

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 DE LA RETENUE COLLINAIRE SUR L'OUED  
MERZOUGA COMMUNE TAKHMERT (W.TIARET )**

### **PRESENTE PAR :**

**BOUZIANE.Riadh**

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

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
B. BENLAOUKLI	M.C.A	Président
S. TOUMI	M.C.B	Examinateur
A. ADDOU	M.A.A	Examinatrice
N. SAIL	M.A.A	Examinatrice
A.HEBBOUCHE	M.A.A	Promoteur

**Session - 2018**

# Dédicace

*Je dédie ce travail :*

*Avant tout à mes chers parents, qui m'ont soutenue  
durant toutes ces années de formation.*

*A toute les meilleures personnes qui m'aiment et qui m'aident  
dans ma vie, sans oublier ses familles.*

*Une spéciale dédicace à mon prof M<sup>em</sup> Latigi a EPSTO , essayant ainsi  
de vous exprimer toute ma gratitude pour Tout ce qu' elle m'avait  
apporté.*

*A mon ami Touhami.*

*A tous mes amies et toute ma famille de l'E.N.S.H.*

*Et a toute la promotion 2017/2018 de l'hydraulique*

*R. BOUZIANE*

# Remerciement

- Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont apportés un soutien pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude, particulièrement ma famille.
- Toute ma gratitude pour mon promoteur M<sup>r</sup> HEBBOUCHE pour ses judicieux conseils ainsi que ses disponibilités tout au long de l'élaboration de ce travail.
- Je tiens à remercier M<sup>r</sup> BOUZIKRI qui a m'aidé vraiment et a essayé pour me simplifier toutes les obstacles trouvées tout au long de l'élaboration de mon mémoire.
- Mon respect s'adresse aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.
- Je tiens à présenter par occasion tout mon respect à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire.
- Je n'oublie pas non plus tous mes amis qui m'aiment et les membres de ma famille qui m'ont toujours encouragé pour atteindre mes objectifs.

R.BOUZIANE

## ملخص

الماء ضروري لتطوير الزراعة في سياق سيورته وتأثيره الإيجابي على اقتصاد البلدان وخلق فرص العمل، وتحسين الظروف المعيشية لسكان الريف وذلك بتغطية العجز في مياه السقي والشرب. وفي إطار ذلك تأتي مذكرتنا هذه التي تهدف إلى الدراسة التنفيذية لسد صغير على واد "مرزوق" (ولاية تيارت) من الناحية التقنية والاقتصادية، لسقي ما يقارب 70 هكتارا من الأراضي الفلاحية. ككل دراسة تنفيذية قمنا بدراسة طبغرافية جيولوجية هيدرولوجية وبدراسة للأشكال المطروحة لتحديد الشكل المثالي لجسم السد الذي يتم تصميمه) ارتفاع 11 م سعة تقدر ب 193200 ألف متر مكعب) و ذلك من أجل توفير ما يقارب 180 ألف متر مكعب من المياه القابلة للاستعمال.

## Résumé

L'eau est essentielle pour le développement de l'agriculture dans le cadre de sa durabilité avec un impact positif sur l'économie d'un pays, la création d'emplois, l'amélioration des conditions de vie des populations rurales.

C'est dans ce contexte et à travers notre projet de fin d'études qui a pour objectif l'exécution d'un petit barrage sur l'oued de Merzouga (W.Tiaret ) du point de vue technique et économique, ce barrage est destiné à l'irrigation de 70 ha.

Comme toute étude d'exécution, il est impératif de faire une étude topographique, géologique, hydrologique ainsi qu'une étude des variantes afin de fixer le choix du type de la digue à concevoir. Il s'agit d'une digue de 11 m de hauteur, d'une capacité de 193200 m<sup>3</sup> permettant d'assurer un volume régularisable de 180000 m<sup>3</sup> d'eau.

## Abstract

Water is necessity in our lives. It is also necessary to the development of agriculture, especially for its abundance and its impact on the economy of the country, providing different and multiple jobs and improving living conditions of rural populations. After taking all these in account, and through our graduation project, we will conduct a study on the design and execution of a dam on wadi of Merzouga (W.Tiaret ) from technical and economic point of view for irrigation of a perimeter of 70 ha. For this, we study the topography geology, hydrology and the study variants in order to repair the choice of the dam to design. Next, it is about a 11 height dam, making it possible to ensure a volume usable of 180 000 m<sup>3</sup> of water.



# *Sommaire*

## **Introduction générale**

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

## **Chapitre I : Présentation du Site**

Introduction .....	2
I.1 Situation de la commune de Takhmert .....	2
I.1.1 Situation géographique de la commune .....	2
I.1.2 Situation Géographique de la Retenue Collinaire : .....	3
I.1.3 Caractéristiques morphologiques du site .....	4
I.2 Choix du l'axe de l'ouvrage.....	4
I.3 présentation de la Zone a irrigué.....	5
Conclusion.....	6

## **Chapitre II : Etudes géologique et géotechnique**

Introduction .....	7
II.1 Géologie de la région d'étude.....	7
II.2 Séismicité de la région d'étude.....	11
II.3 Hydrogéologie de la région .....	12
II.4 Géologie du site de la retenue.....	12
II.4.1 Analyse lithologique de la cuvette .....	12
II.4.2 Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue .....	14
II.5 Matériaux de construction du la retenue collinaire .....	14
II.5.1 Matériaux de Recharge .....	14
II.5.2 Matériaux Filtres, Drains et Transitions .....	14
II.5.3 Matériaux pour Rip-Rap .....	14
II.6 Etude géotechnique.....	14
II.6.1 Prospection Géotechnique du Terrain .....	14
II.6.2 Prospection géotechnique de laboratoire.....	15
II.6.2.1 Nombre des essais.....	15
II.6.2.2 Mode Opérateur des Essais.....	15
II.6.3 Résultats Géotechniques du Terrain et du Laboratoire .....	16
II.6.3.1 Matériaux de construction de la digue .....	16
Conclusion.....	18

## Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction .....	19
III.1 Situation géographique.....	19
III.2 Délimitation du bassin versant .....	21
III.3 Relief et pente.....	22
III.4 Végétation .....	22
III.5 Caractéristiques morphologiques du bassin versant.....	22
III.5.1 Paramètres géométriques.....	22
III.5.1.1 Superficie du bassin versant.....	22
III.5.1.2 Périmètre du bassin versant.....	23
III.5.2 Paramètres de forme .....	23
III.5.2.1 Indice de compacité de Gravellius "Kc" .....	23
III.5.2.2 Coefficient d'allongement .....	23
III.5.2.3 Rectangle equivalent .....	23
III.5.3 Paramètres du relief.....	25
III.5.3.1 Répartition et courbe hypsométrique.....	25
III.5.3.2 Altitudes caractéristiques.....	26
III.5.3.3 Indice de pente.....	27
III.5.4 Paramètres hydrographiques.....	29
III.5.4.1 Pente moyenne du cours d'eau principal $I_c$ .....	29
III.5.4.2 Densité de drainage $D_r$ .....	29
III.5.4.3 Coefficient de torrencialité $C_t$ .....	29
III.5.4.4 Temps de concentration $T_c$ .....	29
III.5.4.5 Vitesse de ruissellement .....	31
III.6 Données climatologiques .....	33
III.6.1 La Températures.....	33
III.6.2 L'Evaporation.....	33
III.6.3 Les Précipitations .....	34
III.6.3.1 Répartition de la pluie moyenne dans l'année.....	34
III.6.3.2 Estimation des pluies journalières maximales .....	35
III.6.3.3 Les précipitations maximales journalières .....	36
III.6.3.4 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences .....	41
III.6.4 Evaluation des apports liquides .....	44
III.6.4.1 Apports moyens annuels $A_0$ .....	44
III.6.4.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	45

III.6.5 Irrégularité des apports.....	47
III.6.5.1 Les apports fréquentiels.....	47
III.6.5.2 Répartition mensuelle de l'apport 80 % :.....	47
III.6.6 Les apports solides .....	48
III.7 Etude des crues.....	50
III.7.1 Méthode Empirique .....	50
III.7.1.1 Estimation du débit maximum .....	50
III.7.1.2 Hydrogramme de crue .....	52
III.7.2 Choix de la crue de projet .....	56
III.7.3 Calcule du volume de la crue .....	57
III.8 Etude de régularisation.....	58
III.8.1 Objectifs et méthodologie.....	58
III.8.2 Répartition mensuelle des besoins .....	58
III.8.3 Répartition mensuelle de l'apport A80% .....	59
III.8.4 Courbes « Hauteurs - Capacités - Surface » .....	59
III.8.5 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	62
III.8.6 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	65
III.8.6.1 Pertes par évaporation.....	65
III.8.6.2 Pertes par infiltration .....	65
III.8.6.3 Estimation de l'erreur.....	65
III.9 Laminage de crue .....	68
III.9.1 Méthode de Kotcherine .....	68
III.9.1.1 Estimation du débit de crue laminée .....	68
III.9.1.2 Estimation de la charge au-dessus du déversoir.....	69
II.10 Etude d'optimisation.....	72
III.10.1 Calcul de la revanche.....	72
III.10.2 Largeur en crête .....	73
III.10.3 Calcul du volume et du coût de la digue .....	74
III.10.4 Calcul du coût de l'évacuateur de crues.....	75
III.10.4.1 Coût du déversoir .....	75
III.10.4.2 Coût du coursier .....	75
Conclusion.....	78

## **Chapitre IV : Etude des variantes**

Introduction .....	79
IV.1 Choix du type du barrage .....	79

IV.1.1 Digue en terre homogène .....	79
IV.1.2 Digue zoné à noyau étanche .....	79
IV.2 Définition du profil général de la retenue .....	80
IV.2.1 Hauteur de la retenue .....	80
IV.2.2 Largeur en crête .....	81
IV.2.3 La longueur en crête .....	81
IV.2.4 Choix des pentes des talus .....	81
IV.3 Digue en terre homogène .....	81
IV.3.1 Pentes des talus .....	81
IV.3.2 Protection des talus .....	82
IV.3.3 Calcul des drains.....	83
IV.4 Digue zoné a noyau d'argile .....	84
IV.4.1 Pentes des talus .....	84
IV.4.2 Protection des talus .....	84
IV.4.3 Etanchéité de la retenue .....	85
IV.4.3.1 Noyau .....	85
IV.4.3.2 Dimensionnement du Drain Tapis.....	87
IV.4.3.3 La clé d'étanchéité .....	87
IV.5 Détermination du cout des matériaux pour les différentes variantes .....	88
IV.5.1 Digue en terre homogène .....	88
IV.5.2 Digue en terre zoné.....	89
IV.5.3 Comparaison des résultats et discussions .....	90

## **Chapitre V : Etude de la variante retenue**

Introduction .....	91
V.1 Etude des infiltrations.....	91
V.1.1 Présentation du logiciel Geoslope Geostudio 2004 V6.02.....	91
V.1.1.1 Le programme SLOPE/W:.....	91
V.1.1.2 L'interface du logiciel SLOPE/W .....	92
V.1.1.3 méthode utilisée dans l'analyse infiltrations .....	93
V.1.2 Tracer de la ligne de saturation .....	93
V.1.3 Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite) .....	95
V.1.4 Le débit d'infiltration a travers la fondation .....	96
V.2 Dimensionnement des filtres .....	98
V.3 La clé d'étanchéité.....	99
V.4 Calcul de stabilité .....	100

V.4.1 Méthode de BISHOP .....	100
Conclusion.....	103

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

Introduction .....	104
VI.1 L'évacuateur de crues .....	104
VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue.....	104
VI.1.2 Différents types d'évacuateurs de crue .....	104
VI.1.2.1 Evacuateur central .....	104
VI.1.2.2 Evacuateur latéral .....	104
VI.1.3 Choix de la variante.....	106
VI.1.4. Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue .....	106
VI.1.4.1 Canal d'approche .....	106
VI.1.4.2 Déversoir .....	107
VI.1.4.3 Chenal d'écoulement .....	109
VI. 1.4.4 Le coursier .....	110
VI. 1.4.5 Dissipateur d'énergie .....	113
VI. 1.4.6 Canal de restitution.....	115
VI. 1.4.7 Hauteurs des murs bajoyers.....	116
VI.2 Ouvrage de vidange et de prise d'eau .....	117
VI.2.1 Calcul du débit de vidange .....	118
VI.2.3 Correction de la valeur de coefficient $\mu$ .....	119
VI.2.4 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite.....	120
VI.3 Calcul structurel .....	120
VI.3.1 Concept du Béton Armé.....	121
VI.3.2 Principes du calcul de Ferrailage : .....	121
VI.3.2 1 Calcule des forces : .....	121
VI.3.3 Ferrailage du déversoir.....	123
VI.3.4 Ferrailage de la semelle de déversoir.....	124
Conclusion.....	126

## **Chapitre VII : Organisation de chantier**

Introduction .....	127
VII.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise .....	127
VII.1.1 Installations destinées au personnel.....	127

VII.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux.....	128
VII.1.3 Installations destinées à la réparation des engins .....	128
VII.1.4 Installation destinée pour la préfabrication .....	128
VII.2 Moyens du chantier.....	128
VII.2.1 Moyens humains.....	128
VII.2.2 Moyens matériels du chantier .....	128
VII.3 Planification.....	131
VII.3.1 Définition.....	131
VII.3.2. Techniques de la planification .....	132
VII.3.2.1 Méthodes basées sur le réseau.....	132
VII.3.2.2 Relations entre les tâches .....	133
VII.3.2.3 Plannings des Travaux.....	134
VII.3.2.4 Symboles des différentes opérations.....	135
VII.3.2.5 Détermination des chemins critiques .....	136
VII.4 Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes .....	137
Conclusion.....	138

## **Chapitre VIII : Etude environnemental**

Introduction .....	139
VIII.1 La zone du projet.....	139
VIII.2 Impacts sur l'environnement .....	140
VIII.2.1 Impacts sur le sol et l'eau.....	140
VIII.2.2 Impacts sur le paysage .....	140
VIII.2.3 Impacts socio-économique .....	141
VIII.2.4 Impacts sur l'écosystème de grand bassin oued abd .....	141
Conclusion générale.....	142
Références bibliographiques .....	143

# Liste des figures

## Chapitre I : Présentation du Site

<b>Figure I-1</b> : Localisation de la commune Takhmert.....	2
<b>Figure I-2</b> ; Localisation de la commune Takhmert Echelle 1/50.000 (Source : image Google Earth) .....	3
<b>Figure I-3</b> : Vue aérienne du site de la retenue collinaire, .....	5

## Chapitre II : Etudes géologique et géotechnique

Figure II-1 : Extrait de la carte géologique régionale de la wilaya tiaret – Echelle : 1/50.000(Source : DRE-tiaret ) .....	10
Figure II-2 : carte régionale de degré de séisme (Source : R.P.A-2003 ) .....	11
Figure II-3 : coupe géologique schématique axe de la digue .....	13
Figure II-4 : schéma représente résultat des enchantions de la cuvette .....	16
Figure II-5 : Schéma représente résultat des enchantions de la zone d’empreinte.....	16

## Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III-1 : carte d’Etat-major Dominique Luciani Ech : 1/50.000 .....	20
Figure III-2 : carte de réseau hydrographique du bassin cersant oued Merzouga .....	21
Figure III-3 : carte des pentes du bassin versant oued Merzouga .....	22
Figure III-4 : carte des courbes niveau du bassin versant oued merzouga .....	22
Figure III-5 : carte 3D du bassin versant oued Merzouga ( réalisé a l’aide de logiciel Global-mapper).....	22
Figure III-6 : Rectangle équivalent.....	24
Figure III-7 : carte hypsométrique du bassin versant.....	25
Figure III-8 : Courbe hypsométrique du Bassin versant Merzouga .....	26
Figure III-9 : Histogramme des températures mensuelles .....	33
Figure III-10 : Histogramme des Evaporation mensuelles barrage Benkhada.....	34

Figure III-11 : Histogramme de la précipitation moyenne mensuelle.....	35
Figure III-12 : ajustement par la loi de Gumbel.....	37
Figure III-13 : ajustement par la loi de Galton.....	40
Figure III-14 : La courbe des pluies de courte durée.....	43
Figure III-15 : La courbe des pluies de courte durée.....	43
Figure III-16 : Répartition mensuelle des apports de fréquence 80%.....	48
Figure III-17 : Représentation des hydrogrammes des crues pour différente période de retour .....	55
Figure III-18 : Hydrogramme synthétique de la crue centennale.....	57
Figure III-19 : Courbe Capacité –Hauteur .....	61
Figure III-20 : Courbe Surface –Hauteur .....	61
Figure III-21 : courbe volumétrique ( $S=f(V)$ ).....	62
Figure III-22 : Courbes $H= f(Q,q)$ .....	71
Figure III-23 : courbes $V_f =f(Q, q)$ .....	71
Figure III-24 : Courbe d’optimisation .....	77

## **Chapitre IV : Etude des variantes**

Figure IV-1 : Coupe transversale d’une digue homogène.....	79
Figure IV-2 : Coupe transversale d’une digue zonée.....	80

## **Chapitre V : Etude de la variante retenue**

Figure V-1 : Les menus disponibles sur logiciel SLOPE.....	92
Figure V-2 : Discrétisation du corps du barrage en éléments finis.....	93
Figure V-3 : Réseau d’écoulement dans le corps du barrage.....	96
Figure V-4 : Détail du réseau d’écoulement à travers la fondation du barrage.....	97
Figure V-5 : Cercle de glissement correspondant au F minimal – Fin de construction, talus amont.....	100
Figure V-6 : Cercle de glissement correspondant pour un autre contour .....	101
Figure V-7 : Cercle de glissement correspondant au F minimal – Fin de construction, talus aval.....	101
Figure V-8 : Cercle de glissement correspondant au F minimal – Ecoulement permanent, talus aval.....	102
Figure V-9 : Cercle de glissement correspondant au F minimal – vidange rapide, talus amont.....	102



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

Figure VI-1 : Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral .....	105
Figure VI-2 : Dimensions caractéristiques et géométrie du déversoir .....	107
Figure VI-3 : Schéma du profil du seuil déversant type Creager .....	109
Figure VI-4 : variation de la distance en fonction de la hauteur d'eau .....	113
Figure VI-5 : Schéma de bassin de dissipation, type I (USBR, 1987) .....	114
Figure VI -6 : Les charges exercées sur l'évacuateur de crues. ....	121

## **Chapitre VII : Organisation de chantier**

Figure VII-1 : Compacteur à pneus .....	129
Figure VII-2 : Compacteur à rouleaux.....	129
Figure VII-3 : Décapeuse automotrice.....	130
Figure IV-5 : Camion de chantier.....	131

## **Chapitre VIII : Etude environnemental**

Figure VIII-1 : Village de bini halima.....	139
Figure VIII-2 ; image du oued abd .....	142

# Liste des tableaux

## Chapitre I : Présentation du Site

Tableau I-1 : coordonnées de site .....	3
---	---

## Chapitre II : Etudes géologique et géotechnique

Tableau II-1 : Récapitulatif des essais effectués au laboratoire (Source : Laboratoire Eau et Ouvrages dans leur environnement ).....	15
---	----

## Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III-1 : les paramètres hydromorphométriques du bassin versant.....	24
Tableau III-2 : Répartition de la surface du BV .....	26
Tableau III-3 : Détermination de la pente Roche Ip .....	28
Tableau III-4 : Récapitulatif des Temps de concentration.....	30
Tableau III-5 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant : .....	32
Tableau III-6 : Températures moyennes mensuelles .....	33
Tableau III-7 : Evaporation station barrage de Benkhada (ANRH 2017) .....	33
Tableau III-9 : ractéristiques des stations pluviométriquesca.....	34
Tableau III-10 : Moyennes mensuelles des précipitations en mm dans la station de Frenda .....	34
Tableau III-11 : Ajustement à la loi de Gumbel. ....	37
Tableau III-12 : Caractéristique de la loi Gumbel .....	38
Tableau III-13 : Ajustement à la loi Log-Normale.....	39
Tableau III-15: Pluies de courtes durées et leur intensité.....	42
Tableau III-16 : Récapitulatif de l'Apport moyenne interannuelle.....	45
Tableau III-17: Caractéristiques de l'écoulement.....	47
Tableau III-18 : Moyennes mensuelles des apports de fréquence 80%.....	48

Tableau III-19 : Récapitulatif des résultats des apports solides et volumes morts.....	49
Tableau III-20 : valeur de $\alpha$ en fonction de la fréquence .....	51
Tableau III-21 : valeur de C en fonction de la fréquence .....	51
Tableau III-23 : débits maximaux de crue .....	52
Tableau III-24 : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour .....	54
Tableau III-25 : Répartition mensuelle des besoins .....	58
Tableau III-26 : Moyennes mensuelles des apports de fréquence 80%.....	59
Tablea-27 : Courbes topographiques et volumétrie .....	60
Tableau III-28 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes .....	64
Tableau III-29 : valeurs de $\delta$ en fonction des conditions hydrogéologiques .....	65
Tableau III-30 : Volumes des pertes dans la retenu.....	66
Tableau III-31 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes. ....	67
Tableau III-32 : 1 ère étape de calcul. ....	70
Tableau III-33 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue.....	70
Tableau III-34 : Récapitulatif des résultats .....	72
Tableau III-35 : Largeur en crête .....	73
Tableau III-36 : Calcul du cout de la digue.....	74
Tableau III.37 : Calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs.....	75
Tableau III-38 : Coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes.....	76
Tableau III-39* : Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes .....	76
Tableau III-40 : Caractéristiques du barrage.....	77

## **Chapitre IV : Etude des variantes**

Tableau IV.-1 : Valeurs indicatives des pentes des talus.....	81
Tableau IV-2 : Valeurs du coefficient C .....	82
Tableau IV-3 : Epaisseur de l'enrochement et $D_{50}$ minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague .....	83
Tableau VI-4 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation .....	86
Tableau VI-5 : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage .....	86
Tableau IV-6 : Caractéristiques du noyau .....	87
Tableau IV-7 : Volume des recharges pour la variante terre homogène .....	88
Tableau IV-8 : Volume du Rip-Rap pour la variante terre homogène.....	89

Tableau IV-9 : Volume des recharges pour la variante terre zoné.....	89
Tableau IV-10 : Cout de différentes variantes de la digue .....	90

## **Chapitre V : Etude de la variante retenue**

Tableau V-1 : Coordonnées de la parabole de KOZENY. ....	94
Tableau V-2 : les cas de stabilité étudiés .....	102

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

Tableau VI-1 : Coordonnés du profil de Greager .....	108
Tableau VI-2 : récapitulatif des résultats .....	111
Tableau VI-3 : Récapitulatif des données de départ .....	112
Tableau VI-4 : Calcul de la ligne d'eau.....	112
Tableau VI-5 : récapitulatif des résultats .....	115

## **Chapitre VII : Organisation de chantier**

Tableau VII-1 : Symboles des opérations réalisées .....	135
Tableau VII-2 : Détermination des chemins critique.....	136
Tableau VII-3 : Devis estimatif de la digue .....	137
Tableau VII-4 : Devis estimatif de l'évacuateur de crue.....	137
Tableau VII-4 : Vidange de fond et prise d'eau .....	137

# *Liste des planches*

**Planche n°1** : Plan d'aménagement de la retenue collinaire sur Oued Merzouga W.Tiaret

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

**Planche n°3** : Coupe transversal avec détaille de la variante retenue

**Planche n°4** : Profil en long de l'évacuateur

**Planche n°5** : Carte géologique de la commune Takhmert W.Tiaret

**Planche n°6** : Coffrage et Ferrailage d évacuateur de crue

# INTRODUCTION GENERALE

La nécessité de voir des mécanismes nouveaux pour le développement de l'agriculture dans notre pays est devenue une nécessité primordiale tant la situation du secteur est devenue alarmante.

Dans ce contexte, l'utilisation de toutes les potentialités s'avère nécessaire, car aujourd'hui les ressources en eau sont considérées comme étant un facteur décisif pour l'augmentation de la production agricole, aussi est un élément déterminant pour la croissance économique du pays, et l'amélioration des conditions de vie du citoyen.

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

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

C'est dans ce but que notre travail consacré sur l'étude de l'aménagement de la retenue collinaire de la commune Takhmert , wilaya de Tiaret , afin d'assurer le stockage d'un volume d'eau important destiné principalement à l'irrigation agricole. L'aménagement comprend une digue en terre en matériaux locaux et d'ouvrages annexes constitués d'un évacuateur de crues, une prise d'eau et d'un ouvrage de vidange de fond.

## Introduction

L'objectif principal de ce chapitre est l'étude et l'analyse des possibilités de créer un barrage sur l'oued Merzouga, de point de vue topographique afin d'établir les documents nécessaires pour l'étude du projet (cartes, plans et profils) qui permettent de déterminer les caractéristiques de la retenue et l'endroit le plus adéquat pour l'implantation de son axe. Dont le but de mobiliser les ressources en eau par le biais d'un réservoir de stockage permettant l'irrigation de plus des 70 hectares des périmètres d'irrigation.

## I.1 Situation de la commune de Takhmert

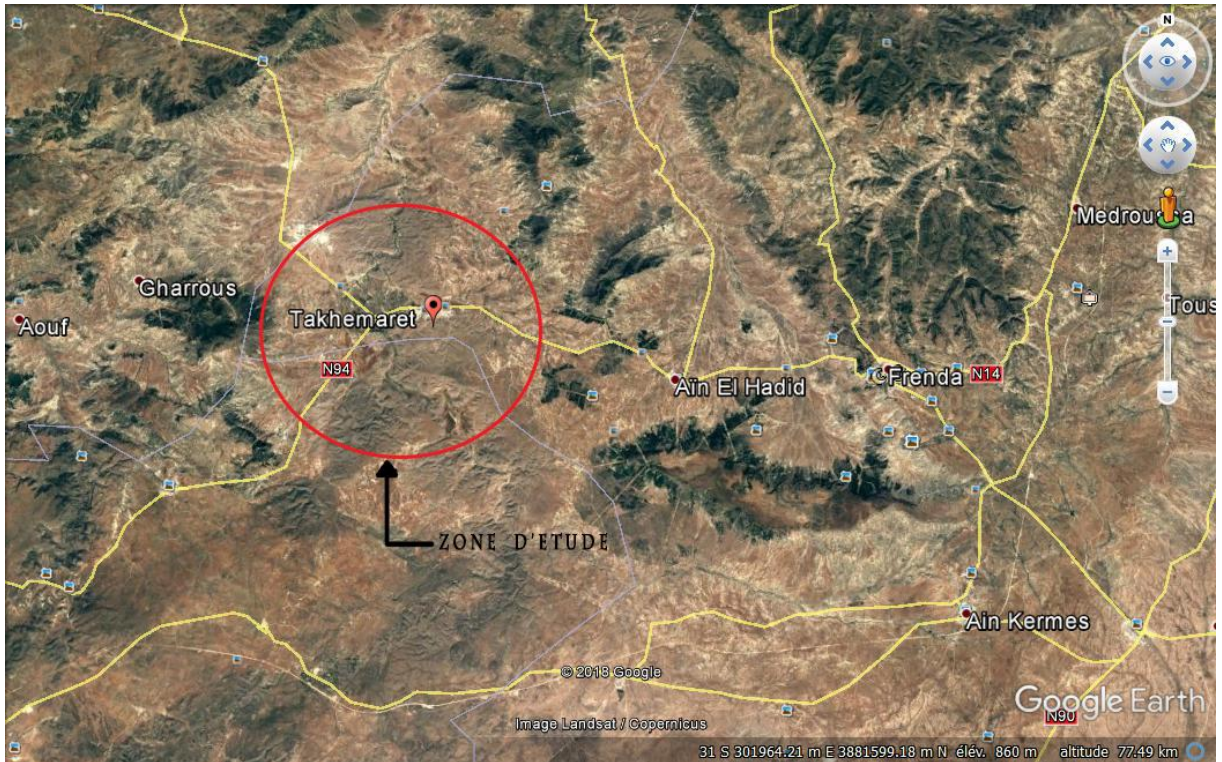
### I.1.1 Situation géographique de la commune

La commune Takhmert occupe la partie ouest de la wilaya de tiaret, concentré d'une population de plus de 100000 habitants.

- Au nord : la wilaya de Mascara.
- A l'est : la commune de Ain El hadid
- Au sud : la commune de Djilali rosef.
- A l'ouest : le wilaya de Siada.



Figure I-1 : Localisation de la commune Takhmert



**Figure I-2 ;** Localisation de la commune Takhemaret Echelle 1/50.000 (Source : image Google Earth)

### I.1.2 Situation Géographique de la Retenue Collinaire

Le site de la future retenue collinaire sur Oued Merzouga se trouve à 16 kilomètres au Nord-Est de l'agglomération de Takhemaret ,Le site proposé est définie sur la Carte d'état-major Dominique Luciani Ech : 1/50.000 ème les coordonnées Lambert suivant :

**Tableau I-1 :** coordonnées de site

coordonnée	X (km)	Y(km)	Z(km)
Oued Merzouga	320.300	210.200	650

On accède au site par une piste difficilement carrossable que l'on peut prendre à 1 km au Est de l'agglomération Takhemert à partir de la route nationale Frenda-Takhemaret.



### I.1.3 Caractéristiques morphologiques du site

La zone d'étude de la retenue collinaire présente un relief accidentée, l'emplacement du site est caractérisé par une cuvette qui présente en rive gauche des pentes relativement fortes tandis qu'en rive droite les pentes sont assez douces. Elle est entaillée par les deux talwegs qui se rejoignent juste en aval de l'axe de la future digue. Le lit mineur est relativement assez important dépassant parfois les deux mètres de profondeur avec des pentes abruptes et ce lit est occupé par des blocs d'arrondis provenant du charriage lors des crues.

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

Le choix d'un site apte pour la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions techniques et économiques est basé essentiellement sur les connaissances et les conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques du site. Parmi les critères déterminants du choix d'un site d'une retenue collinaire, on distingue les différents points suivants :

- La capacité de la cuvette à emmagasiner le maximum de volume d'eau
- L'étranglement des deux rives d'encrage de la digue qui conditionnera la longueur de la digue
- Moins la hauteur la digue sera réduite, celle-ci moins les volumes de terre à mobiliser seront réduits lors de la confection du corps de la digue en terre saine
- Les conditions géologiques des environs et les possibilités à trouver les matériaux les plus adéquats pour la construction du barrage (terre saine pour le corps de la retenue)
- Les bonnes conditions d'écoulement des eaux qui sont tributaires des conditions climatiques et essentiellement les précipitations.
- Les conditions d'accès au site de la retenue et les lieux des zones d'emprunts des matériaux nécessaires à la réalisation du projet

Ainsi que les conditions économiques liées au coût du projet, à savoir :

- Le volume d'eau (régularisable) produit durant chaque cycle (année)
- Le coût global de la digue et des ouvrages annexes comme l'évacuateur de crues, l'ouvrage de prise ou de vidange
- La durée de vie de la retenue
- Les conditions d'envasement qui doivent être au minimum.



**Figure I-3 :** Vue aérienne du site de la retenue collinaire,  
Echelle 1/50 (Source : image Google Earth)

### **I.3 présentation de la Zone a irrigué**

L'objectif recherché à travers l'implantation et la réalisation d'une retenue collinaire concerne l'utilisation des ressources en eau mobilisées et notamment dans ce cas précis la création d'une aire d'irrigation.

Les reconnaissances et observations effectuées sur le site de Chaâbet Merzouga ont permis d'identifier juste à l'aval de l'emprise de la digue l'existence d'importantes superficies de terres. Il s'agit d'une zone relativement plate avec des sols bruns d'excellentes qualités pédologiques et cultivées actuellement en céréales. Ces terres compte tenu de leur situation par rapport à l'emprise de l'ouvrage peuvent être irriguées gravitairement.

Cette configuration constitue un facteur très favorable dans la mesure où il permet de réduire et les charges liées à la mise en valeur en irrigué de ces terres dans la mesure où il ne sera pas nécessaire d'utiliser une quelconque énergie.

Par ailleurs, nous avons pu noter que les agriculteurs de la région de Takhmaret disposent d'une importante potentielle expérience dans la conduite des cultures à l'irrigué notamment le

maraîchage. Ce facteur constitue également un atout supplémentaire pour les résultats attendus à travers cet aménagement projeté par les pouvoirs publics.

## **Conclusion**

De façon générale on peut dire que le site proposé pour la réalisation d'une retenue collinaire de la commune Takhmert est très favorable vu que la nature morphologique de site présente un relief accidenté, exprimant par des dépressions naturelles favorables au stockage de l'eau. La conception des ouvrages nécessite la réalisation de plans topographiques précis, s'appuyant sur des levés de la zone d'implantation de la retenue.

## Introduction

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

L'étude géologique est la phase la plus importante dans la conception des ouvrages hydrauliques. 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'emplacement de l'ouvrage. Elle doit tenir compte de :

- La cuvette et les appuis : Détermination de la coupe faciale génétique avec la description des types lithologiques, ainsi qu'une évaluation de l'étanchéité ou l'imperméabilité, le dimensionnement et la caractérisation des mouvements des pentes.
- La garantie de la rétention de l'eau stockée est un aspect vital. La prise de mesures contre la filtration dans la cuvette et les appuis tendent à élever le coût de l'ouvrage. Situation semblable provoque la présence de pentes instables, par exemple, traces d'anciens ou de récents glissements, possibles affectations par le remplissage ou l'exploitation du barrage, des berges à tendance érosive qui pourraient envaser le barrage en un temps court, des risques d'eutrophisation ... etc.
- Fondation de la digue et des ouvrages annexes : Définition de la coupe faciale génétique avec la description des types lithologiques, en évaluant sa perméabilité et sa stabilité.
- Des Matériaux de construction et des gites d'emprunts.

### II.1 Géologie de la région d'étude

La région de Takhmaret constitue Des terrains sédimentaires datant du secondaire et se répartissent du Lias au Jurassique, Les dépôts sont formés par endroit, par des couches puissantes de quelques centaines de mètres de calcaires, de dolomies et surtout de grès et d'argiles, en couches et bancs stratifiés et étagés comme suit de bas en haut :

### 1- Le trais

Il n'affleure pas, mais a été reconnu par des forages, sa constitution est faite de basaltes intrusifs sur les conglomérats carbonatés, et surmontés par une faible couche d'argile.

### 2- La jurassique inferieur ou lais

Le Lias débute par les dolomies de Bouloual (Infra-Lias) et les dolomies d'Ain-Dez qui prennent en sandwich les marnes d'Es Safeh (Toarcien). Puis viennent les argiles de Sidi Youssef et les marnes de Modzbad (Mosbah) coiffées par les dolomies de Zergour (Aaléno-Dogger).

### 3- Le jurassique moyen ou Dogger

Une partie de l'Aalénie déborde sur le Dogger par ses formations dolomitiques du Zergour. La difficulté de différencier les formations dolomitiques des trois différents étages qui sont : l'Aalénie, le Bajocien et le Bathonien a fait que les géologues les ont réunis en un seul élément, qu'ils ont appelé « complexe Aaléno-Bajo-Bathonien ».

### 4- La jurassique supérieur ou malm :

Cette série est constitué par :

#### a) La Callovo-Oxfordien

Il est constitué par des marnes et des argiles alternant avec des bancs gréseux, dénommées « argiles de Saïda ». L'ensemble débute par des argiles verdâtres, très puissantes, interrompues par des lits centimétriques gréseux.

#### b) Le lusitanien :

Cette formation débute à la base par un niveau renfermant des marnes grises à hématites et des dolomies s'intercalant en bancs, à des niveaux éloignés les uns des autres de la base au sommet .En remontant, on rencontre une série argilo-gréseuse surmontée par une alternance de bancs gréseux et calcaires dolomitiques, jusqu'au sommet de la formation et terminant celle-ci en corniches spectaculaires en affleurements.

### 5- Le Jurassique terminal

Il est constitué par les deux étages du Kimméridgien et Portlandien qui clôturer le système jurassique entier. L'ensemble apparaît en affleurement à l'Ouest, hors de la zone d'étude. La formation s'étend sur deux étages consécutifs. Le Kimméridgien et le Portlandien.

**a) Le Kimméridgien**

Il débute par une épaisse formation dolomitique (dolomies de Tlemcen) où des minces niveaux marneux sont intercalés ; ces derniers, en ralentissant ou en stoppant les infiltrations, donnent par moments des résurgences à différents niveaux de la vallée. Ces dolomies sont le lieu de fissures qui leur attribuent une perméabilité en grand.

**b) Le Portlandien**

Cette formation est caractérisée par des calcaires gris à patines fines zoogènes, riches en polypiers et périnées ; elle est exploitée en carrière. En résumé, ce Jurassique terminal peut être subdivisé en deux formations distinctes :

- Une formation grés-marneuse, composée d'alternance de bancs gréseux et de calcaires dolomitiques, avec quelques passages argilo-marneux.
- Une formation carbonatée, distincte par ses calcaires dolomitiques et ses dolomies massives fissurées.

**6- Le Tertiaire (Pliocène)**

Le grès, le sable et l'argile pouvant appartenir au Pliocène continental, sont recouverts par une formation calcaire. Un ensemble aussi semblable à celui-ci peut aussi revenir au Crétacé inférieur. La différenciation est presque impossible en raison de la similitude des formations et de la stratigraphie.

**7- Le Quaternaire**

Il présente des alluvions indifférenciées composées essentiellement de dépôts fluviaux : argile, sable, graviers et galets.



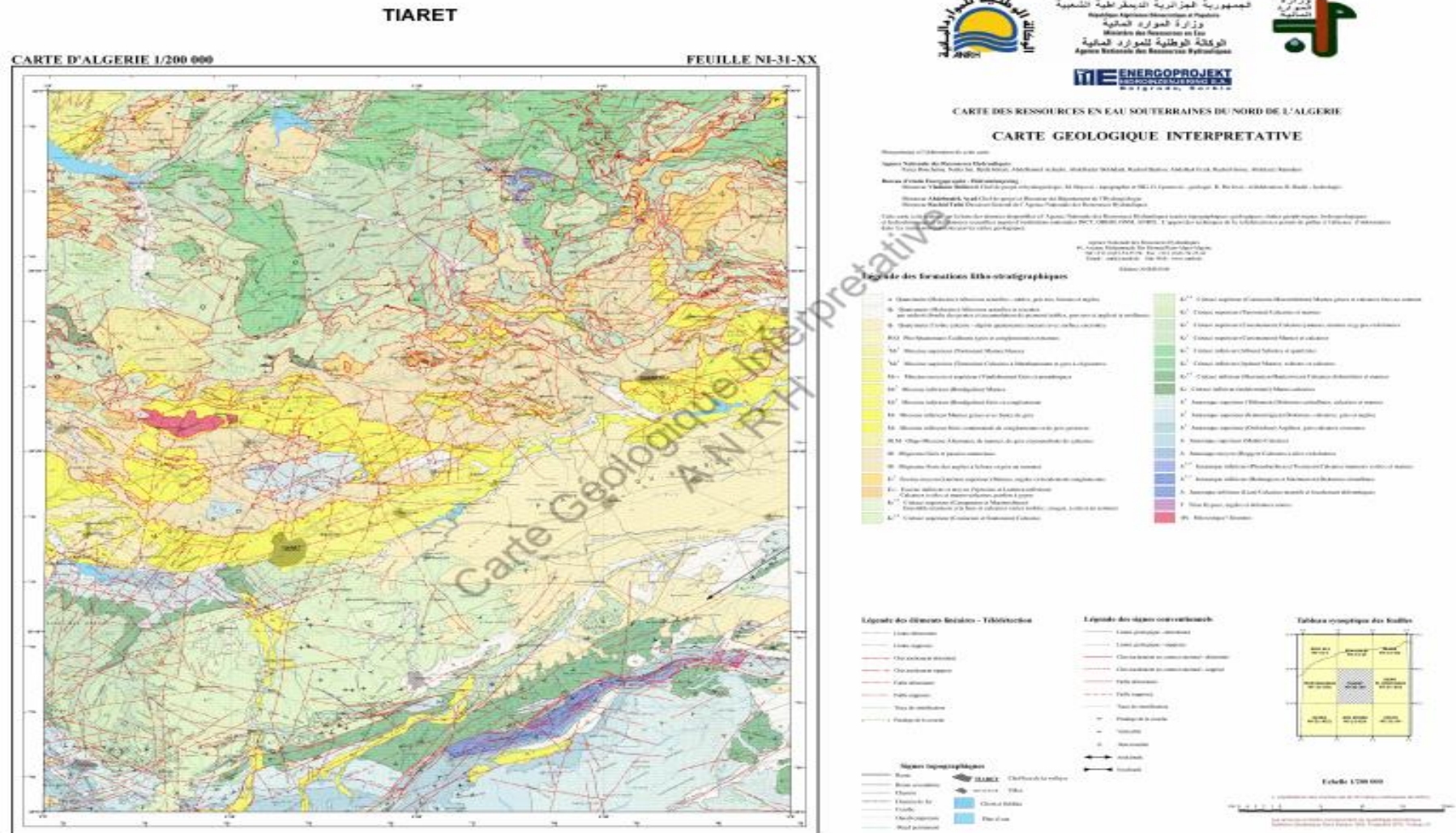


Figure II-1 : Extrait de la carte géologique régionale de la wilaya tiaret – Échelle : 1/50.000(Source : DRE-tiaret )

## II.2 Séismicité de la région d'étude

L'Algérie est un pays très fortement exposé aux activités séismiques, cette dernière est due principalement à la nature géologique de la région et aux mouvements tectoniques permanents à la frontière des plaques africaines et eurasiennes.

Selon le règlement parasismique Algérien (R.P.A version 2003), notre structure est classée dans la zone I qui est caractérisée par une activité sismique faible.

Le coefficient sismique noté « K » définissant la fraction de l'accélération de la pesanteur utilisée dans les études de stabilité des digues de barrages ou retenues collinaires soumises à des tremblements de terre, peut être déterminé à partir du coefficient d'accélération maximale horizontale notée « a » dépendant de la zone sismique et du degré d'usage de la structure, par la formule empirique suivante :

$$K = 2/3 \times a \quad \text{avec} \quad a = 0.067$$

Cette formule empirique est fondée sur l'observation du comportement de nombreux barrages en terre et en enrochement construits dans des zones de fo

$$\underline{K = 0.1}$$

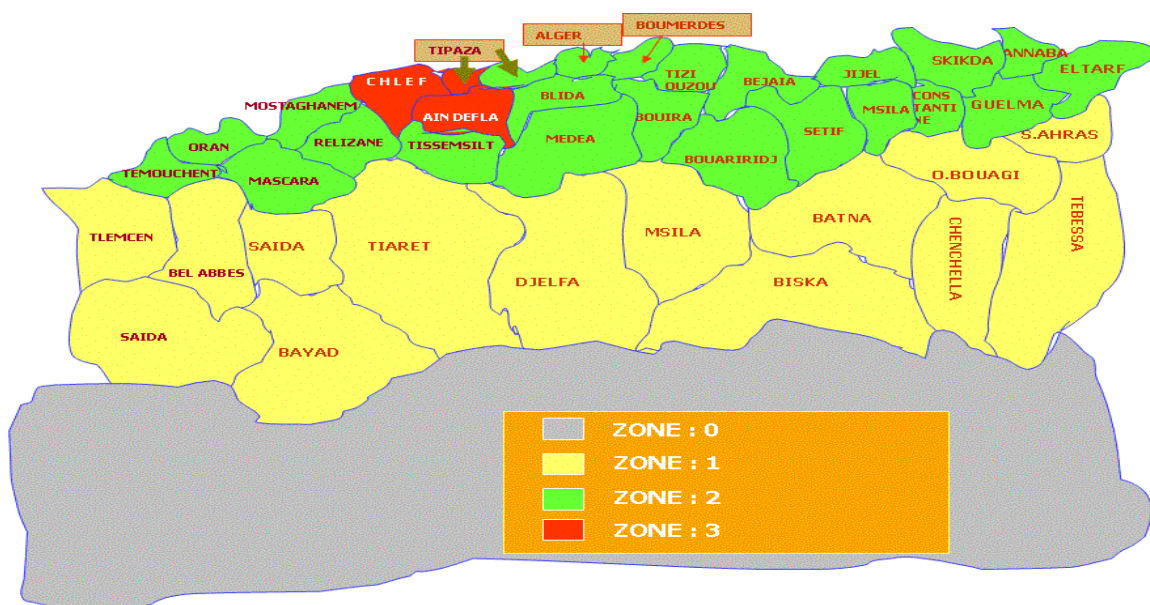


Figure II-2 : carte régionale de degré de séisme (Source : R.P.A-2003 )



## II.3 Hydrogéologie de la région

Plusieurs niveaux sont reconnus comme aquifères dans la région et sont exploités par forage, notamment :

- La nappe superficielle : Il s'agit d'une nappe alluviale localisée dans les accumulations alluvionnaires (dépôts sableux et argilo-sableux du Quaternaire) de l'oued Merzouga. Elle est alimentée par les précipitations, l'infiltration des eaux de l'oued et les eaux d'irrigation.
- La nappe du Mio-Pliocène : Cet aquifère est constitué par une alternance de niveaux fins argileux ou marneux et de niveau grossiers sableux et conglomérats erratiques. Cette nappe à une extension considérable, elle est captée par de nombreux forages ; son épaisseur est faible sur les piémonts et augmente au milieu de la plaine. Son alimentation est assurée par les pluies exceptionnelles dans la zone d'affleurement.
- La nappe des calcaires : Elle est constituée par les calcaires du Sénonien supérieur et ceux du Turonien, mais c'est l'Éocène inférieur qui constitue en zone fissurées la nappe la plus importante dans la région. Il s'agit d'un aquifère captif, appelé "nappe de karemass", intensivement captée dans la région de Ain Hadid à Franda.

## II.4 Géologie du site de la retenue

### II.4.1 Analyse lithologique de la cuvette

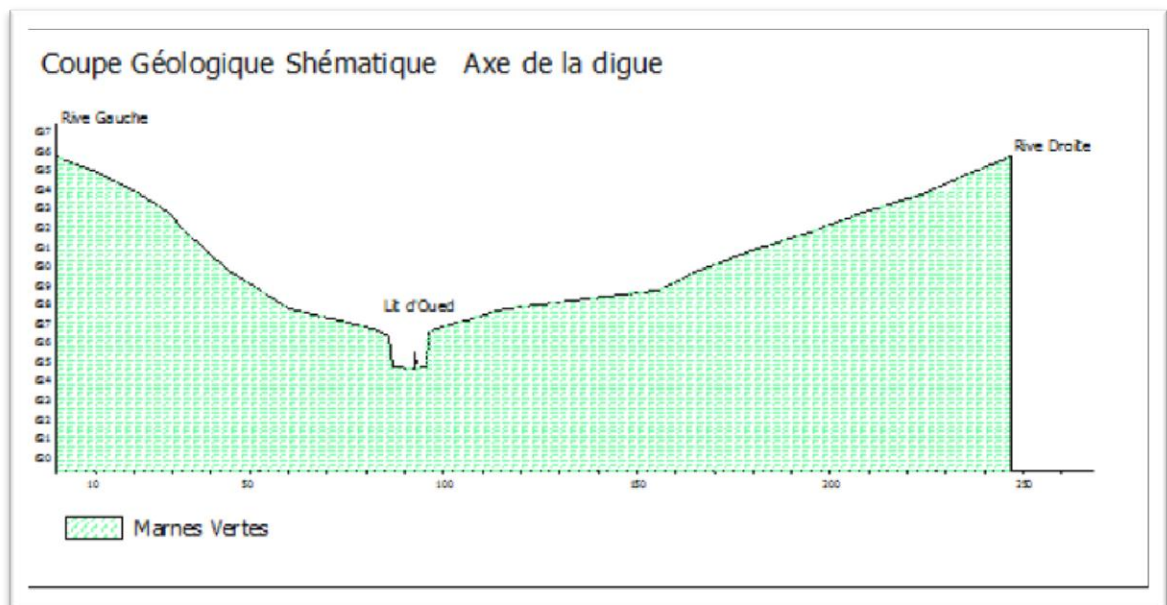
L'étude géologique de la cuvette et de l'emprise de la digue revêt un caractère important dans la mesure où elle conditionne la faisabilité hydrotechnique de l'ouvrage de mobilisation. Particulièrement au niveau de notre cuvette en trouve :

- L'ensemble de la cuvette est constitué par des affleurements de marnes verdâtres appartenant au calloro-oxfordien.
- Ce sont des marnes plastiques et très compactes en profondeur. Leur épaisseur est très importante dans la mesure où elles dépassent les 100m selon les informations recueillies sur des forages réalisés dans la zone d'étude pour les besoins d'irrigation. Ces marnes présentent par endroits des passages de bancs gréseux.
- Ces affleurements de marnes vertes au niveau de la cuvette et compte tenu de leurs caractéristiques physiques notamment leur très faible perméabilité, constituent une

excellente assise pour le futur lac en raison de leur étanchéité avec une absence de pertes par infiltration.

- En plus de ces marnes qui recouvrent l'emprise de la cuvette, nous avons au niveau du lit mineur des deux talwegs ainsi qu'au niveau de leurs abords, la présence de conglomérat non cimenté arrondis et parfois anguleux de taille très variés.
- Ces conglomérats sont constitués d'éléments gréseux et forment un éboulis de pente provenant de l'érosion des reliefs situés en amont.
- Sur les berges de l'oued, ces conglomérats sont enrobés à l'intérieur de marnes plastiques réduisant ainsi fortement leur perméabilité.

A travers l'ensemble des données dans le cadre de l'étude de la géologie de la cuvette, on peut conclure que cette dernière est occupée dans sa totalité par des marnes plastiques et en conséquence l'étanchéité de cette cuvette est totalement assurée et donc ceci constitue un paramètre favorable pour la faisabilité de la retenue collinaire de Chaâbet Merzouga. Figure II-3 (géologie du site retenu collinaire).



**Figure II-3** : coupe géologique schématique axe de la digue

#### II.4.2 Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue

Elle est principalement basée sur les résultats de la campagne de reconnaissance géologique de terrain marquée par la réalisation de plusieurs tranchées ou fouilles afin de déterminer la structure géologique la zone , le bureau d'études a délimiter une zone en amont de l'axe de la digue pouvant offrir des quantités nécessaires de matériau pour les besoins du chantier. Cette zone d'emprunt se situe à aval de la cuvette en vue d'augmenter les capacités d'emménagement du volume stocké.

## **II.5 Matériaux de construction du la retenue collinaire**

### **II.5.1 Matériaux de Recharge**

La digue de la retenue sera constituée en remblai homogène et sont constitués d'argiles imperméable. Le volume des matériaux nécessaire destinés à la recharge de la digue et de l'ordre de 40000 m<sup>3</sup> et sont largement disponibles dans la zone d'emprunt, l'exploitation des terres sera à une profondeur de 2.0m, d'où la surface nécessaire de la zone d'emprunt et de l'ordre de 3,0 ha.

### **II.5.2 Matériaux Filtres, Drains et Transits**

Ils seront exploités des carrières de la région les plus proches au site de la retenue collinaire. Ils sont constitués de sables ou des grès friables à grains fins.

### **II.5.3 Matériaux pour Rip-Rap**

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (Enrochement), seront exploités par ramassage ou importés des carrières les plus proches au site. Ils sont constitués des blocs ayant des dimensions oscillant entre 200 mm et 300 mm de diamètre.

## **II.6 Etude géotechnique**

### **II.6.1 Prospection Géotechnique du Terrain**

L'étude géotechnique de ce site de la retenue collinaire, basée essentiellement sur des campagnes de reconnaissance effectuées sur terrain, durant lesquelles on établit un programme des travaux de terrain exécution des puits, tranchées et sondage, suivi des prélèvements des échantillons de sol en différents endroits de la retenue : zone d'emprunt argileuse et zone d'emprises de la digue afin d'évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction de la digue ainsi que la détermination de la structures géo mécanique du sous-sol de fondation à différents niveaux pour des essais géotechniques et chimiques de laboratoire.

### **II.6.2 Prospection géotechnique de laboratoire**

### II.6.2.1 Nombre des essais

**Tableau II-1** : Récapitulatif des essais effectués au laboratoire (Source : Laboratoire Eau et Ouvrages dans leur *environnement* )

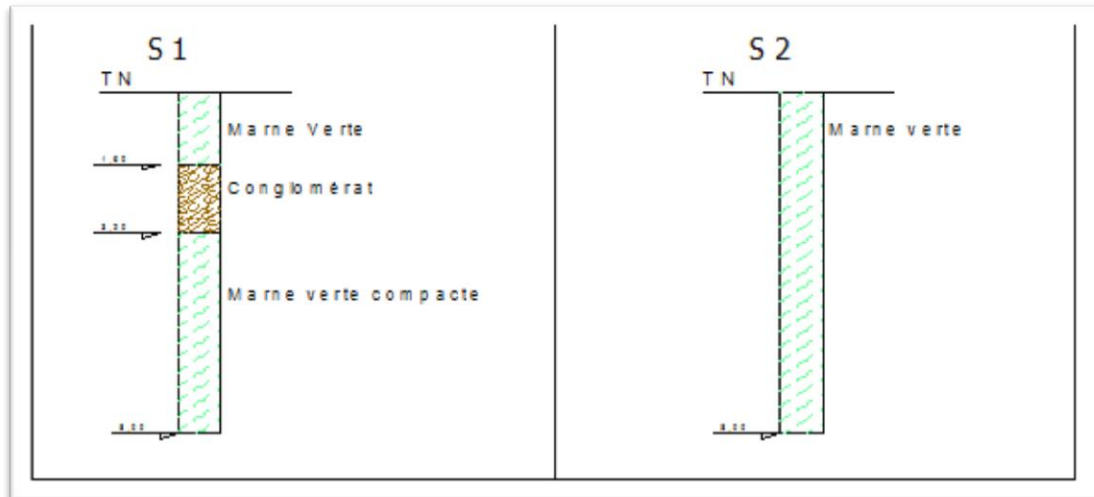
Type d'essai	L'essai	Nombre des essais
<b>Essais physiques d'identification</b>	Teneur en eau naturelle ( $W_n$ )	04
	Densité sèche ( $\gamma_d$ )	04
	Degré de saturation ( $S_r$ )	04
	Essais Limite de liquidité ( $W_L$ )	04
	Indice de plasticité ( $I_p$ )	04
	Granulométrie	04
	Sédimentométrie	04
<b>Essais mécaniques</b>	Essai œdométrique	03
	Cisaillement rectiligne	03
	Proctor normal	04
<b>Analyse chimique sommaire de sol</b>	Teneur en carbonate ( $CaCO_3$ )	04
	Teneur en MO	04
	Teneur en gypses ( $CaSO_4, 2H_2O$ )	04
	Teneur en chlorures	04

### ii.6.2.2 Mode Opérateur des Essais

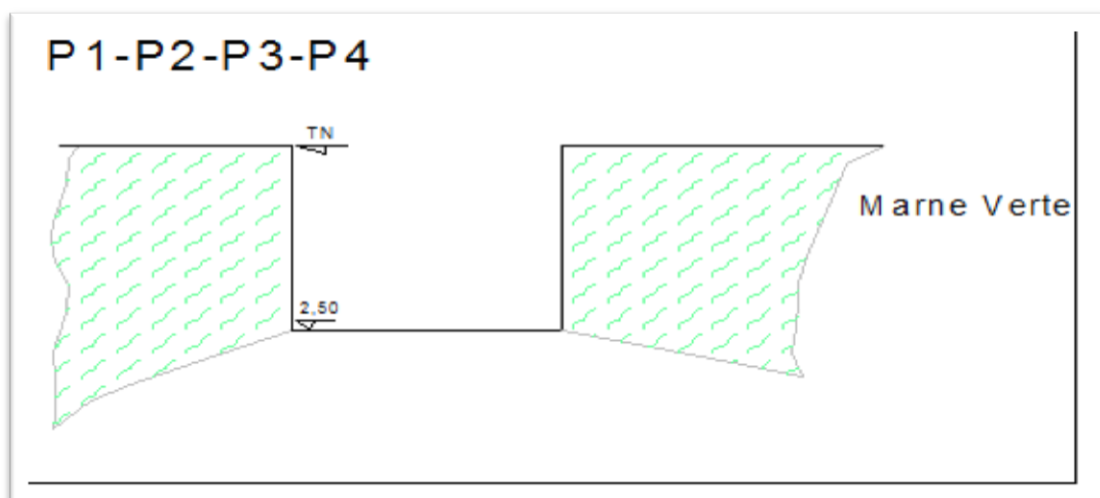
L'étude géotechnique du site de la retenue collinaire sur chaabet Merzouga a été confiée par le Bureau d'Etude Project Consulting au Laboratoire Eau et Ouvrages dans leur environnement (EOLE), relevant de la Faculté des Sciences de l'Ingénieur de l'Université Abou Bekr Belkaïd de Tlemcen.

Nous signalons que le site de la retenue présente une accessibilité extrêmement difficile due aussi bien à la nature des sols qu'aux pentes raides des versants de l'Oued. La réalisation de sondages carottés au droit de l'axe de la digue est pratiquement impossible.

Afin de prélever des échantillons et de reconnaître le profil géotechnique, deux (02) puits ont été exécutés au niveau du sol d'assise de la digue et quatre (04) puits ont été exécutés au niveau des zones d'emprunt. Le programme d'essais est celui permettant de concevoir la retenue en question et de vérifier sa stabilité. Les résultats des essais sont présentés dans les deux figures suivantes :



**Figure II-4 :** schéma représente résultat des échantillons de la cuvette



**Figure II-5 :** Schéma représente résultat des échantillons de la zone d'emprunte

## II.6.3 Résultats Géotechniques du Terrain et du Laboratoire

### II.6.3.1 Matériaux de construction de la digue

#### ➤ Matériaux d'étanchéité de la digue (**argile**)

Ces matériaux constituent le remblai d'étanchéité et ont les propriétés suivantes :

Essais physiques d'identification et de classification :

Teneur en eau naturelle ( <b>W<sub>n</sub></b> ).....	14.56 %
Limite de liquidité ( <b>W<sub>L</sub></b> ) .....	59.53 %
Limite de Plasticité ( <b>W<sub>p</sub></b> ).....	25.67%
Indice de plasticité ( <b>I<sub>p</sub></b> ).....	30.86%

Essais mécaniques :

Perméabilité ( <b>K</b> ).....	4.65 10 <sup>-5</sup> m/s
--------------------------------	---------------------------

Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U :

Cohésion ( <b>C<sub>u</sub></b> ) .....	0.97 bar
Angle de frottement ( <b>φ<sub>u</sub></b> ).....	0°
Cohésion ( <b>C'</b> ) .....	0.43 bar
Angle frottement ( <b>φ'</b> ).....	0.43°

Compactage selon Proctor normal :

Teneur en eau optimale ( <b>W<sub>opt</sub></b> ).....	14.6%
Densité sèche optimale ( <b>γ<sub>d,opt</sub></b> ).....	1.65 t/m <sup>3</sup>

Analyse chimique sommaire du sol :

Teneur en carbonate( <b>CaCO<sub>3</sub></b> ).....	66.2 %
---	--------

➤ Matériaux de recharge de la digue :

Essais physiques d'identification et de classification :

Limite de liquidité ( <b>W<sub>L</sub></b> ).....	58,47 à 63,536 % (moyenne : 60,82 %).
Limite de plasticité ( <b>W<sub>p</sub></b> ).....	26,98 à 28,73 % moyenne : 28,04 %)
Indice de plasticité ( <b>I<sub>p</sub></b> ).....	31,46 à 34,806 % (moyenne : 32,78 %)
Teneur en eau à la saturation ( <b>W<sub>sat</sub></b> ) .....	15,97 à 21,92 % (moyenne 19,86%)
Indice de consistance ( <b>I<sub>c</sub></b> ) .....	1,35 à 1,65 ( moyenne 1,46)

Essais mécaniques :

Perméabilité (K).....10<sup>-3</sup> à 10<sup>-5</sup> m/s

Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U :

Cohésion (C<sub>u</sub>) .....0,18-0,19 bar

Angle de frottement (φ)<sub>u</sub>.....23,87 - 24,49°

Cohésion (C') .....00,00-0,05 bar

Analyse chimique sommaire du sol :

Teneur en carbonate(CaCO<sub>3</sub>).....02,46 % -15,75

➤ Matériaux d'encrochement (Rip– Rap) :

Les matériaux nécessaires à la protection du talus amont de la digue contre les mouvements des vagues d'eau seront exploités par ramassages des blocs qui se trouvent à proximité du site de la retenue collinaire .Leur propriétés géotechniques sont les suivantes :

Poids spécifique des grains (γ<sub>s</sub>).....2,0-2,5 t/m<sup>3</sup>

Micro-Déval à l'eau (M.D.E).....<40 %

Los Angeles (L.A).....35 %

Résistance à la compression simple (R<sub>c</sub>).....50-150 Mpa

Résistance à la compression simple de saturation (R<sub>csat</sub>).....40-130 Mpa

**Conclusion**

Après analyses de toutes les données géotechniques de terrain et de laboratoire effectuées sur les différents faciès évoqués ci-dessus, que ce soit au droit du site de la présente retenue collinaire (assise de fondation de la digue et ses ouvrages annexes) ou au niveau de la cuvette et ses proximités (zones d'emprunt pour la construction du barrage collinaire), On peut conclure que toutes les conditions géotechniques sont favorables pour la réalisation d'une retenue collinaire sur Oued Merzouga commune Takhmert- Wilaya de Tiaret.

## **Introduction**

On présent dans ce Chapitre concerne l'étude hydrologique du projet de la retenue collinaire sur Oued Merzouga commune Takhmert. Dont l'objet est la détermination des conditions actuelles qui caractérisent la zone de l'aménagement, à savoir calculer les caractéristiques morpho métriques, les données climatiques, pluviométriques, ainsi que la détermination de l'apport de différentes fréquences, Par ailleurs, le calcul des débits maximums et les apports

### **III.1 Situation géographique**

Le site de la future retenue collinaire sur Oued Merzouga se trouve à 16 km environ au Nord-Est de la commune Takhmert, Le site proposé est définie sur la carte d'Etat-major Dominique Luciani Ech : 1/50.000 par les coordonnées LAMBERT suivant :

$$X = 320.300 \text{ Km.}$$

$$Y = 210.2 \text{ Km.}$$

$$Z = 650 \text{ m}$$



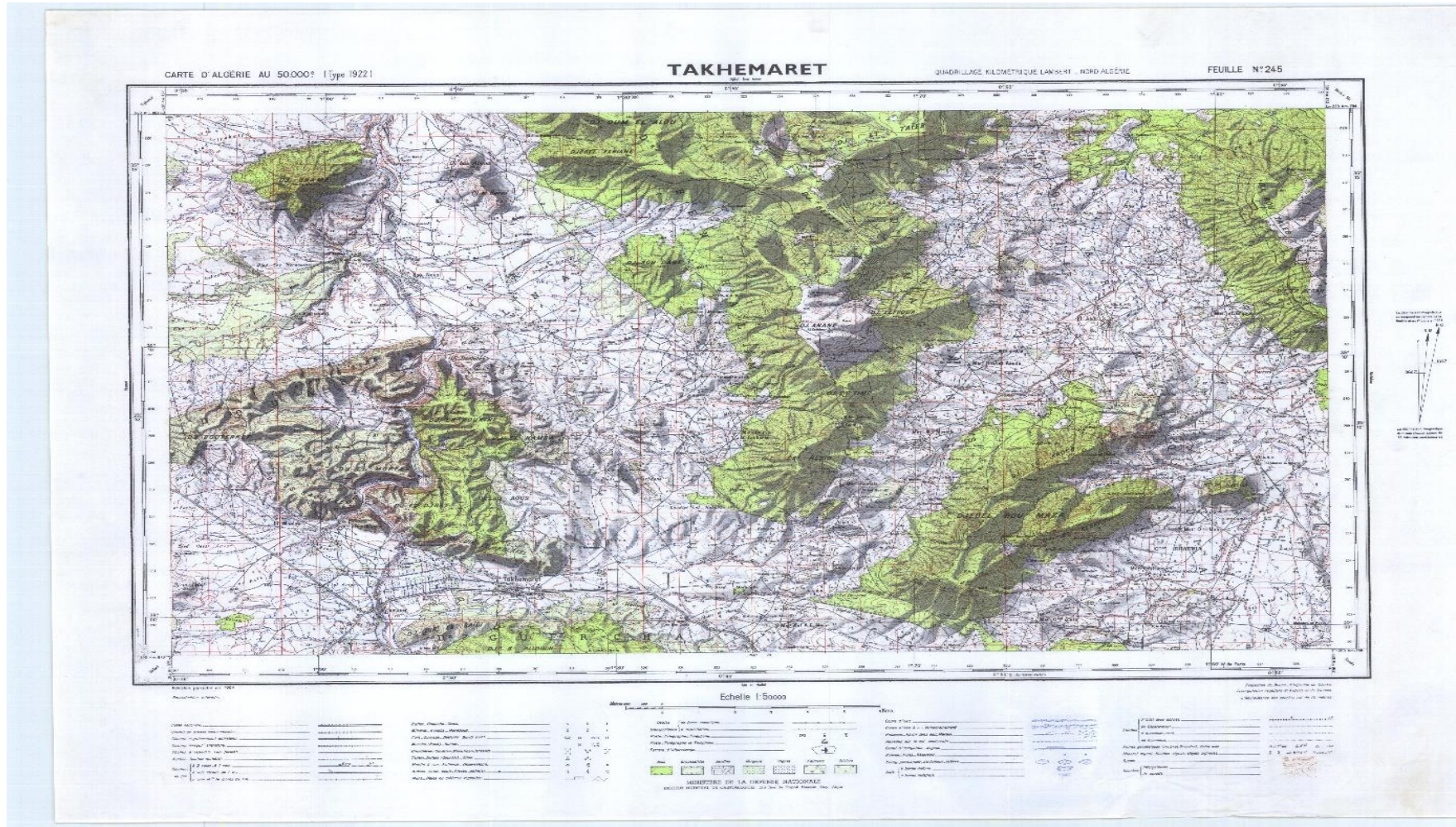
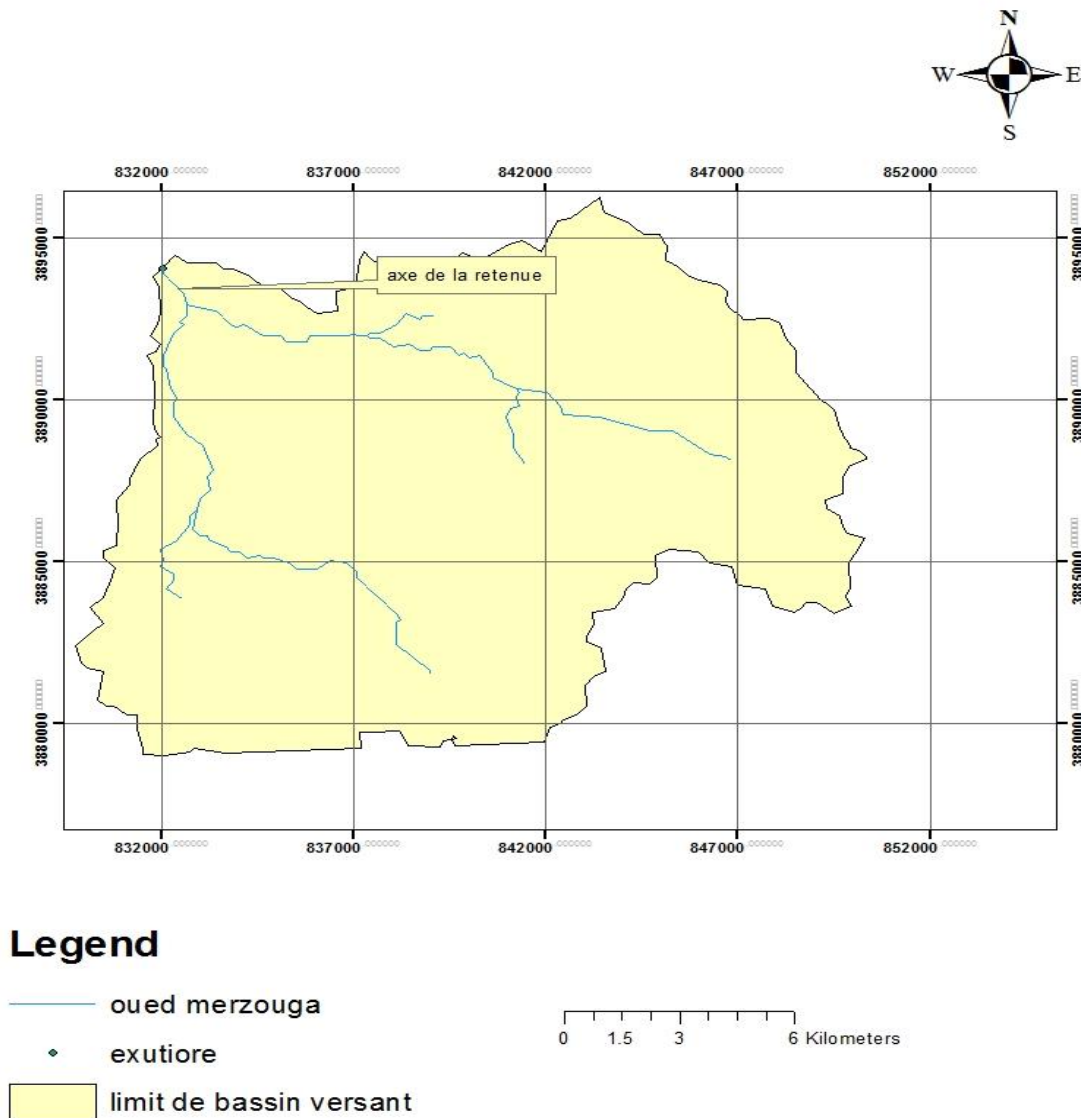


Figure III-1 : carte d'Etat-major Dominique Luciani Ech : 1/50.000

### III.2 Délimitation du bassin versant

Le bassin versant est caractérisé par un contour suivant la ligne conventionnelle de partage des eaux, dont la totalité de sa surface est drainée par le cours d'eau principal. Il se caractérise par un relief relativement plat avec un claire réseau hydrographique, ce dernier, est constitué de deux affluant principales qui se jettent dans le cours d'eau principal.

CARTE DE BASSIN VERSANT DE LA RETENUE SUR OUED MERZOUGA

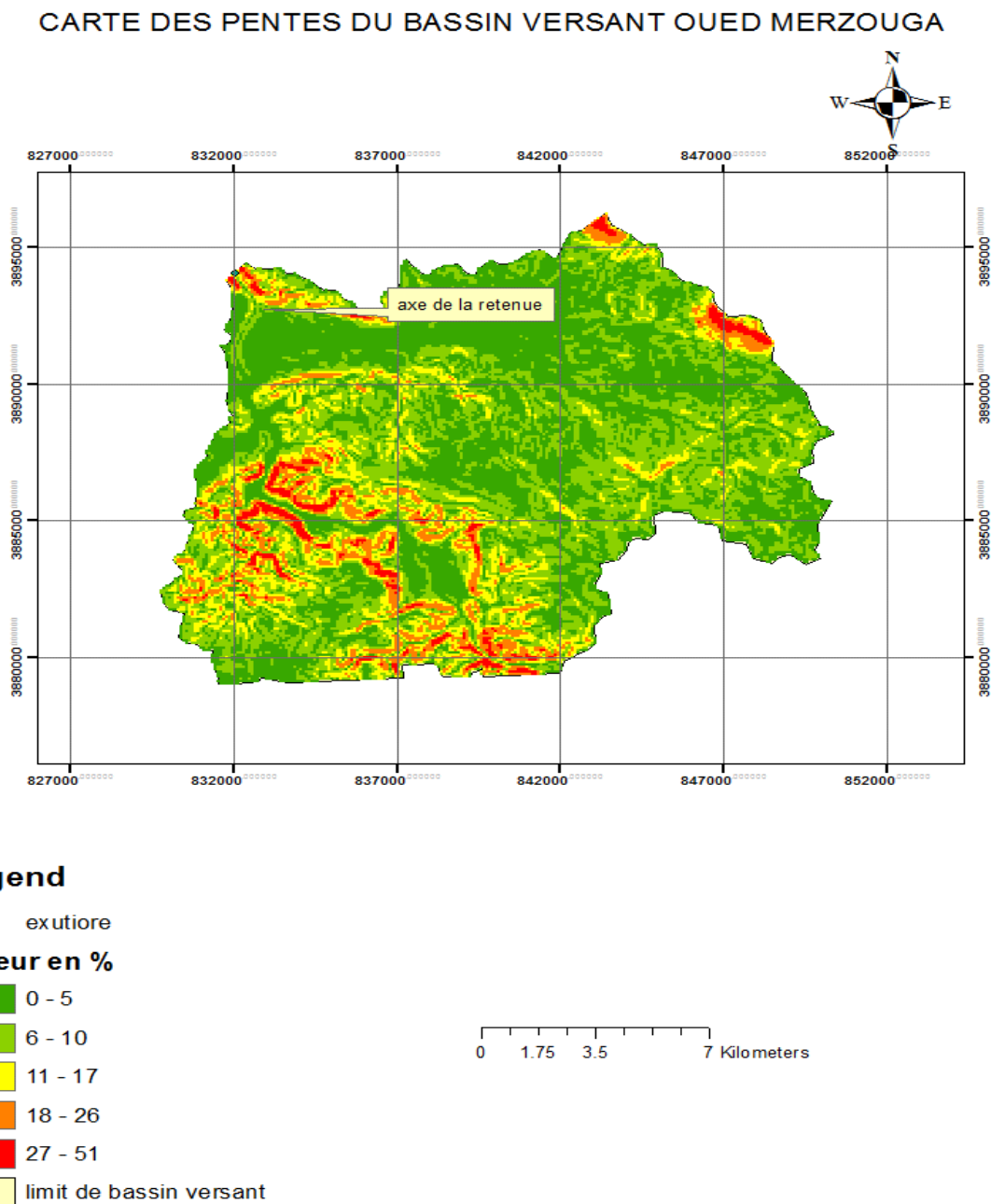


SYSTEME PROJECTION WGS 84 UTM ZONE 30N

**Figure III-2** : carte de réseau hydrographique du bassin versant oued Merzouga

### III.3 Relief et pente

Le relief est relativement fort entre la cote 500 m et la cote 1100 m, ce qui signifie une pente forte 10%, par voie de conséquence la propaaation des crues sera relativement importante



**SYSTEME PROJECTION WGS 84 UTM ZONE 30N**

**Figure III-3 : carte des pentes du bassin versant oued Merzouga**



CARTE DES COURBE NIVEAU DU BASSIN VERSANT OUED MERZOUGA

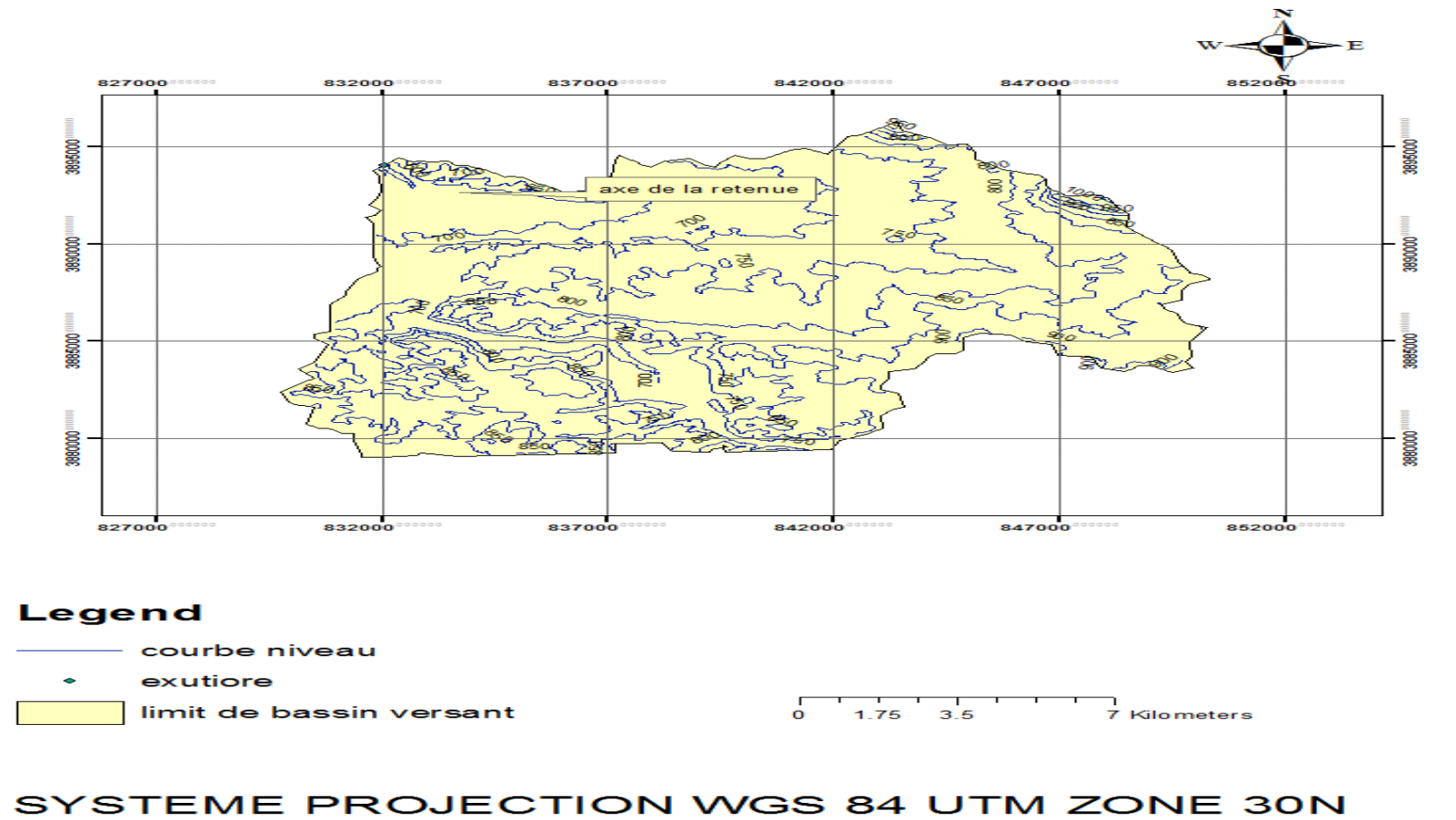
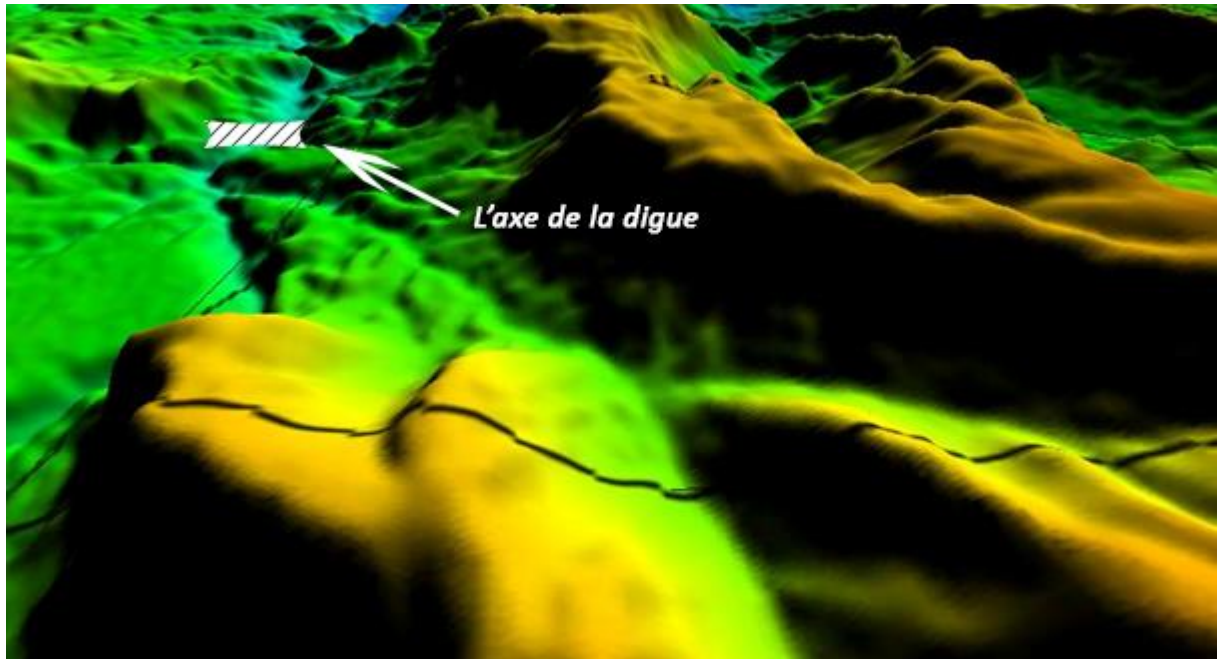


Figure III-4 : carte des courbes niveau du bassin versant oued merzouga



**Figure III-5** : carte 3D du bassin versant oued Merzouga ( réalisé a l'aide de logiciel Global-mapper)

### III.4 Végétation

Le bassin versant présent un couvert végétal très clairsemé. Cette situation a engendré un taux d'abrasion considérable d'où une durée de vie de la retenue collinaire inévitablement peut courte.

### III.5 Caractéristiques morphologiques du bassin versant

Le bassin versant de la retenue collinaire sur oued Merzouga est délimité à partir de la carte topographique (Figure III-1). Cette même carte a servi comme base à la détermination des différents paramètres morphologiques ainsi qu'à l'élaboration de la courbe hypsométrique et carte hydrographique du bassin versant.

#### III.5.1 Paramètres géométriques

##### III.5.1.1 Superficie du bassin versant

La superficie du bassin versant est mesurée à l'aide du logiciel Arcgis

$$\underline{\underline{S = 6.8 \text{ Km}^2}}$$

##### III.5.1.2 Périmètre du bassin versant



La résolution du système d'équation à 2 inconnus montre que L et l sont solutions de

l'équation :  $X^2 - \frac{P}{2} \cdot X + A = 0 \dots\dots\dots (III. 3)$

$$\Delta = \frac{P^2}{4} - 4S = Kc^2 \frac{S}{0,28^2 \cdot 4} - 4S$$

Avec :  $Kc \geq 1.12 \Rightarrow \Delta \geq 0$

D'où :  $L, l = \frac{Kc\sqrt{s}}{1.128} \left[ 1 \pm \sqrt{1 - \left( \frac{1.128}{Kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (III. 4)$

AN : **L=2.64 Km** **l=2.57 Km**

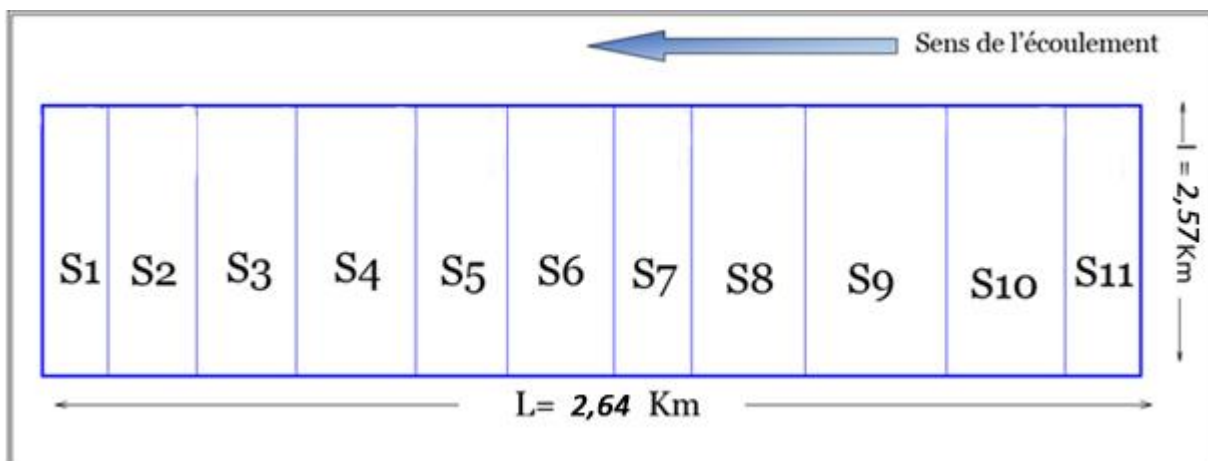


Figure III-6 : Rectangle équivalent

Tableau III-1 : les paramètres hydromorphométriques du bassin versant

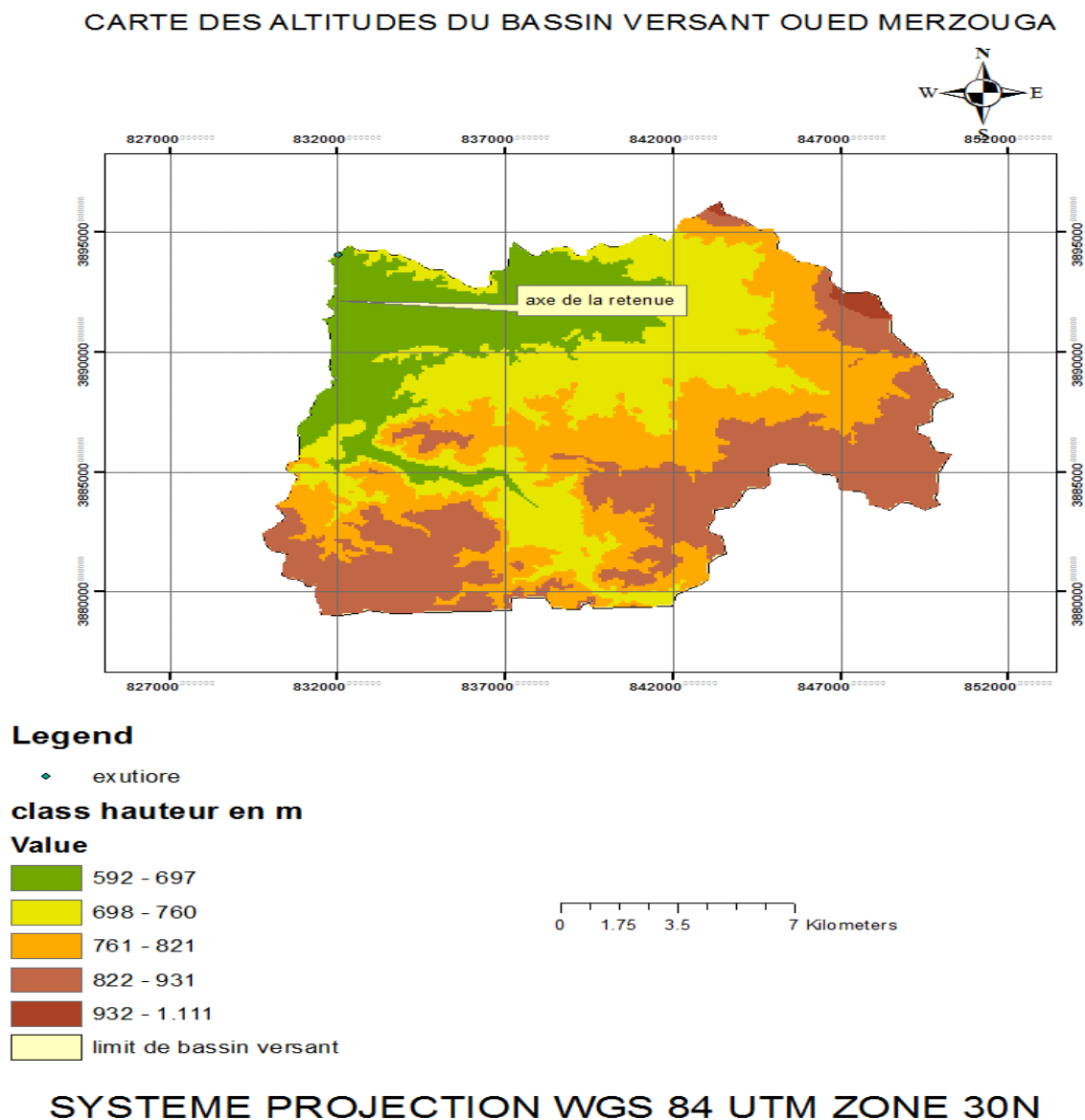
Bassin	S (km <sup>2</sup> )	P (km)	Kc	Ca	L (Km)	l (Km)
BV	6.8	10.41	1.12	1.24	2.64	2.57

### III.5.3 Paramètres du relief

Le relief joue un rôle essentiel sur le régime de l'écoulement. Il est indiqué par les courbes de niveau et est caractérisé par la courbe hypsométrique.

#### III.5.3.1 Répartition et courbe hypsométrique

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétrie des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses sur Fig III -7 et les différentes cotes. Voir Tableau. III-2



**Figure III-7 : carte hypsométrique du bassin versant**

**Tableau III-2 : Répartition de la surface du BV**

Côtes (m)	Surfaces (m2)	Surfaces cumulées (m2)	Surfaces relatives (%)
1150	95977	95977	0,014
1000	378501	474478	0,069
950	463745	938223	0,138
900	651542	1589765	0,233
850	665526	2255291	0,333



800	1046295	3301586	0,485
750	896677	4198263	0,617
700	998043	5196306	0,764
650	1610000	6800000	0.1

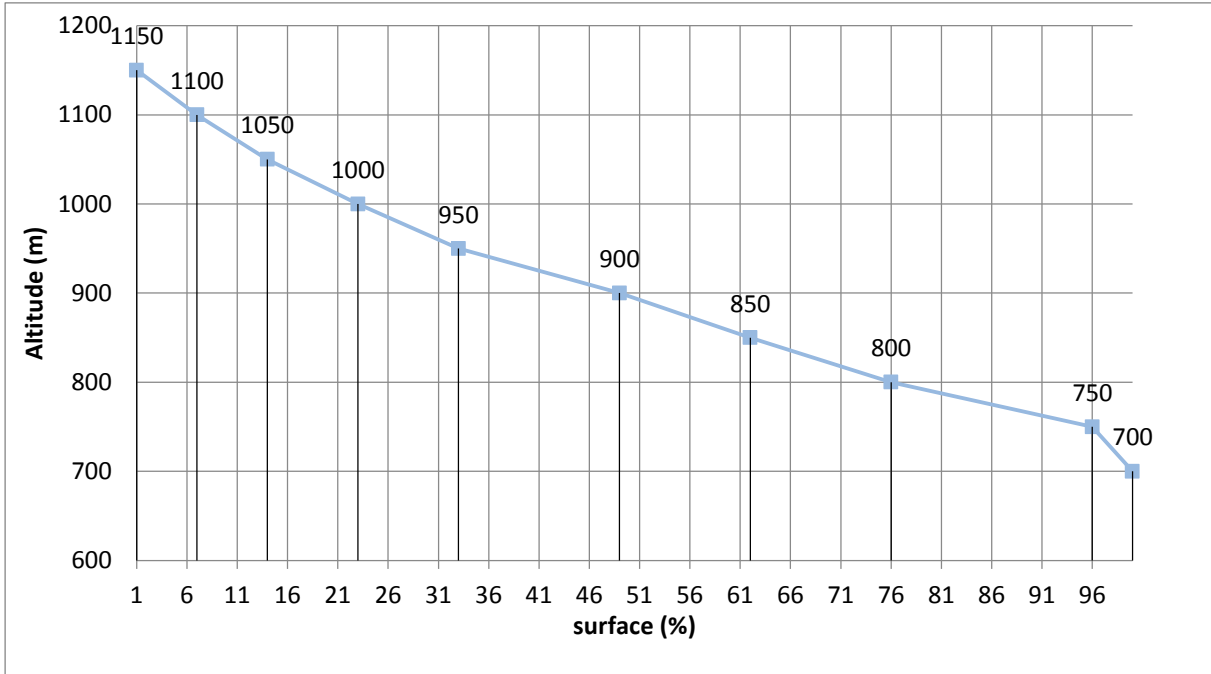


Figure III-8 : Courbe hypsométrique du Bassin versant Merzouga

### III.5.3.2 Altitudes caractéristiques

- Altitudes max et min :

L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas.

$$\underline{H_{5\%} = 1135 \text{ m NGA}}$$

$$\underline{H_{95\%} = 747 \text{ m NGA}}$$

- Altitudes médiane :

L'altitude médiane ou  $H_{50\%}$  est déterminée sur la courbe hypsométrique.

$$\underline{H_{50\%} = 880 \text{ m NGA}}$$

- Altitudes moyenne :

L'altitude moyenne  $H_{moy}$  est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \quad \text{Avec : } H_i = \frac{H_{I+n} + H_n}{2} \dots\dots\dots (III.4)$$

$$AN : H_{moy} = \frac{5998.49}{6.8} \Rightarrow H_{moy} = 882.13.m$$

Avec :

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

Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m)

S : Superficie du bassin versant (Km2)

### III.5.3.3 Indice de pente

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

#### a. Indice de pente de global $I_g$

A partir de la courbe hypsométrique, nous déduisant les altitudes de fréquence 5% et 95% de la surface du bassin versant. L'indice de pente global sera :  $I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L}$

Avec : L : longueur du rectangle équivalent

$$\left. \begin{array}{l} H_{5\%}=1135 \text{ m} \\ H_{95\%}= 747 \text{ m} \\ L=2.64 \text{ km} \end{array} \right\} \Rightarrow AN: \underline{I_g=0.0109 \text{ m/km}} \Rightarrow \underline{I_g = 1.09 \%}$$

$$0.02 < I_g < 0.05$$

⇒ Donc on a un relief assez fort

#### b. Indice de pente moyenne $I_m$

Il est donné par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H (0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{S} \dots\dots\dots (III. 5)$$

$$I_m = \frac{(1720 - 660)(181.273)}{6.8}$$

Avec :

$\Delta H$  : Dénivelée (m).

li : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2,3...n.

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

AN:  $I_m = 255.33 \text{ m/km}$  d'où :  $I_m = 25.53\%$

**c. Indice de pente de Roche Ip**

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

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \dots\dots\dots (III. 6)$$

L : Longueur de rectangle équivalent (m)

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

**Tableau III-3 : Détermination de la pente Roche Ip**

$H_i-H_{i-1}$	$D_{H_i-H_{i-1}}$	$S_i(\text{Km}^2)$	$A_i=S_i/S (\%) \sqrt{A_i * D_i}$	$S_i D$
1000-1150	50	0.09	1.32	66
950-1000	50	0.37	5.54	277
900-950	50	0.46	6.76	338
800-850	50	0.65	9.55	477.5
750-800	50	0.66	9.71	485.5
700-750	50	1.04	15.44	772
<b>650-700</b>		0.89	11.77	588.5
<b>600-650</b>		0.99	14.70	735
<b>600</b>		1.6	23	832
<b>Somme</b>		<b>6.8</b>	100	<b>3420.5</b>

AN:  $I_p = 83.82 \text{ m/km} \Rightarrow I_p = 8.382 \%$

**III.5.4 Paramètres hydrographiques**

**III.5.4.1 Pente moyenne du cours d'eau principal Ic**

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés du cours d'eau principal. Il est donné par la formule suivante :

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (III.7)$$

**Avec :**  $\Delta H$  : dénivelée entre deux points suffisamment distants (m).=628 -623

$\Delta L$  : distance entre ces deux points (km).=2.9

$$\text{A.N : } \underline{\underline{I_c = 2 \text{ ‰}}}$$

### III.5.4.2 Densité de drainage $D_r$

Elle est définie pour un bassin versant donnée de surface « S », comme la longueur totale des cours d’eaux de tous les ordres sur la surface drainée, et est exprimée en **Km/Km<sup>2</sup>**.

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (III.8)$$

**Avec :**  $\sum_{i=1}^n L_i$  : somme des longueurs de tous les cours d’eau d’ordre i (km) = 171,36 Km.

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

$$\text{AN : } \underline{\underline{D_d = 2.52 \text{ Km/Km}^2}}$$

### III.5.4.3 Coefficient de torrentialité $C_t$

$$C_t = D_d \cdot F = D_d \cdot \frac{N}{S} \dots\dots\dots (III.9)$$

**Avec :**  $D_d$  : la densité de drainage.

N : Nombre des talwegs d’ordre 1. N= 113.

S : Surface du bassin versant.

$$\text{AN : } \underline{\underline{C_t = 41.88}}$$

### III.5.4.4 Temps de concentration $T_c$

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de point hydrauliquement le plus éloigné du bassin pour arriver à l'exutoire. Il est donné par les formules suivantes :

#### a. Formule de Giandotti

$$T_C = \frac{4 \times \sqrt{S} + 1,5 \times L_p}{0.8 \times \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \dots\dots\dots (III 10)$$

**Avec :**  $L_p$  : Longueur du cours d'eau principal (Km)

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

$H_{\text{moy}}, H_{\text{min}}$  : Respectivement altitude moyenne et minimal du bassin versant (m)

**b. Formule SCS-CN**

$$T_c = 0.027 * L_p^{0.8} \frac{((1000/CN) - 9)^{0.7}}{I_c^{0.5}} \dots\dots\dots (III.11)$$

Avec : CN : Curve nombre il représente le potentiel de génération du ruissellement du sol.

I : pente moyenne du cours d'eau principal

**Remarque**

Le coefficient CN est déterminé sur la base de quatre facteurs principaux se sont les suivants :

- Groupe hydrologique du sol (A, B, C, D).
- L'occupation du sol
- Conditions hydrologique (favorable, défavorable).
- Conditions antécédentes d'humidité. (normal, humide, sèche).

On adoptée une valeur de CN(I) =50.7 pour les conditions suivants :

- Sol classe B.
- Sol occupant par les broussailles.
- Condition hydrologique favorable.
- Condition d'humidité

**Tableau III-4 : Récapitulatif des Temps de concentration**

Formule	T <sub>c</sub> (heure)
Giandotti	1.44
SCS-CN	3..32

**Commentaire**

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la formule de Giandotti qui est d'emploi fréquent en Algérie parce qu'elle tient compte

plusieurs paramètres géométriques du bassin. Ainsi que c'est la plus proche à la moyenne. C'est-à-dire :  $T_c = 1.44$  heures  $\approx 2$  heure.

#### III.5.4.5 Vitesse de ruissellement

La vitesse de propagation moyenne de l'eau dans le bassin versant elle est donnée par la formule suivante :

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

$L_p$  : Longueur du cours d'eau principal (Km) = 2.9

$T_c$  : Temps de concentration (h). = 2 heures

**AN :  $V_r = 1.4$  Km/h.**

**Tableau III-5 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant**

DESIGNATIONS		SYMBOLES	UNITES	VALEURS
Coordonnées du site		X	Km	<b>320.3</b>
		Y	Km	<b>210.2</b>
		Z	m	<b>650.0</b>
Superficie		S	Km <sup>2</sup>	<b>6.8</b>
Périmètre		P	Km	<b>10.41</b>
Longueur du thalweg principal		L	Km	<b>2.9</b>
Pente du thalweg principal		I <sub>c</sub>	%	<b>2</b>
Indice de compacité		K <sub>C</sub>	-	<b>1.11</b>
Coefficient d'allongement		Ca	-	<b>6.4</b>
Rectangle équivalent	longueur	L <sub>r</sub>	Km	<b>2.64</b>
	largeur	I <sub>r</sub>	Km	<b>2.57</b>
Altitudes	maximale	H <sub>max</sub>	m	<b>1135</b>
	moyenne	H <sub>moy</sub>	m	<b>880</b>
	médiane	H <sub>med</sub>	m	<b>882.13</b>
	minimale	H <sub>min</sub>	m	<b>747</b>
Pente moyenne de B.V		I <sub>m</sub>	%	<b>1.09</b>
Indice de pente globale		I <sub>g</sub>	%	<b>1.09</b>
Indice de pente moyenne		I <sub>m</sub>	%	<b>25.33</b>
Indice de pente de M Roche		I <sub>p</sub>	%	<b>8.38</b>
Densité de drainage		D <sub>d</sub>	Km/Km <sup>2</sup>	<b>2.52</b>
Coefficient de torrencialité		C <sub>t</sub>	-	<b>41.88</b>
Temps de concentration		T <sub>c</sub>	h	<b>2</b>
Vitesse de ruissellement		V <sub>r</sub>	Km/h	<b>1.4</b>

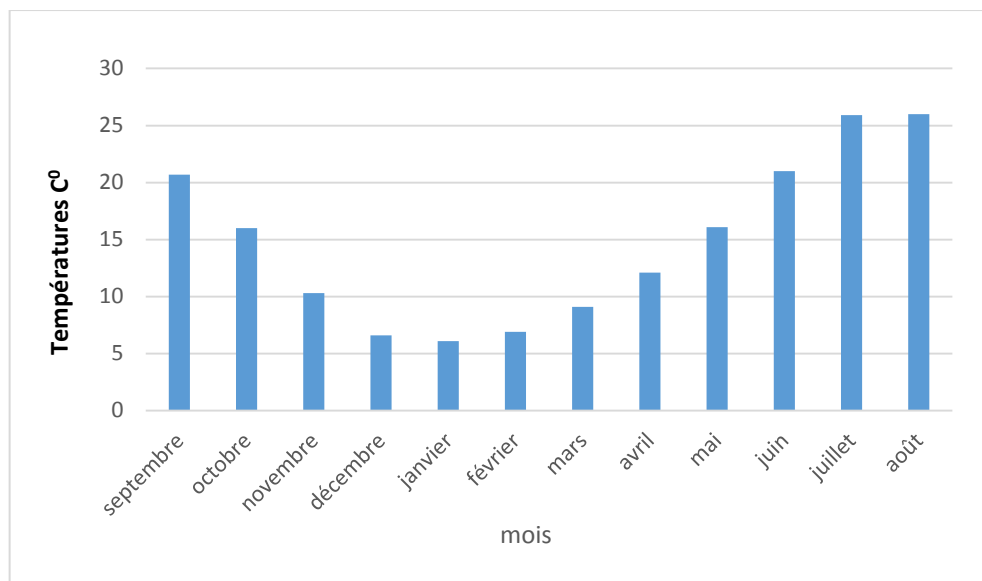
### III.6 Données climatologiques

#### III.6.1 La Températures

Ce paramètre joue un rôle essentiel dans l'évaluation du déficit d'écoulement, nous utilisons la station de Tiaret sur une période de 10 ans (2000-2010) figure dans le tableau ci-dessous.

**Tableau III-6 : Températures moyennes mensuelles**

Mois	Sept	octo	Nov	Déc	Jan	fév	Mar	avr	Mai	Juin	Juillet	Août
T(C <sup>0</sup> )	20,7	16	10,3	6,6	6,1	6,9	9,1	12,1	16,1	21,0	25,9	26,0



**Figure III-9 : Histogramme des températures mensuelles**

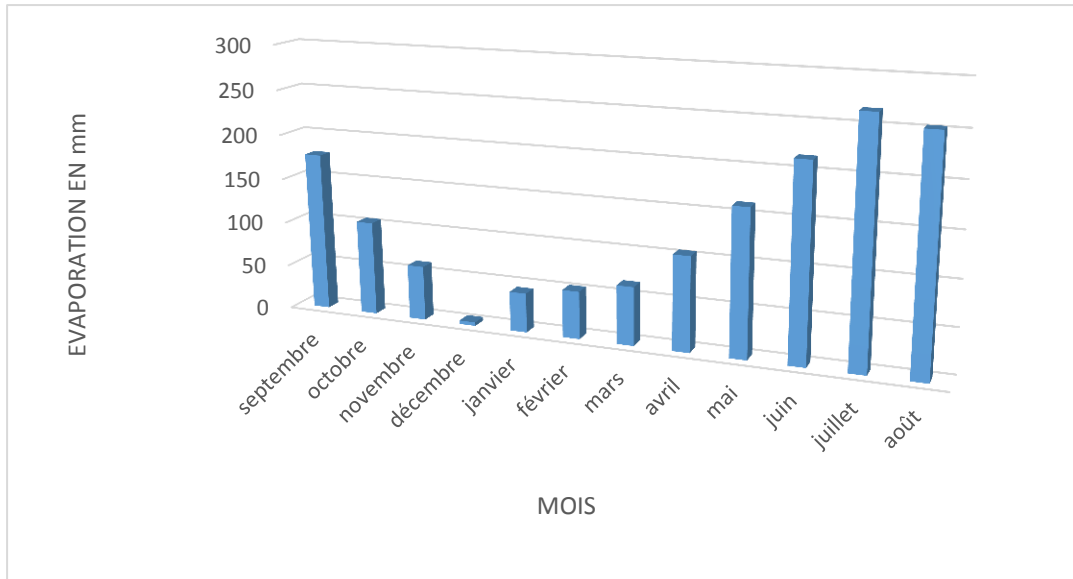
#### III.6.2 L'Evaporation

L'estimation de ce paramètre a été faite en utilisant les données disponibles pour la station barrage de Benkhada, où elle est mesurée par le bac Colorado. Le tableau N° 17 donne les valeurs sur une période de 15 ans.

**Tableau III-7 : Evaporation station barrage de Benkhada (ANRH 2017)**

Mois	Sept	octo	Nov	Déc	Jan	fév	Mar	avr	Mai	Juin	Juillet	Août
Evap	177	105	61	44	44	53	85	105	162	215	266	253





**Figure III-10 :** Histogramme des Evaporation mensuelles barrage Benkhada

### III.6.3 Les Précipitations

Les caractéristiques de la station pluviométrique disponible pour cette étude est donnée dans le Tableau III-9 Dans le cadre de cette étude, on utilisera principalement les données pluviométriques de la station de frenda est la station le plus proche de la zone de l'étude.

#### III.6.3.1 Répartition de la pluie moyenne dans l'année

La station pluviométriques la plus proche du bassin versant est la station de Frenda possède une série de (1970-2013).

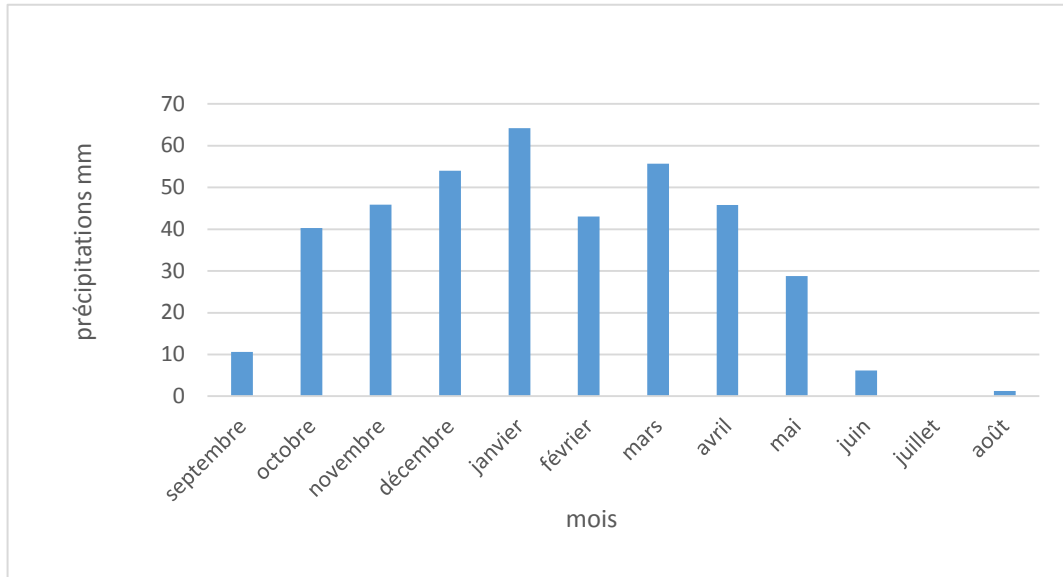
**Tableau III-9 :** ractéristiques des stations pluviométriquesca

STATION	Période d'observation	Coordonnées Lambert	
		X	Y
Frenda	1970-2013	349.9	196.8

**Tableau III-10 :** Moyennes mensuelles des précipitations en mm dans la station de Frenda

Mois	Sept	oct	nov	Déc	Jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	Août
<b>P(mm)</b>	10,65	40,24	45,83	54,02	64,21	43,04	55,71	45,77	28,77	6,188	1,30	1,28
<b>%</b>	2,68	10,14	11,55	13,61	16,17	10,84	14,03	11,53	7,25	1,56	0,33	0,32

Afin de détailler la notion de pluie annuelle et de pluie mensuelle, on a analysé les données de la station de Frenda. Nous constatons que la moyenne annuelle des pluies à la station est de 330 mm. Le mois le plus pluvieux est Janvier (64.21 mm).



**Figure III-11** : Histogramme de la précipitation moyenne mensuelle

### III.6.3.2 Estimation des pluies journalières maximales

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage.

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.

L'étude fréquentielle des pluies journalières maximales a pour but l'estimation des valeurs limites atteintes pendant une période de retour donnée. Ceci nous ramène à chercher la loi d'ajustement la mieux adaptée à la distribution des pluies.

### III.6.3.3 Les précipitations maximales journalières

#### 1- Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. 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.

L'ajustement a été effectué à l'aide du logiciel "HYFRAN". On utilise la méthode de maximum de vraisemblance.

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

- La loi de Gumbel. (Loi doublement exponentielle)
- La loi de Galton (Log-normale).

#### Remarque

L'exposant climatique pour notre région (**b=0.45**) est donné par l'ARNH Tiaret

#### 2- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (III. 13)$$

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

L'équation de la droite de Gumbel :

$$P_{\max,j} = \frac{1}{a}y + x_0 \dots\dots\dots (III. 14)$$

On peut écrire :  $y = - [\ln (- \ln (F(x)))] \dots\dots\dots (III. 15)$

Avec :  $F(x) = \frac{m-0.5}{n}$

- 1/a : la pente de la droite de GUMEL.
- y : variable réduite de GUMBEL.
- x : précipitation maximale journalière (mm).
- x<sub>0</sub> : le paramètre de position (mm).
- m : l'ordre de classement.

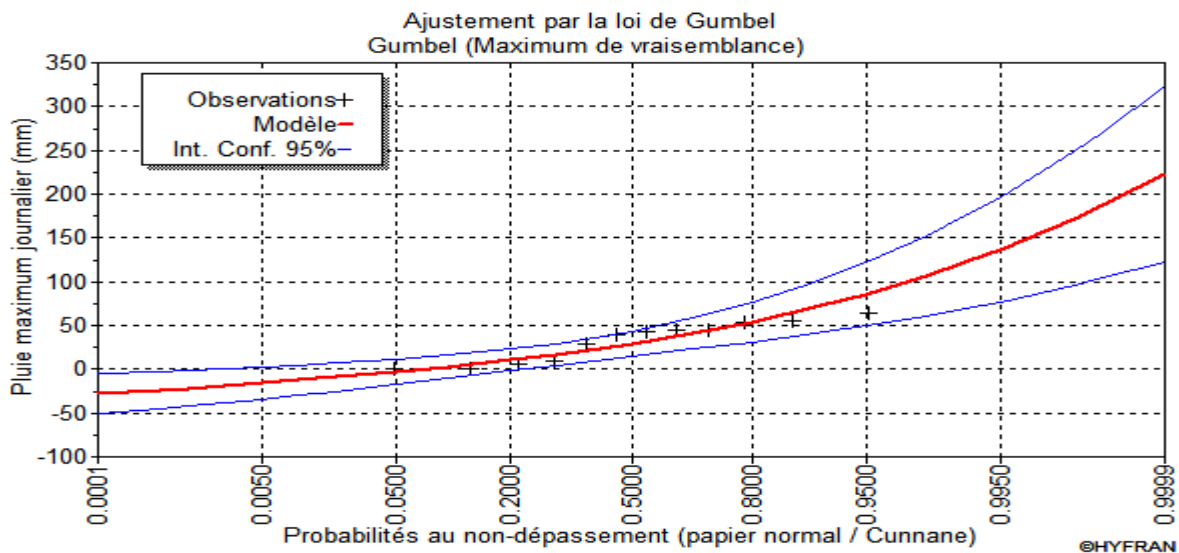
- n : la taille de l'échantillon.

**Résultats de l'ajustement :**

La droite de Gumbel est donnée par la figure III-12, Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le tableau III-11 ci-dessous :

**Tableau III-11 :** Ajustement à la loi de Gumbel.

$T = 1/q$	$q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement)			
P. Retour	Fréquence	Quantile $X_t$	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
1000.0	0.999	172.5	38.8	96.2 - 248.7
200.0	0.995	137.1	30.5	77.3 - 196.9
100.0	0.99	121.8	26.9	69 - 174.6
50.0	0.98	106.5	23.3	60.7 - 152.1
20.0	0.95	86.1	18.6	49.5 - 122.6
10.0	0.9	70.3	15.1	40.6 - 99.9
5.0	0.8	53.8	11.6	31.1 - 76.6



**Figure III-12 :** ajustement par la loi de Gumbel

➤ **Paramètre**

Nombre d'observations :  $n = 43$

$u = 33.2647$

Alpha = 18.1783

➤ **Résultats**

Résultat de la statistique :  $\chi^2 = 5.50$

p-value  $p = 0.0639$

Degrés de liberté : 2

Nombre de classes : 5

➤ **Conclusion**

Nous pouvons accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5 %

**Tableau III-12** : Caractéristique de la loi Gumbel

Caractéristique	Caractéristique de loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	Aucun	1.001
Maximum	Aucun	64.21
Moyenne	33.57	32.66
Ecart-type	28.15	28.15
Médiane	39.95	41.50
Coefficient de variation (Cv)	0.84	0.69
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	-0.34
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.4	1.34

**3- Ajustement de la série pluviométrique à la loi Log normale (Loi Galton)**

Calcul des fréquences expérimental (au non dépassement) :

$$T = \frac{1}{1-q} \quad \text{Et :} \quad q = F(x_i) = \frac{m-0.5}{n} \dots\dots\dots \text{(III. 16)}$$

m : numéro d'ordre de la valeur.

n : taille de l'échantillon.

Paramètres d'ajustement à la loi normale :

$$x_{p\%} = x_{moy} + \sigma \cdot U_{p\%} \dots\dots\dots \text{(III. 17)}$$

Avec :

$\sigma$  : écart-type.

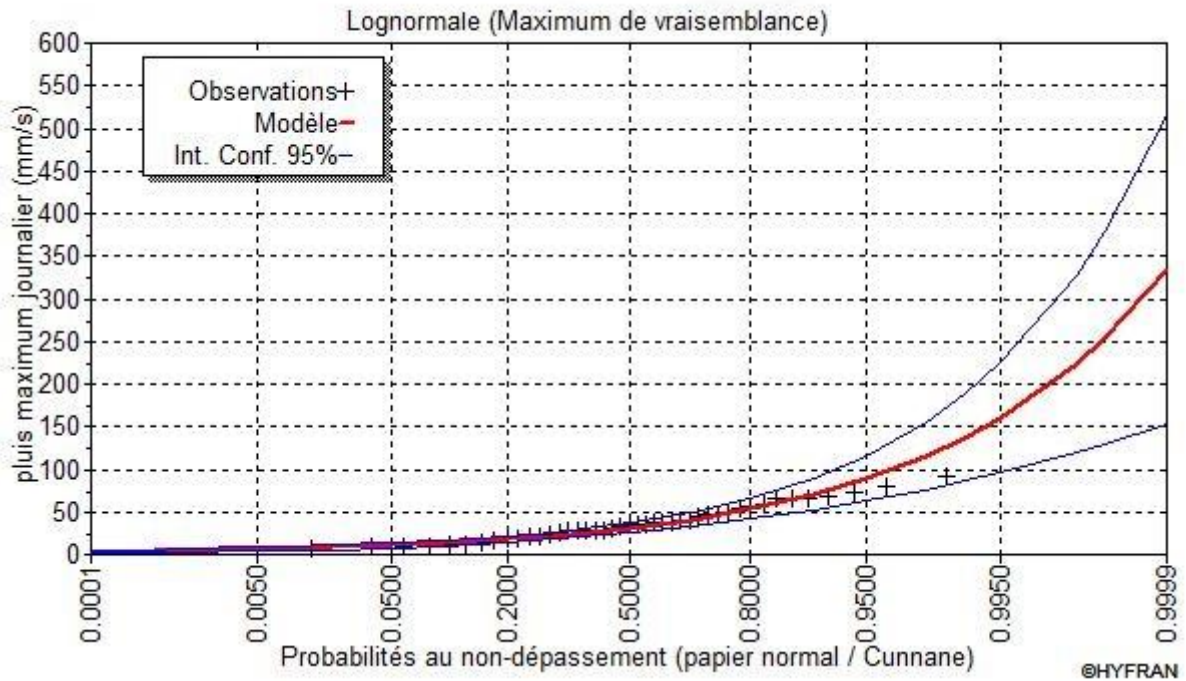
$x_{moy}$  : hauteur de pluie moyenne.

$U_{p\%}$  : variable réduite de Gauss.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau III.13 suivant ainsi que le graphique est donné par la figure III-10

**Tableau III-13 : Ajustement à la loi Log-Normale**

T = 1/q	q = F(X) (probabilité au non-dépassement)			
	P. Retour	Fréquence	Quantile Xt	Ecart-type
1000	0.999	223	52.8	120-327
200	0.995	161	32.9	96.4-225
100	0.99	137	26.0	86.3-188
50	0.98	115	20.0	76.1-154
20	0.95	88.8	13.4	62.6-115
10	0.9	70.4	9.30	52.1-88.6
5	0.8	53.1	6.04	41.3-65.0



**Figure III-13** : ajustement par la loi de Galton

➤ **Paramètres**

Taille :  $n = 43$   
 $\mu = 5.65423$   
 $\sigma = 6.498852$

➤ **Résultat de la statistique** :  $p = 7.33$

$p\text{-value SW} = 7.26$

➤ **Conclusion**

Nous pouvons accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5 %

**Tableau III-14** : Caractéristique de la loi Gumbel

Caractéristique	Caractéristique de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	Aucun	1.001
Maximum	Aucun	64.21
Moyenne	33.57	32.66
Ecart-type	28.15	28.15
Médiane	38.6	43.
Coefficient de variation ( $C_v$ )	0.532	0.533
Coefficient d'asymétrie ( $C_s$ )	1.74	1.15

Coefficient d'aplatissement (C <sub>k</sub> )	8.86	3.02
--	------	------

**4- Conclusion**

D'après les résultats obtenus à partir des deux ajustements qui nous avant faire on conclut que la pluie maximale journalière suit la loi de Gambel car tous les pions sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance Ainsi que P(x-x0) est la plus grande pour cette dernière méthode.

**III.6.3.4 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences**

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule K. Body (ANRH 1984).

$$P_{ct} = P_{\max,j} \left( \frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III. 18)$$

P<sub>tc</sub> : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de P<sub>max,j</sub>.

P<sub>max,j</sub> : pluies maximales fréquentielles.

t : temps en heure.

b : exposant climatique (b = 0.77).

Les intensités maximales de période *t* (h) et période de retour *T* (ans) sont calculées par la relation suivante :

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (III. 19)$$

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau III-15 et représente sur la figure III-10 et la figure III-11 respectivement :



**Tableau III-15:** Pluies de courtes durées et leur intensité

P.R	T (ans)	5		10		20		50		100		1000	
		P <sub>ct</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm /h)	P <sub>ct</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm /h)	P <sub>ct</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm /h)	P <sub>ct</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm /h)	P <sub>ct</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm /h)	P <sub>ct</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm /h)
	<b>0.25</b>	4.38	17.51	5.71	22.84	6.99	27.98	8.66	34.62	9.90	39.60	14.01	56.06
	<b>0.5</b>	6.41	12.82	8.36	16.72	10.24	20.48	12.67	25.35	14.50	28.99	20.52	41.04
	<b>1</b>	9.38	9.38	12.24	12.24	14.99	14.99	18.55	18.55	21.22	21.22	30.04	30.04
	<b>2</b>	13.74	6.87	17.92	8.96	21.95	10.98	27.16	13.58	31.07	15.54	43.98	21.99
	<b>3</b>	17.17	5.72	22.40	7.47	27.44	9.15	33.95	11.32	38.83	12.94	54.97	18.32
	<b>4</b>	20.11	5.03	26.24	6.56	32.14	8.03	39.77	9.94	45.49	11.37	64.39	16.10
	<b>5</b>	22.74	4.55	29.67	5.93	36.33	7.27	44.97	8.99	51.43	10.29	72.80	14.56
	<b>6</b>	25.14	4.19	32.80	5.47	40.17	6.69	49.71	8.28	56.86	9.48	80.48	13.41
	<b>8</b>	29.45	3.68	38.42	4.80	47.05	5.88	58.23	7.28	66.60	8.33	94.28	11.78
	<b>10</b>	33.29	3.33	43.44	4.34	53.20	5.32	65.83	6.58	75.30	7.53	106.59	10.66
	<b>12</b>	36.80	3.07	48.02	4.00	58.81	4.90	72.78	6.06	83.24	6.94	117.83	9.82
	<b>14</b>	40.06	2.86	52.27	3.73	64.01	4.57	79.22	5.66	90.61	6.47	128.26	9.16
	<b>16</b>	43.11	2.69	56.25	3.52	68.89	4.31	85.25	5.33	97.51	6.09	138.03	8.63
	<b>18</b>	46.00	2.56	60.01	3.33	73.50	4.08	90.96	5.05	104.04	5.78	147.27	8.18
	<b>20</b>	48.74	2.44	63.59	3.18	77.89	3.89	96.38	4.82	110.25	5.51	156.05	7.80
	<b>22</b>	51.37	2.33	67.02	3.05	82.08	3.73	101.57	4.62	116.18	5.28	164.45	7.48
	<b>24</b>	53.89	2.25	70.30	2.93	86.10	3.59	106.55	4.44	121.88	5.08	172.51	7.19

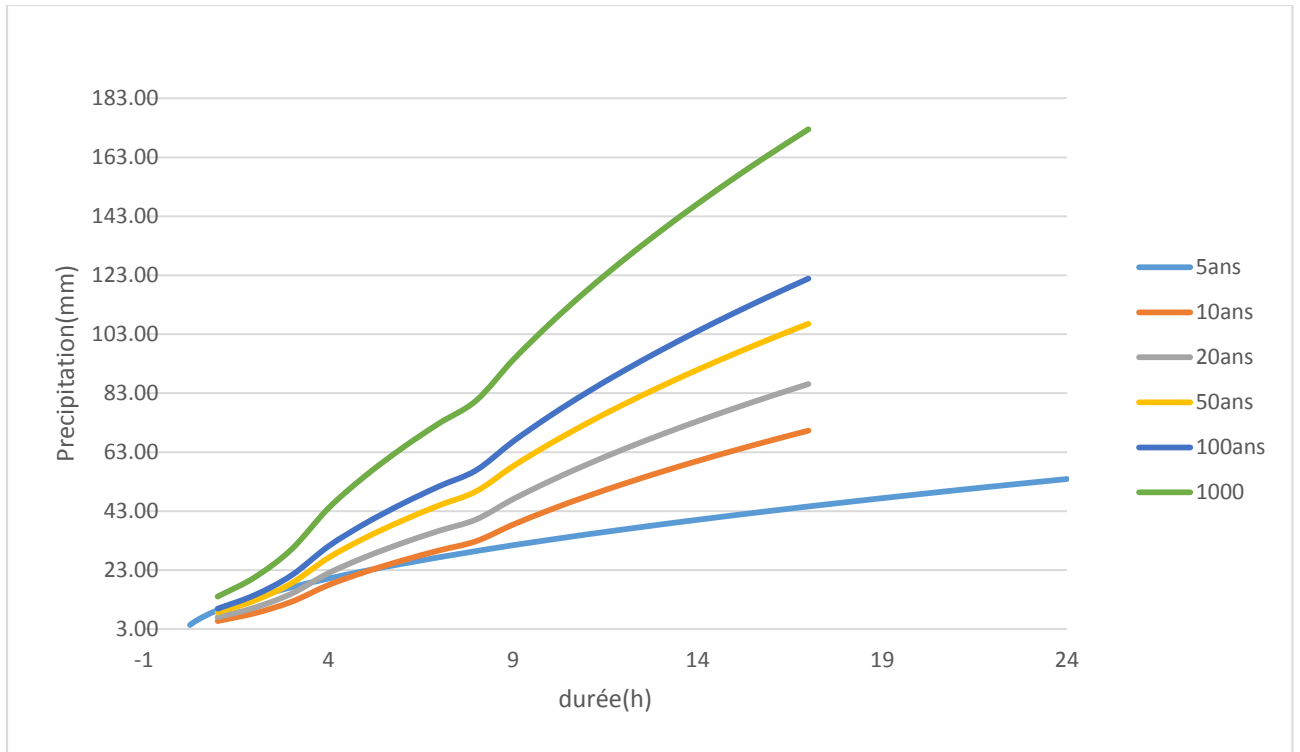


Figure III-14 : La courbe des pluies de courte durée

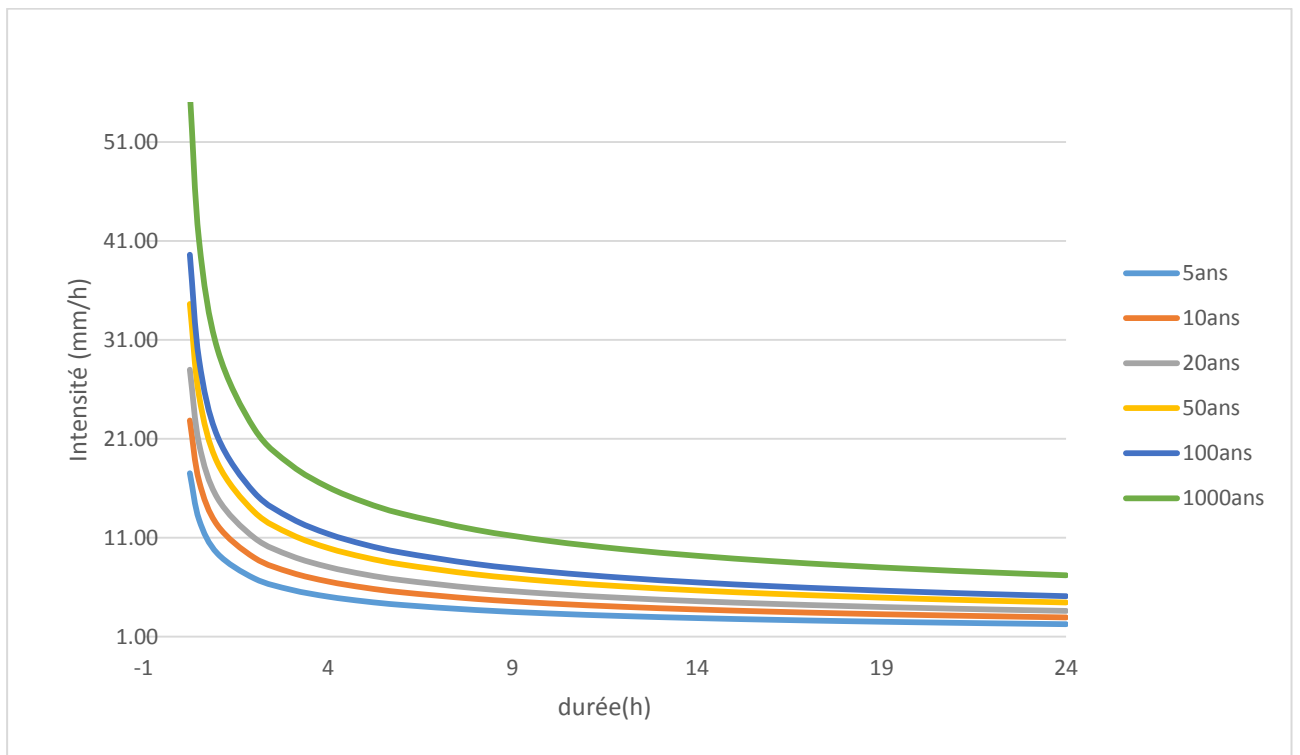


Figure III-15 : La courbe des pluies de courte durée

### III.6.4 Evaluation des apports liquides

Puisque les données hydrométriques ne sont pas disponibles au niveau de notre talweg principal, les apports seront estimés à l'aide des formules empiriques.

#### III.6.4.1 Apports moyens annuels $A_0$

➤ **Formule de Samie**

$$A_0 = L_e \cdot S \dots\dots\dots (III. 20)$$

$$L_e = \bar{P}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (III. 21)$$

Avec :

- $L_e$  : lame d'eau écoulée (mm)
- $\bar{P}$  : Précipitation moyenne (mm)
- $S$  : Surface du bassin versant ( $Km^2$ )

➤ **Formule de Derie II**

$$A_0 = 0.513 \cdot \bar{P}^{-2.683} \cdot D_d^{0.5} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (III. 22)$$

Avec :

- $D_d$  : Densité de drainage ( $Km/Km^2$ )
- $\bar{P}$  : Précipitation moyenne (mm)
- $S$  : Surface du bassin versant ( $Km^2$ )

➤ **Formule de l'ARNH**

$$A_0 = 0.915 \cdot \bar{P}^{-2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (III. 23)$$

Avec :

- $\bar{P}$  : Précipitation moyenne (mm)
- $S$  : Surface du bassin versant ( $Km^2$ )

➤ **Formule de Medinger**

$$L_e = 1.024 \times (\bar{P} - 0.26)^2 \dots\dots\dots (III. 24)$$

Avec :

- $L_e$  : lame d'eau écoulée (mm)
- $S$  : Surface du bassin versant ( $Km^2$ )
- $\bar{P}$  : Précipitation moyenne (mm)

➤ **Formule de Chaumont**

Cette relation donne le coefficient de ruissellement par la relation suivante :

$$c_e = 0.6 \left( 1 - 10^{-0.36 \times \bar{P}^2} \right) \dots\dots\dots (III. 25)$$

Ou :  $L_e = P \cdot C_e$

$A_0 = L_e \cdot S$

Avec :

$L_e$  : La lame écoulée

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

$\bar{P}$  : Précipitation moyenne (m)

**Tableau III-16** : Récapitulatif de l'Apport moyenne interannuelle.

Formule Empirique	L'apport moyen annuel (Hm <sup>3</sup> )
<b>F. Samie</b>	2.8
<b>F. Derie Ii</b>	0.164
<b>F. de L'ARNH</b>	0.034
<b>F. Medinger</b>	<b>0.154</b>
<b>F. Maillet-Gauthier</b>	0.173
<b>Moyenne</b>	0.124

D'après ces résultats on adopte finalement la valeur de **F. Medinger** qui est la plus proche de la moyenne des autres valeurs, c'est-à-dire : **A<sub>0</sub> = 0.154 hm<sup>3</sup>**.

**III.6.4.2 Caractéristiques de l'écoulement**

**a. Module de l'écoulement**

Il est donné par :  $M_e = A_0/T \dots\dots\dots (III. 26)$

$A_0$  : Apport moyen annuel (l).

$T$  : Temps d'une année en secondes  $T = 31.536 \times 10^6$  s.

D'où :  **$M_e = 4.88$  l/s.**

**b. Module de l'écoulement relatif**

Il est donné par :  $M_0 = M_e/S \dots\dots\dots (III. 27)$

$M_0$  : Module de l'écoulement (l/s).

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

D'où:  **$M_e = 0.72$  l/s/Km<sup>2</sup>.**

**c. Lame d'eau écoulée**

Il est donné par la formule suivante :

$$L_e = A_0/S \dots\dots\dots (III. 28)$$

AN : 
$$\underline{L_e = 2.26 \text{ mm}}$$

**d. Coefficient de l'écoulement**

Il est donné par : 
$$C_e = L_e/P_0 \dots\dots\dots (III. 29)$$

AN : 
$$\underline{C_e = 0.006}$$

**e. Coefficient de variation**

La variabilité de l'apport annuel est caractérisée par le coefficient de variation Cv, estimé dans notre cas, à l'absence d'information hydrométrique, par des formules empiriques :

➤ **Sokolovsky**

Elle est donné par : 
$$Cv = a + 0.063 \times \text{Log}_{10}(S + 1) \dots\dots\dots (III. 30)$$

Avec : 
$$a = 0.78 - 0.29 \times \text{Log}_{10}(M_0) \dots\dots\dots (III. 31)$$

M<sub>0</sub> : Module de l'écoulement relatif [l/s/km<sup>2</sup>].

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

➤ **Kristekly Menkel**

Elle est donné par : 
$$Cv = 0.83 / (S^{0.06} + M_0^{0.27}) \dots\dots\dots (III. 32)$$

Avec : M<sub>0</sub> : Module de l'écoulement relatif [l/s/km<sup>2</sup>].

➤ **Antonov**

Elle est donné par : 
$$Cv = 0.7 / (S + 1000)^{0.097} \dots\dots\dots (III. 33)$$

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

➤ **Formule Algérienne de N. Padoum**

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel et en plus elle est établi à partir d'une analyse statistique de 42 oueds de l'Algérie du nord elle s'écrit comme suit :

$$Cv = 0.93 \times K / M_0^{0.23} \dots\dots\dots (III. 34)$$

Avec :

K : coefficient de réduction K= (0.25-1.00) on prend K=0.55

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

**Tableau III-17:** Caractéristiques de l'écoulement

Caractéristiques		Valeurs	
Module de l'écoulement $M_0$ (l/s)		4.88	
Module spécifique $M_0$ (l/s/km)		0.72	
Lame d'eau écoulée moyenne $L_e$ (mm)		2.26	
Coefficient de l'écoulement $C_e$		0.006	
Coefficient de variation $C_v$	F. Sokolovsky	0.90	<b><math>C_v = 0.90</math></b>
	F. Antonov	0.323	
	F. Kristekly –Menkel	0.97	
	F. Algérienne de N. Padoum	0.93	

**Conclusion :**

Le coefficient de variation moyen calculé à base des formules Empiriques sera donc :  **$C_v=0.90$**  donnée par Sokolovsky.

**III.6.5 Irrégularité des apports**

**III.6.5.1 Les apports fréquentiels**

Donc la distribution des apports fréquentiels sera régie par l'équation :

$$A_{( \% )} = \frac{A_0}{\sqrt{(C_v^2 + 1)}} \times e^{\mu \sqrt{\ln(C_v + 1)}} \dots\dots\dots (III. 35)$$

Avec :

- A% : Apport de fréquence donnée.
- $\mu$  : Variable réduite de Gauss.
- $A_0$  : Apport moyen annuel (Hm).
- $C_v$  : Coefficient de variation.

Les calculs des apports fréquentiels 80 % a nous donnez la valeur suivant :

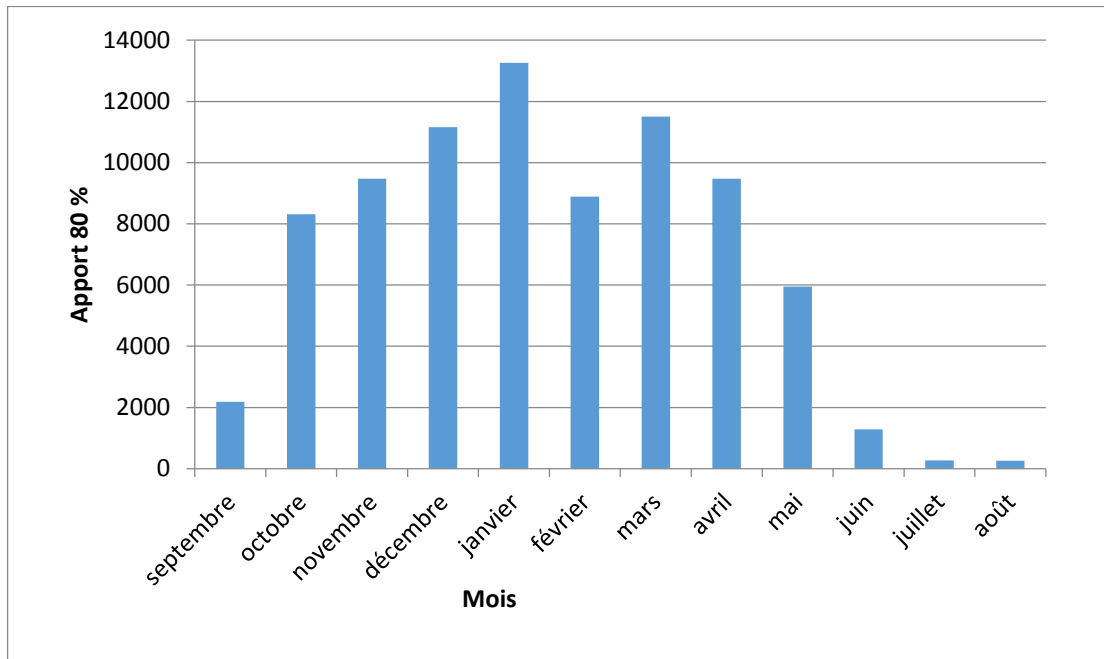
$$\underline{\underline{A(80\%) = 82.585 \text{ m}^3}}$$

**III.6.5.2 Répartition mensuelle de l'apport 80 % :**

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80 % suit la même répartition mensuelle des précipitations, ce qui nous donne :

**Tableau III-18 : Moyennes mensuelles des apports de fréquence 80%**

mois	sep	oct	nov	dec	jan	fév	mars	avril	mai	juin	juillet	oût
<b>Pluie (%)</b>	2.26	10.14	11.55	13.61	16.17	10.84	14.03	11.53	7.25	1.56	0.33	0.31
<b>A 80%</b>	1859.76	9031.48	9147.1	9316.02	9525.94	9088.88	9350.4	9145.4	6334.5	947.9	27.0	25.4



**Figure III-16 : Répartition mensuelle des apports de fréquence 80%**

**III.6.6 Les apports solides**

L'évaluation de l'envasement est indispensable dans de tels cas pour que le dimensionnement de l'ouvrage soit plus fiable vis-à-vis sa durée de vie.

Pour cela on doit calculer les apports solides durant une année de service du barrage et par défaut de manque de données sur les débits solides sur Oued merzouga nous opterons pour un calcul empirique en utilisant les formules suivantes :

➤ **Formule de Tixeront**

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s \cdot T}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III. 36)$$

Tel que :  $Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S \dots\dots\dots (III. 37)$

Avec :

$Q_s$  : Débit solide en [tonne/an].

$\gamma_s$  : Poids spécifique des sédiments [1,6 t/m<sup>3</sup>].

T : temps d'exploitation [T = 20 ans]

$\alpha$  : Caractéristique de perméabilité. On prend  $\alpha = 75$  (perméabilité moyenne)

➤ **Formule de Gravrillovic**

Cette relation est largement utilisée en Algérie, puisque elle fait intervenir des caractéristiques physiques et un indice climatique du bassin versant.

Il est donné par :

$$V_m = \frac{T_0 \cdot T \cdot S}{\sigma_s} \quad \text{Tel que :} \quad T_0 = T_{sp} \cdot G_{rm}$$

Avec :

$$T_{sp} = T \cdot P_{moy} \cdot \pi \cdot \sqrt{Z^3} \quad \text{et :} \quad \left[ T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1 \right]$$

Ainsi que :

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{P} + H_{moy})}{0.2(L + 10)} \dots\dots\dots \text{(III. 38)}$$

$T_0$  : taux d'abrasion [t/Km<sup>2</sup>/an].

$T_{sp}$  : le taux de la production annuel des matériaux en [m/km<sup>2</sup>/an].

$G_{rm}$  : taux de rétention des sédiments produits par le bassin.

T : coefficient thermique.

Z : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du B.V.

$P_{moy}$  : Pluie moyenne annuelle [mm].

t : température moyenne annuelle [°C].

P : périmètre du bassin versant [Km].

L : longueur du talweg principal [Km].

$H_{moy}$  : Altitude moyenne [km].

**Tableau III-19** : Récapitulatif des résultats des apports solides et volumes morts

Formule	Apport solide (T8KM2/ans)	Volume mort (m <sup>3</sup> )
Tixeront	126.26	13200
Gravrillovic	322.66	26311.47



## Conclusion

Vue des résultats obtenus, on opte pour une valeur du volume mort égale à  $V_m = 0.13200 \text{ Mm}^3$  pour une durée maximum de vingt (20) année d'exploitation de l'ouvrage

## III.7 Etude des crues

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer l'Hydrogramme des crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter.

Les paramètres définissant une crue sont :

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

L'évaluation de débit de pointe probable de la crue est primordiale dans une étude de genre, ce qui n'oblige de bien l'estimer, sur la base de ce dernier on a décidé d'évaluer le débit de la crue par la méthode suivantes :

- ✓ La méthode empirique.

### III.7.1 Méthode Empirique

#### III.7.1.1 Estimation du débit maximum

##### a. Formule de Mallet – Gauthier

Dans leur étude sur les problèmes de l'eau en Algérie, ils ont établi une formule exprimant le débit maximum de crue en fonction des précipitations, de la surface du bassin versant et d'un coefficient K caractéristiques géographique et climatique du bassin versant.

$$Q_{max p\%} = 2. K \times \log(1 + 20. P) \times \frac{S}{\sqrt{L}} \times \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \dots \dots \dots \text{(III. 39)}$$

Avec :

- K : constante dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1-3, on prend(K=2)
- P : Précipitation moyenne annuelle en m
- S : Surface du bassin versant en  $\text{Km}^2$
- L : Longueur du talweg principale en Km
- T : Période de retour

**b. Formule de Sokolovsky :**

Elle donné par :

$$Q_{max p\%} = \frac{0.28 \times (P_{tc} - H_0) \times \alpha \times S}{T_c} \times f \dots\dots\dots (III. 40)$$

- S : superficie du bassin versant.
- $P_{tc}$  : pluies de courte durée.
- $H_0$  : la perte d'eau initiale. Au nord d'Algérie  $H = 7\text{mm}$ .
- $T_c$  : temps de concentration.
- $\alpha$  : coefficient de ruissellement du bassin versant.
- $f$  : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

**Tableau III-20 :** valeur de  $\alpha$  en fonction de la fréquence

<b>Fréquence (%)</b>	10	2	1	0.5	0.1
<b><math>\alpha</math></b>	0.61	0.62	0.63	0.64	0.65

$f$  : Coefficient de forme de la crue :  $f = \left[ \frac{12}{4 + 3\gamma} \right]$

Tel que : pour un bassin boisé avec un sol peut perméable  $2 \leq \gamma \leq 2.5$

On prend :  $\gamma = 2$                       D'où :  $f = 1.2$

**c. Formule de Turraza**

Elle est donné par :

$$Q_{max p\%} = \frac{C \times I_{tc} \times S}{3.6} \dots\dots\dots (III. 41)$$

- S : Superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>).
- C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.
- $I_{ct}$  : Intensité des pluies pour une fréquence donnée [mm/h].

**Tableau III-21 :** valeur de C en fonction de la fréquence

<b>Fréquence (%)</b>	20	10	5	2	1	0.1
<b>C</b>	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.80

**d. Formule de Giandotti**

Elle est donné par :

$$Q_{max p\%} = \frac{170 \times S \times (H_{moy} - H_{min})^{1/2}}{4 \times S^{1/2} + 1.5L} \times P_{tc} \dots\dots\dots (III. 42)$$

- Avec :
- S : superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>).
- L : longueur du talweg principal (Km).
- $H_{moy}, H_{min}$  : altitudes moyennes et minimales (en m).
- $P_{tc}$  : pluies de courte durée.

➤ **Pluies de courte durée**

A partir des pluies journalières maximales on a calculé les pluies de courte durée de même fréquence à partir de la formule suivante :

$$P_{ct} = P_{j\ max} \left[ \frac{T_c}{24} \right]^b$$

Où :

$P_{ic}$  : pluie de courte durée de fréquence donnée (mm).

$P_{j\ max}$  : pluie max. journalière de même fréquence (mm).

$T_c$  : temps de concentration (heure).

b : coefficient climatique tel que  $b=0,77$ .

Les résultats de calcul de pluie de courte durée sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III-22 : Pluies de courte durée**

<b>T (ans)</b>	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>50</b>	<b>100</b>	<b>1000</b>
<b>Fréquence (%)</b>	<b>10</b>	<b>5</b>	<b>2</b>	<b>1</b>	<b>0.1</b>
<b>P<sub>ct</sub> (mm)</b>	<b>19.20</b>	<b>22.84</b>	<b>28.32</b>	<b>32.26</b>	<b>47.47</b>

Les résultats de calcul du débit max sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III-23 : débits maximaux de crue**

<b>Formule</b>		<b>Mallet – Gauthier</b>	<b>Sokolovsky</b>	<b>Giandotti</b>	<b>Turraza</b>
<b>f (%)</b>	<b>T (ans)</b>	<b>Q<sub>max p%</sub> (m3/s)</b>	<b>Q<sub>max p%</sub> (m3/s)</b>	<b>Q<sub>max p%</sub> (m3/s)</b>	<b>Q<sub>max p%</sub> (m3/s)</b>
<b>10</b>	<b>10</b>	<b>30.97</b>	7.61	22.36	23.69
<b>5</b>	<b>20</b>	<b>35.16</b>	10.59	24.32	29.02
<b>2</b>	<b>50</b>	<b>40.041</b>	14.51	33.15	35.91
<b>1</b>	<b>100</b>	<b>43.365</b>	17.60	40.12	41.08
<b>0.1</b>	<b>1000</b>	<b>52.93</b>	27.46	50.45	58.14

Sur la base de ces résultats, primitivement les valeurs adoptées sont celle de **Giandotti** : car elle est la plus proche de la moyenne

**III.7.1.2 Hydrogramme de crue**

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

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

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui divise l'hydrogramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue.

a. Pour la montée :

$$Q_m = Q_{max} \left( \frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots (III. 43)$$

b. Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{max} \left( \frac{t_d-t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (III. 44)$$

Avec :

$t_m, t_d$  : temps de montée et de décrue.

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

Temps de base :  $t_b = t_m + t_d$

Tel que :  $t_m \equiv t_c \equiv 2 \text{ h}$      $t_d = 3 t_m = 6 \text{ h}$      $t_b \equiv t_m + t_d \equiv 8 \text{ h}$

Les résultats de calcul des débits de la crue ainsi que l'hydrogramme de crue par la méthode empirique pour les différentes périodes de retour sont illustrés dans le tableau III-25 et la figure III-16

**Tableau III-24 : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour**

**Phase de la montée :**

temps (h)	Q <sub>maxi 10%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>maxi 5%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>maxi 2%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>maxi 1%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>maxi 0.1%</sub> (m <sup>3</sup> /s)
0	0	0	0	0	0
0.25	0.48	0.54	0.62	0.67	0.82
0.5	1.93	2.19	2.50	2.71	3.30
0.75	4.35	4.94	5.63	6.09	7.44
1	7.74	8.79	10.01	10.84	13.23
1.25	12.09	13.73	15.64	16.94	20.67
1.5	17.42	19.77	22.52	24.39	29.77
1.75	23.71	26.91	30.65	33.20	40.52
2	30.97	35.16	40.04	43.37	52.93

**Phase de la décrue :**

temps (h)	Q <sub>maxi 10%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>maxi 5%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>maxi 2%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>maxi 1%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>maxi 0.1%</sub> (m <sup>3</sup> /s)
0	30.97	35.16	40.04	43.37	52.93
0.25	27.25	30.94	35.24	38.17	46.58
0.5	23.85	27.08	30.84	33.40	40.76
0.75	20.74	23.55	26.82	29.05	35.45
1	17.92	20.34	23.17	25.09	30.63
1.25	15.36	17.44	19.86	21.51	26.26
1.5	13.06	14.83	16.89	18.29	22.32
1.75	11.00	12.49	14.23	15.41	18.81
2	9.17	10.41	11.86	12.85	15.68
2.25	7.56	35.16	40.04	43.37	52.93
2.5	6.14	30.94	35.24	38.17	46.58
2.75	4.92	27.08	30.84	33.40	40.76
3	3.87	23.55	26.82	29.05	35.45
3.25	2.98	20.34	23.17	25.09	30.63
3.5	2.24	17.44	19.86	21.51	26.26
3.75	1.63	14.83	16.89	18.29	22.32
4	1.14	12.49	14.23	15.41	18.81
4.25	0.76	10.41	11.86	12.85	15.68
4.5	0.48	8.58	9.77	10.58	12.92
4.75	0.28	6.97	7.94	8.60	10.50
5	0.14	5.58	6.36	6.89	8.41
5.25	0.06	4.39	5.00	5.42	6.61
5.5	0.01	3.38	3.85	4.17	5.09
5.75	0.002	2.54	2.89	3.13	3.82
6	0	1.85	2.11	2.28	2.79

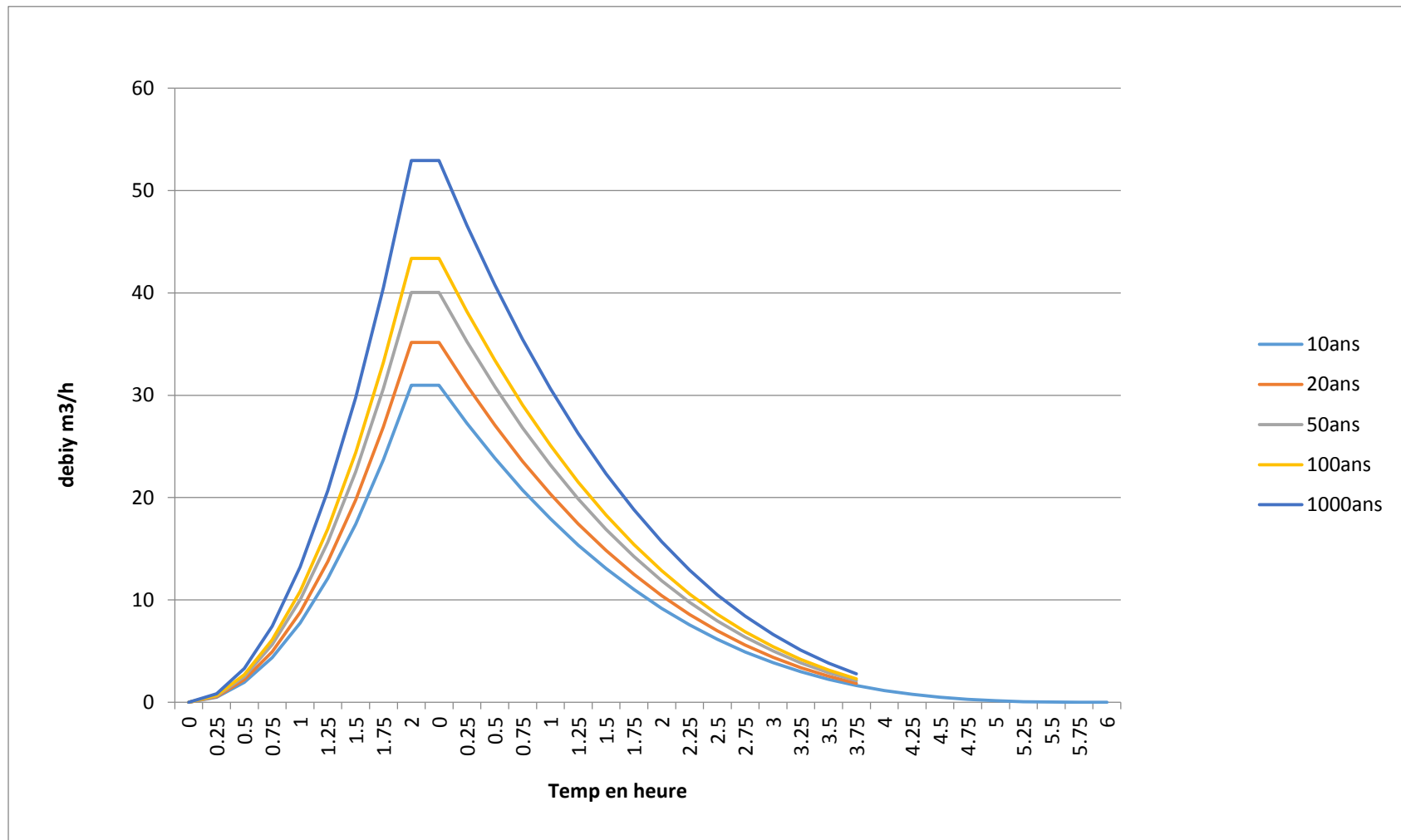


Figure III-17 : Représentation des hydrogrammes des crues pour différente période de retour

### III.7.2 Choix de la crue de projet

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être l'évacuer sans dommages graves à l'aval.

Pour cela il faut déterminer cette crue en prenant en compte l'effet de laminage par la retenue, elle est calculée sur la base d'un débit de pointe évalué à partir de l'étude du régime des crues.

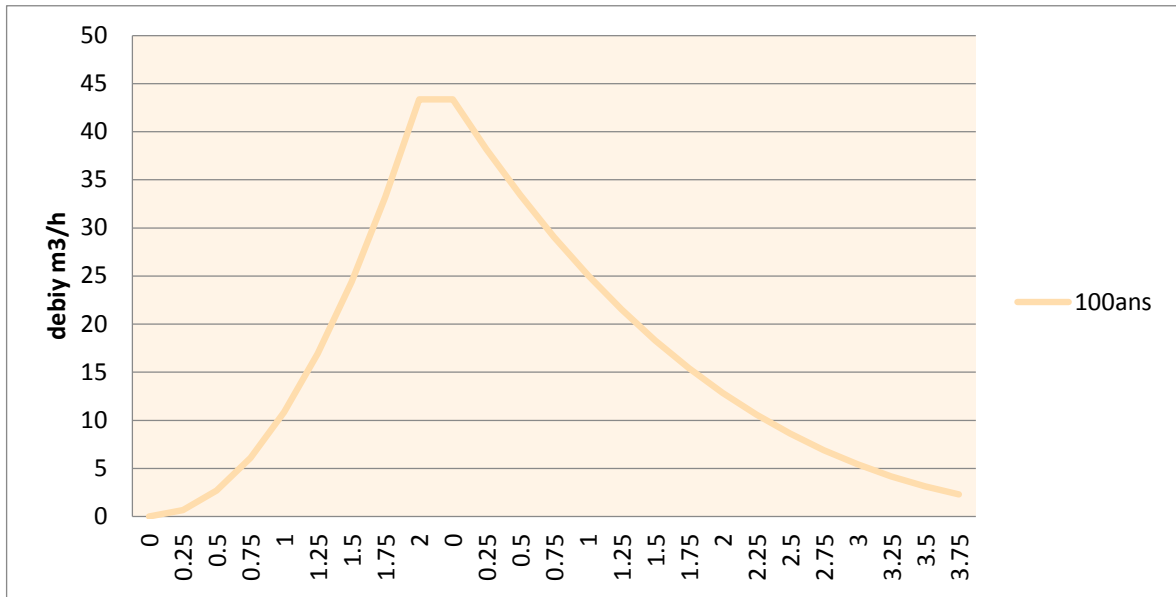
Dans ce contexte on est amené à faire un choix car il est évident qu'on ne pourra jamais protéger un ouvrage contre tous les crues pouvant survenir, on choisit donc une période de retour de crue, ce qui revient à accepter un certain risque qui devra être en rapport avec l'intérêt économique de l'ouvrage et les impératifs de sécurité.

Dans notre cas on va opter pour la crue centennale selon la classification du comité national australien des grands barrages (CNAGB) voyant les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), ainsi que la crue centennale est la plus recommandée dans de cas pareils.

L'hydrogramme de la crue de projet pris pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues sera fait par la méthode de l'hydrogramme synthétique disant qu'elle représente plus la réalité et qu'elle prend en considération et avec plus de détail les surfaces débitantes sur le bassin versant et le temps de l'averse.

D'où  $\underline{Q_{\max, 1\%} = 43.37 \text{ m}^3/\text{s}}$ . Pour 100 ans.

La crue des travaux :  $\underline{Q_{\max, 5\%} = 35.16 \text{ m}^3/\text{s}}$  Pour 20 ans.



**Figure III-18** : Hydrogramme synthétique de la crue centennale

### III.7.3 Calcul du volume de la crue

Le volume est déterminé sur la base de l'hydrogramme de crue par considération que ce dernier est sous forme triangulaire et on calcule la surface engendrée par cette forme géométrique pour avoir notre volume de crue pour une période de retour de 100 ans.

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_{crue} = \frac{Q_{max,1\%} \times t_b}{2} \dots\dots\dots (III. 45)$$

Avec :

$Q_{max,1\%}$  : Débit probable pour une période de retour de 100 ans

$t_b$  : Temps de base (8 heure)

D'où : 
$$\underline{\underline{V_{crue} \equiv 624528 \text{ m}^3}}$$



## III.8 Etude de régularisation

### III.8.1 Objectifs et méthodologie

L'étude de régularisation a pour objectif d'établir la capacité de la retenue collinaire sur l'Oued Tarhit de façon que la régularisation annuelle des apports soit optimum. La retenue étant destinée strictement à l'irrigation.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport ( $A_{80\%}$  en  $Mm^3$ ).
- La consommation totale ( $Mm^3$ ).
- Les infiltrations et l'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

### III.8.2 Répartition mensuelle des besoins

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation est donnée au tableau suivant :

**Tableau III-25** : Répartition mensuelle des besoins

mois	besion m3
septembre	6786
octobre	8378
novembre	0
décembre	0
janvier	0
février	0
mars	0
avril	3811
mai	10404
juin	16940
juillet	23903
août	11824

### III.8.3 Répartition mensuelle de l'apport A80%

La répartition mensuelle de l'apport  $A_{80\%}$  est donnée dans le tableau suivant :

**Tableau III-26** : Moyennes mensuelles des apports de fréquence 80%

mois	sep	oct	nov	dec	jan	fév	mars	avril	mai	juin	juillet	oût
<b>Pluie (%)</b>	2.26	10.14	11.55	13.61	16.17	10.84	14.03	11.53	7.25	1.56	0.33	0.31
<b>A 80%</b>	1859.7 6	9031.4 8	9147. 1	9316.0 2	9525.9 4	9088.8 8	9350. 4	9145. 4	6334. 5	947. 9	27.0	25.4

### II.8.3 Détermination de la surface irrigable

Pour un taux de régularisation 80% la surface de parcelle irriguée est donnée par :

**ha**

$$S_{ui} = A_U / N$$

Où :

A<sub>u</sub> : Apport utilisable pour 80% de l'apport annuel

N : besoin annuel ;

S<sub>i</sub> : Surface irrigable.

$$\underline{A.N : S_i = 70 \text{ ha.}}$$

### III.8.4 Courbes « Hauteurs - Capacités - Surface »

C'est un paramètre très important dans l'étude d'un barrage car elle permet par une simple lecture de la courbe de connaître la valeur du volume d'eau en fonction de l'altitude et la surface inondée aussi.

La cote minimale relevée est de 626 m et la cote maximale de 639 m, soit hauteur près de 15 m.

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

$$V_i = V_{i-1} + \Delta V_i \dots \dots \dots (III. 46)$$

Avec :

$$\Delta V_i = \left( \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \right) \Delta H_i \dots \dots \dots (III.47)$$

Tel que :

$$V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H_1 \dots \dots \dots (III.48)$$

$S_i$  : 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  $m^2$ .

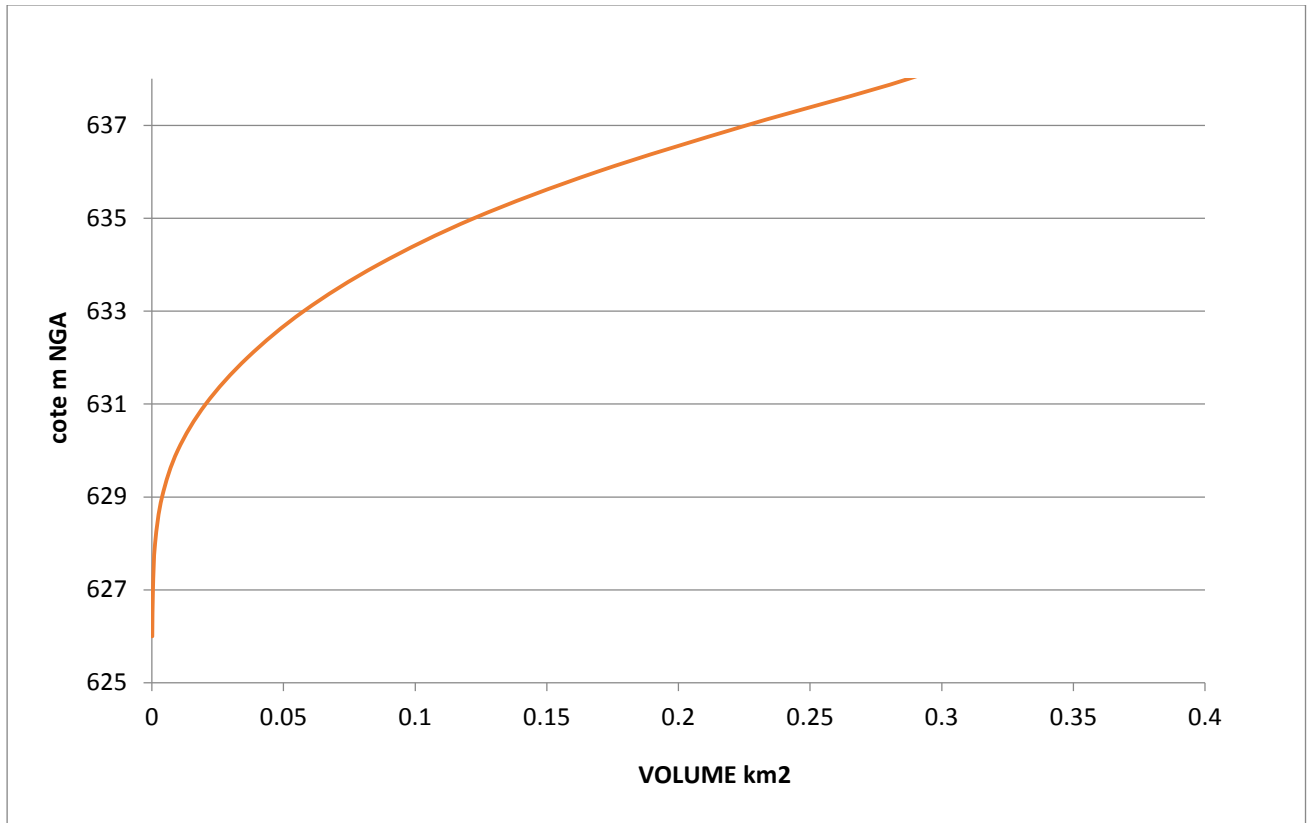
$\Delta H$  : différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives en m

$\Delta V_1$  : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives en  $m^3$ .

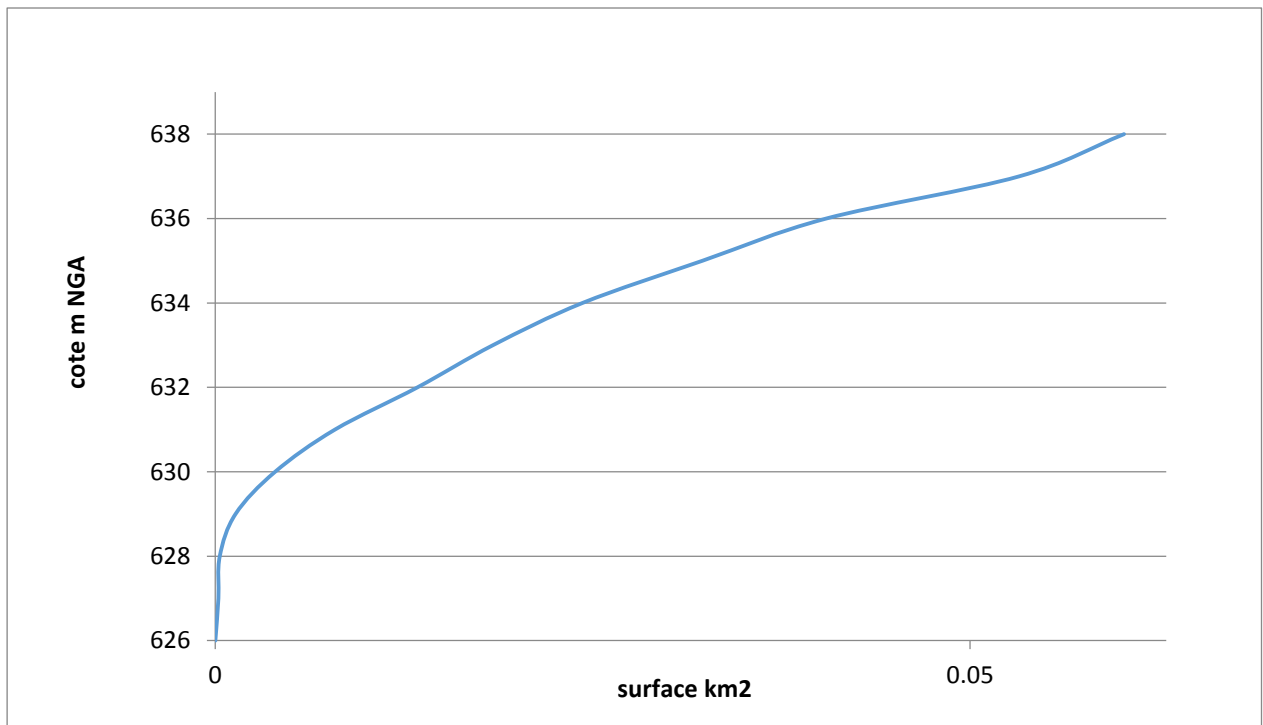
Pour tracer les courbes en se basant sur le levé topographique et à l'aide de Autocade en établie un tableau III-32 continue les caractéristique de la cuvette du retenue ; la hauteur en fonction de volume et la surface comme il est reprisant sur la figures III-18 et la figure. III-19

**Tablea-27 : Courbes topographiques et volumétrique**

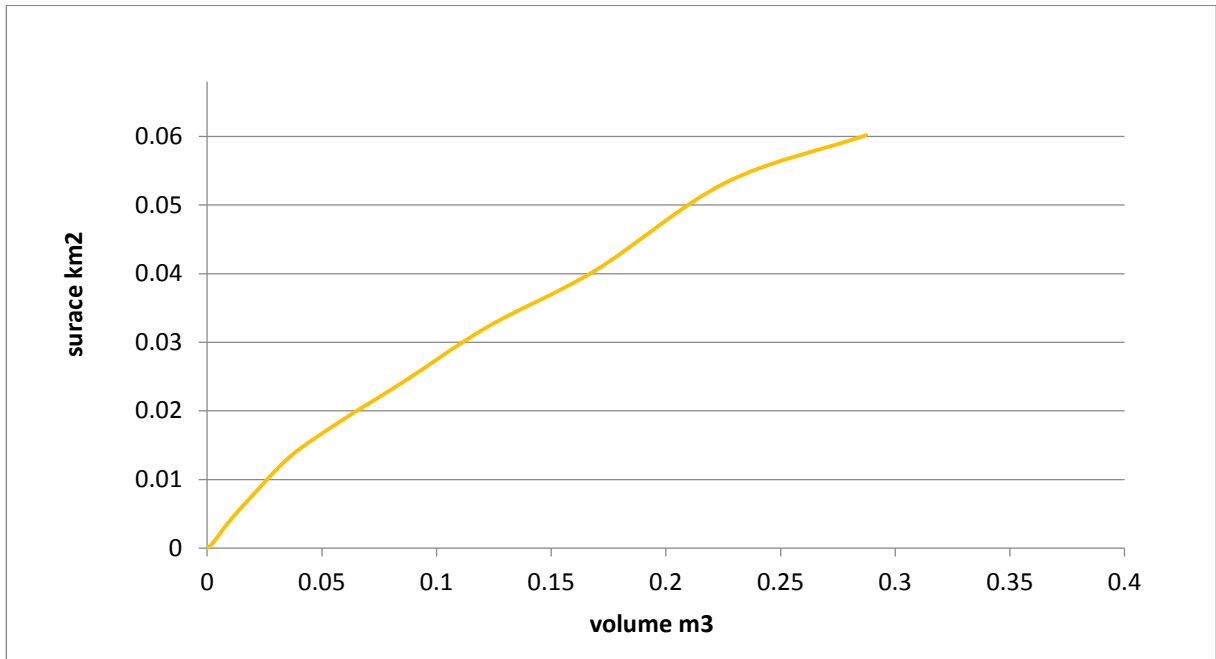
Côte (m)	H (m)	S (Km <sup>2</sup> )	S moy (Km <sup>2</sup> )	$\Delta H$	$\Delta V$ (Mm <sup>3</sup> )	Vh (Mm <sup>3</sup> )
				(m)		
626	0	0	0.000085	1	0.00005695	0.00005695
627	1	0.00017		1		0.0001875
628	2	0.00041	0.00029	1	0.0008125	0.00105695
			0.001335	1		0.00370195
629	3	0.00226	0.003955	1	0.002645	0.00963945
630	4	0.00565		1		0.0059375
631	5	0.01019	0.00792	1	0.0106525	0.03617945
			0.013385	1		0.0158875
632	6	0.01658	0.01839	1	0.021355	0.08582695
633	7	0.0202		0.02432		1
			634	8	0.02844	1
635	9	0.03609	0.032265	1	0.0468525	0.22576195
			0.04046	1		0.05672
636	10	0.04483	0.053245	1	0.06149	0.33535445
637	11	0.06166		1		0.06149
638	12	0.05873	0.060195	1	0.06149	0.33535445
639	13	0.06684		1		0.06149



**Figure III-19 : Courbe Capacité –Hauteur**



**Figure III-20 : Courbe Surface –Hauteur**



**Figure III-21** : courbe volumétrique (S=f(V))

### III.8.5 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Pour calculer le volume utile de la retenue on a besoin de :

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

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

- Détermination de la période à bonne hydraulicité.
- 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.

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'Novembre jusqu'au mois Mars.

**Les calculs se font comme suit :**  $V_{rf} = V_{ri} + (W-U) \dots \dots \dots$  (III. 49)

Avec :

- $V_{rf}$  : Volume de remplissage final.
- $V_{ri}$  : Volume de remplissage initial.
- S : Volume excédentaire à évacuer.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le **tableau III.33**.

Tel que :  $\underline{V_s = 200000 \text{ m}^3}$  et  $\underline{V_d = 180000 \text{ m}^3}$ .

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc :

$$V_s > V_d \quad \longrightarrow \quad \underline{V_U = V_d = 180000 \text{ m}^3}$$

Le volume de la retenue normale sera :  $V_{\text{NNR}} = V_m + V_U = 13200 + 180000 = 193200 \text{ m}^3$

$$\underline{V_{\text{NNR}} = 193200 \text{ m}^3}$$

**Tableau III-28 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes**

mois	A80%	U80%	A-U	1ère	2ème	S(Mm3)	Vrf(Mm3)	Vri(Mm3)	S(Mm3)
				consigne	consigne				
nov	9471	0	9471	22671	13200			13200	13200
déc	11160.2	0	11160.2		22671		3729	13200	9471
jan	13259.4	0	13259.4	33831.2	33831.2		19111.5	19111.5	
fév	8888.8	0	8888.8	47090.6	47090.6		32370.9	32370.9	
mar	11504.6	0	11504.6	55979.4	55979.4		41259.7	41259.7	
avr	9454.6	2811	6643.6	67484	59407.9	8076.1	52764.3	52764.3	
mai	5945	9404	-3459	66051.5	59407.9	6643.6	59407.9	62866.9	
jui	1279.2	12940	-11660.8	55948.9	55948.9		59407.9	55948.9	
juil	270.6	17903	-17632.4	44288.1	44288.1		44288.1	44288.1	
août	254.2	8824	-8569.8	26655.7	26655.7		26655.7	26655.7	
septembre	2197.6	6786	-4588.4	18085.9	18085.9		18085.9	18085.9	
octobre	8314.8	8612.3	-297.5	13497.5	13497.5		13497.5	13497.5	
annuel	82000	67280.3		13200	13200		13200	13200	
						14719.7		9471	

### III.8.6 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

#### III.8.6.1 Pertes par évaporation

On a: 
$$V_{ep} = E_s \times S_{moy} \dots \dots \dots (III. 50)$$

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

$E_s$  : Evaporation mensuelle (m).

$S_{moy}$  : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen ( $V_{moy}$ ).

$V_{moy}$  : volume moyen tel que : 
$$V_{moy} = \left( \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right)$$

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

#### III.8.6.2 Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \dots \dots \dots (III. 51)$$

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

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

$V_{moy}$  : volume moyen

**Tableau III-29** : valeurs de  $\delta$  en fonction des conditions hydrogéologiques

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)*	$\delta$	
		Année	Mois
Sol a faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0.5 à 1.0
Sol à perméable moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1.5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1.5 à 3.0

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

#### III.8.6.3 Estimation de l'erreur

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante : (2% <  $\varepsilon$  < 5% ) Si cette condition n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

Tel que : 
$$\varepsilon = \frac{V'_{u} - V_u}{V'_{u}} \cdot 100$$



On porte à votre connaissance qu'on a répété de le calcul jusqu'à la 3ème itération ou on a trouvé le résultat suivante :

$$\underline{V_s = 203000 \text{ m}^3} \quad \text{et} \quad \underline{V_d = 176000 \text{ m}^3}$$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc :

$$V_s > V_d \quad \text{---} \quad \underline{V_U = V_d = 176000 \text{ m}^3}$$

$$\varepsilon = \frac{193200 - 189200}{193200} \cdot 100 \Rightarrow 2.22 \% < \varepsilon = 2.22 \% < 5\%$$

Le volume de la retenue normale sera :  $V_{NNR} = V_m + V_U = 176000 + 13200 = 193200 \text{ Mm}^3$

$$\underline{V_{NNR} = 193200 \text{ m}^3}$$

Le résultat de calcul des pertes ainsi que le calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le **tableau III-31** et le **tableau III-30**.

**Tableau III-30 : Volumes des pertes dans la retenue**

MOIS	$V_{\text{moy}}$	$S_{\text{moy}}$	$E_s$	$V_{\text{ev}}$	$V_{\text{inf}}$
novembre	17935.5	3904.561	0.177	691.1073	179.355
décembre	33831.2	7365.055	0.105	773.3308	338.312
janvier	47090.6	10251.63	0.061	625.3492	470.906
février	55979.4	12186.72	0.044	536.2156	559.794
mars	67484	14691.27	0.044	646.4159	674.84
avril	66051.5	14379.41	0.053	762.1089	660.515
mai	55948.9	12180.08	0.085	1035.307	559.489
juin	44288.1	9641.522	0.085	819.5294	442.881
juillet	26655.7	5802.948	0.105	609.3096	266.557
août	18085.9	3937.303	0.162	637.8431	180.859
septembre	13497.5	2938.408	0.215	631.7578	134.975
octobre	13200	2873.643	0.266	764.3889	132

**Tableau III-31 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.**

mois	A80%	U80%	Pert (Mm3)	A- (U+pert)	1ère consigne	2ème consigne	S (Mm3)	Vrf(Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
					Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)				
novembre	9471	0	186.2	9284.7	22484.7	13200			13200	13200
décembre	11160.	0	477.1	10683.0		22484.7		3729	13200	9471
janvier	13259.	0	681.3	12578.0	33298.8	33298.8		21503.2	21503.2	
février	8888.8	0	569.8	8318.9	46081.1	46081.1		34285.4	34285.4	
mars	11504.6	0	272.6	11231.9	54404.7	54404.7		42609.1	42609.1	
avril	9454.6	2811	141.2	6502.3	65228.0	61169.6	4058.4	53432.4	53432.4	
mai	5945	9404	186.2	-3645.2	67145.1	61169.6	5975.4	59407.9	63436.7	
juin	270.6	12940	477.1	-13146.5	57140.7	57140.7		59407.9	57140.8	
juillet	254.2	17903	681.3	-18330.1	45028.9	45028.9		45028.9	45028.9	
août	2197.6	6786	569.8	-5158.2	27123.8	27123.8		27123.8	27123.8	
septembe	8314.8	8612.3	272.6	-570.1	18366.8	18366.8		18366.8	18366.8	
octobre	82000	58456.3	9090.6	-1445	13637.1	13637.1		13637.1	13637.1	
					13200	13200		13200	13200	
							10033.8		9471	

### III.9 Laminage de crue

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

$$Q.dt = q.dt + S.dh \dots \dots \dots (III. 52)$$

- Q : le débit entrant de la crue.
- q : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé).
- S : la surface du plan d'eau de la cuvette.
- Le débit cumule à l'instant *t* est :

$$Q - q = S.dh/dt \dots \dots \dots (III. 53)$$

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

IL existe plusieurs procédés de calcul, on cite :

1. Méthode de Kotcherine.
2. Méthode Step by step.
3. Méthode graphique.
4. Méthode d'Eier-Cieh.
5. Méthode de Hidenblat.

Dans notre étude on va utiliser la méthode de Kotcherine.

#### III.9.1 Méthode de Kotcherine

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

- L'Hydrogramme de crue est considéré comme un triangle.
- Les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue.
- Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

##### III.9.1.1 Estimation du débit de crue laminée

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_f = V_c \left( 1 - \frac{q_{lam}}{0.85 \times Q_{1\%}} \right) \dots \dots \dots (III. 53)$$

Avec :

- $V_F$  : le volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.
- $V_C$  : le volume de la crue correspondant au  $Q_{1\%}$  ( $m^3$ )
- $Q_{\%}$  : le débit de la crue ( $m^3/s$ ).
- $q_{lam}$  : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = 0.85 \times Q_{1\%} \left(1 - \frac{V_f}{V_c}\right) \dots \dots \dots (III. 54)$$

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

### III.9.1.2 Estimation de la charge au-dessus du déversoir

En faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions que l'ont défini, on analyse plusieurs variantes, Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$q = m \times b \times \sqrt{2g} \times H^{3/2} \dots \dots \dots (III. 55)$$

Avec :

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

On a aussi :

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \dots \dots \dots (III. 56)$$

Avec :

- $H_0$  : charge globale.
- $V_0$  : vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule :  $V_0 = \frac{Q}{S}$
- Avec :  $S = b \times (H+p)$  et  $P$  : la hauteur de pelle.

Le débit laminée est calculé pour différentes charges "**H**" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "**b**". On fait varier H de (0.5 à 2 m) et b de (8 à 20 m).

#### Procédé de calcul :

- Les différentes valeurs des lames d'eau  $H = 0.5 ; 0.75 ; \dots ; 2.25$ .
- Définir la cote  $PHE = NNR + H = 672 + H$
- A l'aide de la courbe capacité-hauteur, on détermine le volume  $V_{PHE}$  relatif à chaque PHE.
- Définir le volume en charge pour chaque lame tel que :  $V_f = V_{PHE} - V_{NNR}$

- Définir le volume de la crue pour l'hydrogramme de crue ayant une forme triangulaire.

**Tableau III-32 : 1 ère étape de calcul.**

Données initiales		b (m)	H (m)	q (m <sup>3</sup> /s)	S (m <sup>2</sup> )	V <sub>0</sub> (m/s)	Cote (m)	V <sub>PHE</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>f</sub> (m <sup>3</sup> )
g (m <sup>2</sup> /s)	9.81	16	1	34.726	32	1.09	337	225000	31800
α	1	14	1.25	42.466	31.5	1.35	337.25	235000	41800
Q <sub>1%</sub> m <sup>3</sup> /s	43.37	12	1.5	47.848	30	1.59	337.5	245000	51800
V <sub>c 1%</sub> Mm <sup>3</sup>	0.62	10	1.75	50.246	27.5	1.83	337.75	255000	61800
m	0.49	8	2	49.111	24	2.05	338	265000	71800
P (m)	1	6	2.25	43.951	19.5	2.25	338.25	275000	81800
		4	2.5	34.317	14	2.45	338.5	285000	105300

**Tableau III-33 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue**

H (m)	V <sub>0</sub> (m/s)	H <sub>0</sub> (m)	V <sub>f</sub> (m <sup>3</sup> )	q (m <sup>3</sup> /s)	q (m <sup>3</sup> /s)						
					16	14	12	10	8	6	4
1.00	1.09	1.06	31800	34.97371	37.90	33.16	28.43	23.69	18.95	14.21	9.48
1.25	1.35	1.34	41800	34.37912	54.03	47.27	40.52	33.77	27.01	20.26	13.51
1.50	1.59	1.63	51800	33.78453	72.25	63.21	54.18	45.15	36.12	27.09	18.06
1.75	1.83	1.92	61800	33.18994	92.40	80.85	69.30	57.75	46.20	34.65	23.10
2.00	2.05	2.21	71800	32.59535	114.36	100.06	85.77	71.47	57.18	42.88	28.59
2.25	2.25	2.51	81800	32.00076	138.01	120.75	103.50	86.25	69.00	51.75	34.50
2.50	2.45	2.81	105300	30.60348	163.25	142.84	122.44	102.03	81.63	61.22	40.81

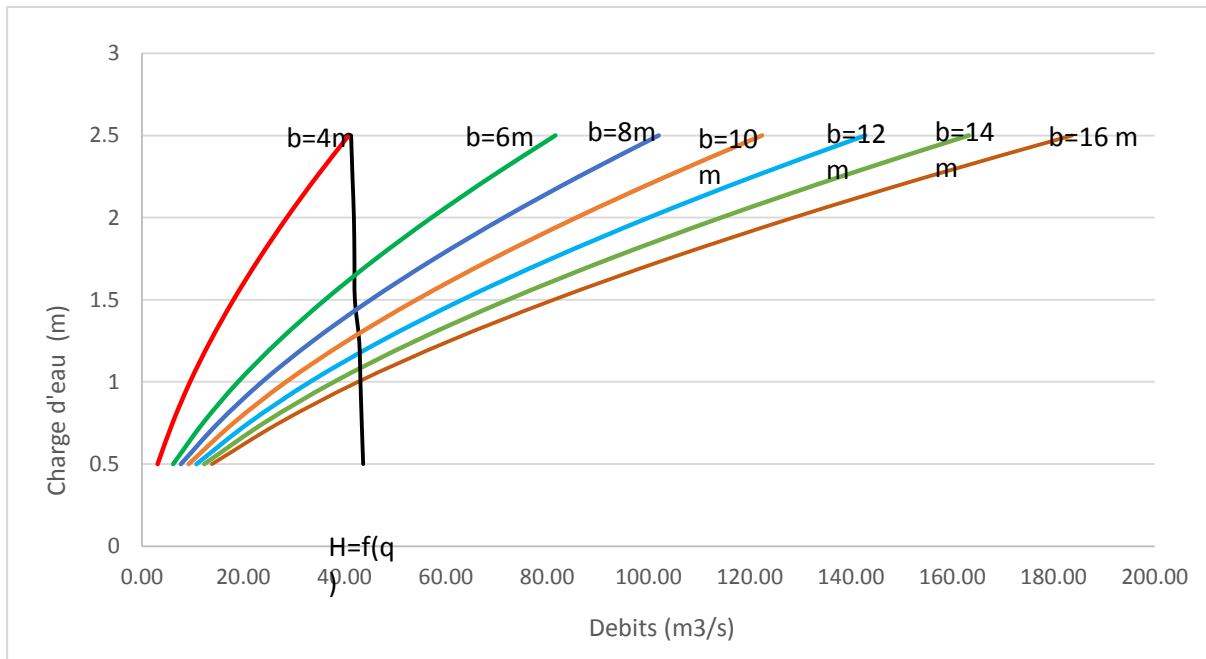


Figure III-22 : Courbes  $H=f(Q,q)$

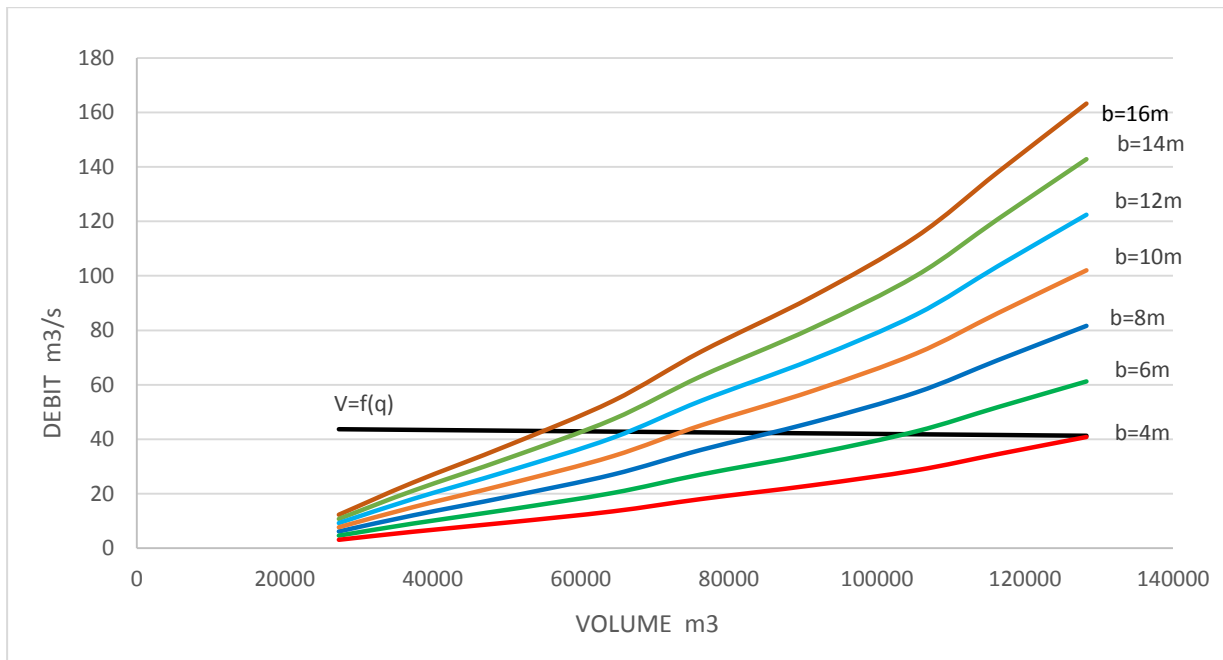


Figure III-23 : courbes  $V_f=f(Q, q)$ .

## II.10 Etude d'optimisation

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

### III.10.1 Calcul de la revanche

➤ **Formule de Stevenson Gaillard**

$$R = 0.75 \times H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (III. 57)$$

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (III. 58)$$

Avec :

**V** : Vitesse de propagation des vagues (m/s).  $V = 1.5 + 2H$

**F** : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre (F = 0.5 km)

➤ **Formule de Mallet et Pacquant**

$$H = 0.5 + 0.33 \times \sqrt{F} \dots\dots\dots (III. 59)$$

➤ **Formule de Molitor**

$$H = 0.75 + 0.032 \times (U \times F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots (III. 60)$$

Avec :

**U** : (vitesse du vent) = 18.8 km/h

**Tableau III-34 : Récapitulatif des résultats**

<b>Formule</b>	<b>H(m)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>R(m)</b>
F. Stevenson Gaillard	0.77	2.31	0.85
F. MALLET et PACQUANT	0.73	2.20	0.80
F. Molitor	0.62	1.863	0.64
F. Simplifiée	-	-	1.21
La moyenne	-	-	0.88

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1 m à 2 m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur, et pour notre cas on opte une valeur de **R=1.00 m** en plus cette valeur plus proche à la valeur moyenne.

**III.10.2 Largeur en crête**

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

➤ **Formule de Knapen**

$$b_{cr} = 1.65 \times \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.61)$$

➤ **Formule de Preece**

$$b_{cr} = (1.1 \times \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (III.62)$$

➤ **Formule Simplifié**

$$b_{cr} = 3.60 \times \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (III.63)$$

➤ **Formule pratique**

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.64)$$

Avec :

$$H_b : \text{Hauteur du barrage (m)} \quad H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t.$$

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

Pour notre cas on prend :  $t = 0,015 \times H_b = 15 \text{ cm}$ .

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

**Tableau III-35 : Largeur en crête**

b (m)	H <sub>d</sub> (m)	H <sub>b</sub> (m)	Largeur en crête du barrage b <sub>cr</sub> (m)				
			F. KNAPEN	F. PREENCE	F. Simplifiée	F. pratique	La moyenne
4	2.5	11.315	5.550233	4.700155	5.016938	6.59	5.218406
6	1.9	11.255	5.535498	4.690332	5.002884	6.47	5.205031
8	1.4	11.205	5.523189	4.682126	4.991134	6.36	5.193857
10	1.3	11.195	5.520723	4.680482	4.98878	6.34	5.191618
12	1.2	11.185	5.518257	4.678838	4.986424	6.31	5.189379
14	1.1	11.175	5.51579	4.677193	4.984067	6.29	5.187139
16	1	11.165	5.513321	4.675548	4.981709	6.27	5.184897

On opte pour une largeur de crête égale à : **b<sub>cr</sub> = 5 m**



**III.10.3 Calcul du volume et du coût de la digue**

Tout d’abord, nous calculons le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times L_i \dots\dots\dots (III.65)$$

Avec :

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

$$\left[ S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right] \dots\dots\dots (III.66)$$

Avec :

- B<sub>i</sub>** : Largeur de base,  $[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b]$ .
- m<sub>1</sub>, m<sub>2</sub>** : Les fruits des talus.
- b** : Largeur en crête (m).
- H<sub>i</sub>** : Hauteur de la tranche au point i.

$$[H_i = NNR - Cf + R + h_{\text{dév}} + t] \dots\dots\dots (III.67)$$

Avec :

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

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, nous pouvons calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment.

**Tableau III-36** : Calcul du cout de la digue

Largeur déversante (m)	Volume de la digue (m <sup>3</sup> )	Coût de la digue (Million de DA)
4	40000	16000000
6	39525	15810000
8	37212	14884800
10	35981	14392400
12	32125	12850000
14	31266	12506400
16	29321	11728400

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval nous avons pris respectivement **m<sub>1</sub>= 2.5** et **m<sub>2</sub>=3**, et le prix du mètre cube du remblai est estimé à 400 DA d’après le bureau d’étude

**III.10.4 Calcul du coût de l'évacuateur de crues**

**III.10.4.1 Coût du déversoir**

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement, puisque la lame déversante épouse toujours le profil.

La section transversale du déversoir est obtenue à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0.47 \times \left(\frac{X}{H}\right)^{1.80} \dots\dots\dots(III.75)$$

Avec :

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

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dév} = S.L \dots\dots\dots(III.76)$$

Avec :

- S** : Section transversale (m<sup>2</sup>).
- L** : Largeur déversant (m).

Selon l'ANBT, en 2014 le mètre cube du béton vaut **35000 DA**

**Tableau III.37** : Calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

<b>Largeur déversante (m)</b>	<b>Lame d'eau déversante (m)</b>	<b>Section de profil (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Volume du déversoir (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Coûts (DA)</b>
4	2.5	5.76	23.05	806 746
6	1.9	3.95	23.69	829 167
8	1.4	3.30	26.40	924 085
10	1.3	3.10	31.05	1 086 652
12	1.2	2.88	34.50	1 207 648
14	1.1	2.67	37.36	1 307 656
16	1	2.47	39.57	1 384 955

**III.10.4.2 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 **161** mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \dots\dots\dots(III.68)$$

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e,\text{max}})^{0,4} \dots\dots\dots(III.69)$$

**Tableau III-38** : Coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes

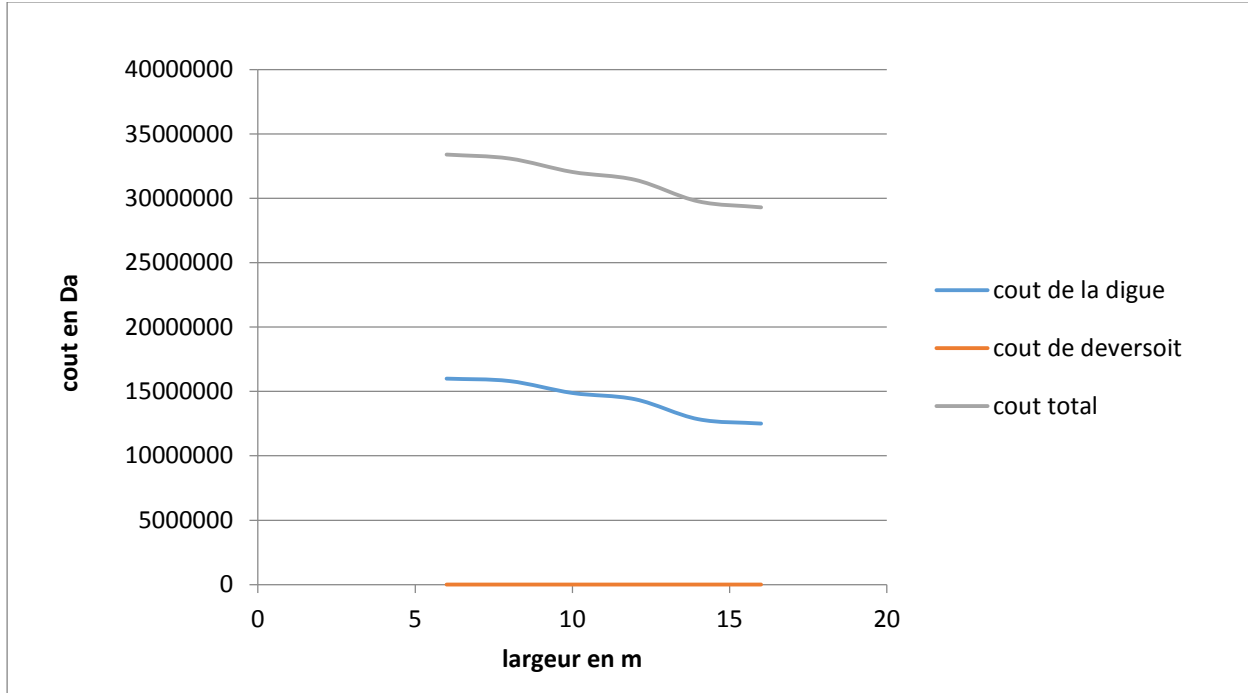
Largeur déversante (m)	Débit déversant (m <sup>3</sup> /s)	Largeur Du coursier (m)	Section du coursier (m <sup>2</sup> )	Volume du béton (m <sup>3</sup> /s)	Coûts (DA)
4	34.97371	4.144734	2.072367	497.3681	17407883
6	34.37912	4.116403	2.058202	493.9684	17288893
8	33.78453	4.087777	2.043888	490.5332	17168662
10	33.18994	4.058846	2.029423	487.0615	17047154
12	32.59535	4.029603	2.014802	483.5524	16924333
14	32.00076	4.000038	2.000019	480.0046	16800161
16	30.60348	3.929238	1.964619	471.5086	16502799

**Tableau III-39\*** : Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes

Largeurs déversants (m)	Coût total			
	Coût de la digue (DA)	Coût de l'évacuateur de crue (DA)		Coût total (DA)
		Déversoir	Coursier	
4	16000000	806 746	17407883	33407883
6	15810000	829 167	17288893	33098893
8	14884800	924 085	17168662	32053462
10	14392400	1 086 652	17047154	31439554
12	12850000	1 207 648	16924333	29774333
14	12506400	1 307 656	16800161	29306561
16	11728400	1 384 955	16502799	28231199

A partir de la courbe d'optimisation représentée par la **figure III.26** :

- La largeur déversante donnant le coût minimum est **15 m**.
- $q = 43.37 \text{ m}^3/\text{s}$
- $h = 1,1 \text{ m}$
- La hauteur du barrage est : **H<sub>b</sub> = 11 m**



**Figure III-24** : Courbe d'optimisation

**Tableau III-40** : Caractéristiques du barrage.

Dénomination	Unités	Valeurs
VOLUME MORT	Mm <sup>3</sup>	0.0132
VOLUME UTILE	Mm <sup>3</sup>	0.180
VOLUME AU NIVEAU NORMAL DE LA RETENUE	Mm <sup>3</sup>	0.1932
COTE DE FOND (▼FOND)	m	627.5
COTE AU NIVEAU MORT (▼NVM)	m	631
COTE AU NIVEAU NORMAL DE RETENUE (▼NNR)	m	636
COTE DE PLUS HAUTES EAUX (▼NPHE)	m	637
COTE DE LA CRETE (▼CRETE)	m	638.5
LARGEUR DE DEVERSOIR	m	15
LA HAUTEUR DE CHARGE DEVERSER.	m	1.1

LARGEUR EN CRETE	m	5
LE DEBIT EVACUER	m <sup>3</sup> /s	43.37

## Conclusion

Au terme de ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de l'aménagement hydraulique sur la base des résultats de calculs des caractéristiques morphologiques et hydromorphométriques du bassin versant et des besoins de la future retenue collinaire. Nous pouvons retenir à l'issue de l'étude de ce chapitre les paramètres clés suivants :

- Hauteur de la retenue au niveau NNR est 11 m et une capacité de 0.193200 Mm<sup>3</sup>
- Evacuateur de crues d'une largeur optimale égale à 15 m, avec une hauteur lame déversante de 1.1 m correspondant à un NPHE a plus de 13.10 m au-dessus des fon



## Introduction

Simultanément à la recherche et à l'identification des sites, on doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables au vu des informations et conditions : géologiques, hydrologiques et topographiques recueillies.

Sur la base des investigations géotechniques, résultats hydrologiques et reconnaissances géologiques, on a eu à développer des variantes pour le barrage, et en nous appuyant sur des considérations géologiques et géotechniques on a opté pour un barrage en matériaux meubles

### IV.1 Choix du type du barrage

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

- Digue en terre homogène
- Digue zonée à noyau étanche

#### IV.1.1 Digue en terre homogène

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

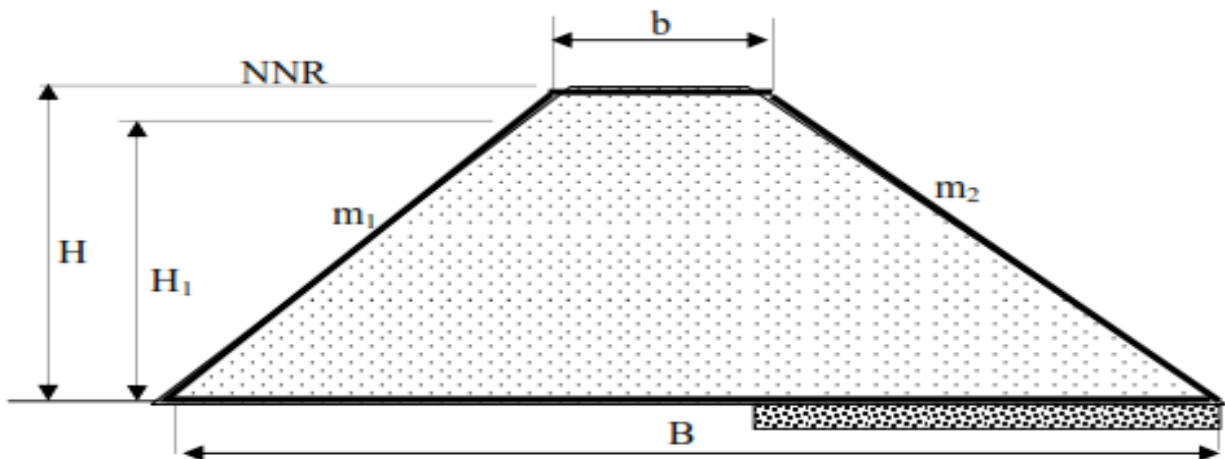


Figure IV-1 : Coupe transversale d'une digue homogène

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

Nous adoptons cette variante lorsque la quantité des matériaux de construction pour une digue homogène est insuffisante. Ce sont des digues formées essentiellement par un noyau en

terre imperméable qui assure l'étanchéité de la digue, compris entre des zones perméables qui assurent la stabilité de l'ensemble.

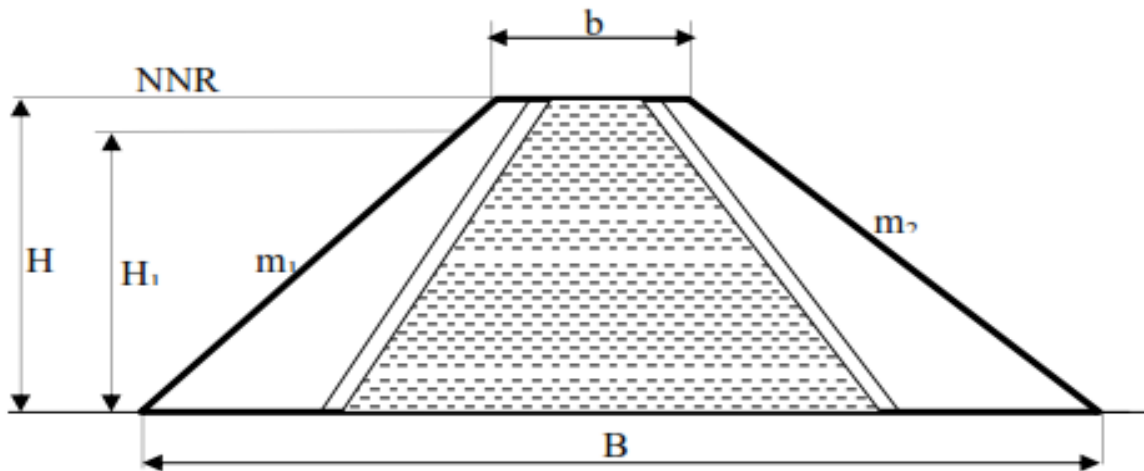


Figure IV-2 : Coupe transversale d'une digue zonée

Pour adopter la bonne variante, nous faisons une étude de comparaison économique des variantes, proposées auparavant, susceptibles d'être projetées sur le site. Les digues proposées sont dimensionnées approximativement au niveau de notre étude comparative, nous ne tiendrons pas compte du coût des ouvrages annexes car, nous supposons que le coût est le même pour toutes les variantes.

## IV.2 Définition du profil général de la retenue

### IV.2.1 Hauteur de la retenue

#### ➤ Calcul de la revanche

La revanche a été calculée dans l'étude d'optimisation

$$\underline{\underline{R = 1 \text{ m}}}$$

#### ➤ Calcul du tassement

Nous avons estimé le tassement est de l'ordre (1 à 3) % de la hauteur de l'ouvrage.

$$t = (0.01 \div 0.03) \times H_b$$

$$\underline{\underline{t = 0.03 \times 11 = 0.33 \text{ m}}}$$

Donc la cote en crête est :

$$H_b = C_{NNR} - C_f + h_{dév} + R + t \dots \dots \dots (IV.1)$$

Nous prenons la hauteur de barrage



$$\underline{H_p = 11 \text{ m}}$$

#### IV.2.2 Largeur en crête

D'après l'étude d'optimisation, nous avons trouvé

$$\underline{b_c = 5 \text{ m}}$$

#### IV.2.3 La longueur en crête

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

$$\underline{L_{cr} = 255 \text{ m}}$$

#### IV.2.4 Choix des pentes des talus

La pente des talus doit assurer leur stabilité statique. C'est à dire que les fruits de talus sont fixés par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Le tableau suivant donne les valeurs des pentes des talus en fonction de la hauteur et du type du barrage.

**Tableau IV.-1** : Valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur de la digue (m)	Type de Digue	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H < 5 m	Homogène	2.5	2.0
	A zones	2.0	2.0
5 m ≤ H ≤ 10 m	Homogène granularité étendue	2.0	2.0
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2.5	2.5
	A zones	2.0	2.5
10 m ≤ H ≤ 20 m	Homogène granularité étendue	2.5	2.5
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2.5	3
	A zones	2.5	3

D'après le tableau des fruits des talus, en fonction de la hauteur et le type de barrage nous choisissons les pentes.

### IV.3 Digue en terre homogène

#### IV.3.1 Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01

- Parement amont  $m_1 = 2.5$ .

- Parement aval  $m_2 = 3$ .

### IV.3.2 Protection des talus

#### A. Talus amont

- **Tennessee Valley Authority (T.V.A)**

Préconise une formule empirique pour déterminer l'épaisseur minimum de la couche d'encrochement pour la protection du talus amont.

$$e = C.v^2 \dots\dots\dots(IV.2)$$

Avec :

**V** : Vitesse des vagues déterminées par formule de Gaillard.

**C** : Coefficient qui dépend du fruit du talus et du poids spécifique  $\gamma_p$  del'encrochement utilisé. Il est donné par le tableau ci-dessous.

**Tableau IV-2** : Valeurs du coefficient C

Fruit du talus	Valeur de C pour différents $\gamma_p$		
	$\gamma_p = 2.50$	$\gamma_p = 2.65$	$\gamma_p = 2.80$
1/4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
1/2	0.031	0.028	0.026
1/1.5	0.036	0.032	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

A partir du tableau IV.2, pour  $\gamma_p = 2.5 \text{ t/m}^3$  et  $m = 3$ , nous trouvons  $C = 0.028$ .

$$e = 2^2 \times 0.028 = \mathbf{13 \text{ cm}}$$

Quant aux dimensions des éléments, elles seront telles que 50 % de l'encrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé suivant la formule :

$$W = 0.52\gamma_p.e^3 \dots\dots\dots(IV.3)$$

$$\underline{\underline{W = 0.002856 \text{ tonne}}}$$

- **US ARMY corps of Engineers**

Les ingénieurs d'US ARMY utilisent un tableau déterminé à partir d'abaques qui permettent d'obtenir l'épaisseur minimale de la couche d'encrochement et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague.

**Tableau IV-3** : Epaisseur de l'encrochement et  $D_{50}$  minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague

Hauteur des vagues m	Epaisseur minimale de la couche (m)	$D_{50}$ minimal (m)
0	0.30	0.20
0.30	0.40	0.25
0.60	0.45	0.30
1.20	0.55	0.40
1.80	0.70	0.45
2.40	0.80	0.55

D'après L'U.S.B.R on déduit  $H_v = 0.75\text{m}$  par conséquent à partir du tableau IV.3 on a :

$$e_{\min} = 0.45\text{m}$$

$$D_{50 \min} = 0.30 \text{ m.}$$

Après comparaison des résultats obtenus par les 2 méthodes, et pour des raisons de sécurité nous optons pour une épaisseur  $e_{\min} = 0.45\text{m}$  et un diamètre de 50% des blocs  $D_{50 \min} = 0.30 \text{ m.}$

**B. Talus aval**

Il sera protégé contre l'érosion par un encrochement à réaliser au fur à mesure que les travaux de terrassement. Un encrochement de pierres reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3 m) doit être réalisé.

**IV.3.3 Calcul des drains**

Le système de drainage de la digue est constitué d'un Tapis filtrant réalisé, en bas de la partie amont de la digue, combiné avec un filtre vertical sans oublier le prisme de drainage.

**A. Dimensionnement du Drain Tapis**

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (IV.4)$$

Avec :

$L_b$  : Longueur transversale de la retenue,  $L_b = 60 \text{ m.}$

Donc :

$$\underline{\underline{L_d = 12 \text{ m}}}$$

**B. Dimensionnement du prisme aval**

**Hauteur**

$$H_p = (0.15 \div 0.2) H_b \dots\dots\dots (IV.5)$$

Avec :

$H_b$  : hauteur du barrage,  $H_b = 11$  m.

$$H_p = 0.2 \times H_b = 0.2 \times 11 = 2.5 \text{ m}$$

$$\underline{H_p = 2.2 \text{ m}}$$

**Largeur en crête**

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \dots\dots\dots (IV.6)$$

$$b_p = 1/4 \times 2.2 = 0.83\text{m}$$

Nous prenons :

$$\mathbf{b_p = 1 \text{ m}}$$

**Fruits de talus**

$$m_1 = (1 \div 2.5) \dots\dots\dots (IV.7)$$

$$m_2 = (1.5 \div 2.5) \dots\dots\dots (IV.8)$$

Nous prenons :  $m_1=2$  et  $m_2= 2.5$ .

**Largeur en base du prisme**

Elle est exprimée par :

$$B_p = b_p + (m_1 + m_2) H_p \dots\dots\dots (IV.9)$$

$$B_p = 1 + (2 + 2.5) \times 2.2 = 12.1 \text{ m}$$

$$\underline{B_p = 12.5 \text{ m}}$$

## IV.4 Digue zoné a noyau d'argile

### IV.4.1 Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01 :

- Parement amont  $m_1 = 3$
- Parement aval  $m_2 = 2.5$

### IV.4.2 Protection des talus

#### A. Talus amont

- Tennessee Valley Authority (T.V.A)

A partir du tableau IV.02, pour  $\gamma_p = 2.5 \text{ t/m}^3$  et  $m = 3$ , nous trouvons  $C = 0.028$ .

$$e = 2^2 \times 0.028 = \mathbf{0,13 \text{ m}}$$

Quant aux dimensions des éléments, elles seront telles que 50 % de l'enrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé suivant la formule :

$$W = 0.52 \gamma_p e^3 \dots\dots\dots (IV.10)$$

$$\mathbf{W = 0.002856 \text{ tonne}}$$

➤ **Méthode de l'US Army Corps of Engineers**

La hauteur des vagues  $H_v$  est égale à **0.75 m**, à partir du tableau IV.3 Nous trouvons :

$$0.62 \text{ m} < H_v < 1.20 \text{ m}.$$

$$e = 0.45 \text{ m}$$

$$D_{50} = 0.30 \text{ m}$$

Après comparaison des résultats obtenus par les 2 méthodes, et pour des raisons de sécurité nous optons pour une épaisseur d'encrochement **e=0.45 m** et un diamètre de 50% des blocs **D<sub>50</sub>=0.30m**.

**IV.4.3 Etanchéité de la retenue**

**IV.4.3.1 Noyau**

Le noyau est un organe qui assure l'étanchéité de la retenue et diminue ainsi le débit de fuite. Il est réalisé en matériau imperméable disponible au niveau de la zone d'emprunt. Dans notre projet nous utiliserons les argiles

Les matériaux destinés à la confection du noyau doivent répondre aux exigences suivantes :

- Avoir une résistance au cisaillement appréciable.
- Avoir une grande imperméabilité.
- Être insolubles dans l'eau et ne pas contenir de particules de gypse.

**A. Largeur en crête**

$$L_{cr} = [1/17 \div 1/3] H_b \dots\dots\dots (IV.11)$$

Avec :

- **H<sub>b</sub>** : hauteur totale du barrage

$$L_{cr} = 0.33 \times 11 = 3.63 \text{ m}$$

$$\underline{\underline{L_{cr} = 4 \text{ m}}}$$

**B. Hauteur du noyau**

$$H_n = H_b - 1 \dots\dots\dots (IV.12)$$

$$\underline{\underline{H_n = 10 \text{ m}}}$$

**C. Largeur à la base du noyau**

Elle est déterminée suivant la condition :

$$\frac{\Delta H}{B_{noy}} \leq J_{adm} \Rightarrow B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} \dots\dots\dots (IV.13)$$

Avec :

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

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

$H_1$  : Hauteur d'eau à l'amont,  $H_1 = 12$  m.

$B_{\text{noy}}$  : Largeur à la base du noyau (m)

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

Les tableaux VI.4 et VI.5 nous permettent de déterminer le gradient hydraulique  $J_{\text{adm}}$ .

**Tableau VI-4** : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

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

D'après le tableau VI-4, la retenue de notre projet est de **classe IV**.

**Tableau VI-5** : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

D'après le tableau,  $J_{\text{adm}} = 1.95$

$$B_{\text{noy}} \geq \frac{\Delta H}{J_{\text{adm}}} = \frac{12 - 0}{1.95} = 6.15 \text{ m}$$

$$B_{\text{noy}} > 6.15 \text{ m}$$

Nous pouvons calculer la Largeur à la base du noyau par une deuxième méthode

La base du noyau aura l'épaisseur donnée par :

$$B_{\min} = 6 + C \times H_n \dots\dots\dots (IV.14)$$

$$B_{\max} = (0.8 \div 1.2)H_b \dots\dots\dots (IV.15)$$

Avec :

$$0.15 \leq C \leq 0.3 \Rightarrow C = \mathbf{0.3}$$

Nous trouvons :

$$B_{\min} = 9.3 \text{ m} \quad \text{et} \quad B_{\max} = 13.2 \text{ m.}$$

Nous prenons :

$$\underline{\underline{B_{\text{noy}} = 12 \text{ m}}}$$

**D. Pente des talus**

$$m_1 = m_2 = \frac{B_{\text{noy}} - b_{\text{noycrete}}}{2H_n} \dots\dots\dots (IV.16)$$

$$m = \frac{(12 - 4)}{2 \times 11} = 0.36$$

Nous prenons :

$$\mathbf{m_1 = m_2 = 0.5}$$

**Tableau IV-6 : Caractéristiques du noyau**

<b>Caractéristiques du noyau</b>	
Largeur en crête (m)	4
Hauteur du noyau (m)	10
Largeur à la base du noyau (m)	12
Pente des talus	0.5

**IV.4.3.2 Dimensionnement du Drain Tapis**

Dans le dessin, on doit utiliser un facteur de sécurité plus élevé. Pour son dimensionnement on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de  $e = 1.2 \text{ m}$ , Sa longueur est déterminée par la formule suivante :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (IV.17)$$

Avec :

$$L_b : \text{Longueur transversale de la retenue, } L_b = \mathbf{60 \text{ m.}}$$

Donc :

$$\underline{\underline{L_d = 12 \text{ m}}}$$

**IV.4.3.3 La clé d'étanchéité**

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau. Sa hauteur à partir

du terrain naturel est de 2,5 m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.50 m. La pente des talus de la clé d'étanchéité est :  $m=1.0$ .

### IV.5 Détermination du cout des matériaux pour les différentes variantes

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

$$V_b = \sum V_i \dots (IV.18)$$

Tel que :

$$V_i = \frac{[s_i - s_{i+1}]}{2} L_i \dots (IV.19)$$

Avec :

- $V_i$  : volume du barrage dans la coupe i.
- $S_i$  : section transversale du barrage dans la coupe i.
- $L_i$  : distance entre deux coupes voisines.

$$S_i = \frac{[b + B_{pi}]}{2} H_{bi} \dots (IV.20)$$

Avec :

- $b$  : largeur du couronnement.
- $B_{pi} = b + (m_1 + m_2) H_{bi} \dots (IV.21)$
- $m_1$  : pente du talus amont.
- $m_2$  : pente du talus aval.

#### IV.5.1 Digue en terre homogène

##### A. les recharges

**Tableau IV-7** : Volume des recharges pour la variante terre homogène

Distances (m)	Surfaces à la côte (m2)	Surfaces moyennes (m2)	Volumes partiels (m3)
0	0		
12	6,75	3,375	40,5
25	155,75	119,75	2993,75
65	315	235,375	15299,375
40	155,75	235,375	9415
15	83,75	119,75	1796,25
10	36,75	60,25	602,5



18	6,75	21,75	391,5
12	0	3,375	40,5
255		Total recharge	32995,875

Le volume total des remblais serait de  $V = 33\ 000\ m^3$  avec une longueur total en crête de  $L = 255\ m$ . ce volume sera majoré de celui relatif à la clé d'ancrage, soit un volume global de  $40\ 000\ m^3$

### B. Protection du talus amont

**Tableau IV-8 : Volume du Rip-Rap pour la variante terre homogène**

N°	$S_i\ (m^2)$	$S_{moy}\ (m^2)$	$V_{moy}\ (m^3)$	$V\ (m^3)$
S1	7.30			2483.554
S2	24.91	16.11	380.09	
S3	27.41	26.16	617.34	
S4	30.37	28.89	181.82	
S5	35.41	32.89	276.24	
S6	21.08	28.25	666.62	
S7	1.08	11.08	261.45	

### IV.5.2 Digue en terre zoné

#### A. Recharges et noyau

**Tableau IV-9 : Volume des recharges pour la variante terre zoné**

N°	$S_i\ (m^2)$	$S_{moy}\ (m^2)$	$S_{recharges}\ (m^2)$	$S_{noyau}\ (m^2)$	$V_{moy\ recharge}\ (m^3)$	$V_{moy\ noyau}\ (m^3)$	$V_{recharges}\ (m^3)$	$V_{noyau}\ (m^3)$
S1	0						30000.32	10011.18
S2	6,75	3,375	40,5	38.86	3406.52	917.11		
S3	155,75	119,75	2993,75	69.92	6524.96	1650.17		
S4	315	235,375	15299,375	77.82	7623.39	1836.56		
S5	155,75	235,375	9415	105.84	10284.23	2497.92		
S6	83,75	119,75	1796,25	98.03	8695.80	2313.59		
S7	36,75	60,25	602,5	33.72	2553.92	795.82		

### B. Protection du talus amont

**Tableau IV-10 : Volume du Rip-Rap pour la variante terre zoné**

N°	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_{moy}$ (m <sup>2</sup> )	$V_{moy}$ (m <sup>3</sup> )	V (m <sup>3</sup> )
S1	7.30			2483.55
S2	24.91	16.11	380.09	
S3	27.41	26.16	617.34	
S4	30.37	28.89	681.82	
S5	35.41	32.89	776.24	
S6	21.08	28.25	666.62	
S7	1.08	11.08	261.45	

**Tableau IV-10 : Cout de différentes variantes de la digue**

Variante	Matériaux	Quantité (m3)	Prix unité (DA)	Cout (millions DA)	Total (DA)
Homogène	Recharges	40000	300	12000000	42908120
	Rip-Rap	24835.4	1200	29802480	
	Filtres et Drains	1105.64	1000	1105640	
Zoné	Recharges	30000.32	400	12000128	47694602
	Noyau	10011.18	300	3003354	
	Rip-Rap	24835.4	1200	29802480	
	Filtres et Drain	2888.64	1000	2888640	

### IV.5.3 Comparaison des résultats et discussions

D'après les résultats du tableau IV.13, nous pouvons nous orienter vers la première variante, car elle est la plus économique et la plus facile à mettre en place techniquement, avec un cout total 43 million DA

## **Introduction**

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent contenus des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme "terre" couvre donc toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même, on utilise des roches altérées facilement compactables, tel que des latérites, des schistes et grès tendres.

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

## **V.1 Etude des infiltrations**

### **V.1.1 Présentation du logiciel Geoslope Geostudio 2004 V6.02**

GeoStudio 2004 est un logiciel de calcul géotechnique permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des talus, et les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique.

Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

Ce que nous s'intéressons parmi ces programmes est SLOPE/W.

#### **V.1.1.1 Le programme SLOPE/W:**

SLOPE/W est l'un des programmes intégrés dans la fenêtre du GeoStudio 2004 et qui est basée sur la théorie de l'équilibre limite dans les calculs du coefficient de sécurité des pentes.

L'élaboration de ce programme permet d'analyser facilement à la fois des problèmes simple et complexe de stabilité de pente en utilisant une variété de méthodes pour calculer le coefficient de sécurité

Ce programme est de type graphique et compatible avec les versions de Microsoft Windows XP. Il est facile d'apprendre comment l'utiliser, en particulier si l'utilisateur est déjà familier avec l'environnement Windows.

### V.1.1.2 L'interface du logiciel SLOPE/W

Les menus disponibles et la fonction de chacun sont les suivants:

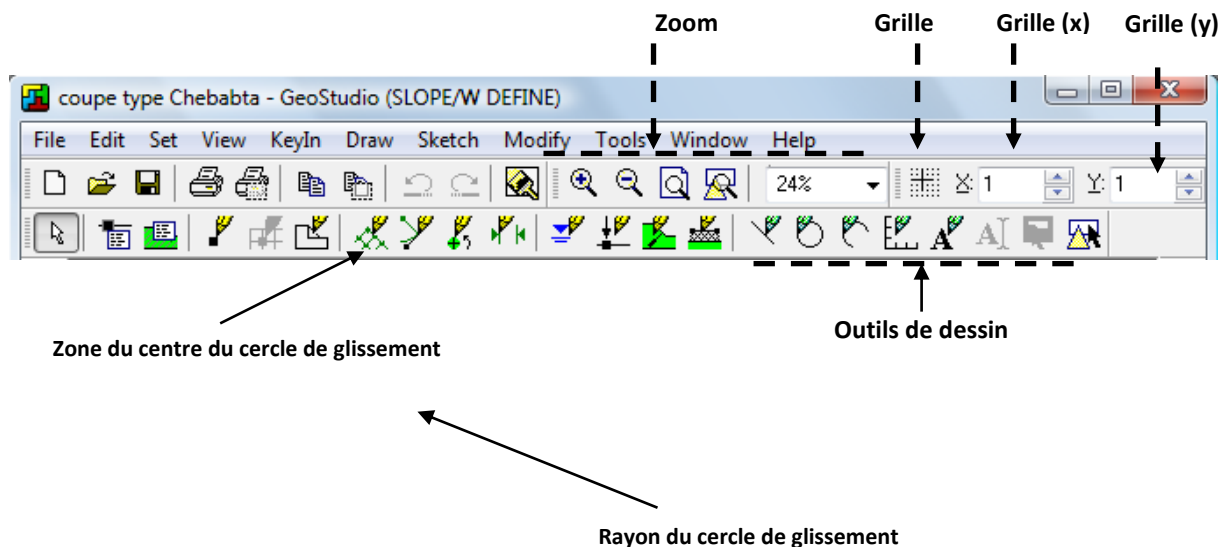


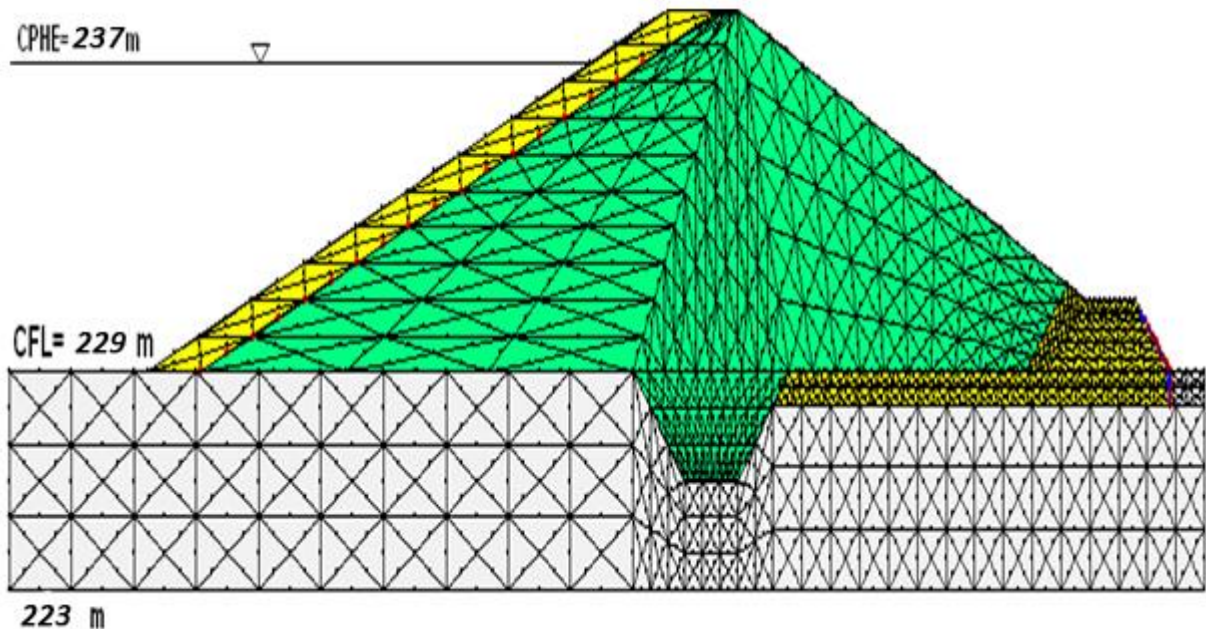
Figure V-1 : Les menus disponibles sur logiciel SLOPE

- **File:** Ouvrir et enregistre les fichiers, les importations des photos et imprimes le dessin.
- **Edit:** permet de copier le dessin dans la Presse-papiers du Windows.
- **Set :** définir les paramètres de la grille, le zoom, les axes, la taille de la page et l'échelle du dessin.
- **View (aperçu):** Options d'affichage des contrôles, des informations des sols et des points, et d'affiche les forces inter-tranche sur un schéma corporel de chaque tranche et le polygone force.
- **KeyIn (menu):** Permet d'introduire automatiquement à l'aide des tableaux les paramètres géométriques (coordonnées et couches), les caractéristiques mécaniques des différentes couches constituant la digue, des conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau d'eau, de sélectionner les différentes méthodes de calcul, l'effort sismique....etc.
- **Draw (dessin):** permet d'introduire manuellement les paramètres géométriques (coordonnées et couches), des conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau d'eau.
- **Sketch (croquis):** Définit les objets graphiques d'étiqueter, d'améliorer et de clarifier les résultats du problème

- **Modify (modifier):** Permet de déplacés, modifier ou supprimés les objets graphiques, les textes et les photos

### V.1.1.3 méthode utilisée dans l'analyse infiltrations

Le principe de calcul des infiltrations par Geo-Slope est basé sur la méthode des éléments finis. Cette méthode consiste à la résolution de l'équation de Laplace en régime permanent. Toute fois, cette équation est obtenue par combinaison de l'équation de Darcy et celle de continuité. Il est à noter que le seul potentiel provoquant l'écoulement dans ce cas est le potentiel gravitaire. Par conséquent la charge hydraulique est calculée selon l'équation de Bernoulli.



**Figure V-2 :** Discretisation du corps du barrage en éléments finis

### V.1.1 Tracer de la ligne de saturation

Il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul suppose les hypothèses suivantes :

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

La parabole de la courbe de KOZENY s'écrit comme suit :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \dots\dots\dots (V.1)$$

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

Avec  $h = H_c$  étant la hauteur d'eau;

$d$  : étant la largeur en base diminuée de  $0,7 \times b$ ;

$$b = m_1 \times h$$

donc :

$$mb = 41,34.$$

$d = 30,06$  m est déterminée graphiquement.

$$\underline{Y_0 = 2.04 \text{ m}}$$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante:

$$y^2 = 2,64 x + 1,74$$

La parabole coupe le plan d'eau en un point (A).

Pour obtenir la ligne de saturation a partir de la parabole de KOZENY on raccorde celle-ci au point (B) du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en (B) et tangente à la parabole.

En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point (D) sensiblement situé a une distance de ( $a_0$ ) :

$$\begin{aligned} a_0 &= Y_0/2 \\ a_0 &= (\sqrt{d^2 + H^2} - d)/2 \dots\dots\dots (V.3) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{AN : } a_0 &= 2.04/2 \\ a_0 &= 01.02 \text{ m} \end{aligned}$$

**Tableau V-1 : Coordonnées de la parabole de KOZENY**

<b>X (m)</b>	-0,65	0	1	5	9	13	17	21	25	29	30
<b>Y (m)</b>	00	1,33	2,1	3,86	5,05	6,00	6,82	7,56	8,23	8,84	9

Avec :

a : la distance OC;

$\Delta a$  : la distance  $C_1C$ ;

$\alpha$  : angle de face aval du drain avec l'horizontale.

A partir de l'abaque de Casagrande (Voir Annexe), on détermine :

Avec :

$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0,25 \quad \alpha=90^\circ$$

$$a + \Delta a = \frac{2.04}{1 - 0}$$

$$a + \Delta a = 2.04 \text{ m.}$$

$$\underline{\underline{a = 1.53 \text{ m}}}$$

$$\Delta a = 0.51$$

Connaissant a et  $\Delta a$ , on peut tracer le profil de la ligne de saturation.

### V.1.2 Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite)

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

$$q_n = K \times I \times A \dots\dots\dots (V.4)$$

Avec  $q_n$ : débit d'infiltration ( $m^3 / s / ml$ );

I : gradient hydraulique;

K : Coefficient de perméabilité;

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par :

$$I = \frac{dy}{dx}$$

La section d'infiltration est:  $A = y \times I$

Donc :

$$q_n = K \times y \times \frac{dy}{dx}$$

Avec :

$$y \times \frac{dy}{dx} = y_0$$

D'où  $q_n = K \times y_0 \text{ m}^3/\text{s/ml}$ .

Sachant que :  $K = 4.1 \times 10^{-7} \text{ m/s}$

$$Q = 2.26 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q \times L$$

$$Q = 576 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

Cette valeur de débit de fuite est sensiblement négligeable par rapport au volume d'eau stocké.

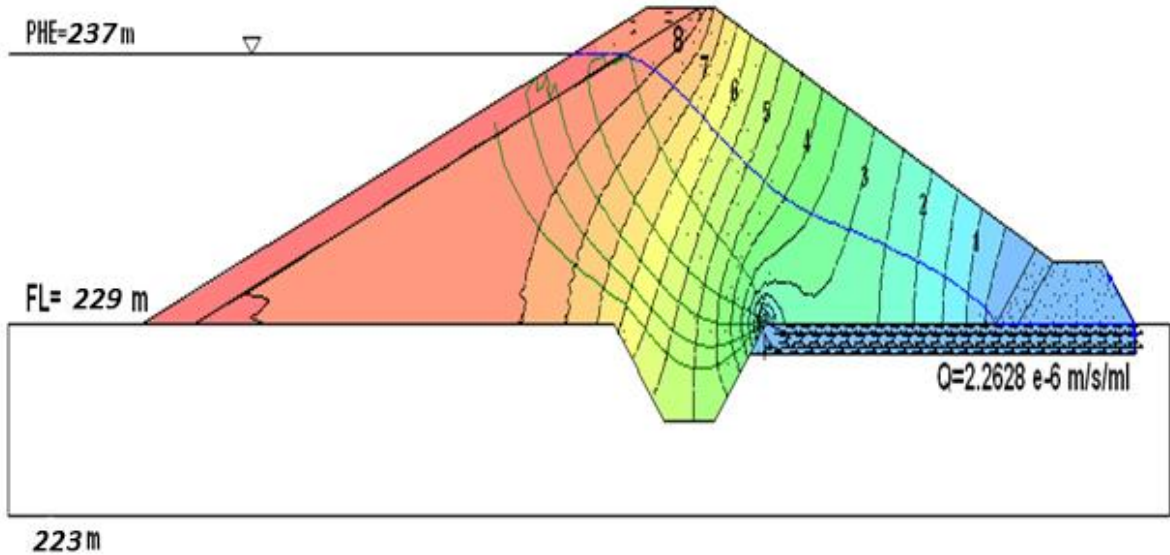


Figure V-3 : Réseau d'écoulement dans le corps du barrage

### V.1.3 Le débit d'infiltration a travers la fondation

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy.

$$q = K.I.A \dots \dots \dots (V.5)$$



Avec :

**K** : Coefficient de perméabilité. **K=3.8×10<sup>-8</sup> m/s**

$$I=H/L_b \dots\dots\dots (V.6)$$

**H** : Charge de la retenue, **H= 12 m**

**L<sub>b</sub>** : 72.5m L'emprise du barrage.

**A** : Section d'infiltration par unité de longueur. **A=T.1**

**T** : Profondeur du sol de fondation perméable. **T=6 m**

D'où :

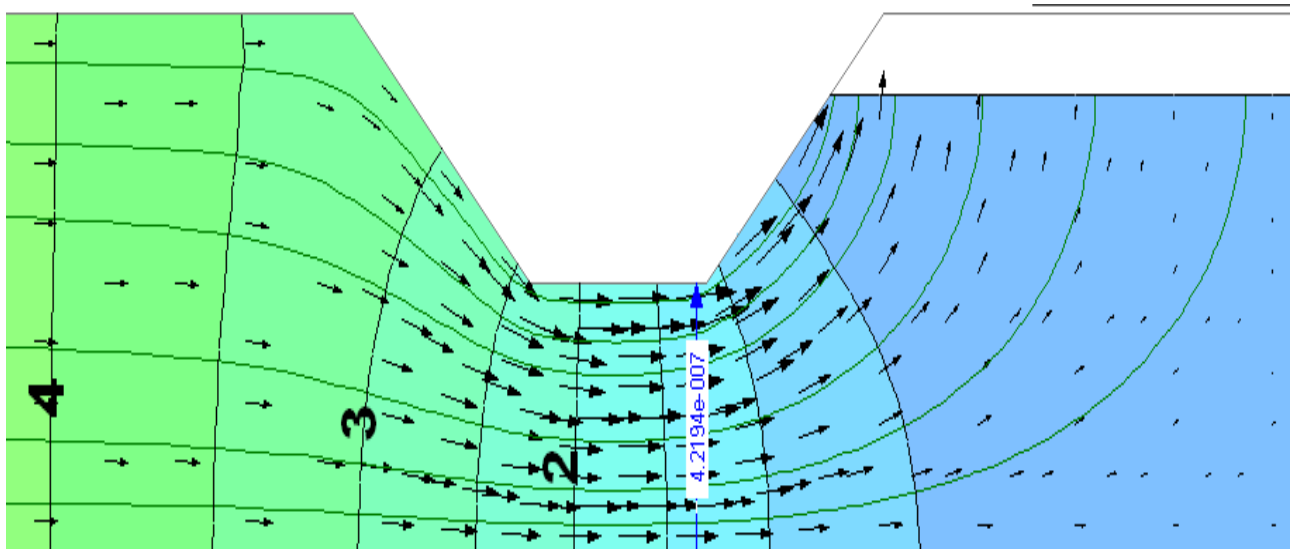
$$q = K.I.T \dots\dots\dots (V.7)$$

$$q = 4.1 \times 10^{-7} \times \frac{12}{72.5} \times 6 = 4.21 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s/ml}$$

Donc :

$$Q_F = q.L = 4.21 \times 10^{-7} \times 255 = 1.1 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\underline{Q_F = 1.1 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}}$$



$$Q = 4.2194e-7 \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

**Figure V-4** : Détail du réseau d'écoulement à travers la fondation du barrage.

**Débit total d'infiltration**

$$Q = Q_F + Q_D \dots\dots\dots (V.8)$$

$$= 2.2628 \times 10^{-6} + 4.2194 \times 10^{-7} = 2.6847 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

$$Q = 6.83 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} = 2155.32 \text{ m}^3/\text{an}$$

$$\underline{Q_{\text{inf}} \approx 2200 \text{ m}^3/\text{ans}}$$

## V.2 Dimensionnement des filtres

Les filtres sont de minces couches successives de matériaux perméables dont la grosseur des éléments augmente dans la direction de l'écoulement. Ces filtres doivent assurer une transition entre une couche à granulométrie donnée vers une couche à granulométrie plus grossière. Si un filtre est constitué par plusieurs couches, chacune doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente.

Le rôle des filtres est très important dans le fonctionnement d'un barrage en terre, particulièrement sur le plan de la sécurité de l'ouvrage, ainsi ils peuvent jouer de nombreuses fonctions complémentaires les unes aux autres, parfois les filtres peuvent jouer le rôle de drains surtout dans les petits barrages.

### A. Construction du fuseau granulométrique

Les critères de conception des filtres les plus fréquemment utilisés sont ceux qui sont établis par les conditions de Terzaghi (1922), perfectionnés en suite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

Critères de conception :

- $\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{85}(\text{sol})} \leq 4 \div 5$  Condition l'entraînement de particules fines par le phénomène de renard.
- $\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{15}(\text{sol})} > 4 \div 5$  Condition de perméabilité.
- $\frac{D_{50}(\text{filtre})}{d_{50}(\text{sol})} < 25$  Parallélisme des courbes granulométriques.
- $\frac{D_{60}(\text{filtre})}{D_{10}(\text{filtre})} \leq 20$  Coefficient d'uniformité du filtre.

Pour construire le fuseau granulométrique nous allons déterminer le  $D_{15}$ ,  $D_{50}$  et  $D_{60}$  du filtre.

$$\text{➤ } \mathbf{D_{15 \text{ filtre}} \leq 4 \times d_{85 \text{ sol}}}$$

$$D_{15 \text{ filtre}} < 4 \times 0.01$$



$$\mathbf{D_{15 \text{ filtre}} < 0.04 \text{ mm}}$$

$$\text{➤ } \mathbf{D_{15 \text{ filtre}} > 4 \times d_{15 \text{ sol}}}$$

$$D_{15 \text{ filtre}} > 4 \times 0.0003$$



$$\mathbf{D_{15 \text{ filtre}} > 0.0012 \text{ mm}}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } D_{50 \text{ filtre}} &< 25 \times d_{50 \text{ sol}} && D_{50 \text{ filtre}} < 25 \times 0.0012 && \longrightarrow && D_{50 \text{ filtre}} < 0.03 \text{ mm} \\ \text{➤ } D_{60 \text{ filtre}} &< 20 \times d_{10 \text{ filtre}} && D_{60 \text{ filtre}} < 20 \times 0.005 && \longrightarrow && D_{60 \text{ filtre}} < 0.1 \text{ mm} \end{aligned}$$

Avec :

- $D_{xx}$  : diamètre caractéristiques des filtres.
- $d_{xx}$  : diamètre caractéristique d'argile

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- Couches inclinées de sables : 0.20 m
- Couches inclinées de gravier fin : 0.20 m
- Couches inclinées gravier grosse : 0.20 m

Notre filtre est constitué du gros gravier et gravier fin, donc il faut utiliser une épaisseur minimale de 0.2 m de sables

### B. Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre

$$K_F > (2 + \sqrt[6]{\mu_F}) \cdot K_N \dots\dots\dots(V.9)$$

Avec :

- $K_F$  : Coefficient de perméabilité du filtre  $4.10^{-8}$  m/s.
- $K_N$  : Coefficient d'infiltrations du remblai de la digue  $4.65 \cdot 10^{-5}$  m/s.

$$\begin{aligned} (2 + \sqrt[6]{2.9}) \times 10^{-8} &= 3.19 \times 10^{-8} \text{ m/s} \\ \mathbf{K_F} &\geq \mathbf{3.19 \times 10^{-8} \text{ m/s}} \end{aligned}$$

### V.3 La clé d'étanchéité

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer l'étanchéité de la fondation

La clé d'étanchéité est constituée d'argile . La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 3 m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage

La largeur en base est de 3 m , indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est :  $m= 1,0$ .

## V.4 Calcul de stabilité

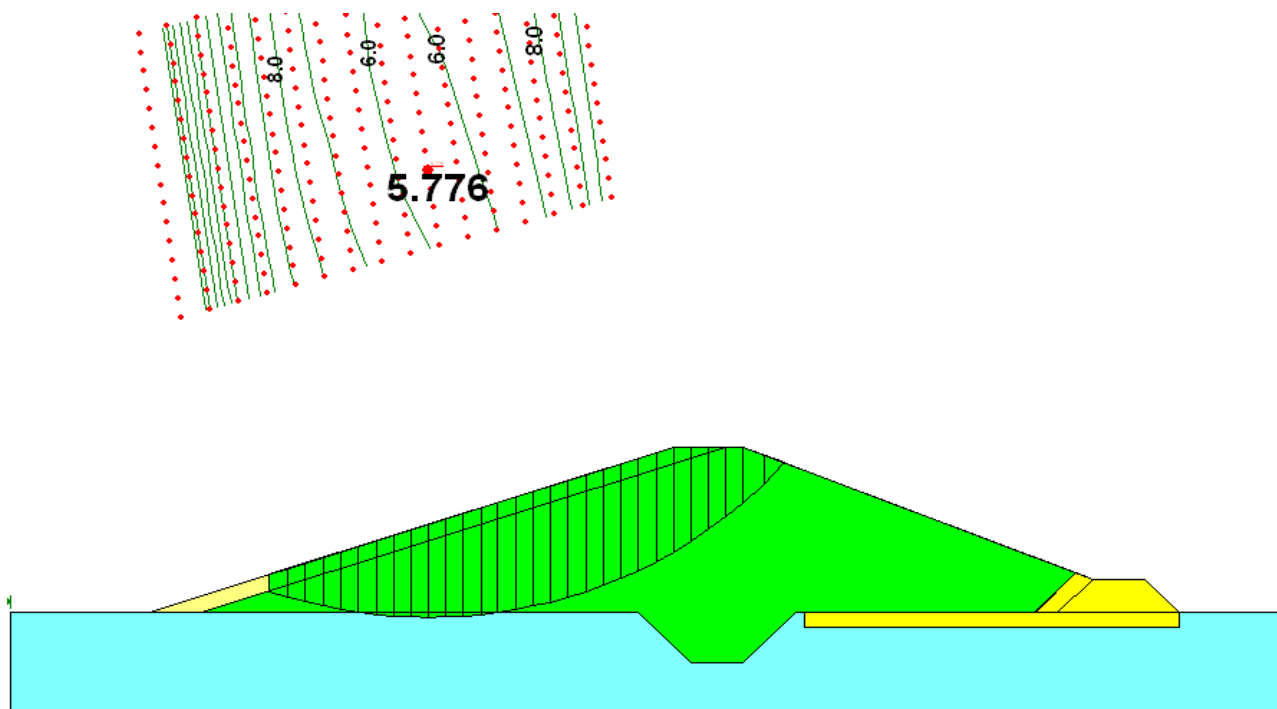
Le Logiciel Geo-slope utilise plusieurs méthodes pour le calcul de stabilité, dont la méthode Ordinaire, de Janbu et de Bishop.

- La méthode Ordinaire impose l'effort normal et l'effort tranchant inter tranche égaux à zéro.
- La méthode de Bishop et Janbu considère les forces normales mais pas les efforts tranchants entre les tranches.
- La méthode de Bishop ne satisfait que l'équilibre des moments, et la méthode de Junbu ne satisfait que l'équilibre des forces.

### V.4.1 Méthode de BISHOP

La recherche du cercle de glissement le plus défavorable est basée sur le positionnement du centre d'un cercle et de la valeur de son rayon. La définition de l'incrément et du pas relatifs aux coordonnées du centre et la valeur du rayon permet au logiciel de balayer toute la zone au dessus du talus avec toutes les valeurs de rayon voulu. Il calculera alors tous les cercles de glissements possibles et leur facteur de sécurité  $F_s$ . Il choisira aussi le plus défavorable et l'affichera un traitement de l'image permet de sortir le diagramme sous différents formats.

Les résultats de la simulation sans donne dans les figures suivant :



**Figure V-5** : Cercle de glissement correspondant au  $F$  minimal – Fin de construction, talus amont

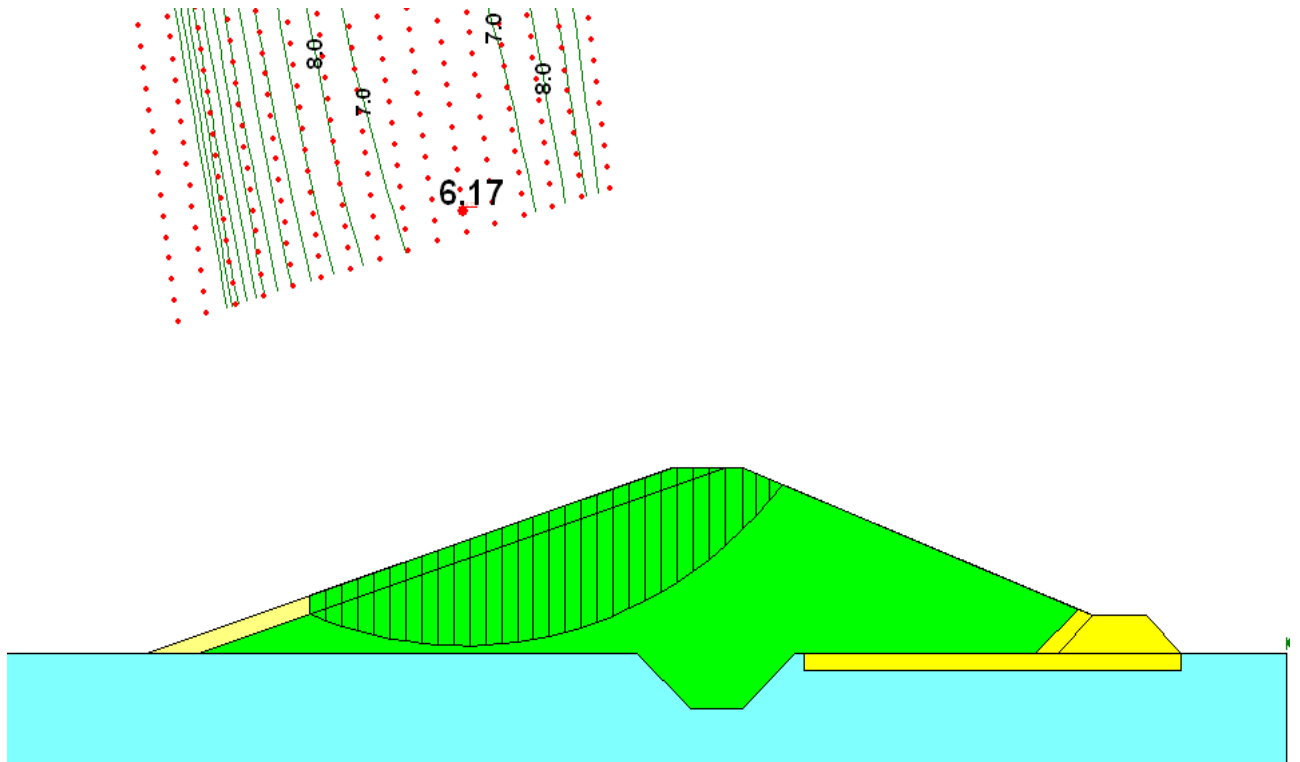


Figure V-6 : Cercle de glissement correspondant pour un autre contour

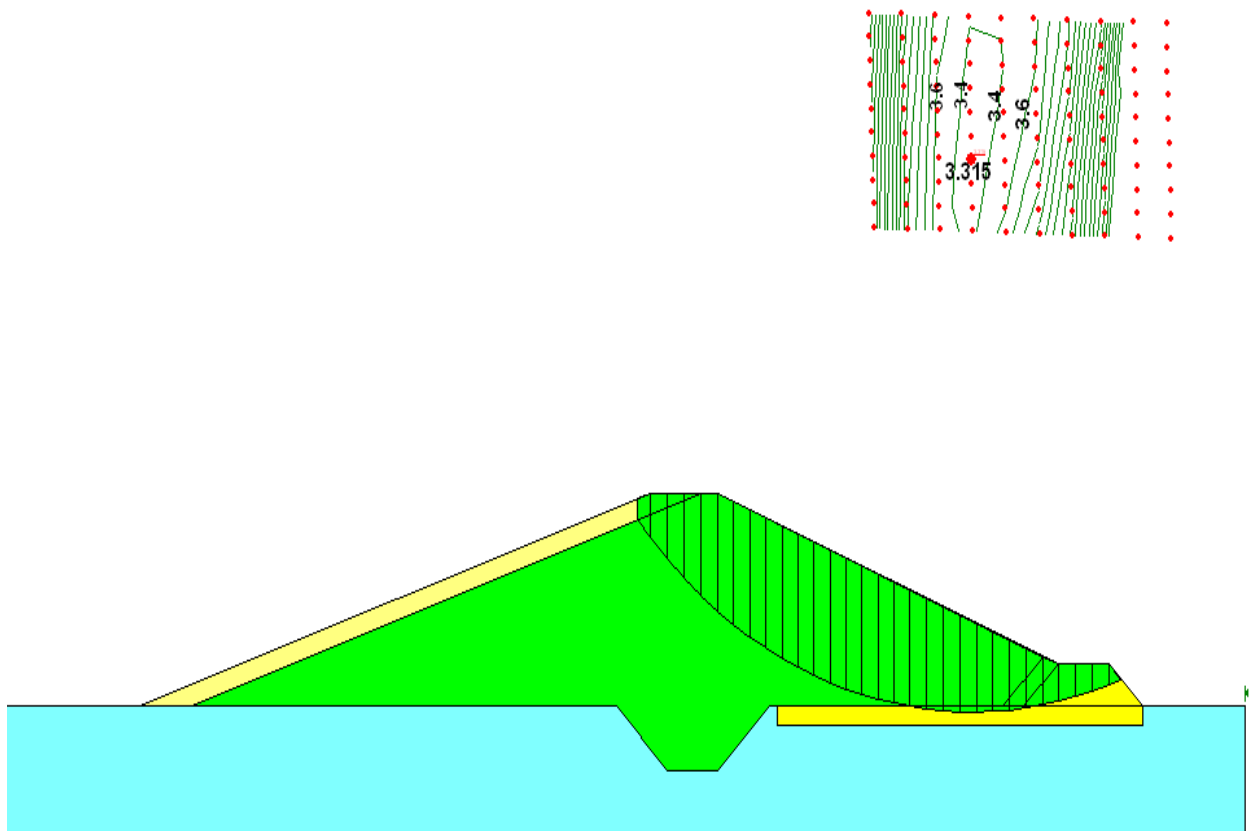
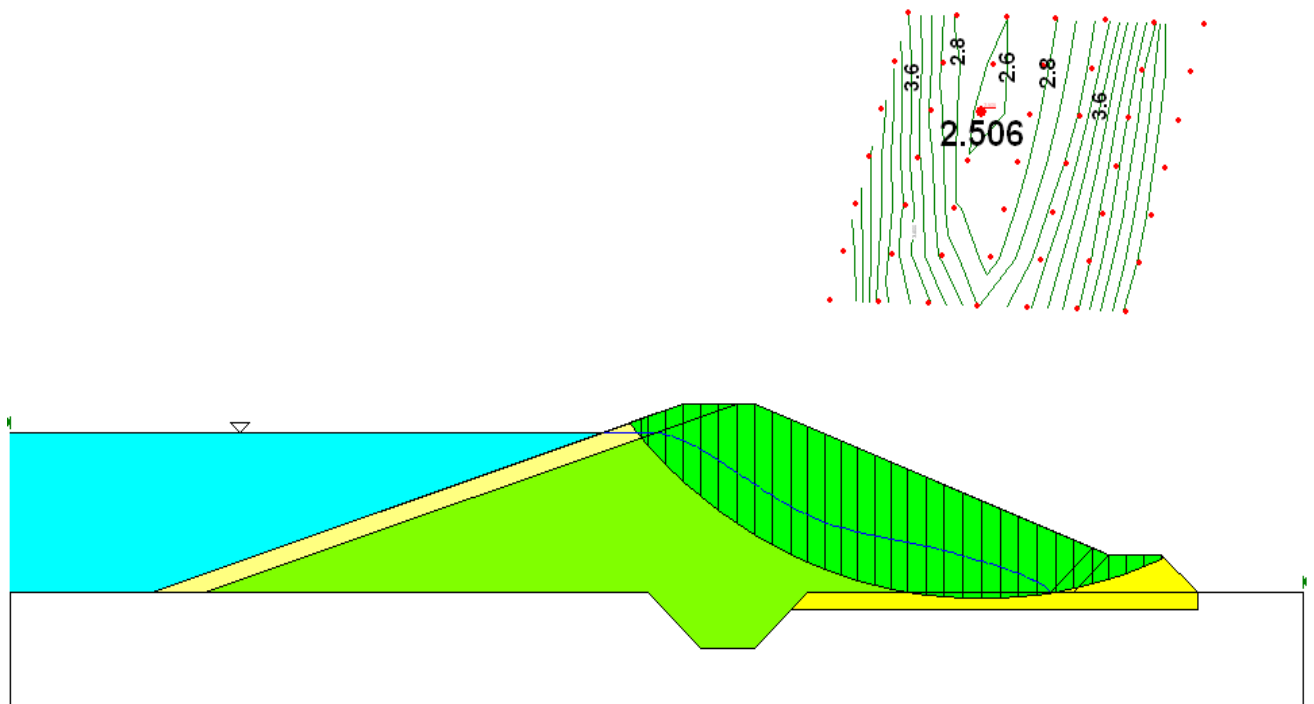
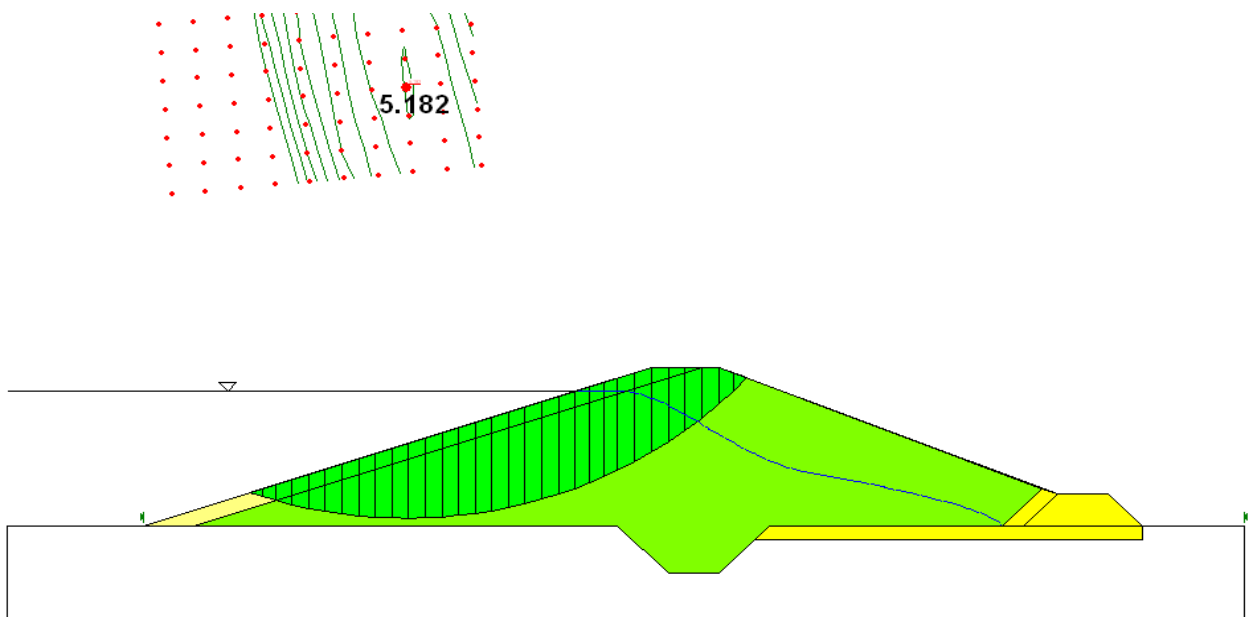


Figure V-7 : Cercle de glissement correspondant au F minimal – Fin de construction, talus aval



**Figure V-8 :** Cercle de glissement correspondant au F minimal – Ecoulement permanent, talus aval



**Figure V-9 :** Cercle de glissement correspondant au F minimal – vidange rapide, talus amont

**Tableau V-2 :** les cas de stabilité étudiés

	TALUS AMONT		TALUS AVAL	
	Avec séisme	sans séisme	Avec séisme	sans séisme
Fin de construction	5.776	6.17	3.11	2.5

---

---

Fonctionnement normal	-	-	1.333	1.996
Vidange rapide	4.12	5.16	-	-

En conclusion l'étude des différents facteurs de sécurité montre que la stabilité est assurée dans tous les cas. Les valeurs de F sont supérieures à 1.5

## Conclusion

D'après les résultats obtenus pour différents types de fonctionnements, nous remarquons que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme. Donc la stabilité est assuré





## **Introduction**

Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres, en utilisant pour ce but la charge hydraulique effective disponible.

Les dimensions des plants en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que des conditions de réalisation et d'exploitation.

### **VI.1 L'évacuateur de crues**

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans crée d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

#### **VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue**

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

- La qualité des prévisions de crues
- La sismicité de la zone de l'aménagement et la fiabilité de l'exploitation
- La durée et les degrés d'utilisation
- Les conditions topographiques et géologiques particulières du site aménagé
- Le type de barrage
- Les conditions d'exploitations.

#### **VI.1.2 Différents types d'évacuateurs de crue**

##### **VI.1.2.1 Evacuateur central**

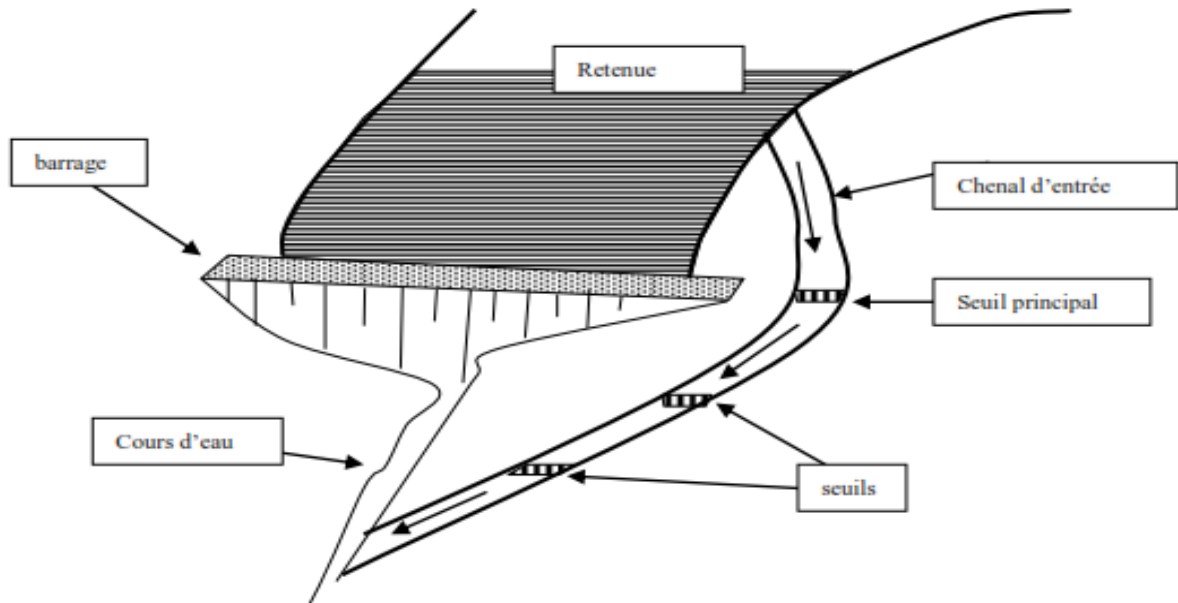
Il est fait en béton, en maçonnerie ou en gabions, il est encadré par des bajoyers (murs latéraux qui protègent la digue). A l'aval du barrage, un bassin de dissipation permet de réduire l'énergie de l'eau après la chute. La longueur du bassin est égale à au moins 1.5 fois la hauteur de chute.

##### **VI.1.2.2 Evacuateur latéral**

L'évacuateur de crues latéral est un chenal ouvert creusé dans les berges du cours d'eau et situé à côté d'une extrémité de la digue. Son implantation dépend des conditions topographiques et géologiques du site. En général, il est composé de :

- Un canal d'amenée qui dirige le courant vers le passage

- Un seuil qui détermine le débit d'écoulement
- Un chenal d'évacuation qui raccorde l'ouvrage au lit principal du cours d'eau. Il peut être revêtu ou non en fonction de la nature des sols de fondation



**Figure VI-1 :** Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral

#### **A. Évacuateur de crue latéral à entonnement frontal**

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs d'écoulement à surface libre.

Il représente les avantages :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- Le coût peu onéreux
- La difficulté de modification.

#### **B. Évacuateur de crues latéral à entonnement latéral**

Ce type d'ouvrage est d'écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Il représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

### VI.1.3 Choix de la variante

Pour des raisons topographiques et notamment l'accessibilité sur la crête de la digue, dans notre étude nous optons pour un évacuateur de crue latéral à entonnement latérale sur la rive gauche.

L'évacuateur de crues latéral à entonnement frontal est constitué des éléments suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir..
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un risberme

### VI.1.4. Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue

#### VI.1.4.1 Canal d'approche

Le canal d'approche permet de guider l'écoulement de la crue vers le seuil déversant, il doit conduire l'eau jusqu'au déversoir dans des conditions tranquilles sans turbulence.

Les dimensions du canal (largeur et longueur) seront subordonnées à la longueur, au type, à l'emplacement du déversoir et aux caractéristiques du terrain.

Les vitesses doivent être suffisamment petites, pour que les pertes d'énergie et l'érosion soient minimales.

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V = \frac{Q}{H \times b} \dots\dots\dots(VI.1)$$

Avec :

**Q** : Débit à évacuer (m<sup>3</sup>/s), **Q = 43.37m<sup>3</sup>/s**

**H** : Charge d'eau (m) et, **H = 2.1 m**

$$H = h + P \dots\dots\dots(VI.2)$$

**S<sub>can</sub>** : Section du canal en (m<sup>2</sup>)

$$S = H \times b \dots\dots\dots(VI.3)$$

**P** : Hauteur de pelle en (m), **P = 1 m**

**h** : Lane déversante en (m), **h = 1.1 m**

**b** : largeur du déversoir, **b =15 m**

**V = 1.37 m/s**

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4.4÷10) m/s,  $V < V_{adm}$ , donc pas de risque d'érosion.

➤ **Hauteur du mur du canal d'approche**

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

$$R_e = 0.6 + 0.05V (H)^{1/3} \dots\dots\dots (VI.4)$$

**R<sub>e</sub> = 0.68 m**

La hauteur de mur est

$$H_m = H + R \dots\dots\dots (VI.5)$$

**H<sub>m</sub> = 2.78 m**      nous prenons      **H<sub>m</sub> = 3 m**

➤ **Longueur du canal d'approche**

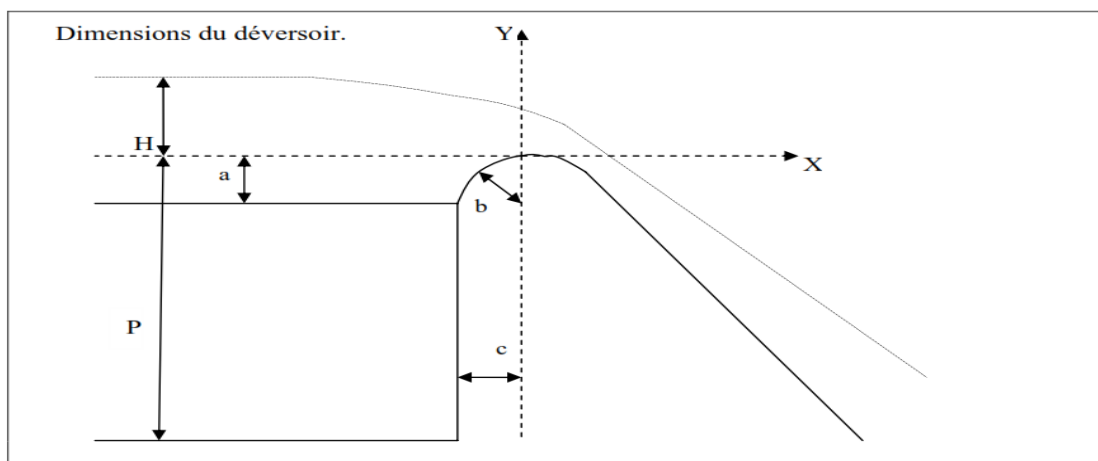
D'après le plan topographique, la longueur du canal d'approche est égale à 10 m

**VI.1.4.2 Déversoir**

Le déversoir a pour but de collecter les eaux de la retenue, il joue un rôle d'une section de contrôle, il est dimensionner en fonction des contraintes de stabilité et de débit de pointe de l'hydrogramme.

On adopte à un déversoir à profil Creager qui a l'avantage d'éviter toute suppression qui provoque la cavitation et l'érosion par la suite.

La figure suivante, montre les dimensions du déversoir :



**Figure VI-2 : Dimensions caractéristiques et géométrie du déversoir**

Avec a, b et c sont déterminé comme suit :

$$a = 0.12 \times H = \underline{\underline{0.25 \text{ m}}}$$

$$b = 0.4 \times H = \underline{\underline{0.84 \text{ m}}}$$

$$c = 0.3 \times H = \underline{\underline{0.63 \text{ m}}}$$

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

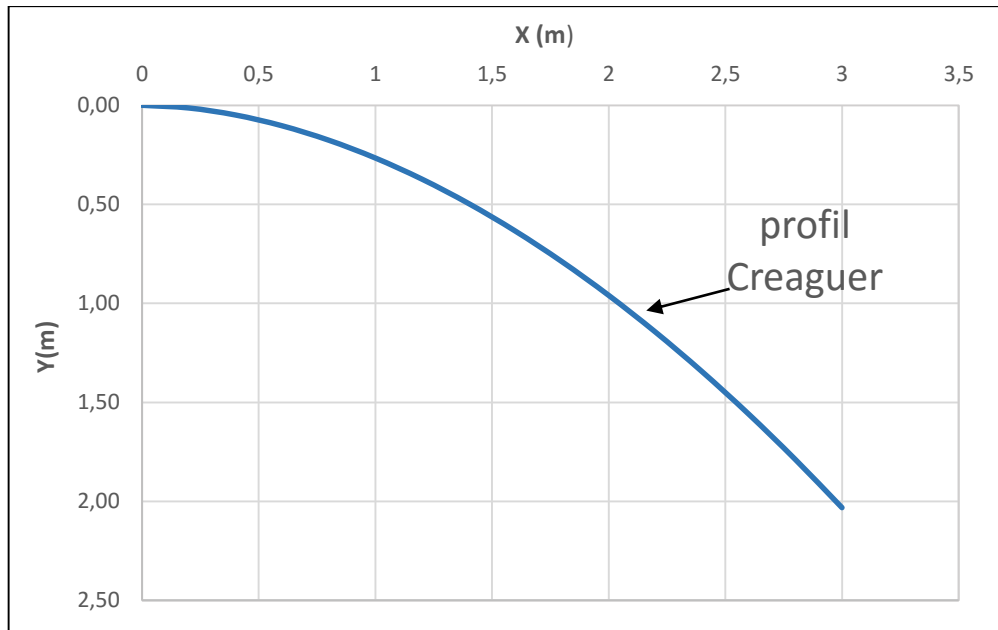
$$y = \frac{x^{1,85}}{2H^{0,85}} \dots\dots\dots (VI.6)$$

Avec :

**H** : la charge sur le déversoir

**Tableau VI-1** : Coordonnés du profil de Greager

X (m)	Y (m)
0	0.00
0.2	0.01
0.4	0.05
0.6	0.10
0.8	0.18
1	0.27
1.2	0.37
1.4	0.50
1.6	0.63
1.8	0.79
2	0.96
2.2	1.14
2.4	1.34
2.6	1.56
2.8	1.79
3	2.03
3.2	2.20



**Figure VI-3 :** Schéma du profil du seuil déversant type Creager

**VI.1.4.3 Chenal d'écoulement**

Le chenal d'écoulement se situe à l'aval immédiat du déversoir, il doit posséder une pente suffisamment faible 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.

La longueur du chenal est déterminée à partir du plan topographique, elle est égale à 27.5 m.

La pente est égale à 0.1%.

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calcule la profondeur critique "  $y_c$ " et la pente critique.

**A. Profondeur critique**

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \dots \dots \dots (VI.7)$$

Avec :

**Q** : Débit à évacuer ( $m^3/s$ ), **Q = 43.37  $m^3/s$**

**b** : largeur du chenal, **b = 15m**

**g** : l'accélération de pesanteur, **g = 9.81m/s**

**$y_c = 1.00 m$**

### B. Pente critique

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour  $y = y_c$

$$I_{cr} = \left[ \frac{Q(b + 2 \times y_c)^{2/3}}{K(b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots(VI.8)$$

Avec :

**R** : rayon hydraulique (en m).

**I** : la pente en (m/m).

**S** : section mouillée

**K** : coefficient de Manning-Strickler, **K= 67**

$$\underline{I_{cr} = 0.0045 = 0.45 \%}$$

0.1 % < 0.45 % =>  $I < I_{cr}$  : écoulement fluvial donc la condition est vérifiée.

### VI. 1.4.4 Le 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.

#### A. Largeur du coursier

Elle est donnée par :

$$B = Q^{0.4} \dots\dots\dots(VI.9)$$

$$B = 40.37^{0.4} = 4.51 \text{ m}$$

$$\underline{B = 4.5 \text{ m}}$$

#### B. Longueur du coursier

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 161 m.

#### C. Profondeur critique

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1 \dots\dots\dots(VI.10)$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} \dots\dots\dots(VI.11)$$

**B** : est la largeur du coursier égale à 4.5 m

$$\underline{h_{cr} = 2.09 \text{ m}}$$

**D. La pente critique**

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer  $I_{cr}$  nous associerons donc la relation du régime uniforme

$$Q = S_c \cdot C_c \cdot \sqrt{R_c \cdot I_{cr}} \dots\dots\dots (VI.12)$$

Avec celle du régime critique.

$$\frac{Q^2 \cdot b}{g \cdot S_c^3} = 1 \dots\dots\dots (VI.13)$$

Pour une section rectangulaire ( $S=h \cdot b$ ) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C_c^2 \cdot R_c} \dots\dots\dots (VI.14)$$

Avec :

**$I_{cr}$**  : pente critique

**$R_c$**  : rayon critique

$$R_c = S_c / P_c \dots\dots\dots (VI.15)$$

**$S_c$**  : section critique

$$S_c = b \cdot h_{cr} \dots\dots\dots (VI.16)$$

**$P_c$**  : périmètre critique

$$P_c = 2 \times h_{cr} + b \dots\dots\dots (VI.17)$$

**$C_c$**  : coefficient de Chézy

$$C_c = R_c^{1/6} / n \dots\dots\dots (VI.18)$$

-  **$n$**  : coefficient de rugosité,  $n=0.014$  (revêtement en béton).

La pente critique est :

$$I_{cr} = \frac{9.81 \times 2.09}{67.58 \times 1.08} = 0.0041$$

$$\mathbf{I_{cr} = 0.41\%}$$

**Tableau VI-2** : récapitulatif des résultats

<b><math>S_c</math> (<math>m^2</math>)</b>	9.40
<b><math>P_c</math> (m)</b>	8.68



<b>R<sub>c</sub> (m)</b>	1.08
<b>C<sub>c</sub> (m<sup>-6</sup>)</b>	67.58
<b>I<sub>cr</sub> (%)</b>	0.41

**E. Calcul de la profondeur normale**

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme. Elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy).

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \dots\dots\dots(VI.19)$$

Avec :

- S** : section du coursier
- I** : pente du coursier, **I=12 %**
- C<sub>n</sub>** : coefficient de Chézy
- R** : rayon hydraulique

En substituant de la même manière que pour le chenal d'écoulement, nous aurons :

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

Nous aurons :

**h<sub>n</sub> = 0.82 m**

$$V_n = \frac{Q}{b.h_n}$$

**V<sub>n</sub> = 11.15 m/s**

Nous constatons que **h<sub>n</sub> < h<sub>cr</sub>**, donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal à forte pente.

**F. Calcul de la ligne d'eau dans le coursier**

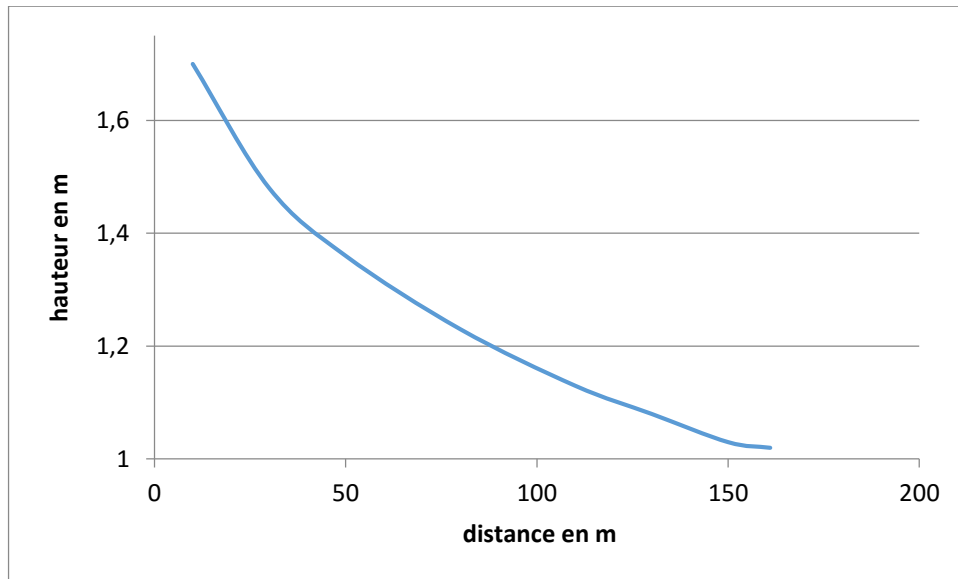
Le calcul de la ligne d'eau est effectué à l'aide d'un logiciel appelé « CANAL 21 ».

**Tableau VI-3 : Récapitulatif des données de départ**

<b>Q (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Strickler</b>	<b>I (%)</b>	<b>h<sub>n</sub> (m)</b>	<b>h<sub>c</sub> (m)</b>	<b>L coursier (m)</b>
43.37	67.58	4	0.82	2.09	161

**Tableau VI-4 : Calcul de la ligne d'eau**

<b>Distance (m)</b>	10	30	50	80	110	130	150	161
<b>Hauteurs d'eau</b>	1.70	1.48	1.36	1.23	1.13	1.08	1.03	1.02



**Figure VI-4** : variation de la distance en fonction de la hauteur d'eau

A partir du tableau VI.04 on tire :

$$\left\{ \begin{array}{l} Y = 1.02 \text{ m} \\ V = 9.44 \text{ m/s} \\ F_r = 8.92 \end{array} \right.$$

#### VI. 1.4.5 Dissipateur d'énergie

Le principe de la dissipation de l'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial.

Dans les bassins à ressaut hydraulique, l'énergie dissipée peut être exprimée en fonction du nombre de Froude au niveau de la section initiale du ressaut  $Fr_1$ . Le meilleur intervalle du nombre de Froude qui assure une dissipation d'énergie élevée et la régularité du courant aval est celui compris entre 4.5 et 9 (ressaut stable). Pour des grandes valeurs, le ressaut est dit fort. Il est appelé faible ou oscillant pour des faibles valeurs de  $Fr_1$ . Ces valeurs entraînent la formation des ondulations dans le courant aval ou à des tourbillons instables voire à une dissipation d'énergie quasiment nulle.

Les différents types de ressaut hydraulique en fonction du nombre de Froude sont les suivants :

$$1.0 \leq Fr \leq 1.7 \quad \text{Ressaut ondulé.}$$

$$1.7 < Fr \leq 2.5 \quad \text{Ressaut faible de petites apparitions en surface.}$$

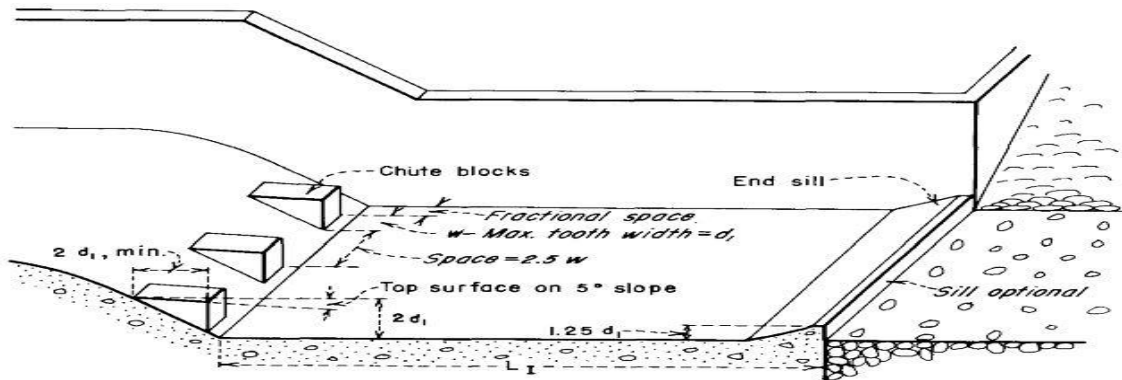
- $2.5 < Fr \leq 4.5$  Ressaut oscillant.
- $4.5 < Fr \leq 9$  Ressaut stable (Stationnaire).
- $9 < Fr$  Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Pour notre cas :

**Fr = 2.98**, Froude est compris entre 2.5 et 4.5 donc nous aurons une formation d'un ressaut oscillant.

Pour la dissipation de l'énergie nous avons opté pour un bassin de dissipation à ressaut. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval.

Nous avons :  $2.5 < Fr \leq 4.5$  donc on opter pour un bassin de **type I**.



**Figure VI-5** : Schéma de bassin de dissipation, type I (USBR, 1987)

#### A. Détermination des caractéristiques du bassin

$$F = 2.98$$

$$y_1 = 1.02 \text{ m}$$

A partir de l'abaque dans l'annexe VI :

$$\frac{y_2}{y_1} = 3.24 \text{ d'où : } y_2 = 3.24 \text{ m}$$

Avec :

$y_1$  : Tirant d'eau avant le ressaut en (m)

$y_2$  : Tirant d'eau après le ressaut en (m)

La longueur du bassin et de l'abaque 3 (Annexe VI) :

$$\frac{L}{y_2} = 3.24$$

Donc :

$$L = 10.52 \text{ m On prend } \underline{\underline{L = 11 \text{ m}}}$$

**VI. 1.4.6 Canal de restitution**

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1 et une pente de 0.7 % a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

**A. La hauteur critique**

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante (Agraskine) :

$$h_{cr} = K \left( 1 - \frac{Z'}{3} + 0,105Z'^2 \right) \dots\dots\dots (VI.21)$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.b^2}} \dots\dots\dots (VI.22)$$

$$Z' = \frac{K.m}{b} \dots\dots\dots (VI.23)$$

Avec :

**m** : fruit des talus du canal de fuite, **m =1**

K=2.83 et Z' = 0.47

D'où : **h<sub>cr</sub> = 2.45 m**

**B. La pente critique**

Elle est donnée par :

$$I_{cr} = \frac{g.h_c}{C^2.R_c} \dots\dots\dots (VI.24)$$

Avec :

**I<sub>cr</sub>** : pente critique

**R<sub>c</sub>** : rayon critique

**S<sub>c</sub>** : section critique

**P<sub>c</sub>** : périmètre critique

**C<sub>c</sub>** : coefficient de Chézy

**n** : coefficient de rugosité, **n=0.015 (m)**

La pente critique est : **I<sub>cr</sub> = 0.00264 = 0.26 %**

**Tableau VI-5 : récapitulatif des résultats**

<b>S<sub>c</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	20.70
<b>P<sub>c</sub> (m)</b>	12.93
<b>R<sub>c</sub> (m)</b>	1.6
<b>C<sub>c</sub> (m<sup>-6</sup>)</b>	77.25
<b>I<sub>cr</sub> (%)</b>	0.33

**C. Profondeur normale dans le canal**

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \dots\dots\dots (VI.25)$$

Pour la hauteur normale nous avons :

$$S_c = m. h_n^2 + b.h_n \dots\dots\dots (VI.26)$$

$$P_n = b + 2.h_n \sqrt{1 + m^2} \dots\dots\dots (VI.27)$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} . I^{1/2} . (m h_n^2 + b . h_n)^{5/2} . (2 . h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (VI.28)$$

Le résultat du calcul par itération donne : **h<sub>n</sub> = 1.16 m**

**D. Vitesse dans le canal**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m.h_n^2 + b.h_n} \dots\dots\dots(VI.29)$$

**V = 10.78 m/s**

**VI. 1.4.7 Hauteurs des murs bajoyers**

**A. Hauteur des murs à l'entrée du déversoir**

$$h_m = h_e + R \dots\dots\dots(VI.30)$$

Avec

**h<sub>m</sub>** : Hauteur des murs bajoyers en (m).

**h<sub>e</sub>** : Lamme d'eau sur le déversoir (m), **h<sub>e</sub> = 2.2 m**

**R** : Revanche de sécurité (m) donnée par

$$R = 0.61 + 0.14 V^{1/3} \dots\dots\dots(VI.31)$$

V = 43.37/(15×2.2) = **1.31 m/s**      donc :      **R = 0.82 m**

**h<sub>m</sub> = 2.2 + 0.82 = 3 m**

**B. Chenal d'écoulement**

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue.

**C. Le coursier**

➤ **Hauteur au début**

$$h_m = h_e + R \dots \dots \dots (VI.32)$$

Avec :

**$h_m$**  : hauteur du mur bajoyer

**$h_e$**  : hauteur d'eau,

**$h_e = 2.09 \text{ m}$**

**$R$**  : revanche de sécurité donnée par :

$$R = 0.61 + 0.14 \times V^{1/3} \dots \dots \dots (VI.33)$$

**$V$**  : la vitesse ou niveau de la section de contrôle  $V = 5.5 \text{ m/s}$

Ce qui donne :  **$R = 0.85 \text{ m}$  ;  $h_m = 2.6 \text{ m}$**

➤ **Hauteur à la fin**

Nous procédons de même manière que précédemment.

**$h_e = 1.02 \text{ m}$  nous aurons  $V = 9.44 \text{ m/s}$  ;  $R = 0.90$**

La hauteur des murs sera :

**$h_m = 2 \text{ m}$**

## VI.2 Ouvrage de vidange et de prise d'eau

C'est un ouvrage destiné principalement à vider le barrage. Il se compose de : un orifice muni d'une vanne et une conduite d'évacuation.

Il peut assurer les fonctions suivantes :

- Vidanger complètement de la retenue (purge et entretien)
- Servir éventuellement d'évacuateur auxiliaire
- Abaisser le niveau d'eau en cas de danger pour le barrage (naturels ou conflits armés)
- Contrôler de la montée du plan d'eau lors du premier remplissage

La conduite de vidange est généralement disposée sous le barrage. Exceptionnellement, pour les gros ouvrages, il peut être intéressant de prévoir une galerie latérale. Elle peut fonctionner sous pression si son diamètre est petit ou moyen, ou en écoulement à surface libre lorsqu'elle est de gros diamètre.

Se basant sur la capacité du déversoir, le gabarit et les dimensions du barrage et pour des raisons d'économie, l'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la conduite de

vidange de fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l'ouvrage d'entrée ne soit réalisé qu'après l'achèvement des travaux de la digue.

La capacité de la conduite doit permettre la vidange en dix (10) jours.

### VI.2.1 Calcul du débit de vidange

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots \dots \dots (VI.34)$$

Avec :

**Q<sub>r</sub>** : débit entrant dans la retenue pendant la vidange, pris égal à débit moyen annuel

**V** : volume utile, **V<sub>u</sub> = 0.193200 Mm<sup>3</sup>**

**T** : temps de vidange, **T = 10 jours = 864000 secondes**

$$Q_{vf} = \frac{0.193 \times 10^6}{864000} + \frac{0.612 \times 10^6}{31.536 \times 10^6} = 0.24 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\underline{\underline{Q_{vf} = 0.24 \text{ m}^3/\text{s}}}$$

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet.

### VI.2.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ} \dots \dots \dots (VI.35)$$

Avec :

**Q<sub>vf</sub>** : débit de vidange (m<sup>3</sup>/s)

**μ** : coefficient de débit **μ ∈ (0.8 ÷ 0.85)**, nous prenons **μ=0.80**.

**S** : section de la conduite (m<sup>2</sup>)

**Z** : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (m). **Z = 12 m**

Alors que :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \dots \dots \dots (VI.36)$$

Nous trouvons : **S= 0.026 m<sup>2</sup>**

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots (VI.37)$$

D =0.181 m                  Nous prenons :                  **D = 190 mm**

**VI.2.3 Correction de la valeur de coefficient  $\mu$**

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \dots\dots\dots (VI.38)$$

Avec :

$\sum \xi_s$  : somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille} \dots\dots\dots (VI.39)$$

**Tableau V.04** : Coefficients de pertes de charge singulières

$\xi_{va}$	0,5
$\xi_{ent}$	0,1
$\xi_{sor}$	1
$\xi_{grille}$	0,25

Donc :     $\sum \xi_s = 1.85$

$\sum \xi_L$  : Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d} \dots\dots\dots (VI.40)$$

Avec :

**L** : longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 80.2 m

**d** : diamètre de la conduite de vidange, **d = 140 mm**

**$\lambda$**  : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler :

$$\lambda = \frac{87n^2}{d^{1/3}} \dots\dots\dots (VI.41)$$

Avec :

**n** : rugosité de la conduite en acier, **n=0.018 m<sup>-1/3</sup>.s**

$\lambda = 0.0325$                   d'où                   $\sum \xi_L = 15.03$



Ce qui nous donne :

$$\underline{\underline{\mu = 0.237}}$$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à :

$$\mathbf{d = 331 \text{ mm}}$$

Nous adoptons le diamètre normalisé :

$$\underline{\underline{D_{vf} = 400 \text{ mm}}}$$

### VI.2.4 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes :

$$V_s = Q_{vf} / S_{vf} \dots\dots\dots (VI.42)$$

d'où :  $\underline{\underline{V_s = 2.79 \text{ m/s}}}$

## VI.3 Calcul structurel

Le dessin et le choix de la structure du ouvrage d'évacuation de crue est l'opération qui suit immédiatement la sélection du type d'évacuateur et l'étude hydraulique de celui-ci. Il est rare que le terrain sur lequel doit être installé l'évacuateur puisse résister à l'érosion par le courant d'eau. Le plus souvent il est nécessaire de prévoir un revêtement peu érodable. On utilise pour cela la maçonnerie et surtout le béton de ciment. Depuis quelques années les bétons bitumineux ont donné lieu à des applications intéressantes.

On peut pratiquement établir des évacuations sur presque tous les types de terrains de fondation à condition que les déformations soient acceptables. Néanmoins la conception des ouvrages dépend étroitement des caractéristiques de fondation.

Dans le présent chapitre, nous allons calculer les armatures nécessaires pour l'évacuateur de crues afin qu'il résiste aux différentes charges exercées : la poussée des terres, la poussée hydrodynamique de l'eau, le poids propre de la structure, ...etc. L'évacuateur de crues sera construit en béton armé. Le béton armé est constitué de béton et aciers.

### VI.3.1 Concept du Béton Armé

Le béton de ciment présente des résistances à la compression assez élevées, de l'ordre de 25 à 40 MPa, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression. De plus, le béton de ciment a un comportement fragile.

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

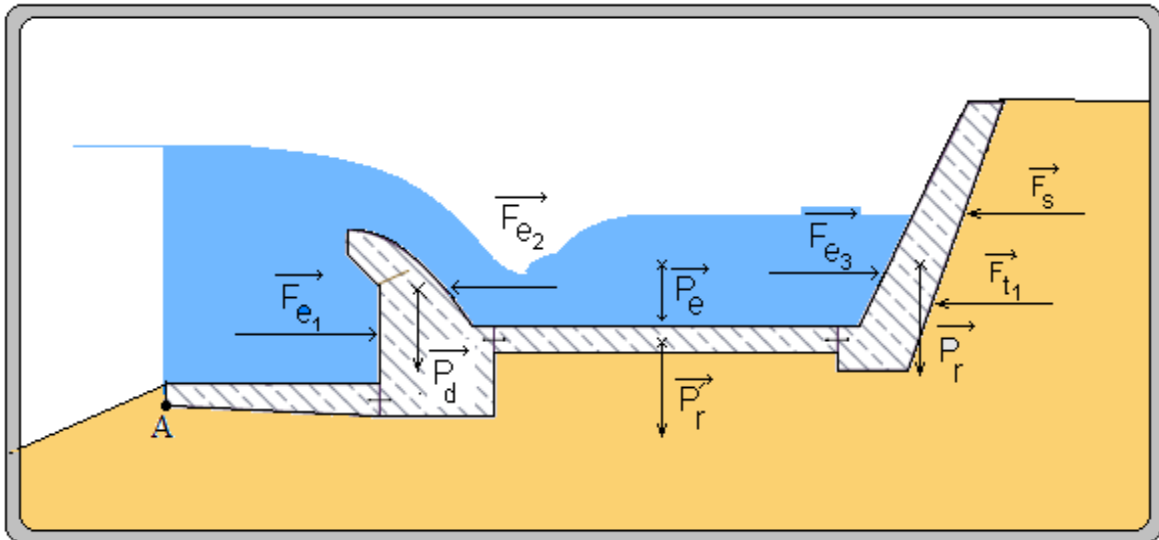
Pour pallier à la faible résistance du béton en traction et à sa fragilité, on lui associe des armatures en acier : c'est le béton armé.

### VI.3.2 Principes du calcul de Ferrailage :

Le calcul de **Ferrailage** doit passer par le procédé suivant

#### VI.3.2 1 Calcul des forces :

Les forces qui exercent sur l'évacuateur sont représentées dans la figure ci-dessous :



**Figure VI -6 :** Les charges exercées sur l'évacuateur de crues.

➤ **Poids du rideau**

$$P_r = \gamma_b \cdot S_r \cdot l_s \dots \dots \dots (V.43)$$

Avec :

$\gamma_b$  : Poids volumique du béton :  $\gamma_b = 2,4 \text{ T/m}^3$

$S_r$  : Section du rideau  $S_r = 1.13 \text{ m}^2$

$l_s = 1\text{m}$ .

Donc :

$$\underline{P_r = 2.7 \text{ Tf.}}$$

➤ **Poids la semelle**

$$jP_s = \gamma_b \cdot S_s \cdot l_s \dots \dots \dots (V. 44)$$

Avec :

$\gamma_b$  : Poids volumique du béton :  $\gamma_b = 2,4 \text{ T/m}^3$

$S_s$  : Section de la semelle  $S_s = 2.15 \text{ m}^2$

$l_s = 1\text{m}$ .

Donc :  **$P_s = 5.16 \text{ Tf}$**

➤ **pois de l'eau aval**

$$P_e^{av} = \gamma_w \cdot S_e^{av} \cdot l_s \dots \dots \dots (V.45)$$

Avec :

$\gamma_w$  : Poids volumique du l'eau :  $\gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$

$S_s$  : Section de la colonne d'eau aval :  $S_e^{am} = 8.32 \text{ m}^2$

$l_s = 1 \text{ m}$ .

Donc :  **$P_e^{av} = 8.32 \text{ Tf}$**

➤ **pois de l'eau amont**

$$P_e^{am} = \gamma_w \cdot S_e^{am} \cdot l_s \dots \dots \dots (V.46)$$

Avec ;

$S_s$  : Section de la colonne d'eau amont :  $S_e^{am} = h_{am} \cdot L_{ar} = 3 \cdot 4 = 12 \text{ m}^2$

$l_s = 1 \text{ m}$ .

Donc :  **$P_e^{am} = 12 \text{ Tf}$**

➤ **Force hydrostatique amont**

$$F_h^{am} = 1/2 \gamma_w \cdot h_{am}^2 \cdot l_s \dots \dots \dots (V.47)$$

Avec :

$h_{am}$  : hauteur d'eau à l'amont :  $h_{am} = 3 \text{ m}$

$l_s = 1 \text{ m}$ .

Donc :  **$F_h^{am} = 4.5 \text{ Tf}$**

➤ **Force hydrostatique aval**

$$F_h^{av} = 1/2 \gamma_w \cdot h_{av}^2 \cdot l_s \dots \dots \dots (V.16)$$

Avec :

$h_{av}$  : hauteur d'eau à l'aval :  $h_{av} = 1,68 \text{ m}$

$l_s = 1 \text{ m}$ .

Donc :  **$F_h^{av} = 1,41 \text{ Tf}$**

➤ **Force des sous pressions**

$$W_T = W_s + W_F \dots \dots \dots (V.48)$$

Avec :

$W_s$  = Sous pression statique (Tf).

$$W_s = \gamma_w \cdot S_{ss} \cdot l_s \dots \dots \dots (V.49)$$

Avec:

$$S_{ss} = (d + h_{av}) I_{rad} - 0,5 \cdot 6$$

$d$  : Ancrage du déversoir ;  $d = 0,65 \text{ m}$ .

$h_{av}$  : Hauteur d'eau a l'aval du déversoir ,  $h_{av} = 1,68 \text{ m}$ .

$L_{rad}$  : Longueur du radier ;  $I_{rad} = 3,5 \text{ m}$ .

AN :  $W_s = 5,155 \text{ Tf.}$

$W_F =$  Sous pression dynamique (d'infiltration) Tf

$$W_F = \gamma_w \cdot S_F \cdot l_s \quad ;(V.19)$$

Avec :  $S_F = I_{rad} \cdot (h_2 + h_6) / 2$

$$h_2 = \frac{H l_2}{L_r}$$

AN :

$$h_2 = 0,92 ( l_2 / 7,57) = 3,5 \cdot ( 3,51 / 7,57) = 1,623 \text{ m}$$

$$h_6 = 0,92 \cdot ( l_6 / 7,57) = 0,92 \cdot ( 6,85 / 7,57) = 0,832 \text{ m}$$

$$S_F = 4,296\text{m}^2$$

$$W_F = 4,296 \text{ Tf.}$$

La force des sous pression est donc :

$$W_T = 9.44 \text{ T}$$

### VI.3.3 Ferrailage du déversoir

On considère une hauteur moyenne des murs de 3 m. Etant donné une hauteur

d'eau  $H_e = 2,2 \text{ m}$  et une revanche sur les murs  $a = 0,81 \text{ m}$ , cette hauteur servira de base pour le ferrailage de l'évacuateur des crues :

$$M_e = F_h \cdot h/3 \dots\dots\dots (V.50)$$

$F_h = 4.5 \text{ t}$

$h = 3 \text{ m}$

$$M_e = 13.5 \text{ t.m}$$

Calcul des aciers :

$$\mu = M_e / (\sigma_{bc} \times b \times d^2) \dots\dots\dots(V.51)$$

Avec :

$\sigma_{bc}$  : Contrainte admissible de a compression du béton. = 184,78 bars

$b$  : Longueur de la tranche = 4 m

$d$  : Largeur du mur diminue de l'enrobage = 396 cm

$c$  : l'enrobage = 4 cm

Ce qui donne :  $\mu = 0,001 < 0,186$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0,8} \dots\dots\dots(V.52)$$

$\alpha = 0,0013 < 0,259$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha \dots\dots\dots(V.53)$$

$$\beta = 0,999$$

La section d'acier :

$$A_{cal} = M_e / (\sigma_s \times \beta \times d) \dots\dots\dots (V.54)$$

Avec :  $\sigma_s$  = la limite d'élasticité garantie

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots\dots\dots(V.55)$$

Avec :

$f_e$  : contrainte de rupture ou limite élastique des aciers tores = 4000 bars

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pour les aciers.

AN:

$$\sigma_s = \frac{4000}{1} \quad ; \quad \sigma_s = 4000 \text{ bars}$$

$$n = \frac{A}{A_0} + 1 \dots\dots\dots(V.56)$$

**A<sub>cal</sub> = 1,92 cm<sup>2</sup>**

avec ;

$A_0$ :section barres de diamètre 10 mm :  $A_0 = 0,79 \text{ cm}^2$

On prendra  $n=10$  barres de diamètre 10 mm Espacement est de :  $e = 20 \text{ cm}$

### VI.3.4 Ferrailage de la semelle de déversoir

On considère le cas le plus défavorable (toutes les forces) déterminons les contraintes agissantes sur la semelle :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{L \times B} \pm \frac{6 \times M_G}{L \times B^2} \dots\dots\dots(V.57)$$

Avec ;

$B$  : c'est la longueur du radier et avant radier  $B = 3.5 \text{ m}$

$L$  : c'est l'épaisseur moyen de radier  $L = \frac{1.5}{2} = 0.75 \text{ m} = 75 \text{ cm}$

Avec :  $N = Pr + Ps + P_e^{av} + P_e^{am} - Wt \dots\dots\dots(V.58)$

**$N = 18.74 \text{ t}$**

$MG$  : moment par rapport a la centre de gravité de la semelle

$$MG = Pr \cdot A + P_e^{am} \times B - P_e^{av} \cdot C + F_h^{av} \cdot D - F_h^{am} \cdot E + W_s \cdot F + W_f \cdot B$$

$$MG = 14,6 \times 0,58 + 14,46 \times 1,65 - 12,6 \times 1,85 + 1,41 \times 0,56 - 11,62 \times 0,87 + 5,155 \times 0,61 + 4,296 \times 1$$

**$MG = 25.12 \text{ t.m}$**

Donc :  **$\sigma_1 = 2,38 \text{ b}$**                       **et**                       **$\sigma_2 = 1,72 \text{ b}$**

Le radier est considéré comme étant encastré dans le massif supérieur.

La charge due au poids de l

Contraintes dues aux forces verticales

$$\sigma = \frac{(Pr + Ps + P_e^{av} + P_e^{am})}{L \times B} = 0,76 \text{ b}$$

Le moment d'encastrement est :

$$M = F. AG \dots\dots\dots (V.59)$$

Avec :

Fr: aire du diagramme des pressions = 838,5 kg

$$AG = 2,97 \text{ m}$$

$$\underline{M_e = 10,33 \text{ t.m}}$$

Calcul des aciers :

$$\mu = Me / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2)$$

Avec :

$\sigma_{bc}$  : Contrainte admissible de a compression du béton( 184,78 bars)

b : Longueur de la tranche = 1m

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage = 47 cm

c : l'enrobage = 3 cm

Ce qui donne :  $\mu = 0,025 < 0,186$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0,8} ; \alpha = 0,032 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha ; \beta = 0,987$$

La section d'acier :

$$A_{cal} = Me / (\sigma_s \times \beta \times d) ; \quad \underline{A_{cal} = 5,57 \text{ cm}^2}$$

$$n = \frac{A}{A_0} + 1$$

$A_0$ :section barres de diamètre 14 mm :  $A_0 = 1,54 \text{ cm}^2$

on prendra des barres de diamètre 12 mm

## **Conclusion**

Le diamètre de la conduite de vidange de fond est le plus grand, cette conduite sera utilisée en deux fonctions (la vidange et la dérivation des eaux des crues pendant la construction de l'ouvrage).

La conduite de prise d'eau aura un diamètre de 250 mm, elle est équipée de deux vannes papillon qui sera groupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage. Les vannes peuvent être soit opérées manuellement soit à distance par des organes de command

## Introduction

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possible d'un travail pour abaisser les coûts de production en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité.

Pour cela il faut :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main-d'œuvre spécialisée.
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour lesquels, on adopte une mécanisation de plus en plus poussée.
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main-d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.

### VII.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixe de travail.

Nous pouvons distinguer les installations suivantes :

#### VII.1.1 Installations destinées au personnel

En général, sont :

- **Abris-clos et vestiaire** : Local aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Local avec armoires (surface minimum du local  $> 1.25 \text{ m}^2$  par personne).
- **Les réfectoires** : nous prévoyons un local de restauration si le nombre de repas  $> 25$ . Tables et sièges en nombre suffisant (surface minimum  $> 1.5 \text{ m}^2$  par personne). Gardemanger et chauffe gamelles installés dans l'abri ou dans un lieu couvert.
- **Les installations sanitaires** : Lavabos ou rampes pour la toilette : 1 orifice au moins pour 5 travailleurs. Local avec lavabos : un lavabo pour 10 personnes au plus. Douches obligatoires pour tous travaux salissants : 1 pour 8 personnes.
- **Poste de secours** : Boîte de secours présente dans tous les types de chantiers. Un infirmier est obligatoire pour 200 personnes.
- **Les bureaux de chantier** : Le nombre de bureaux à installer est indiqué par la maîtrise d'œuvre dans les pièces écrites.



### **VII.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux**

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars .....).

### **VII.1.3 Installations destinées à la réparation des engins**

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé afin d'assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

### **VII.1.4 Installation destinée pour la préfabrication**

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

## **VII.2 Moyens du chantier**

### **VII.2.1 Moyens humains**

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

### **VII.2.2 Moyens matériels du chantier**

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci-après :

#### **➤ Compacteurs à pneus**

Est un engin de compactage anciennement à traction animale, aujourd'hui motorisé, caractérisé par des roues cylindriques lisses ou à relief dit « pied de mouton »



**Figure VII-1 : Compacteur à pneus**

➤ **Rouleaux à pieds dameurs**

Pour le compactage des sols fins, les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux



**Figure VII-2 : Compacteur à rouleaux**

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

➤ **Décapeuse automotrice (grader)**

Est généralement utilisée pour l'arasement des sols. Cet engin possède une benne avec tiroir éjecteur pouvant se surbaïsser et qui, par l'effet du déplacement de la machine, permet d'extraire les matériaux. Ceux-ci seront ensuite transportés sur le lieu de déchargement pour finalement y être répandus en couches.

Ces engins travaillent généralement en duo car ils sont poussés (un tampon se trouve à l'arrière) par un bulldozer équipé d'une lame spéciale dite « pousse ». Ce type de scraper dit « poussé » est le plus répandu.

L'engin peut aussi être autonome, du type « automoteur ». Par le biais d'une chaîne élévatrice, il se charge et se décharge par ses propres moyens.



**Figure VII-3 : Décapeuse automotrice**

### ➤ **Pelle hydraulique**

Cet engin de chantier est aussi connu sous le nom de pelleteuse, pelle ou excavatrice. Elle est constituée d'un châssis porteur à chenilles ou à pneus et surmontée d'une tourelle dotée d'une rotation continue de 360 degrés. Cette tourelle porte le moteur, les organes hydrauliques (pompes, moteur, vérins), le poste de conduite et l'équipement (flèche, balancier, godet).

Le poids d'une pelle hydraulique sur pneus peut atteindre jusqu'à 127 tonnes tandis que sur chenilles il peut atteindre jusqu'à 980 tonnes. La popularité des machines hydrauliques est due à leur très grande puissance ainsi qu'à la grande variété d'organes mécaniques pouvant utiliser cette puissance.

La pelleteuse est utilisée pour des travaux :

- ✓ De terrassement
- ✓ D'extraction (chargement de matériaux dans une carrière...)
- ✓ De réalisation et nettoyage de fossés et de talus...
- ✓ De fondations spéciales (forage, parois moulées...), la pelle sera équipée du matériel : mouton, sonnette...



**Figure IV-4 : Pelle hydraulique**

➤ **Camions (damper)**

Les camions favorisent le mélange de plusieurs horizons, sont plus adaptés lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou à un relief très marqué.



**Figure IV-5 : Camion de chantier**

## **VII.3 Planification**

### **VII.3.1 Définition**

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- ✓ installation des postes de travail
- ✓ observations instantanées
- ✓ analyse des tâches
- ✓ chronométrage
- ✓ définition des objectifs et des attributions
- ✓ simplification des méthodes
- ✓ stabilisation des postes de travail.

### VII.3.2. Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau
- Méthodes basées sur le graphique

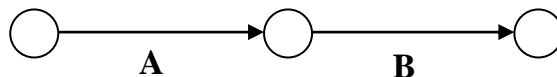
#### VII.3.2.1 Méthodes basées sur le réseau

##### A. Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

##### ➤ Réseau à flèches

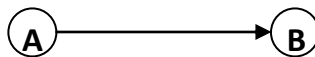
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

##### ➤ Réseau à nœuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

##### B. Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les quatre (4) opérations suivantes :

##### a. Etablissement d'une liste des tâches

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

##### b. Détermination des tâches antérieures

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- ✓ Construction des graphes partiels.
- ✓ Regroupement des graphes partiels.
- ✓ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- ✓ Construction du réseau.

### c. Méthode du chemin critique (Critical Path Method / CPM)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

**1<sup>ère</sup> phase** : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

**2<sup>ème</sup> phase** : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour.

**3<sup>ème</sup> phase** : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

### d. Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

#### o Collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

#### o Décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières, nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

## VII.3.2.2 Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation ; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

### A. Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

<b>DCP</b>	<b>TR</b>
<b>DFP</b>	<b>DCPP</b>
<b>DFPP</b>	<b>MT</b>

Avec :

**TR** : temps de réalisation

**DCP** : date de commencement au plus tôt

**DCPP** : date de commencement au plus tard

**DFP** : date de finition au plus tôt

**DFPP** : date de finition au plus tard

**MT** : marge totale.

Et :

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCPP = DFPP - TR$$

### **B. Chemin critique (C.C)**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

### **C. Attribution des durées de chaque opération**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante :

$$T = \frac{Q.N}{n} \dots\dots\dots (VII.1)$$

Avec :

**Q** : quantité de travail

**N** : rendement

**n** : nombre d'équipes

### **VII.3.2.3 Plannings des Travaux**

Il existe trois types de plan de travail :

#### **A. Plan de travail au plus tôt**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

### B. Plan de travail au plus tard

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

### C. Plan de travail intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

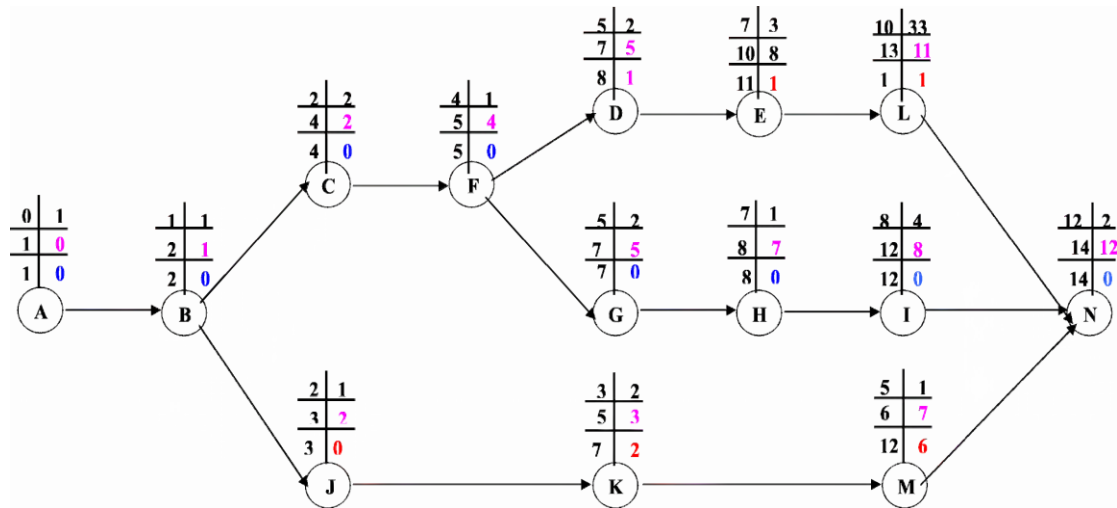
#### VII.3.2.4 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

**Tableau VII-1** : Symboles des opérations réalisées

Phases des Travaux	Opérations	Duré (mois)
<b>Phase 01</b> : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier;	A	1
<b>Phase 02</b> : décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ;	B	1
<b>Phase 03</b> : décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage ;	C	2
<b>Phase 04</b> : préparation des zones d'emprunt ;	D	2
<b>Phase 05</b> : déboisement de la cuvette ;	E	3
<b>Phase 06</b> : remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	F	1
<b>Phase 07</b> : approvisionnement du filtre	G	2
<b>Phase 08</b> : mise en place un système de drainage	H	1
<b>Phase 09</b> : remblai compacté	I	4
<b>Phase 10</b> : excavations de l'évacuateur de crues	J	1
<b>Phase 11</b> : génie civil de l'évacuateur de crues	K	2
<b>Phase 12</b> : revêtements de talus	L	3
<b>Phase 13</b> : équipements hydraulique	M	1
<b>Phase 14</b> : travaux des finitions	N	2





### VII.3.2.5 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 VII-2 : Détermination des chemins critique**

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	2	2	4	2	4	0
D	2	5	7	5	8	1
E	3	7	10	8	11	1
F	1	4	5	4	5	0
G	2	5	7	5	7	0
H	1	7	8	7	8	0
I	4	8	12	8	12	0
J	1	2	3	2	3	0
K	2	3	5	3	7	2
L	3	10	13	11	14	1
M	1	5	6	7	12	6
N	2	12	14	12	14	0

D'après

le chemin critique, le temps de réalisation du Barrage Oued Louhou commune Medroussa est égal à 14 mois

## VII.4 Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et les autres ouvrages annexes

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages :

**Tableau VII-3 : Devis estimatif de la digue**

Désignation	Unité	Quantité (m <sup>3</sup> )	P.U (DA)	Montant (DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m <sup>3</sup>	5164.21	300	1549263
Enrochement	m <sup>3</sup>	39088.81	600	2353286
Drains	m <sup>3</sup>	2888.64	1000	288864
Rip-Rap	m <sup>3</sup>	3383.554	1200	4060264.8
<b>Montant total (DA)</b>				<b>8251678</b>

**Tableau VII-4 : Devis estimatif de l'évacuateur de crue**

Désignation	Unité	Quantité (m <sup>3</sup> )	P.U (DA)	Montant (DA)
Déblai	m <sup>3</sup>	1320	700	924000
Remblai	m <sup>3</sup>	842	500	421000
Béton armé 350 Kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	650	25000	16250000
Sable	m <sup>3</sup>	89	600	53400
Béton de propreté 250 Kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	76	12000	912000
Water-Stop	ml	35	300	10500
Enrochements	m <sup>3</sup>	60	600	36000
<b>Montant total (DA)</b>				<b>18 606 900</b>

**Tableau VII-4 : Vidange de fond et prise d'eau**

Désignation	Unité	Quantité (m <sup>3</sup> )	P.U (DA)	Montant (DA)
Déblai	m <sup>3</sup>	420	700	294000
Remblai	m <sup>3</sup>	340	500	170000
Béton armé 350 Kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	30	25000	750000
Conduite métallique 400 mm	ml	76	60000	4560000
Vannes 400 mm	u	2	40000	90000
<b>Montant total (DA)</b>				<b>5864000</b>

Le coût total de l'ouvrage s'élève à :

Montant total de la retenue : **45000000 DA**

Le coût du mètre cube est estimé à :

$$\frac{\text{Cout du projet}}{\text{Volume de la retenue}} = \frac{45000000}{193200} = \underline{\underline{232.91 \text{ DA/m}^3}}$$

## **Conclusion**

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. D'après nos calculs, le temps de réalisation de la retenue collinaire de l'Oued Tarhit commune d'Ain Zâatout est estimé à 14 mois.

## Introduction

La présente Etude a pour but principal le recensement d'impact de la réalisation du retenue en argile de Merzouga, sur le cours d'eau de Merzouga, dans la commune de Takhmert. Afin d'approuver la faisabilité de ce la retenue

### VIII.1 La zone du projet

Le barrage en remblai et ses ouvrages annexes se situeront sur l'ouest de l'Algérie, dans la willaya de Tiaret .

La Wilaya Tiaret appartient aux domaines bioclimatiques semis aride. Les surfaces d'irrigation sont déjà développées sur 70 ha dans la plaine de l'oued Merzouga. Le village le plus proche du la retenue et des ouvrages annexes est celui de beni hilima .



**Figure VIII-1 : Village de bini halima**

#### ➤ Etat d'eau et de sol

L'oued Merzouga est un cours d'eau permanent dont les caractéristiques sont décrites dans le rapport hydrologique joint. Ces eaux se jettent à quelques kilomètres sur un petit bassin . Comme sur la majorité du territoire de l'Algérie, les sols et le relief de la zone d'étude sont marqués par une érosion fluviale et éolienne. Qui est plus au moins faible.

#### ➤ Etat de paysage, flore et faune

Au site du futur retenue et de ses ouvrages annexes, la flore est très peu abondante. La Cuvette est très faiblement boisée avec de très rares cultures et les zones verdâtres longeant les oueds. Diverses espèces d'oiseaux sont également présentes. En période humide (au printemps, au mois de mars et d'avril), il n'existe pas de végétaux rares ni d'espèces animales protégées par la législation

algérienne et qui seraient susceptibles d'être menacées par la réalisation de l'aménagement hydraulique envisagé.

➤ **Activités socio-économiques**

Au cours de la décennie précédente, l'agriculture avec l'irrigation dans la région Tiaret a connu un développement important. La population est très consacrée à l'agriculture potagère extensive qui n'a jamais cessé de motiver les investissements ni les activités axées sa sauvegarde.

Pour réaliser une retenue et l'ensemble de ces ouvrages, des voies d'accès temporaires et permanentes doivent être établies. Les pistes permanentes permettront l'accès à la retenue et aux ouvrages, ainsi qu'aux équipements du barrage, aux fins de maintenance. Elles contribueront aux transports dans la région. Les pistes provisoires ne seront utilisées que pendant les travaux d'exécution des ouvrages et au cours de l'exploitation des zones d'emprunt.

## **VIII.2 Impacts sur l'environnement**

### **VIII.2.1 Impacts sur le sol et l'eau**

Une source principale d'impact majeur est la création d'un réservoir dont la superficie est susceptible de varier fortement dans l'année.

Les sédiments provenant de l'érosion fluviale, qui est très faible dans la zone du lit de l'oued, une fois piégé dans la retenue, vont réduire les apports solides en aval et pourront déséquilibrer l'écosystème

### **VIII.2.2 Impacts sur le paysage**

La construction d'un tel aménagement hydraulique, et de la retenue en particulier, aura des effets bénéfiques sur le paysage qui est dénudé durant la plus grande partie de l'année.

La réalisation de cet aménagement augmentera localement le taux d'humidité de la zone et l'on peut espérer une plus grande abondance de la végétation. La faune aura moins de difficultés pour disposer de l'eau d'abreuvement hors des périodes où l'oued est actuellement en eau.

La retenue, qui sera en eau toute l'année (mais avec un volume réduit à la tranche morte en régime des plus basses eaux), peut améliorer les conditions de survie de la faune aquatique et, en particulier, de différentes espèces de poissons éventuellement adaptées à l'écologie de ce milieu. En dehors du volume mort, la totalité du volume actif sera utilisé après remplissage.

### **VIII.2.3 Impacts socio-économique**

Des terres agricoles seront également noyées par la retenue. Il s'agit le plus souvent de jardins potagers attenants aux habitations et des terres occupées par de superficies limitées. L'exécution des travaux de construction de ce barrage contribuera notablement, mais temporairement, à la réduction du taux de chômage dans la région à travers les emplois fournis.

A l'issue de la réalisation de l'aménagement hydraulique, des emplois permanents seront créés dont certains pourront bénéficier à la population locale.

Et comme la dynamique de diversification des activités agricoles privilège la durabilité du développement rural au point de vue de la conservation des ressources naturelles dans l'optique d'une amélioration des revenus de la population locale. La construction de la retenue aura un impact positive dans le coté socio-économique.

### **VIII.2.4 Impacts sur l'écosystème de grand bassin oued abd**

Le grand bassin oued abd est une zone très riche en ressources en eaux , il est indu dans l'un des plus grands bassins versant de l'Algérie d'une superficie d'environ 40.000 km<sup>2</sup>. Représentatif de la région méditerranéenne, notamment en raison de la diversification des habitats qu'il renferme, on y rencontre des zones steppiques toujours vertes aux alentours du chott et. A ces formations végétales s'ajoutent les formations des zones humides où se rencontre une végétation purement aquatique lacustre.

Le grand bassin oued abd abrite des espèces végétales vulnérables, menacées d'extinction. Aujourd'hui, il reste encore de ces plantes quelques vestiges dégradés. Il existe également une espèce de poirier (*Pyrus gharbiana*) signalée ici pour la première fois en 1907, cette espèce, rare dans la région, nécessite un suivi scientifique en vue de son extension dans la région.

Le grand bassin oued abd est un refuge très important pour les oiseaux d'eaux migratrices et nicheurs à cause de sa situation en zone semi-désertique et steppique. C'est actuellement l'unique site du Sud de l'Algérie connu comme site d'hivernage et de nidification du Fuligule nyroca qu'on pensait plutôt inféodé au seul complexe d'El Kala. Son rôle comme gîte d'étape, voire comme site d'hivernage important est probable. Malheureusement, les chiffres disponibles aujourd'hui, trop différents une année sur l'autre et obtenus par des agents manquant d'expérience et de matériel d'observation adéquat, ne permettent pas d'en apporter la preuve.



La construction de ce barrage va accentuer l'extinction des espèces végétales, et la disparition des espèces animal rare, telle que l'Outarde houbara . Et malheureusement c'est tout un écosystème vital qui est vulnérable à la destruction avec l'extension de construction des barrages en amont de ce bassin précieux.



**Figure VIII-2** : image du oued abd

## CONCLUSION GENERALE

À travers ce travail, nous avons réalisé une étude d'exécution de la retenue collinaire, située sur Oued Merzouga dans la wilaya de Tiaret, destinée pour l'irrigation de périmètres agricoles de près de 70 mille hectares permettant un développement socioéconomique de la région.

D'après les études géologiques, géotechniques du site, les données hydrologiques à l'échelle du bassin versant et selon les calculs d'optimisation, nous avons opté pour une digue en matériaux locaux zonées de 11 m de haut correspondants à un volume du réservoir de l'ordre  $0,1932 \text{ Mm}^3$ . Un calcul de la stabilité des talus de la digue a été effectué selon la méthode Bishop dans logiciel Geo-slope

Les conditions topographiques du site ont permis de choisir un évacuateur de crues de type latéral à entonnement frontal d'une largeur déversante égale à 14 m et une lame déversante de plus de plus un mètre.

Le prélèvement de l'eau se fait à un seul niveau de prise à une côte de 636 m NGA et de diamètre 400 mm

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographiques et géologiques, Dans notre cas la solution est une vidange de fond tubulaire en acier de diamètre 400 mm

Selon les résultats de dimensionnement et de calcul de stabilité, le site proposé pour la réalisation de cet aménagement est favorable tant sur le plan technique.

Finalement, On peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude et l'exécution d'un barrage tout en se basant sur les fondements théoriques acquis tout au long de notre parcours du cursus universitaire.

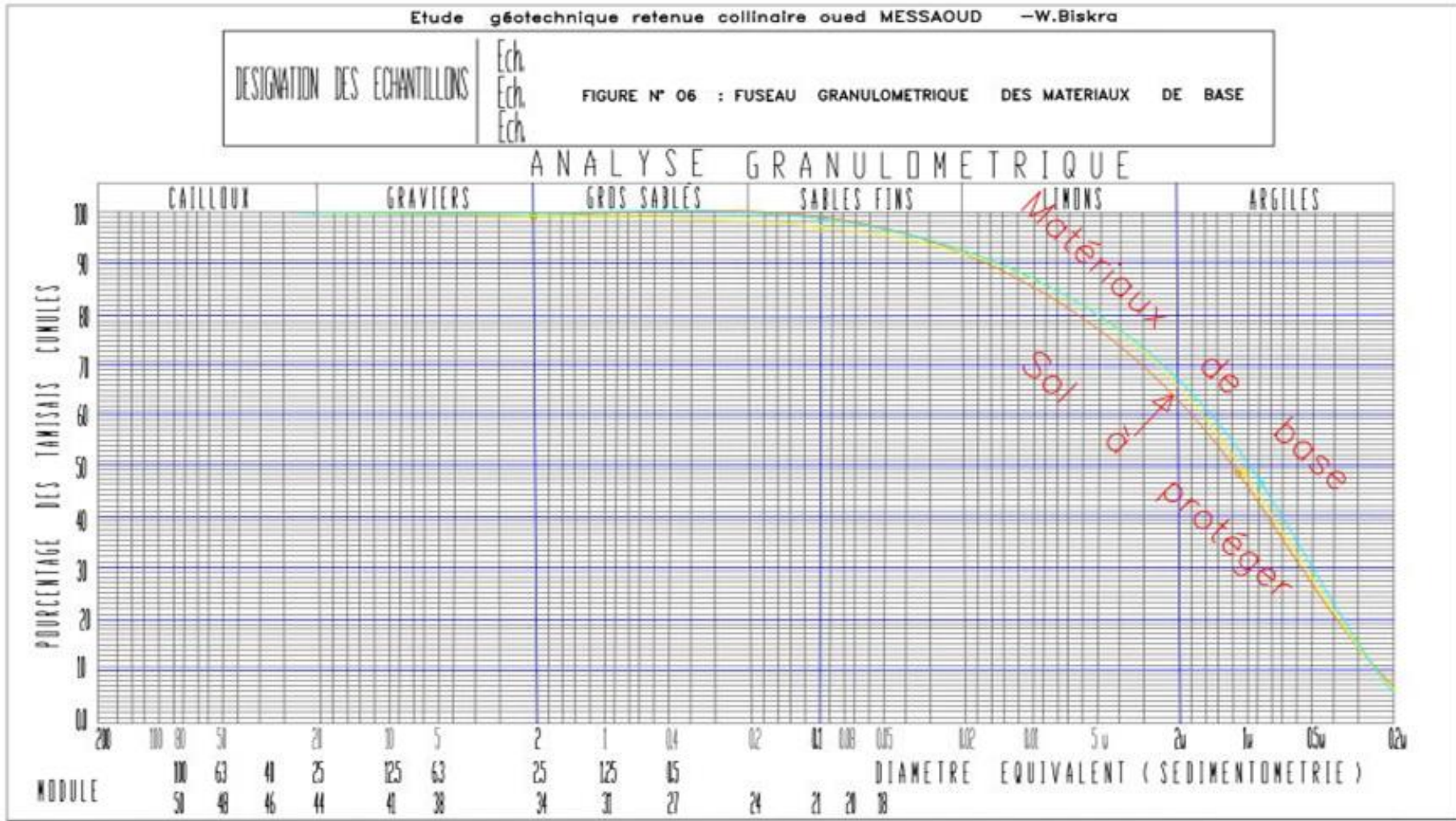
Notre souhait c'est de perfectionner plus ce type d'étude par la pratique et l'expérience sur le terrain.



# Références bibliographiques

- Ambartsoumian, V. (1994)** Protection de travail. Polycopie de cours. ENSH. Blida.
- Bernardo, A. R. & Santos L. (2004)** Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger.
- Degoutte, G. (2002)** Petits barrages : Recommandation pour la conception. Editions CEMAGREF.
- Durand, J.M., Royet, P & Meriaux, P (1999).** Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale. CEMAGREF. 415 p.
- Maalel, K. & Hafsia, Z. (2012)** Ouvrages hydrauliques, Polycopié du cours. Département de Génie Civil de l'ENIT. Tunisie.
- Meylan, P. & Musy, A. (1999)** Hydrologie fréquentielle. Editions HGA, Bucarest. Hongrie.
- MIHOUBI, M.K . (2013)** Ouvrages Hydrotechniques. Polycopie de cours. ENSH. Blida.
- Musy, A. & Higy,C. (1998)** Hydrologie appliquée. Editions HGA, Bucharest, Hongrie. 367p.
- Schleiss A.J. & H. Pougatsch. (2011)** Les barrages : Du projet à la mise en service. Presses polytechniques et universitaires romandes. Suisse, Volume 17.
- Touaibia, B. & B. Benlaoukli. (2004)** Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.
- Touaibia, B. (2004)** Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani. Blida. Algérie.166p.
- Touaibia. B. (2001)** Polycopié de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH. Blida.

## Annexe I : La courbe granulométrique

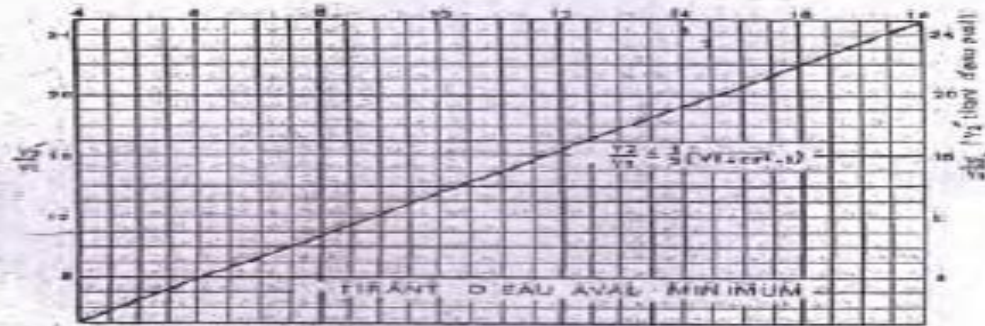
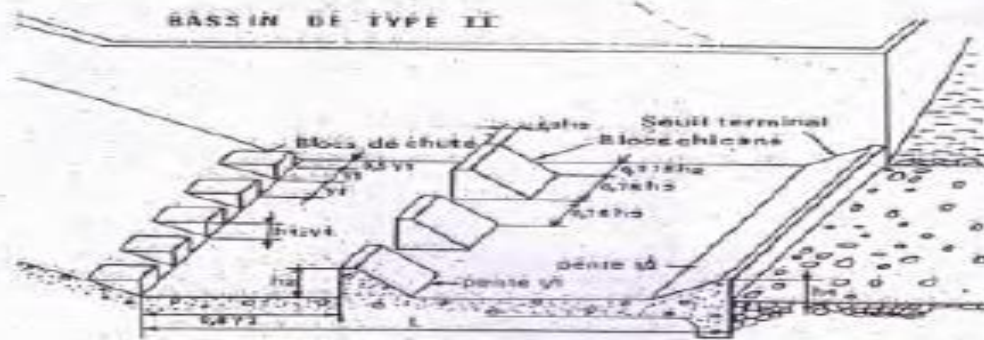


## Annexe II : Série pluviométrique

<b>Anné</b>	<b>Sept</b>	<b>Oct</b>	<b>Nov</b>	<b>Déc</b>	<b>Jan</b>	<b>Fév</b>	<b>Mars</b>	<b>Avril</b>	<b>Mai</b>	<b>Juin</b>	<b>Juill</b>	<b>Aout</b>	<b>P<sub>j</sub> max</b>
<b>1974</b>	5	13,5	0	1	1	9	32,2	1	8	24,2	0	0	32,2
<b>1975</b>	10,1	26,2	20,3	2	6	16,5	7	0	0	0	0	0	26,2
<b>1976</b>	0	8	0	0	5	3	5	5	1	7	0	1	8
<b>1977</b>	0	4	4	16,9	8	5	2	1	3	0	0	0	3
<b>1978</b>	3	14,5	12,3	6	6	3	16,1	10,1	0	0	0	0	16,1
<b>1979</b>	38,3	40,5	7	1	1	1	7	9	12,1	2	9	0	40,5
<b>1980</b>	4	2	8	22,5	9	4	9	1	10,5	13,5	0	8	2
<b>1981</b>	4	5	9	42,5	1	15,2	2	3	12,5	21,6	4	3	42,5
<b>1982</b>	25,5	4	5	7	44,2	0	43,5	5	4	12,8	0	3	5
<b>1983</b>	1	0	1	2	8	3	4	2	1	71,5	3	8	71,5
<b>1984</b>	1	2	1	8	1	1	2	7	32,5	0	2	2	32,5
<b>1985</b>	4	1	4	4	32,5	16,5	5	2	22,7	1	0	2	4
<b>1986</b>	8	8	4	1	24,5	20,8	1	4	1	0	9	1	24,5
<b>1987</b>	21,8	37,5	6	9	3	1	11,2	22,6	0	13,5	0	3	37,5
<b>1988</b>	15,7	10,5	0	8	14,5	25,5	20,5	1	38,5	18,5	0	6	41,5
<b>1989</b>	18,5	34,5	5	14,4	16,3	15,3	40,40	18,8	29,1	0	0	7	40,4
<b>1990</b>	1	7	1	1	17,5	4	5	19,5	5	2	0	3	19,5
<b>1991</b>	55,5	18,1	11,8	1	1	0	0	8	8	11,7	0	0	8

<b>1992</b>	10,20	3	8	1	1	0	2	8	22,5	0	0	6	22,5
<b>1993</b>	12,1	5	1	4	8	1	8	8	2	8	6	1	1
<b>1994</b>	5	9	1	17,6	13,2	1	19,7	46,7	16,1	3	0	17,1	46,7
<b>1995</b>	5	40,1	21,8	4	28,5	1	34,5	38,8	37,5	27,5	0	3	4
<b>1996</b>	2	5	33,5	60,3	0	2	15,7	16,7	1	8	0	0	60,3
<b>1997</b>	8	1	1	1	24,5	32,1	0	64,5	1	0	0	7	64,5
<b>1998</b>	1	0	1	15,7	12,5	3	2	16,5	0	5	0	0	2
<b>1999</b>	3	2	6	3	2	2	1	6	31,5	0	12,1	8	3
<b>2000</b>	8	1	1	1	34,5	1	1	35,5	12,5	0	0	1	35,5
<b>2001</b>	3	19,5	2	3	10,7	8	16,2	1	5	6	0	0	6
<b>2002</b>	12,5	5	26,4	1	5	3	5	2	2	46,5	0	5	5
<b>2003</b>	3	19,5	12,5	7	8,10	14,7	10,5	20,5	0	0	0	7	3
<b>2004</b>	1	0	1	2	8	3	4	2	1	71,5	3	8	71,5
<b>2005</b>	1	2	1	8	1	1	2	7	32,5	0	2	2	32,5
<b>2006</b>	4	1	4	4	32,5	16,5	5	2	22,7	1	0	2	4
<b>2007</b>	8	8	4	1	24,5	20,8	1	4	1	0	9	1	24,5
<b>2008</b>	21,8	37,5	6	9	3	1	11,2	22,6	0	13,5	0	3	37,5
<b>2009</b>	15,7	10,5	0	8	14,5	25,5	20,5	1	38,5	18,5	0	6	41,5
<b>2010</b>	18,5	34,5	5	14,4	16,3	15,3	40,40	18,8	29,1	0	0	7	40,4
<b>2011</b>	1	7	1	1	17,5	4	5	19,5	5	2	0	3	19,5
<b>2012</b>	55,5	18,1	11,8	1	1	0	0	8	8	11,7	0	0	8
<b>2013</b>	1	0	1	2	8	3	4	2	1	71,5	3	8	71,5

### Annexe III : Abaque USBR



Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE supérieur à 4,5 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin inférieure à 15 m/s (extrait de "design of small dams")