risque.

On a choisi une digue en terre homogène et on a constaté que les zones d'emprunts prospectées ont des propriétés adéquates à la réalisation de la retenue, en plus les volumes sont relativement importants et suffisants pour la réalisation du corps de la digue. Pour les ouvrages annexes ont été étudiés et dimensionnés selon plusieurs méthodes et le calcul de stabilité a été vérifié selon différentes formules.

La retenue est destinée à l'irrigation des terres agricoles, permettant de développer le secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres.

## ***RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES***

**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.

**CIGB (1994).** Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95.

**Durand, J.M, Royet P, Meriaux P (1999).** Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale. CEMAGREF, 415 p

**Degoutte Gerard : (1997)** petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemegref. France.

**El jabi et al. (1987).** Hydrologie fondamentale, Presses Polytechnique de Montréal ;  
Édition : 2<sup>ème</sup>

**Laborde J. (2009),** Éléments d'hydrologie de surface. École polytechnique de l'université Sophia Antipolis, Nice France.

**Lamas J. (1993)** Hydrologie générale. Principes et applications. 2<sup>ème</sup> édition. Montréal : Gaeton Morin.

**Mihoubi M.K, (2014).**Ouvrages Hydrotechniques, Polycopie de cours, ENSH, Blida.

**Ministère de l'agriculture, (1998).** Technique des barrages en aménagement rural.

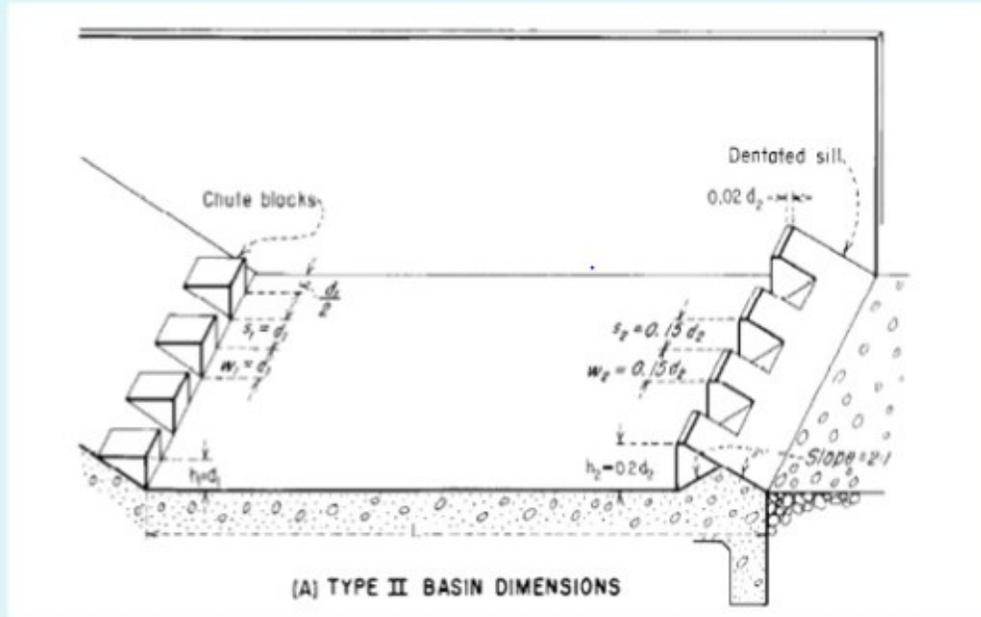
**Touaibia. B (2004).** Manuel pratique d'hydrologie Blida. Presses Madani Frères. Blida 164 p

**Touaibia. B et Benlaoukli. B (2004).** Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. Presses Madani Frères. Blida.

# Annexe

Annexe 1

## Type II Stilling Basin – $Fr > 4.5$



Bassin dissipation type 2

Annexe 2 : Précipitation enregistré dans la station pluviométrique de Daira centre

année	Précipitation	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
1980	PJ max (mm)	6,4	3,3	24,6	28,9	3,2	23,8	9,2	22	0	1,4	0	2,9	28,9
	Totaux (mm)	12,7	8,7	51,6	68,3	4,5	61,9	22,8	58,8	0	1,4	0	6,3	297
1981	PJ max (mm)	11,5	7,1	2,5	24,3	18,3	9,7	16,5	22,5	22,7	10,3	0	0,9	24,3
	Totaux (mm)	14,5	9,6	2,5	61,3	81,8	29,3	53,8	32,7	55,4	10,3	0	0,9	352,1
1982	PJ max (mm)	0,9	22,9	19,4	7,9	0	7,4	5,2	34,3	6,3	7,7	8,5	0	34,3
	Totaux (mm)	0,9	57,7	73,2	34,4	0	31	5,2	39	7	7,7	8,5	0	264,6
1983	PJ max (mm)	0	0,9	7,4	7,5	8,9	16,7	8,4	12,6	2,7	18	0	3,7	18
	Totaux (mm)	0	0,9	8,1	9,9	17,3	44,5	18,8	17,3	9	21,3	0	4,6	151,7
1984	PJ max (mm)	2,9	18	23,6	21,4	6,4	22,1	20,7	3,6	6,7	17,7	0	0	23,6
	Totaux (mm)	2,9	22,7	40,6	45,2	26,6	24,3	40,6	5,3	30,6	17,7	0	0	256,5
1985	PJ max (mm)	15,2	8,3	32	16,5	13,4	6,9	50,7	0	3,4	2,4	0	3,1	50,7
	Totaux (mm)	23,1	16,2	62,3	25,3	49,6	21,9	91,1	0	7,8	4,6	0	4,5	306,4
1986	PJ max (mm)	14,6	14,6	10,6	16	9,5	10,6	3,7	3,8	5	4,8	2,9	2,8	16
	Totaux (mm)	36	26,4	39,6	32,2	38,4	47,6	5,2	6,3	9,4	5,7	5	4,5	256,3
1987	PJ max (mm)	2,3	21,9	14,7	10,6	2,5	3,3	16	16,2	16,7	7,2	0	5,8	21,9
	Totaux (mm)	2,3	28,1	37,9	27,1	6,2	9,3	45,4	25,7	19,8	8,8	0	10,1	220,7
1988	PJ max (mm)	0	5,2	2,9	37,8	3,5	3,7	7	10,1	10,2	2,7	0	16,8	37,8
	Totaux (mm)	0	12	6,5	107,9	6,8	9,6	11,9	36,1	10,2	7,5	0	31,3	239,8
1989	PJ max (mm)	29,7	5,9	5,5	7	12,8	1,6	14,5	12,8	13,7	6,5	16,8	12,3	29,7
	Totaux (mm)	54,3	13,7	11,1	15	34,6	1,6	29,7	36,8	33,9	7,9	32,9	13,4	284,9
1990	PJ max (mm)	3,6	3,7	9,7	5	14,7	8,6	6,8	3	13,8	3,7	0	3,7	14,7
	Totaux (mm)	12,6	3,7	19,9	21,3	28,6	55,1	35,6	3	25,6	3,7	0	3,7	212,8
1991	PJ max (mm)	8	6,1	6,1	5,2	19,8	3,1	19,1	16,2	22	0	3,6	3,3	22
	Totaux (mm)	10,3	14,2	10,2	10,6	43,5	6	30,1	33,8	85,7	0	6,6	3,3	254,3
1992	PJ max (mm)	14,2	5,3	18,8	6,5	0	6,4	3,8	7,7	21,3	12,6	9,5	3,6	21,3
	Totaux (mm)	28,6	5,3	53,4	12,6	0	6,4	9,3	18,3	24,5	12,6	15,7	13,1	199,8
1993	PJ max (mm)	24	1,9	6,9	17	2,4	12,7	0	8,8	0	1,7	0	11,7	24
	Totaux (mm)	57,7	3,2	15,8	39,4	2,4	31	0	16,5	0	1,7	0	11,7	179,4
1994	PJ max (mm)	17,2	12,6	26,3	4,7	29,8	12,5	31,5	1,4	0	6,8	0	5,7	31,5
	Totaux (mm)	67,5	57,6	54,9	12,7	92,2	20,5	88,6	1,4	0	14,9	0	5,7	416
1995	PJ max (mm)	15,8	8,7	10,4	7,2	19,2	8,7	7,2	8,2	8,8	15,1	4,6	6,3	19,2
	Totaux (mm)	27	24,1	17,2	14,5	48	60,5	27,6	23,6	24,8	27,1	4,6	6,3	305,3
1996	PJ max (mm)	19,5	4,8	17,5	8,3	8,6	9,7	0	16,5	15,3	6,3	0	19,3	19,5
	Totaux (mm)	22,3	8,5	17,5	29,1	38,4	12,6	0	40,7	15,3	6,3	0	51,7	242,4
1997	PJ max (mm)	18,4	12,4	8,5	3,3	3,5	13,6	3,6	5,2	15,3	9,5	0	0	18,4
	Totaux (mm)	60,1	34,6	38,7	15,8	6,7	33	3,6	10,1	51,4	12,3	0	0	266,3
1998	PJ max (mm)	20	2,3	9,5	3,5	7,1	5,6	11,3	0	22,1	7,3	0	6,8	22,1
	Totaux (mm)	25,8	3,4	16,6	9,4	34,8	14,3	36,2	0	22,1	7,3	0	13,6	183,5
1999	PJ max (mm)	12,7	10,7	3,6	22,2	0,5	0	6,8	2,7	7,6	5,5	0	0	22,2
	Totaux (mm)	32,3	26,4	11,9	60,9	0,5	0	9,5	9,9	11,3	5,5	0	0	168,2
2000	PJ max (mm)	2,4	9,5	6,6	12	16,8	5,5	4	8	8,3	0	0	2,7	16,8

	Totaux (mm)	5,3	12,4	10,3	29,6	74	13,9	4	11,7	15	0	0	4	180,2
2001	PJ max (mm)	36,2	12,8	6,7	6,6	5,7	5,9	1,3	4,8	0,3	0,3	1,6	33,9	36,2
	Totaux (mm)	47,2	27,5	18,4	9,6	15,9	12,8	1,3	6,5	0,3	0,3	2,4	77,5	219,7
2002	PJ max (mm)	0,7	2,2	19,7	15,4	21,2	3,3	7,7	13,4	13,4	10,3	12,5	0,7	21,2
	Totaux (mm)	1	4	113,2	66,2	120,1	16,1	13,6	20,1	20,1	16,4	14,8	0,7	406,3
2003	PJ max (mm)	10,3	18,6	13,8	16,2	8,4	7,8	10,2	14	14	6,3	4,6	18,1	18,6
	Totaux (mm)	27,4	97,6	72,5	103,8	21,9	22,7	22,1	62,9	61,1	10,4	6,9	27,4	536,7
2004	PJ max (mm)	6,8	5,8	8,9	12,7	8,8	16,2	4,8	2,9	0	3,3	2,1	0	16,2
	Totaux (mm)	11,2	14,3	16,4	49,3	26	49,1	10,1	6,8	0	9,6	2,1	0	194,9
2005	PJ max (mm)	8,6	7,7	11,4	8,8	10	13,6	5,3	16,2	15,5	2,2	3,8	2,8	16,2
	Totaux (mm)	19,5	21,1	24,6	31,1	47,4	43,3	9,4	16,9	58,6	5	3,8	2,8	283,5
2006	PJ max (mm)	7,1	0	13,6	9,4	8,8	17,3	13,3	16,2	4,2	2,3	0	13,8	17,3
	Totaux (mm)	17,3	0	15	31,6	13,3	35,8	67,5	41,4	11,1	4,3	0	13,8	251,1
2007	PJ max (mm)	15,4	18,6	3	2,9	10,7	11,4	11,9	14,5	8,6	12,3	7,2	5,7	18,6
	Totaux (mm)	35	40,2	8,8	6,7	21,1	17,3	25,5	15,8	32,6	16,1	24,7	10,5	254,3
2008	PJ max (mm)	21,7	18,3	10,8	14,3	10,8	2,3	12,2	18,7	4,7	0	1,7	11,6	21,7
	Totaux (mm)	60,4	81,1	19,3	30,3	52,9	10,1	36,4	58,2	20,5	0	3,1	29,3	401,6
2009	PJ max (mm)	35,2	8,7	16,7	8,5	14,9	19	10,1	8,2	7,8	4,9	0	38,8	38,8
	Totaux (mm)	69	20,2	44	46,2	53,5	89,6	33,1	23,8	29,7	8,6	0	70,4	503
2010	PJ max (mm)	5,8	29,8	10,7	2,4	9,5	17	12,6	19,1	13,8	4,8	3,7	37,9	37,9
	Totaux (mm)	9,5	85,5	46,4	9,6	32,2	109	45	145,4	63	18,2	3,7	44,7	612,2
2011	PJ max (mm)	8,2	5,8	8,2	3,5	2,5	4,6	17	32	11,5	7,8	0,9	1,7	32
	Totaux (mm)	19,5	11,9	40,9	10,2	4,2	20,8	52,1	48,2	19,3	7,8	0,9	1,7	237,5
2012	PJ max (mm)	6,2	11,7	23,4	8,3	31,8	13,9	7,8	13,9	24,1	1,9	2,2	1,7	31,8
	Totaux (mm)	6,2	43,7	63,1	21,7	79,5	63,6	42,5	51,5	63,2	4,1	2,2	1,7	443

Source : ANRH