

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Hydraulique*

Option : Ouvrages hydrotechnique

THEME DU PROJET :

**ETUDE DE LA RETENUE COLLINAIRE SUR  
L'OUED SLANE COMMUNE DE MECHRAA SFA  
(W.TIARET)**

PRESENTE PAR :

M<sup>lle</sup> GUENOUN Ikram

Devant les membres du jury

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup> B.BENLAOUKLI	M.C.B	Président
M <sup>r</sup> A.ZEROUAL	M.A.A	Examineur
M <sup>r</sup> N.SAIL	M.A.A	Examineur
M <sup>me</sup> S.BERBACHE	M.A.A	Examinatrice
M <sup>me</sup> S.BENSAAD	M.A.A	Examinatrice
M <sup>r</sup> A.HEBBOUCHE	M.A.A	Promoteur

Septembre 2014

# Remerciements

*J'adresse en premier lieu ma reconnaissance à notre **DIEU** tout puissant, de m'avoir, donné le courage et la volonté pour mener à bien ce travail. Car sans lui rien n'est possible.*

*Au terme de cette étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à Mr **HEBBOUCHE A** (mon promoteur) de m'avoir fait bénéficier de ses compétences, ses qualités humaines et de sa disponibilité pour la réalisation de ce mémoire.*

*J'adresse mes sincères remerciements à **tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes** qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté à me rencontrer et répondre à mes questions.*

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

*Je remercie **mes sœurs et ma mère**, qui a toujours été là pour moi, « Vous avez tout sacrifié pour vos enfants n'épargnant ni santé ni efforts. Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. Je suis redevable d'une éducation dont je suis fier »*

*Enfin, je remercie tous **mes Ami(e)s** et à tout ceux que j'ai omis de citer.*

*KRAM*



## *Je dédie ce mémoire :*



*Aux deux personnes regrettés que j'aurais tant aimé avoir à mes côtés en ce jour, mon très cher père et mon oncle que deux leur accorde sa miséricorde dans son vaste paradis.*

*A ma très chère maman qui a toujours été là pour moi, et qui m'a donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'elle trouvera dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.*

*Je le dédie également à mes très chères sœurs et à mon adorable petit frère : **Nedjma** dont l'humour et la bonne humeur sont inépuisables, **Nesrin** pour ces conseils précieux, **Yassmin** adorable et diligente, **Amar** pour sa délicieuse présence et à **Fatih** qui m'a toujours soutenu.*

*A mon très cher promoteur que j'aime beaucoup, pour sa gentillesse, ces précieux conseils, son aide et son soutien tout au long de ce travail.*

*A monsieur **Zeroual Ayoub** qui a toujours répondu présent dans mes études.*

*A mes copines **Kahina, Silia, Nabila, Amel, Amina, Feta, Latifa, Sara**, avec qui j'ai partagé les bons moments difficiles de ce travail, merci à mes très chers amis **Mouhssin, Amin, Zaki, Khaled***



*Kram*

## ملخص:

دراستنا هذه تسجل في إطار التنمية الفلاحية في الجزائر بصفة عامة، و السقي بصفة خاصة، بإنشاء سد صغير الحجم بواد صلان في بلدية مشرع الصفا ولاية تيارت ، و هذا لتغطية العجز في مياه السقي.

## Résume :

Notre présente étude s'inscrit dans le cadre du développement de l'agriculture Algérienne en général et de l'irrigation en particulier, à travers la réalisation d'un petit barrage sur l'oued Slane dans la commune de Mechraa sfa wilaya de Tiaret, afin de compenser le déficit en besoin en eau d'irrigation.

## Abstract:

Our present study is register as part of Algerian Agriculture development generally and irrigation particularity through the realization of small dams from wadi Slane in order to make up the deficit of requirements out of water, situated in willaya of Tiaret.

<i>Liste des tableaux</i>	page
<b>Chapitre II: Etude géologique et géotechnique</b>	
Fouilles sur l'axe de la digue	12
Fouilles au niveau de la cuvette	12
Tableau des essais géotechniques	14
Tableau des propriétés géotechnique des marnes	15
Tableau des résultats des essais physiques	16
Tableau des résultats des limites d'Atterberg	16
Tableau des résultats de l'essai de compressibilité	18
Tableau des résultats d'essais de consolidation et perméabilité	18
Tableau de classification des teneurs en eau	18
Tableau de classification des sols (remblai)	19
Tableau des résultats de l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte Cu-uu	19
<b>Chapitre III: Etude hydrologique</b>	
Caractéristiques géométriques du bassin versant	25
Caractéristiques de forme	25
Coordonnées de la courbe hypsométrique	26
détermination de la pente Roche Ip	annexe
Caractéristiques hydrologiques du bassin versant	27
Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)	28
Caractéristiques de l'écoulement	30
Résumé des données climatiques moyennes mensuelles mesurées à la station climatologique de Tiaret	31
Répartition mensuelle des pluies moyennes	32
Série d'observation (27ans)	annexe

Caractéristiques de la série pluviométriques (27 ans).	33
Résultats de l'ajustement à la loi de GUMBEL	35
Test d'adéquation de la loi GUMBEL (Méthode des moments)	35
Résultats de l'ajustement à la loi de GALTON	37
Test d'adéquation de la loi GALTON (Maximum de vraisemblance)	37
Pluie de courte durée pour les différentes fréquences et leurs intensités	annexe
L'apport moyen interannuel	40
Tableau récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement	40
Récapitulatif des résultats de coefficient de variation	41
l'Apport fréquentielle	42
Répartition des apports mensuels des fréquences 80%	42
Calcul du volume mort	43
valeur de $\alpha$ en fonction de la perméabilité	43
Formules empiriques pour la détermination de la crue	44
Valeur de $\alpha$ en fonction de la fréquence	45
Valeur de $\gamma$ en fonction de bassin versant	45
Les pluies journalières maximales fréquents	45
Récapitulatif des résultats de débit de crue	45
Hydrogramme de crue	annexe
Crues de projet recommandé	47
Caractéristiques de la cuvette	49
Répartition mensuelle des besoins	50
Régularisation saisonnière sans tenir comptes des pertes	annexe
valeurs de $\delta$ en fonction des conditions hydrogéologique	52
Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	annexe
Données initiales pour la méthode de KOTCHERINE	54

Détermination de $H_0$ et $Q$ en fonction de $B$	annexe
Débit déversant en fonction de $h$ et $b$ et le volume de la crue	annexe
récapitulatif des résultats de la méthode graphique	57
Détermination de la revanche	58
Formules utilisées pour le calcul de la largeur en crête	58
coûts de la digue	59
coût du déversoir	60
coût de coursier	61
coût total du barrage	61
<b>Chapitre IV : Etude des variantes</b>	
Profil général du barrage	66
Valeurs indicatives des pentes des talus	67
Etude comparative des différentes variantes	69
Classe de barrage en terre en fonction de type de la fondation	71
Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues	72
Valeur de $C$ en fonction de $\delta$ et de la pente	73
Coordonnées de la parabole de KOZENY	80
Gradient admissible à travers le remblai terreux	82
Gradient admissible pour les fondations d'un remblai	83
Détermination de coefficient de sécurité	84
Coefficient de stabilité admissible des talus	86
Les différentes valeurs de $K_1$ et $K_2$	87
Caractéristiques géotechnique	88
Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement	91
<b>Chapitre V : Etude de des ouvrages annexes</b>	
Les coordonnées de la nappe déversante	98

Les données de départ	104
Ligne d'eau à pas d'espace de 20 m	104
Données de départ du deuxième tronçon	105
d'eau à pas d'espace de 20 m (2ème tronçon)	105
Résultats de caleil pour le 1ère tronçon du canal de fuite	108
Résultats de calcul pour le 2ème tronçon du canal de fuite	109
Résultats de calcul pour le 3ème tronçon du canal de fuite	109
<b>Chapitre VI: Organisation de chantier</b>	
symboles des opérations	121

<i>Liste des figures</i>	N° page
<b>Chapitre I Etude topographique</b>	
Situation de la retenue collinaire d'Oued Slane	04
Axe de la digue, vue d'amont rive gauche	06
Cuvette, vue d'amont rive gauche	06
<b>Chapitre II Etude géologique et géotechnique</b>	
Situation géographique de la retenue collinaire	10
Extrait de carte géologique régionale	11
Plan de situation de la prospection in situ	annexe
<b>Chapitre III Etude hydrologique</b>	
Délimitation du bassin versant d'oued Slane	24
Rectangle équivalent	26
Courbe hypsométrique	27
Réseau hydrographique du bassin d'oued Slane	29
La répartition mensuelle de la précipitation	32
Représentation graphique de la loi GUMBEL	36
Représentation graphique de la loi GALTON	38
La courbe des pluies de courte durée	39
Courbe des intensités fréquentielles	39
Hydrogramme des crues	47
Courbe capacité-hauteur	49
Courbe surface-hauteur	50
Courbes de $H = f(Q, q)$	56
Courbes $V = f(q, Q)$ .	56
La courbe d'optimisation	62
<b>Chapitre IV Etude des variantes</b>	

Courbe granulométrique des matériaux de base	Annexe
Positionnement de la ligne phréatique	Annexe
Forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement	86
<b>Chapitre V Etude des ouvrages annexes</b>	
Profil du déversoir	99
Les dimensions du déversoir	99
la ligne d'eau dans le coursier (premier tronçon)	104
La ligne d'eau dans le coursier (deuxième tronçon)	106
Abaque pour le dimensionnement du bassin type I	Annexe
<b>Chapitre VI organisation du chantier</b>	
Réseau à nœud	122
Diagramme de Gant	123

## *Liste des planches*

**Planche N°01** : Plan d'aménagement de la retenue collinaire sur l'oued Slane commune de Mechraa sfa (W.TIARET).

**Planche N°02** : Profil en long de le digue et coupe géologique du l'oued Slane (W.TIARET).

**Planche N°03** : Coupe type et détails de la digue de la retenue collinaire sur l'oued Slane commune de Mechraa Sfa (W.TIARET).

**Planche N°04** : Schémas de calcul de la stabilité de la retenue collinaire sur l'oued Slane commune de Mechraa Sfa (W.TIARET).

**Planche N°05** : Profil en long des ouvrages de dérivation de la retenue collinaire sur l'oued Slane commune de Mechraa Sfa (W.TIARET).

# Sommaire

## CHAPITRE 1: Etude topographique

I. Introduction.....	03
I.1.Situation géographique.....	03
I.2.Caractéristiques morphologiques.....	04
I.2.1.Topographie.....	04
I.2.2.Végétation et climatologie.....	07
Conclusion.....	07

## CHAPITRE II : Etude géologique et géotechnique

II. Introduction.....	09
II.1.Etude géologique.....	09
II.1.1.Géologie régionale.....	09
II.1.2.La géologie et l'hydrogéologie du site.....	10
II.1.3.Analyse lithologique de la cuvette.....	11
II.2.Etude géotechnique.....	11
II.2.1.Introduction.....	11
II.2.2. Travaux de reconnaissances au niveau du site et de la cuvette.....	12
II.2.3.Essais géotechniques de laboratoire.....	14
II.2.4. Résultats des données géotechniques de terrain de laboratoire et leurs interprétations .....	15
II.3. Hydrogéologie de la cuvette.....	20
II.4.Matériaux de construction .....	20
II.4.1.Matériaux de recharge.....	20
II.4.2.Matériaux filtres, drains et transitions.....	20
II.4.3.Matériaux pour rip-rap.....	20
I.5.La sismicité.....	21

Conclusion.....	21
<b>CHAPITRE III : Etude hydrologique</b>	
Introduction.....	23
III.1.Le bassin versant.....	24
III.1.1.Les caractéristiques du bassin versant.....	25
III.1.1.1.Caractéristiques géométriques.....	25
III.1.1.2.Caractéristiques de forme.....	25
III.1.2.Relief.....	26
III.1.3.le réseau d'écoulement.....	29
III.2.Les caractéristiques climatiques.....	31
III.2.1.Le climat.....	31
III.2.2.Précipitations.....	32
III.2.2.1.Précipitations enregistrés.....	32
III.2.2.2.Répartition mensuelle de la pluie moyenne.....	32
III.2.2.3.Les pluies maximales journalier.....	33
III.2.3.Les pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	38
III.3.Etudes des apports.....	40
III.3.1.Apports liquides.....	40
III.3.1.1.Apport moyen interannuel ( $A_0$ ).....	40
III.3.1.2.Caractéristiques de l'écoulement.....	40
III.3.2.Irrégularité des apports.....	41
III.3.2.1.Coefficient de variation.....	41
III.3.2.2.Estimation fréquentielle des apports.....	42
III.3.2.3.Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.....	42
III.3.3.Calcul du volume mort.....	42
III.4.Etudes des crues.....	43
III.5.Hydrogramme de crue.....	46

<b>III.6.Choix de la crue de projet.....</b>	<b>47</b>
<b>III.7.Régularisation des débits.....</b>	<b>48</b>
<b>III.7.1.Courbes caractéristiques de la retenue.....</b>	<b>48</b>
<b>III.7.2.Répartition des besoins.....</b>	<b>50</b>
<b>III.7.3.Répartition des apports mensuels 80%.....</b>	<b>50</b>
<b>III.7.5.Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....</b>	<b>51</b>
<b>III.7.6.Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes).....</b>	<b>51</b>
<b>III.8.Laminage des crues.....</b>	<b>53</b>
<b>III.8.1.Méthode de KOTCHERINE.....</b>	<b>53</b>
<b>III.8.2.Estimation de la charge au dessus du déversoir.....</b>	<b>54</b>
<b>III.9.Etude d'optimisation.....</b>	<b>57</b>
<b>III.9.1.Dimensionnement préalable de la digue.....</b>	<b>57</b>
<b>III.9.1.1.La revanche.....</b>	<b>57</b>
<b>III.9.1.2.Largeur en crête.....</b>	<b>58</b>
<b>III.9.2.Calcul des coûts.....</b>	<b>59</b>
<b>III.9.2.1.Calcul du coût de la digue.....</b>	<b>59</b>
<b>III.9.2.2.Calcul des coûts de l'évacuateur de crues.....</b>	<b>59</b>
<b>III.9.2.3.Le coût total du barrage.....</b>	<b>61</b>
<b>Conclusion.....</b>	<b>62</b>

#### **CHAPITRE IV : Etude des variantes**

<b>Introduction.....</b>	<b>64</b>
<b>IV.1.Choix du site de la retenue.....</b>	<b>64</b>
<b>IV.2.Le choix du type de barrage.....</b>	<b>64</b>
<b>IV.3.Les variantes à choisir.....</b>	<b>65</b>
<b>IV.3.1.Barrage en terre homogène.....</b>	<b>65</b>
<b>IV.3.2.Barrage en terre hétérogène ou zoné.....</b>	<b>65</b>
<b>IV.3.3.Barrage en terre à masque.....</b>	<b>65</b>

<b>IV.4.Définition de profil général du barrage.....</b>	<b>66</b>
<b>IV.5.Fixation du choix définitif du type de barrage.....</b>	<b>66</b>
<b>IV.6.Etude comparative.....</b>	<b>66</b>
<b>IV.6.1.Pente des talus.....</b>	<b>67</b>
<b>IV.6.2.Protection des talus.....</b>	<b>67</b>
<b>IV.6.4.Le noyau pour la deuxième variante.....</b>	<b>68</b>
<b>IV.6.5.Volume du corps du barrage.....</b>	<b>68</b>
<b>IV.6.6.Le choix final du type du barrage.....</b>	<b>69</b>
<b>IV.7.Etude de la variante choisie.....</b>	<b>70</b>
<b>IV.7.1.Conception de la digue.....</b>	<b>70</b>
<b>IV.7.1.1.La revanche du barrage.....</b>	<b>70</b>
<b>IV.7.1.2.La hauteur du barrage.....</b>	<b>70</b>
<b>IV.7.1.3.Largeur en crête.....</b>	<b>70</b>
<b>IV.7.1.4.Classification de l'ouvrage.....</b>	<b>70</b>
<b>IV.7.1.5.Pentes des talus.....</b>	<b>71</b>
<b>IV.7.1.6.Protection des talus.....</b>	<b>71</b>
<b>IV.7.1.7.Le tassement .....</b>	<b>73</b>
<b>IV.7.1.8.Drainage de la digue.....</b>	<b>74</b>
<b>IV.7.1.9.Etanchéité du barrage.....</b>	<b>78</b>
<b>IV.7.2.Etude des infiltrations.....</b>	<b>79</b>
<b>IV.7.2.1.Objectif de calcul d'infiltration.....</b>	<b>79</b>
<b>IV.7.2.2.Positionnement de la ligne de saturation.....</b>	<b>79</b>
<b>IV.7.2.3.Calcul du débit de fuite par infiltration.....</b>	<b>81</b>
<b>IV.7.2.4.Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage.....</b>	<b>82</b>
<b>IV.7.3.Etude de stabilité.....</b>	<b>84</b>
<b>IV.7.3.1.Généralité sur la stabilité des barrages (Talus). .....</b>	<b>84</b>
<b>IV.7.3.2.Stabilité des talus.....</b>	<b>85</b>

IV.7.3.3.Méthode de FELLENIUS (1926).....	85
IV.7.3.4.Conséquences de l'instabilité des talus.....	86
IV.7.3.5.Ordre de calcul (Méthode des tranches).....	87
IV.7.3.6.Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement...	90
Conclusion.....	91
<b>CHAPITRE V : Etude des ouvrages annexes</b>	
Introduction.....	93
V.1.Ouvrages d'évacuateur de crues.....	93
V.1.1.Critères de choix de l'évacuateur de crue.....	93
V.1.2.Les variantes de l'évacuateur de crue choisies.....	94
01/ Evacuateur de crue latéral à entonnement latéral.....	94
02/ Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal.....	94
V.1.3.Choix de la variante.....	94
V.2.Ouvrages de prise d'eau.....	94
V.2.1.Prise d'eau en charge.....	95
V.2.2.Prise d'eau flottante.....	95
V.2.3.Tour de prise.....	95
V.2.4.Choix de la variante.....	95
V.3.Ouvrage de vidange.....	95
V.3.1.Conduite de vidange en charge.....	96
V.3.2.Conduite à écoulement libre.....	96
V.3.3.Ouvrage de vidange à batardeau.....	96
V.3.4.Choix de la variante.....	96
V.5.Dimensionnement de l'évacuateur de crue.....	96
V.5.1.Dimensionnement et calcul hydrauliques des éléments constituant l'évacuateur de crue.....	97
V.5.1.1.Canal d'approche.....	97

V.5.1.2.Le déversoir.....	98
V.5.1.3.Chenal d'écoulement.....	100
V.5.1.4.Calcul du convergeant.....	101
V.5.1.5.Le coursier.....	101
V.5.1.6.Dissipateur d'énergie.....	106
V.5.1.7.Canal de restitution .....	108
V.5.2.Hauteurs des murs bajoyers.....	110
V.5.3.Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier Vagues roulantes.....	110
V.6.Dimensionnement d'ouvrage de vidange.....	111
V.6.1.Calcul hydraulique.....	112
V.7.Dimensionnement de la prise d'eau.....	114
V.7.1. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite.....	115
Conclusion.....	115
<b>CHAPITRE VI : Organisation de chantier</b>	
Introduction.....	117
VI.1.Méthodes basées sur le réseau.....	117
VI.1.1.Définition du réseau.....	117
VI.2.Construction du réseau.....	118
VI.3.Méthode C.P.M (méthode du chemin critique).....	118
VI.4.Les paramètres de la méthode C.P.M.....	118
VI.5.Chemin critique (C.C).....	119
VI.6.Attribution des durées de chaque opération.....	119
VI.7.Plannings.....	119
VI.7.1. plan de travail au plus tôt.....	119
VI.7.2. plan de travail au plus tard (PTPP).....	119
VI.7.3.plan de travail intermédiaire.....	120

<b>V.8.Délai de construction et programme des travaux.....</b>	<b>120</b>
<b>VI.9.Symboles des différentes opérations.....</b>	<b>120</b>
<b>VI.10. Détermination des chemins critiques.....</b>	<b>124</b>
<b>Conclusion.....</b>	<b>124</b>

# Introduction Générale

La nécessité de voir les 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 les ressources en eau sont considérées aujourd'hui comme un facteur décisif pour l'augmentation de la production agricole, et un élément déterminant pour la croissance économique du pays, et l'amélioration des conditions de vie de 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 l'agriculture et de l'industrie.

Dans ce cadre la wilaya de TIARET a bénéficié par un projet de construction d'une dizaine de retenues collinaires afin de combler le déficit en ressources en eau surtout pour l'irrigation, et parmi ces retenues, on a le petit barrage du l'oued Slane qui va faire l'objet d'une étude de faisabilité et qui va être destiné pour irriguer un périmètre dans la région.

Le projet du barrage comporte deux éléments, la digue et les ouvrages annexes, Ces derniers nécessaires à la protection et l'exploitation du barrage, se composent de la dérivation provisoire, l'évacuateur de crues, l'ouvrage de prise d'eau et l'ouvrage de vidange de fond.

# **Chapitre I :**

## **Etude Topographique**

## **Introduction**

Le but principal de l'étude topographique est d'établir les documents nécessaires pour les avants projets (plans, cartes, documents...) qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes.

L'objectif de la réalisation de future retenue d'Oued Slane consiste à prévoir le stockage des débits dans la retenue et de couvrir les besoins en irrigation des terres limitrophes.

### **I.1.Situation géographique**

La retenue collinaire sur oued SLANE se trouve à 6 km environ à vol d'oiseau au Nord-ouest de la commune de Mechraa Sfa à et au Nord- Ouest de la ville de Tiaret à une distance de 30 kilomètres environ à vol d'oiseau, (Voire Figure I.01: Plan de situation)

Les coordonnées Lambert selon les cartes d'Etat Major TIARET MONTGOLFIER Feuille n° 186 et PREVOST-PORADOL Feuille n° 215 à l'échelle 1/50.000 sont :

X = 345,75 Km.

Y = 238,30 Km.

Z = 520,00 m N.G.A

Le plan de situation de l'ouvrage est montré dans la figure (I.01).



Echelle : 1/50.000

Figure (I.01) : Situation de la retenue collinaire d'Oued Slane

## I.2.Caractéristiques morphologiques

### I.2.1.Topographie

Le relief est relativement très accidenté notamment entre la cote **903 m** et la cote **517 m**, ce qui signifie une pente assez forte, par voie de conséquence la propagation des crues sera relativement importante.

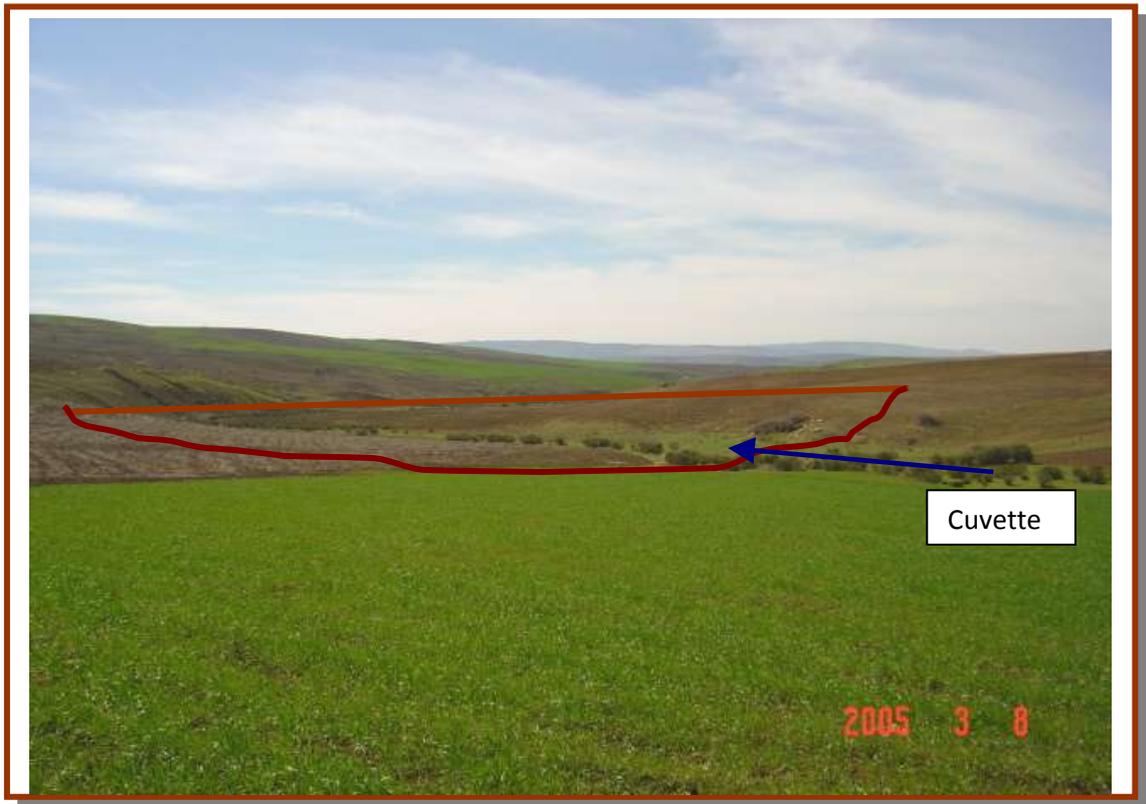
La zone de la retenue collinaire sur oued SLANE présente un relief régulier, l'emplacement du site est caractérisé par une bonne cuvette, la pente du relief est sensiblement forte, la gorge choisie pour l'emplacement de l'axe du barrage est ouverte, la rive gauche est favorable pour l'emplacement de l'évacuateur de crues.

Pour le besoin de l'étude le bureau d'étude M.A.T.H a établi un levé topographique du site à l'échelle 1/500<sup>ème</sup> et de la cuvette à l'échelle 1/1000<sup>ème</sup>.

L'étude topographique pour le site et la cuvette de la retenue collinaire débouche sur

L'établissement des Plans à partir desquels il est possible de :

- Déterminer la capacité de la retenue et sa surface en fonction de la côte du Plan d'eau et de l'emplacement du barrage.
- D'évaluer le volume et l'importance des différents ouvrages et de proposer leur emplacement.
- De repérer les ballastières pour les matériaux de construction.
- D'implanter les aménagements annexes – voies d'accès.
- De fournir un rapport pour le travail géologique.
- De fournir un support de base pour l'étude technique approfondie.



**Figure (I.02) :** Axe de la digue, vue d'amont rive gauche.



**Figure (I.03) :** Cuvette, vue d'amont rive gauche.

### **I.2.2.Végétation et climatologie**

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 plus courte.

La zone d'étude se situe à l'ouest du pays dans la région des hauts plateaux caractérisé par un climat est de type continental, sec et rigoureux en hiver il passe aussi facilement au-dessous du 0 °C qu'au-dessus de 40 °C en été.

La pluviométrie moyenne annuelle est de 312.19 mm (station de Bakhada Barrage)

La température moyenne annuelle est de 14.8°C (station climatologique Tiaret).

### **Conclusion**

D'après l'étude topographique qui a été réalisée sur le site de la future retenue d'oued Slane représenté par un levé topographique de la cuvette à l'échelle : 1/1000

On peut dire que les conditions topographiques sont bien réunies pour la disposition définitive de la digue et ses ouvrages annexes.

**Chapitre II :**

**Etude**

**Géologique et Géotechnique**

## Introduction

Les études géologiques et géotechniques établies sur le site de la digue nous permettent de recommander les types d'ouvrages les mieux adaptés à implanter en fonction de la nature du sol et des caractéristiques, ainsi la disposition en qualités des matériaux de construction au voisinage du site.

Dans ce qui suit, seront présentées les principales données de base qui au plan géologique, sont relevées à travers une analyse des données cartographiques disponibles et une reconnaissance visuelle in situ dans l'air d'étude qui s'étend sur une bonne partie de la vallée successivement seront présentées de manière sommaire, la configuration géomorphologique générale du site de même que l'identification provisoire des structures lithostratigraphiques en travers de la vallée réceptrice de l'ouvrage et dans la retenue.

## II.1. Etude géologique

### II.1.1. Géologie régionale

La retenue collinaire sur oued Slane, est située dans la commune de MECHRAA SFA, dans les monts de la Mina. Ceux ci constituent la terminaison sud orientale du massif de l'Ouarsenis. La majeure partie, des sédiments constituant ce massif, est charriée.

Dans l'Ouarsenis comme dans les autres régions du Tell méridional, toutes les grandes nappes se sont déplacées durant le miocène. A l'échelle régionale, les auteurs distinguent schématiquement, dans l'Ouarsenis les unités tectoniques suivantes :

- **L'unité oligo-miocène** : On nomme Unité oligo-miocène une nappe de charriage constituée comme son nom l'indique, presque uniquement par **des marnes oligocènes et des grès miocènes**.

Cette unité est charriée sur des sédiments autochtones peu plissés et son extrémité méridionale est inter stratifiée dans le Miocène inférieur de Tiaret.

Ce sont soit des marno -calcaires de la nappe de Chouala, soit des marnes sénoniennes qui chevauchent cette formation.

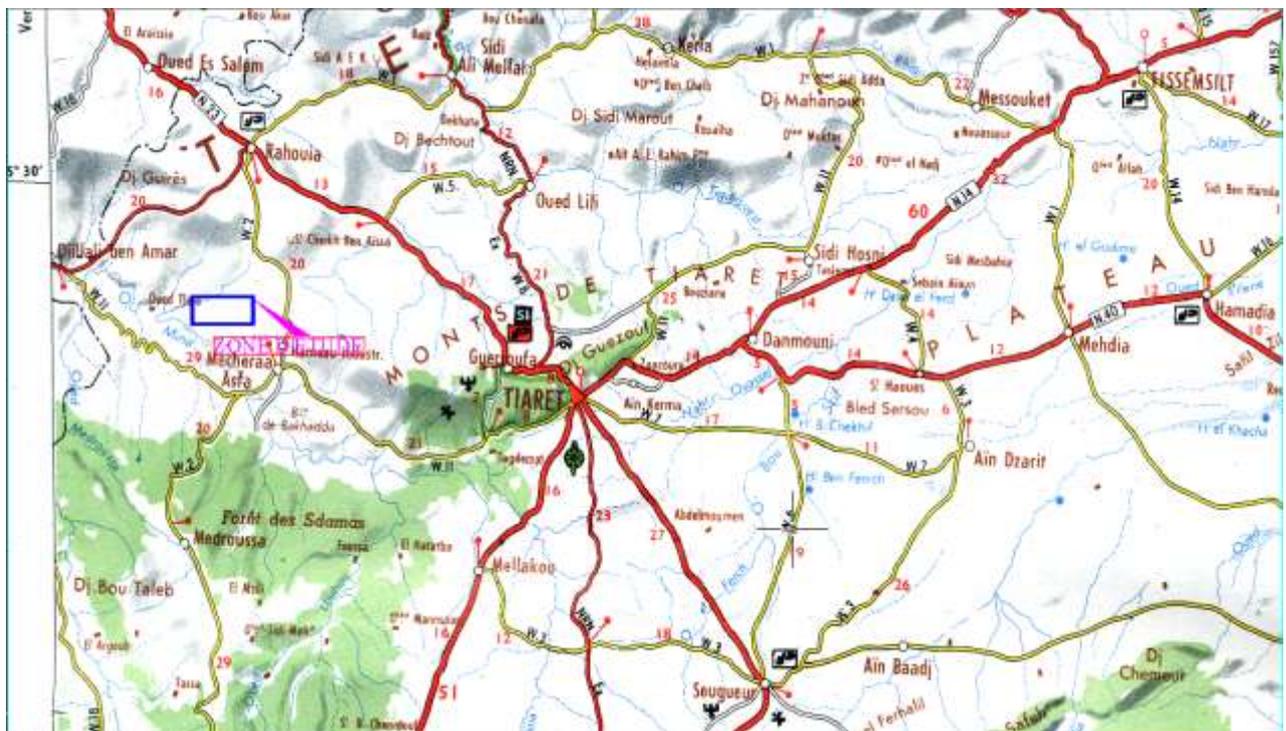
- **L'unité des Chouala** : Il s'agit d'une nappe de charriage, qui s'est déplacée du nord vers le

sud. Elle repose sur un complexe oligo- miocène et est recouverte en majeure partie par une autre nappe nommée Unité sénonienne.

Cette unité est caractérisée par la présence **de marno - calcaires du Crétacé inférieur et**

**moyen** dans lesquels sont inclus des blocs **de calcaire jurassique**.

- **Unité sénonienne** : Cette nappe de charriage est formée presque exclusivement par des formations **marno – calcaires du Sénonien supérieur**. Notons que cette unité, constituée par un matériel plus plastique que la nappe de Chouala, s'est avancée beaucoup plus loin que cette dernière vers le sud.
- **Unité albo – cénomaniennne** : Cette unité forme l'ossature de l'Ouarsenis proprement dit. Elle est constituée par **un flysch albo–aptien et par des marno – calcaires cénomaniens**. Cet ensemble repose anormalement au sud sur la nappe sénonienne; au nord il est chevauché par d'autres dépôts appartenant **au crétacé supérieur**.



Echelle :1/50.000

Figure II.01 : Situation géographique de la retenue collinaire.

### II.1.2. La géologie du site

Le bassin versant de cette retenue est situé sur l'autochtone post nappe d'âge miocène inférieur.

Il est donc presque exclusivement occupé par les formations d'âge **Miocène inférieur**. Ce dernier est transgressif sur le socle éruptif ou sur des calcaires jurassiques. Voici la série stratigraphique que l'on peut établir dans cette série :

- **Le conglomérat de transgression** : La série miocène débute par un poudingue de base. Le conglomérat est formé par des galets de toutes tailles. Ces galets sont cimentés par du calcaire.
- **Les marnes** : Au-dessus du conglomérat calcaire, une série marneuse grise ou noire à reflets bleutés. Les marnes sont dures, souvent calcaires; elles se délitent en écailles.
- **les grès** : Sur les marnes, repose une puissante série gréseuse de teinte rousse. Les bancs, épais de 10 à 50 cm, alternent assez régulièrement avec des niveaux plus minces de marnes gris verdâtre. Il s'agit d'un grès quartzueux à grain fin parfois glauconieux.

Les pertes d'eau par infiltration sont nulles pour les formations marneuses. Elles sont faibles

pour les grès (à ciment argilo - marneux). La récupération des eaux de précipitations à travers ce bassin versant, est assez remarquable.

### II.1.3. Analyse lithologique de la cuvette

On se basant sur les observations faites au cours de la campagne de prospection géologique de terrain (levé géologique du site et sa cuvette et la description lithologique des faciès rencontrés) l'exécution des puits et tranchées en différents endroits de la cuvette afin de déterminer la structure géologique du sol et sous-sol de fondation dans cette zone (voir l'annexe)

Sur le site, aucun affleurement n'est visible. La morphologie est plane avec de très faibles amplitudes. Les talwegs sont encaissés et aucune possibilité d'observation n'est offerte. Sur l'ensemble du site, on relève de façon monotone des argiles, caillouteuses occupées par des terres agricoles. Les fouilles exécutées permettent de décrire les faciès traversés. On constate donc :

- Le site est représenté par des marnes d'âges Miocènes masqués par une faible couche couverture agricole.

Le lit de l'oued est tapissé par des alluvions sablo- graveleuses.

## **II.2.Etude géotechnique**

### **II.2.1.Introduction**

L'étude géotechnique de la retenue collinaire sur Oued Slane est basée sur les visites de reconnaissances effectuées sur le terrain : on a établi un programme de travaux de terrain (exécution de fouilles avec prélèvement des échantillons de sol et sous sol, en différents endroits de la retenue : zones d'emprunt, et d'empire de la digue).

Les essais ci-après ont été réalisés conformément aux normes et modes opératoires en vigueur au Laboratoire des Travaux Publics de l'Est (LTP Est) unité de Constantine dont le siège se trouve à la zone industrielle « Palma ».

### **II.2.2.Travaux de reconnaissances au niveau du site et de la cuvette**

La campagne de reconnaissance géotechnique a consisté à :

- ✓ réaliser des fouilles d'une profondeur moyenne de trois (3,0 m) mètres, en différentes zones de la retenue collinaire (zone d'emprise de la digue et la zone d'emprunts).
- ✓ décrire visuellement (parfois avec prise de photo) et prélever à différents niveaux des échantillons pour analyse géotechnique le but étant la détermination de la structure géo - mécanique des terrains d'assise et de la fondation de la digue et ses ouvrages annexes ainsi que l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction de la retenue collinaire.

Ça nous permet de reconnaître les conditions géologiques et géotechniques du site

**Tableau II.01 : Fouilles sur l'axe de la digue.**

N°	Désignation	Profondeur	Situation
1	MSA1	2 à 3m	Rive Gauche
2	MSA2	2 à 3 m	Dans le lit de l'Oued
3	MSA3	2 à 3 m	Rive Droite

**Tableau II.02 : Fouilles au niveau de la cuvette.**

N°	Désignation	Profondeur	Situation
1	MSE1	2 à 3m	la cuvette Rive Gauche
2	MSE2	2 à 3 m	la cuvette Rive Gauche
3	MSE3	2 à 3 m	la cuvette Rive Gauche
4	MSE4	2 à 3 m	la cuvette Rive Gauche
5	MSE5	2 à 3 m	la cuvette Rive Gauche
6	MSE6	2 à 3 m	la cuvette Rive Droite

➤ **Commentaires des résultats**

Les conditions géologiques en profondeur :

- ✓ Sur l'axe de la digue :
- **Les fouilles MSA1, MSA3** : exécutées sur l'axe de la digue de part et d'autre du lit de l'oued, (rive gauche et rive droite) montrent que sous une couverture végétale de 20 à 30 cm d'épaisseur on trouve une couche marneuse grise ou noire à reflets bleutés. Elles contiennent

des nodules de calcite blanche. Son épaisseur est supérieure à 2,5 m. Il faut noter que cette couche fait un peu moins de 2 m dans la fouille MSA3.

- **La fouille MSA2** : implantée dans l'axe de l'oued, rencontre des alluvions grossières sur quelques centimètres puis vient une couche d'argile jaune, sableuse plus ou moins conglomératique (au cours de l'excavation les niveaux mal cimentés peuvent passer à des sables). Son épaisseur est supérieure à 2m.

Sachant que la coupe géologique, suivant l'axe de la digue, a été tracée sur l'hypothèse suivante : Étant donné les faibles pentes des couches la base de la couche supérieure, marneuse est repérée au fond de l'oued, sous laquelle on trouve les conglomérats argileux.

✓ Au niveau de la cuvette :

- **Les fouilles MSE1, MSE2, MSE3, MSE4** : situées en rive gauche dans la cuvette montrent la même succession des couches, à savoir : une couche marneuse (d'une épaisseur supérieure à 2 – 3 m) recouverte d'une mince couche de terre végétale.
- **Les fouilles MSE5, MSE6** : implantées de part et d'autre du lit de l'oued, et à proximité de ce dernier, permettent d'apprécier l'épaisseur des alluvions grossières et leur extension.

### II.2.3.Essais géotechniques de laboratoire

**Tableau II.03 :** Tableau des essais géotechniques.

		Nombre des essais
<b>Essais physiques d'identification et de classification</b>	Teneur en eau naturelle ( <b>W<sub>n</sub></b> ).	03
	Poids volumique sec ( <b>γ<sub>d</sub></b> )	03
	Degré de saturation ( <b>S<sub>r</sub></b> )	03
	Limite de liquidité ( <b>WL</b> )	03
	Indice de plasticité ( <b>I<sub>p</sub></b> )	03
	Granulométrie. et Sédimentométrie	03
<b>Compressibilité à l'oedomètre</b>	Coefficient de tassement	03
	Coefficient de gonflement	03
	Pression de pré consolidation	03
<b>Consolidation a l'oedomètre</b>	Coefficient de consolidation	03

<b>Cisaillement rectiligne à la boîte CU -UU</b>	Cohésion ( $C_{cu}$ )	05
	Angle de frottement ( $\phi_{cu}$ )	05
<b>Compactage selon Proctor normal</b>	Teneur en eau maximale ( $W_{max}$ )	05
	sèche optimale ( $\gamma_{d_{opt}}$ )	05

- Essais physiques d'identification et de classification : ont été réalisées selon les méthodes standards reconnues à l'échelle internationale.
- Essais de cisaillement rectiligne ont été exécutés sur des échantillons de sols non consolidés et non drainés après Proctor Normal, sous des contraintes normales : 1, 2 et 3 bars avec une vitesse de cisaillement de 1,22 mm/mn.
- Essais de compactage : effectués sur des échantillons de sols selon Proctor Normal.

#### II.2.4. Résultats des données géotechniques de terrain de laboratoire et leurs interprétations

##### a) Terrains d'assise et de la fondation de la digue

- **Terre végétale et alluvions récents** : Ces matériaux proviennent de la décomposition physique et de l'altération chimique des roches mères affleurant au niveau du site de la retenue collinaire. Leur épaisseur ne dépasse guère les 30 cm. Elles doivent être décapées lors de la réalisation de la digue.
- **Les marnes (substratum)** : Elles constituent à la fois le terrain d'assise et de fondation de la digue, et le remblai d'étanchéité de la digue, elles ont donc les mêmes propriétés géotechniques et chimiques que celles destinées au noyau argileux

**Tableau II.04** : Tableau des propriétés géotechnique des marnes.

Poids spécifique des grains ( $\gamma_s$ )	2,66 t/m <sup>3</sup>
Perméabilité ( <b>K</b> )	(10 <sup>-7</sup> – 10 <sup>-8</sup> ) m/s
Résistance à la compression simple ( <b>Rc</b> )	0,34. à 0,72 bar
Cohésion effective ( <b>C'</b> )	0,06 à 0,15 bar
Angle de frottement effectif ( $\phi'$ )	14° à 24°
Coefficients de Poissons ( $\mu$ )	0.5
Module de déformation ( <b>E'</b> )	10,06 bar à 11,28 bar (moyenne : 10,742 bar)
Indice de consistance ( <b>IC</b> )	1,45 à 1,75 (moyenne : 1,63)

#### b) Matériaux de construction de la digue

- **Matériaux d'étanchéité (noyau)** : Constituent à la fois le substratum de fondation de la digue et le remblai d'étanchéité, leurs propriétés sont :
  - **Essais physiques d'identification**

**Tableau II.05 :** Tableau des résultats des essais physiques.

Echantion	W (%)	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	S(%)	n (%)	e (%)	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )
MSE1	8,61	1,79	47,0	33	49	2,66	2,12	1,81
MSE2	7,96	1,72	38,68	35	55	2,66	2,07	1,86
MSE3	4,67	1,87	29,78	29	41	2,65	2,16	1,96
<b>Moyenne</b>	<b>7</b>	<b>1,79</b>	<b>38</b>	<b>33</b>	<b>48</b>	<b>2,66</b>	<b>2,12</b>	<b>1,88</b>

Selon les résultats obtenus notre sol est de moyenne humidité et de moyenne à forte compacité.

- **Le digramme de plasticité (Limites d'Atterberg)**

**Tableau II.06 :** Tableau des résultats des limites d'Atterberg.

Echantion	WL	Ip	Ic	Wp
MSE1	60,519	35,719	1,45	24,8
MSE2	58,767	29,032	1,75	29,735
MSE3	30,983	15,533	1,69	15,45
<b>Moyenne</b>	<b>50,09</b>	<b>26,76</b>	<b>1,63</b>	<b>23,33</b>

Ce sont des matériaux argileux, inorganiques, **très plastiques** et appartenant selon la classification de Gasagrande à la classe CH.

Remarque : L'échantillon MSE3 avec un  $I_p = 15,533$  (classe CL) constitue une exception dans ce contexte géologique.

Les limites d'Atterberg idéales pour avoir un mélange compact sont représentées sur le digramme de plasticité par les plages de variations suivantes :

$$14 < WL < 35 \quad \text{avec} \quad I_p < 15$$

et

$$35 < WL < 65 \quad \text{avec} \quad 12 < I_p < 30$$

De ce point de vue, la représentation des matériaux étudiés sur ce diagramme montre, que ces matériaux se situent "**à la limite de la zone idéale**".

- **La granulométrie**

Selon la classification USCR, le fuseau granulométrique montre que les sols sont constitués de :

- ✓ plus de 70% de passant à 2mm.
- ✓ plus de 35% de passant à 0,100 mm.

Ce qui témoigne d'un sol régis par la fraction fine.

Nous retiendrons également que le diamètre maximum est de 5 mm.

- **Granulométrie et perméabilité**

La granulométrie idéale permettant d'obtenir un mélange compact de densité maximale est donnée par la relation de Talbot :

$$P = \left( \frac{d}{D} \right)^n$$

P : pourcentage des grains passant à un tamis donné dont l'écartement des mailles est connu ou de diamètre équivalent

d : "Diamètre équivalent"

D : diamètre maximal des grains

n : 0,25 à 0,40 (pour les matériaux terreux)

Le diamètre maximal des grains pour notre argile est  $D_{\max} = 5 \text{ mm}$  ; alors les calculs des courbes granulométriques sont récapitulés dans les tableaux suivants :

1) Pour  $n=0.25$  :

d (mm)	5	3	2	1	0,4	0,2	0,1	0,08	0,027	0,014	0,004	0,002	0,001
P(%)	100	88	80	67	53	45	38	36	27	23	17	14	12

2) Pour  $n=0.40$  :

d (mm)	5	3	2	1	0,4	0,2	0,1	0,08	0,027	0,014	0,004	0,002	0,001
P(%)	100	88	80	67	53	45	38	36	27	23	17	14	12

Le fuseau granulométrique s'écarte du fuseau idéal, mais il contient plus de 80% d'éléments inférieurs à 0.005 mm, ce qui donne selon Taylor un massif suffisamment imperméable:

$$K \approx 10^{-7} \text{ m/s}$$

- **L'essai de compressibilité**

**Tableau II.07** : Tableau des résultats de l'essai de compressibilité.

Echantion	Pc (bar)	Cc	Cg
MSE1	1,10	0,296	0,037
MSE2	1,87	0,285	0,046
MSE3	2,06	0,250	0,017
<b>Moyenne</b>	<b>1,68</b>	<b>0,28</b>	<b>0,033</b>

-Selon la valeur de la pression de préconsolidation ( $Pc_{\text{moy}} = 1.68$  bars) qui est inférieur la pression in situ notre sol est **décomprimé**.

-Selon la valeur du coefficient de compressibilité ( $C_{c\text{ moy}} = 0.28$ ) notre sole est **assez fortement compressible**.

-Selon la valeur du coefficient de gonflement ( $C_{g\text{ moy}} = 0.033$ ) notre sol **non gonflant**.

- **Consolidation et perméabilité**

**Tableau II.08** : Tableau des résultats d'essais de consolidation et perméabilité.

Echantillon	Module oedométrique (bar)	$C_v$ ( $\text{cm}^2/\text{s}$ )	Perméabilité K ( $\text{cm/s}$ )
MSE1	10,067	$21 \cdot 10^{-4}$	$2,085 \cdot 10^{-4}$
MSE2	10,877	$1,1 \cdot 10^{-4}$	$0,101 \cdot 10^{-4}$
MSE1	11,280	$4 \cdot 10^{-4}$	$0,354 \cdot 10^{-4}$
<b>Moyenne</b>	<b>10,742</b>	<b><math>8,700 \cdot 10^{-4}</math></b>	<b><math>0,847 \cdot 10^{-4}</math></b>

Ces résultats confirment les résultats donnés par la granulométrie sur la perméabilité (sol imperméable).

- **Compactage selon Proctor normal**

On peut retenir : -Valeur moyenne de la teneur en eau maximale  $W_{\text{max}} = 18.48\%$ .

-Valeur moyenne de la densité sèche optimale  $\gamma_d(\text{opn}) = 1.566 \text{ t/m}^3$ .

-Valeur moyenne de la densité sèche optimale  $\gamma_d(\text{opn } .95\%) = 1,48 \text{ t/m}^3$ .

Ces valeurs **indiquent une sensibilité à l'eau et la prédominance en éléments fins**.

L'état de ces sols est déterminé par leur teneur en eau :

**Tableau II.09 :** Tableau de classification des teneurs en eau.

Teneur en eau	Valeur de la teneur eau
Élevée	$W > W(\text{opn}) + 4$
Moyenne	$W(\text{opn}) - 4 < W < W(\text{opn}) + 4$
Faible	$W < W(\text{opn}) - 4$

Les sols étudiés ici ont une teneur en eau moyenne :  $W = 7,08 \%$  et selon le tableau si dessous: **elle est faible**.

D'autre part, On admet généralement que  $\gamma_d(\text{opn})$  standard est à peu près égale à 85% de  $\gamma_d(\text{opn})$  du Proctor modifié. On n'en déduit que  $\gamma_d(\text{opn})$  (modifié)  $\approx 1,83 \text{ t/m}^3$ , ce qui va nous permettre d'utiliser le tableau de classification des sols (destinés à des remblais) suivants :

**Tableau II.10 :** Tableau de classification des sols (remblai)

Qualité du sol	Valeur de $\gamma_d$ ( $\text{t/m}^3$ )
Mauvais	$\gamma_d \text{ max} < 1,6$
Convenable	$1,80 < \gamma_d \text{ max} < 1,90$
Excellent	$\gamma_d \text{ max} > 2$

De même si  $W_{\text{max}} > 20 \%$  sol **défavorable**.

De ce point de vue : La teneur en eau maximum  $W_{\text{max}} = 18,38 \%$  ; ( $W_{\text{max}} < 20\%$ ) montre qu'il s'agit d'un sol **qui n'est pas défavorable** de même que  $\gamma_d(\text{opn})$  (modifié)  $\approx 1,83 \text{ t/m}^3$

( $1,80 < \gamma_d(\text{opn}) < 1,90$ ) montre un sol "**juste convenable**".

- **Cisaillement rectiligne à la boîte Cu –uu**

**Tableau II.11** : Tableau des résultats de l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte Cu-uu.

Cohésion (Cu)	0,17 bar à 0,36 bar
Angle de frottement ( $\phi_u$ )	5° à 19°
Cohésion effective (C')	0,06 à 0,15 bar
Angle de frottement effectif ( $\phi'$ )	14° à 24°

➤ **Matériaux pour filtres, transitions et drains :**

Un filtre est constitué par une couche de granulométrie appropriée, devant remplir simultanément deux conditions :

- être notablement plus perméable que le sol à protéger.
- avoir des pores suffisamment petits pour que les grains fins du sol à protéger ne puissent y passer.

Ce type de matériaux destinés à la protection du corps de la digue sera exploité à partir des grès friables très abondants sur le site de la retenue. Bien visible sous forme de barres sur les sommets.

Pour les calculs, des règles simples et pratiques ont pu être établis à la suite des essais effectués initialement par Terzaghi puis ultérieurement par le "Corps of Engineers" américain :

$$\frac{d_{15}^{Filtre}}{d_{85}^{S.\grave{a}prot\acute{e}ger}} \leq 5 \quad 12 \leq \frac{d_{15}^{Filtre}}{d_{15}^{S.\grave{a}prot\acute{e}ger}} \leq 40$$

$$12 \leq \frac{d_{50}^{Filtre}}{d_{50}^{S.\grave{a}prot\acute{e}ger}} \leq 58$$

- $d^{Filtre}$  : Diamètre du matériau pour le filtre
- $d^S$  : Diamètre du sol à protéger.

### **II.3.Hydrogéologie de la cuvette**

La connaissance du sous sol géologique (bon sol), des terrains de couverture (formation superficielle de la retenue) et leur composition granulométrique permet d'apprécier de façon assez satisfaisante la perméabilité de ces terrains.

#### **Du point de vue de l'hydrogéologie :**

L'étanchéité de l'assiette de la retenue est presque entièrement assurée par les marnes dont l'épaisseur est souvent supérieure à 2 mètres. La présence des intercalations gréseuses constitue un lieu favorable aux pertes d'eau par infiltrations au niveau de l'emprise de la digue. Aussi faut-il prévoir un ancrage d'une profondeur allant de 2.5 à 10 m.

### **II.4.Matériaux de construction**

#### **II.4.1.Matériaux de recharge**

La digue de la retenue sera constituée en remblai homogène et sont constitués de marne et d'argiles imperméable.

Le volume des matériaux nécessaire destinés à la recharge de la digue et de l'ordre de 54 000 m<sup>3</sup> et sont largement disponibles dans la cuvette, 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 3,0ha.

#### **II.4.2.Matériaux filtres, drains et transitions**

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.4.3.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 200mm et 300 mm de diamètre.

## I.5.La sismicité

Le site de la retenue collinaire sur Oued Slane dans la wilaya de Tiaret est situé dans la zone II (zone caractérisée par une forte intensité sismique d'après R.P.A « Règles Parasismiques Algérienne », correspondant à une intensité égale à VII selon l'échelle de MERCALI).

La retenue collinaire constitue un ouvrage de peu d'importance pour la communauté ce qui lui permet d'être dans le groupe d'usage 3.

Donc pour notre site ayant un degré d'usage égal à 3, appartenant à la zone sismique II, une durée de vie économique de 20 à 30 années et une période de retour R.P = 50 ans, son coefficient de dommage est de 10 % = 0,1.

## Conclusion

L'analyse des données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques du site de la retenue (axe de la digue et cuvette) nous amène aux conclusions et recommandations suivantes :

L'étanchéité de l'assiette de la retenue collinaire est assurée par les formations marneuses du miocène qui couvrent entièrement le site de la digue.

La présence de la couche alluvionnaire perméable (sables, graviers, cailloux) au fond de l'oued ainsi que la présence d'intercalations gréseuses sous la couche marneuse, nous obligent à asseoir la fondation de la digue jusqu'au faciès sain imperméable.

Les parements amont et aval de la digue seront fondés au fond de la vallée dans les marnes noires après décapage de la couche végétale.

Les matériaux destinés à l'étanchéité (noyau) de la digue, seront exploités dans la cuvette. Leur **sensibilité à l'eau** rend leur mise en œuvre très **délicate surtout en période humide**. Cette mise en œuvre nécessite une **correction de la granulométrie** : en la rendant "plus étalée", par ajout d'éléments plus sableux (de diamètre entre 0,4 et 0,02). Ces sables peuvent être exploités à partir des grès très friables qui existent sur le site.

Les matériaux nécessaires à la protection de la digue (blocs d'encrochement) seront fournis par ramassage des blocs ayant un diamètre oscillant de 200 mm à 300 mm et qui se trouvent aux fonds des vallées.

L'absence du gypse aussi bien à l'amont de la digue que dans les matériaux de constructions (qui se trouvent dans la cuvette). De ce fait aucune recommandation ne nous paraît nécessaire quant à la réalisation des ouvrages en béton ou béton armée (prise d'eau et vidange de fond).

On peut conclure que, les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques sont favorables pour la réalisation d'une retenue collinaire en terre sur le site **de l'OUED SLANE**  
**Commune de MECHRAA SFA.**

# **Chapitre III :**

## **Etude hydrologique**

## **Introduction**

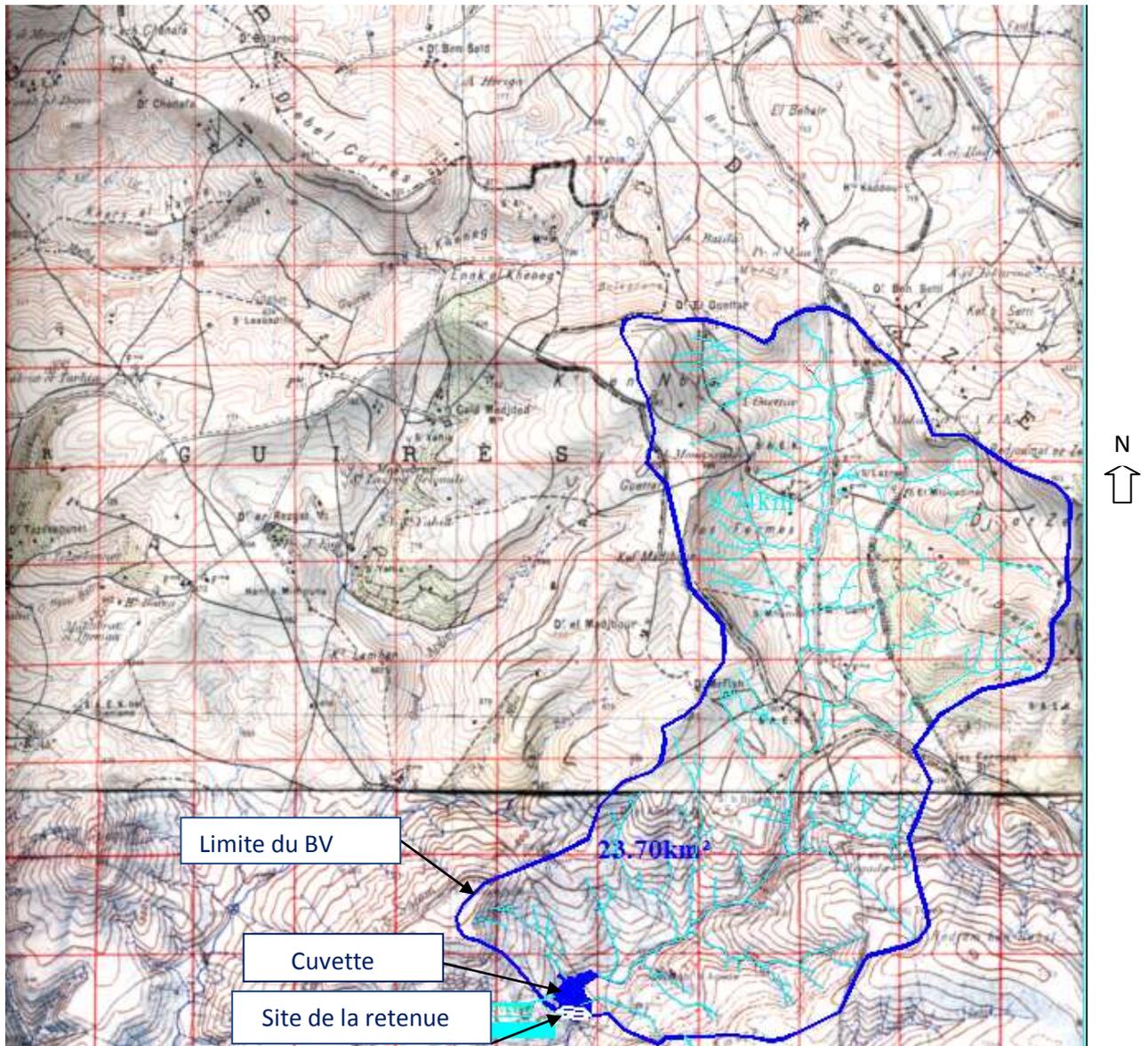
L'étude hydrologique vise généralement la détermination de certaines caractéristiques du bassin versant ainsi que les caractéristiques hydro pluviométriques nécessaires à l'étude de dimensionnement hydrotechnique du sujet barrage.

L'objectif de cette étude est de définir les paramètres de l'Oued sur lequel sera implantée la future retenue collinaire. Elle concerne plus particulièrement l'évaluation de paramètres suivants :

- Caractéristiques morpho métriques du bassin versant.
- Caractéristiques morpho dynamiques du bassin versant.
- Apports liquide moyen et fréquentielles du bassin versant.
- Estimation des crues fréquentiels et leurs volumes.
- Evaluation des apports solides de l'Oued.

### III.1.Le bassin versant

Le bassin versant est délimité dans la carte d'état major de la wilaya de Tiaret à l'échelle de 1/50000, en commençant par l'exutoire, en passant par les lignes des partages des eaux et les crêtes. La figure ci-dessous présente la délimitation du bassin versant d'oued Slane.



Echelle :1/50.000

Figure III.01 : Délimitation du bassin versant d'oued Slane.

### III.1.1. Les caractéristiques du bassin versant

#### III.1.1.1. Caractéristiques géométriques

Elles sont calculées à l'aide d'AUTO-CAD et mentionnées dans le tableau suivant :

**Tableau III.01** : Caractéristiques géométriques du bassin versant.

<b>Caractéristiques</b>	<b>Valeur</b>	<b>Unités</b>
<b>Surface</b>	23.7	Km <sup>2</sup>
<b>Périmètre</b>	24.25	Km
<b>Le cours d'eau le plus long</b>	8.78	Km

#### III.1.1.2. Caractéristiques de forme

Tableau III.02 : Caractéristiques de forme.

Caractéristiques		Formule	Valeur	Remarque
Indice de compacité (GRAVELIUS)		$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$	1.4	Bassin allongé
Coefficient d'allongement		$K_a = L^2 / S$	3.25	/
Rectangle équivalent	Longueur L	$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.12} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right]$	9.74	/
	Largeur l	$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.12} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right]$	2.43	/

**Avec** : P : périmètre en Km ,

S : surface en Km<sup>2</sup>,

L : longueur du cour d'eau principal en Km .

### III.1.2.Relief

Les courbes hypsométriques sont d'une grande importance dans l'étude du relief d'un bassin versant .Sur un graphique, on porte en ordonnée l'altitude et en abscisse la surface souvent exprimé en %.

Les surfaces partielles par tranche d'altitude sont données dans le tableau III.03.La courbe hypsométrique est donnée par la figure III.03.

**Tableau III.03** : Coordonnées de la courbe hypsométrique.

Altitudes (m.NGA)	Hi (m)	Surfaces				Hi.Si (m.Km2)
		Partielles		Cumulées		
		Si (Km2)	Si (%)	Si (Km2)	Si (%)	
903-850	876,5	0,87	3,67	0,87	3,67	762.6
850-800	825	2,02	8,52	2,89	12,19	1666.5
800-750	775	2,70	11,39	5,59	23,59	2092.5
750-700	725	4,97	20,97	10,56	44,56	3603.3
700-650	675	6,67	28,14	17,23	72,70	4502.3
650-600	625	3,40	14,35	20,63	87,05	2125
600-550	575	2,32	9,79	22,95	96,84	1334
550-520	535	0,75	3,16	23,70	100,00	401.3
somme						16490

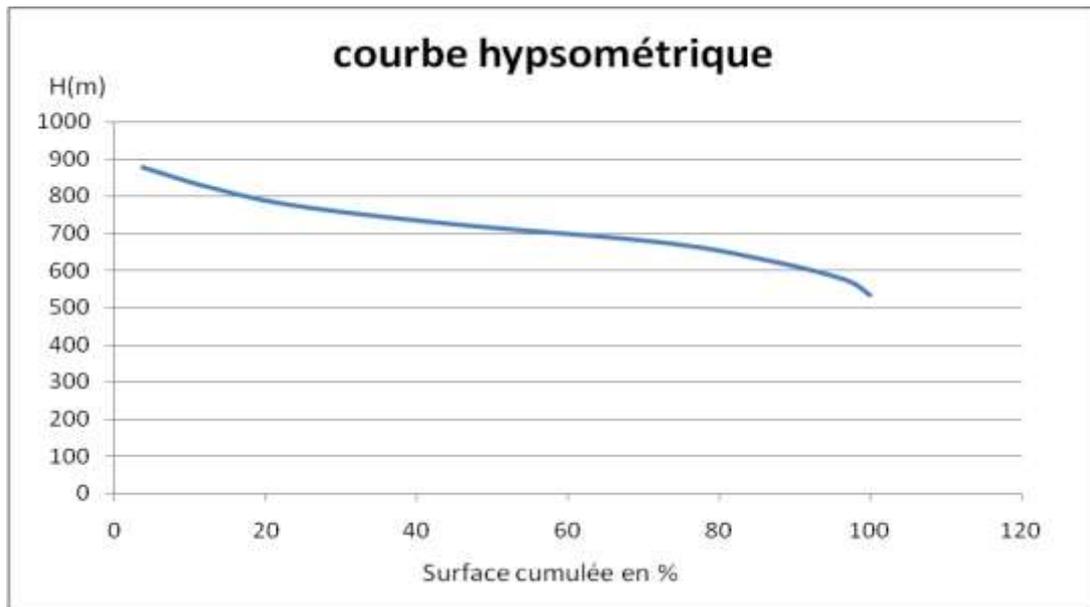


Figure III.03 : Courbe hypsométrique

Caractéristiques		Formule	Valeur	Unité
Altitude	maximal $H_{\max}$	A partir du graphe	903	m
	moyenne $H_{\text{moy}}$	$H_{\text{moy}} = \sum \frac{Si.Hi}{S}$	696	m
	Médiane $H_{\text{med}}$	A partir du graphe	710	m
	Minimale $H_{\min}$	/	517	m
	5% $H_{5\%}$	/	850	m
	95% $H_{95\%}$	/	568	m

<b>Indice de pente globale</b> $I_g$	$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L}$	2.89	%
<b>Indice de pente moyenne</b> $I_{pm}$	$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L}$	3.96	%
<b>Indice de pente de roche</b> $I_p$	$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i}$	0.19	%
<b>Densité spécifique</b>	$D_s = I_g \sqrt{S}$	14.07	%

**Tableau III.05** : Caractéristiques hydrologiques du bassin versant

Note : - L : longueur du rectangle équivalent en Km.

- $D = H_{5\%} - H_{95\%}$ .
- $A_i$  : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives  $H_i$  et  $H_{i+1}$ .
- $D_i = H_i - H_{i-1}$  (la dénivelle 2 courbes de niveau consécutives  $H_i$  et  $H_{i+1}$ ).

La détermination de la pente Roche  $I_p$  est mentionnée dans le tableau III.4. (Annexe II).

- Calcul de la pente moyenne du bassin versant :

$$I_m = \frac{\Delta H (0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{\bar{S}}$$

Avec : Dénivelée (50m);

$L_i$  : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2, 3...n;

$S$  : Surface du bassin versant ( $Km^2$ ).

Alors :  $I_m = 43,961 \text{ m/km}$

- A partir de la deuxième classification de L'O.R.S.T.O.M appliqué a tout bassin quelque soit sa surface, notre relief est très faible et l'écoulement est moins rapide.

**Tableau III.06** : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

R1	Relief très faible	$D_s < 10\text{m}$
R2	Relief faible	$10\text{m} < D_s < 25\text{m}$
R3	Relief assez faible	$25\text{m} < D_s < 50\text{m}$
R4	Relief modéré	$50\text{m} < D_s < 100\text{m}$
R5	Relief assez fort	$100\text{m} < D_s < 250\text{m}$
R6	Relief fort	$250\text{m} < D_s < 500\text{m}$
R7	Relief très fort	$500\text{m} < D_s$

### III.1.3.le réseau d'écoulement :

Le réseau hydrographique du bassin d'oued Slane est représenté dans la figure : III.04.

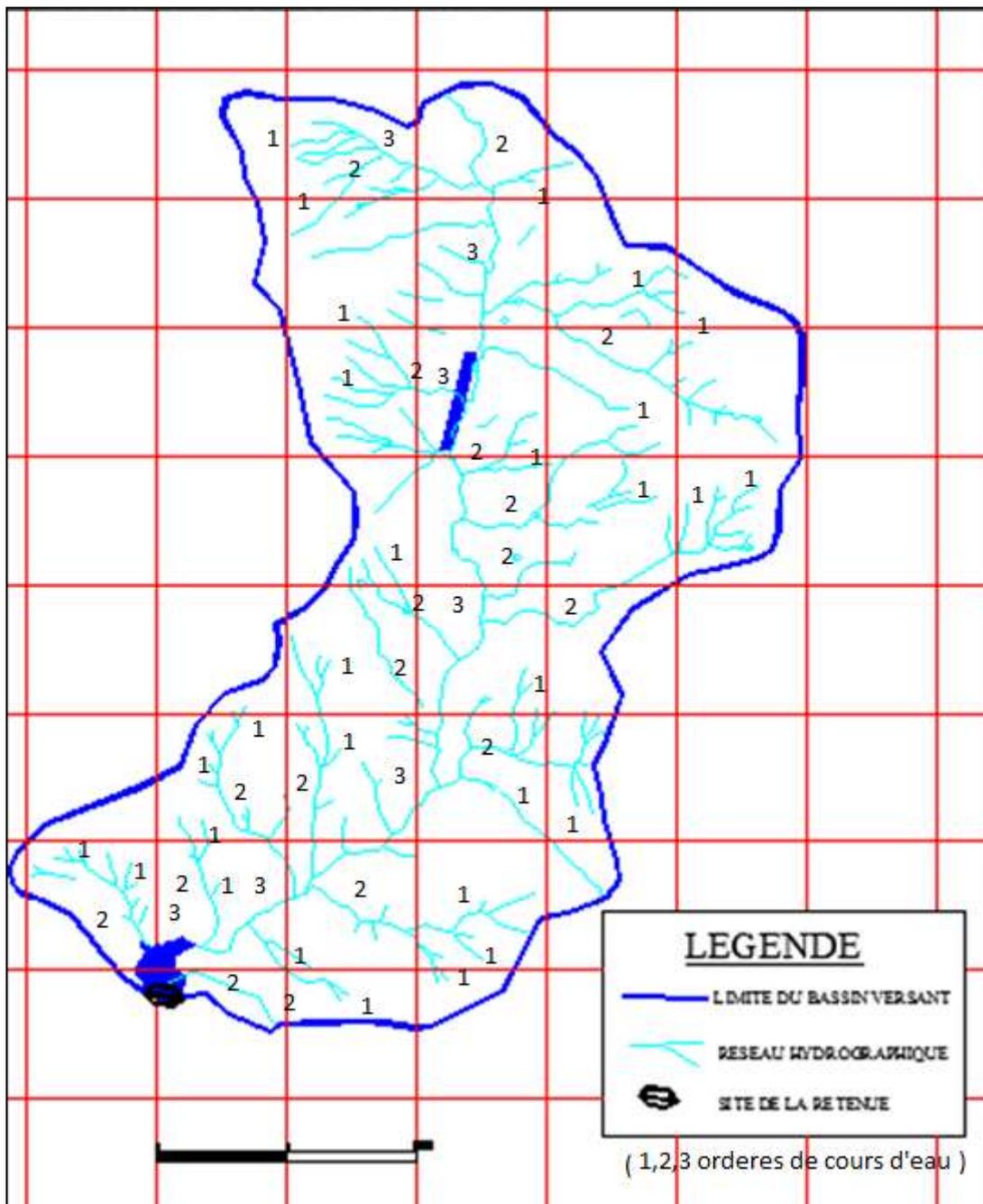


Figure III.04 : Classification des cours d'eau.

**Tableau III.07** : Caractéristiques de l'écoulement.

Caractéristique	formule	valeur	unité	Remarque
Densité de drainage $D_d$	$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n Li}{S}$	3.01	km/km <sup>2</sup>	/
Densité du thalweg élémentaire $F_1$	$F_1 = \frac{N_1}{S}$	5.06	thalweg/km <sup>2</sup>	/
Coefficient de torrentialité $C_t$	$C_t = D_d \cdot F_1$	15.23	Km <sup>-3</sup>	Le chevelu hydrographique est dense=notre bassin est bien drainé
Temps de concentration du bassin versant $t_c$	$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1,5 \cdot L_{cp}}{0,8 \sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$	3.05	heurs	$t_c$ est calculé par la formule de Giandotti (1937).
Vitesse de ruissèlement $V_r$	$V_r = \frac{L}{T_c}$	2.88	Km/h	/

**Avec** : S : superficie du bassin versant en (km<sup>2</sup>) =23.7 km<sup>2</sup>.

$L_{cp}$  : longueur de cours d'eau principal (km) = 8.78 km.

$\sum_{i=1}^n Li = 71.29$  km : La longueur totale d tous les cours d'eau.

$N_1=120$  : Nombre de talwegs d'ordre 1.

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

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

## III.2. Les caractéristiques climatiques

### III.2.1. Le climat

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

**Tableau III.08** : Résumé des données climatiques moyennes mensuelles mesurées à la station climatologique de Tiaret.

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec
Température °C	6,1	6,9	9,1	12,1	16,1	21	25,9	26	20,7	16	10,3	6,6
Humidité (%)	67	55	54	47	44	39	29	37	44	53	62	68
Evaporation (mm)	41	37	72	92	147	197	259	250	160	97	69	50

(Source : ONM)

- La température moyenne annuelle est égale à **14.8°C**, les mois les plus chauds sont les mois d'été, soit juin juillet août et les mois les plus froids sont les mois d'hiver, soit décembre janvier et février.
- L'humidité relative est élevée à moyenne et varie d'un mois à un autre durant toute l'année. L'humidité moyenne est de **50%** celle du maximum est **68%** (mois de décembre) alors que l'humidité minimale est de **29%** relevée durant le mois de juillet.
- L'évaporation est mesurée à l'aide de l'évaporimètre « **BAC COLORADO** ». L'évaporation moyenne annuelle retenue est donc de **1471 mm**, comme on le remarque dans le tableau. Elle est minimale durant les mois d'hiver (décembre, janvier et février), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (juin, juillet et août).

### III.2.2.Précipitations

#### III.2.21.Précipitations enregistrés

Nom de la Station	Code	Les coordonnées			Année de service	N (ans)
		X(km)	Y(km)	Z(km)		
Bakhada barrage	01-29-01	349	228.75	587	1986-2012	27

(Source ANRH)

#### III.2.2.2.Répartition mensuelle de la pluie moyenne

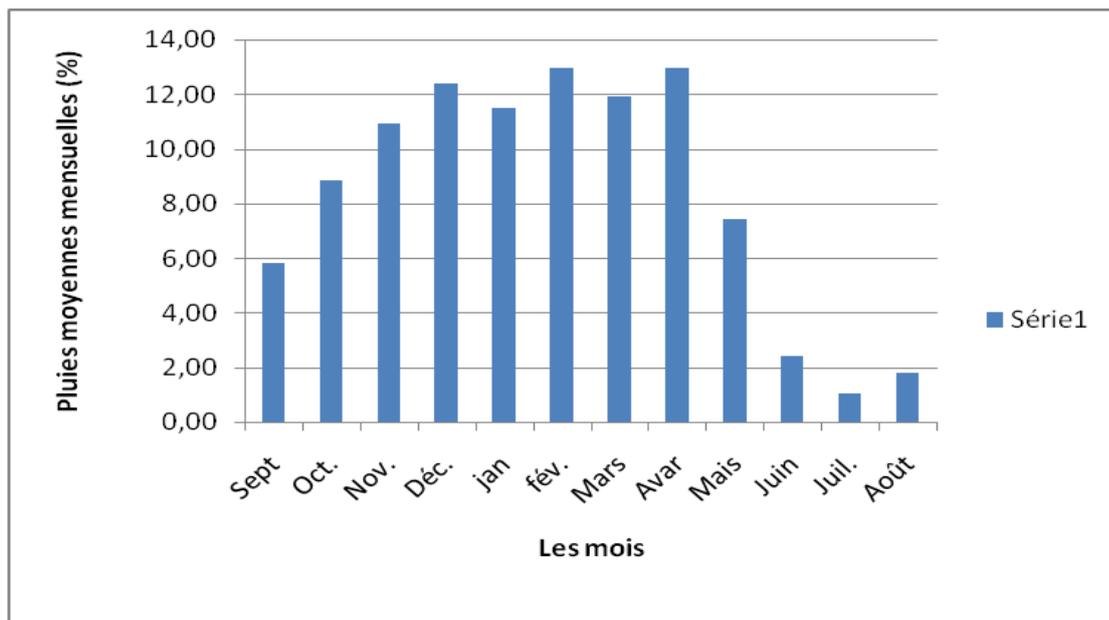
La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelle à été établie sur la base de la série des précipitations à la station de Bakhada barrage sur la période (1986-2012), elle est donnée par le tableau ci-dessous :

**Tableau III.09** : Répartition mensuelle des pluies moyennes.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
P(mm)	18,16	27,61	34,06	38,75	35,84	40,43	37,24	40,47	23,17	7,58	3,27	5,61	312,19
P(%)	5,82	8,84	10,91	12,41	11,48	12,95	11,93	12,96	7,42	2,43	1,05	1,80	100

(Source : A.N.R.H)

La répartition mensuelle est présentée par la figure ci-dessous :



**Figure III.05** : La répartition mensuelle de la précipitation.

### III.2.2.3. Les pluies maximales journalier

Les pluies maximales journalières sont souvent génératrices de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation afin de déterminer les précipitations journalières fréquentielles.

La station de Bakhada barrage (01-29-01) est considérée avec une série d'observation de 27 années dans le tableau III.10 (Annexe II).

**Tableau III.11** : Caractéristiques de la série pluviométriques (27 ans).

Caractéristiques	Formule	Valeurs
La somme des Pmax j en (mm)	$\sum_{i=1}^n Xi$	793
la moyenne des Pmaxj en (mm)	$X = \frac{\sum_{i=1}^{n=35} Xi}{n}$	29.4
L'écart type « $\sigma_x$ »; Pour n < 30 ans	$\sigma_x = \frac{\sum_{i=1}^{n=35} (Xi - nx)}{n - 1}$	11.2
Coefficient de variation « Cv »	$Cv = \frac{\sigma}{Xc}$	0,382

L'exposant climatique pour notre région (b=0.34) est donné par l'ARNH d'Alger.

❖ **Les paramètres statistiques de l'échantillon**

Nombre d'observations	27
Minimum	12.4
Maximum	58.3
Moyenne	29.4
Ecart-type $\sigma_x$	11.2
Médiane	26.9
Coefficient de variation(Cv)	0.382
Coefficient d'asymétrie(Cc)	0.662
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.68

### ❖ Paramètres du logiciel (HYFRAN)

T : Période de retour.

q : Fréquence.

Xt : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

### ❖ L'ajustement des pluies maximales journalières

Les lois de l'ajustement sont nombreuses parmi les quelles :

- La loi normale (Gauss).
- La loi log normale (Galton).
- La loi de double exponentielle (Gumbel).
- La loi de pearson III.

### ❖ Le choix de la loi de l'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toute fois, 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 est effectué à l'aide de logiciel « Hyfran ».

### • Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

L'équation de la droite de GUMBEL :  $P_{\max j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0$

y : variable de la droite de GUMBEL :  $y = -[\ln(-\ln(F(x)))]$

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{N}$$

Avec : m : l'ordre de classement

n : taille de l'échantillon

$\frac{1}{\alpha}$ ,  $x_0$  : sont déterminés par la méthode des moindres carrés.

**Tableau III.12** : Résultats de l'ajustement à la loi de GUMBEL.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Xt en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	105	16.5	72.5 - 137
2000	0.9995	90.8	13.7	64.0 - 118
1000	0.9990	84.7	12.5	60.3 - 109
200	0.9950	70.7	9.68	51.7 - 89.6
100	0.9900	64.6	8.47	48.0 - 81.2
50	0.9800	58.5	7.27	44.2 - 72.7
20	0.9500	50.3	5.70	39.1 - 61.5
10	0.9000	44.0	4.51	35.2 - 52.8
5	0.8000	37.4	3.34	30.9 - 44.0

**Tableau III.13** : Test d'adéquation de la loi GUMBEL (Méthode des moments).

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	12.4
Maximum	Aucun	58.3
Moyenne	29.4	29.4
Ecart-type	11.2	11.2
Médiane	27.5	26.9
Coefficient de variation (Cv)	0.382	0.382
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.662
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	2.68

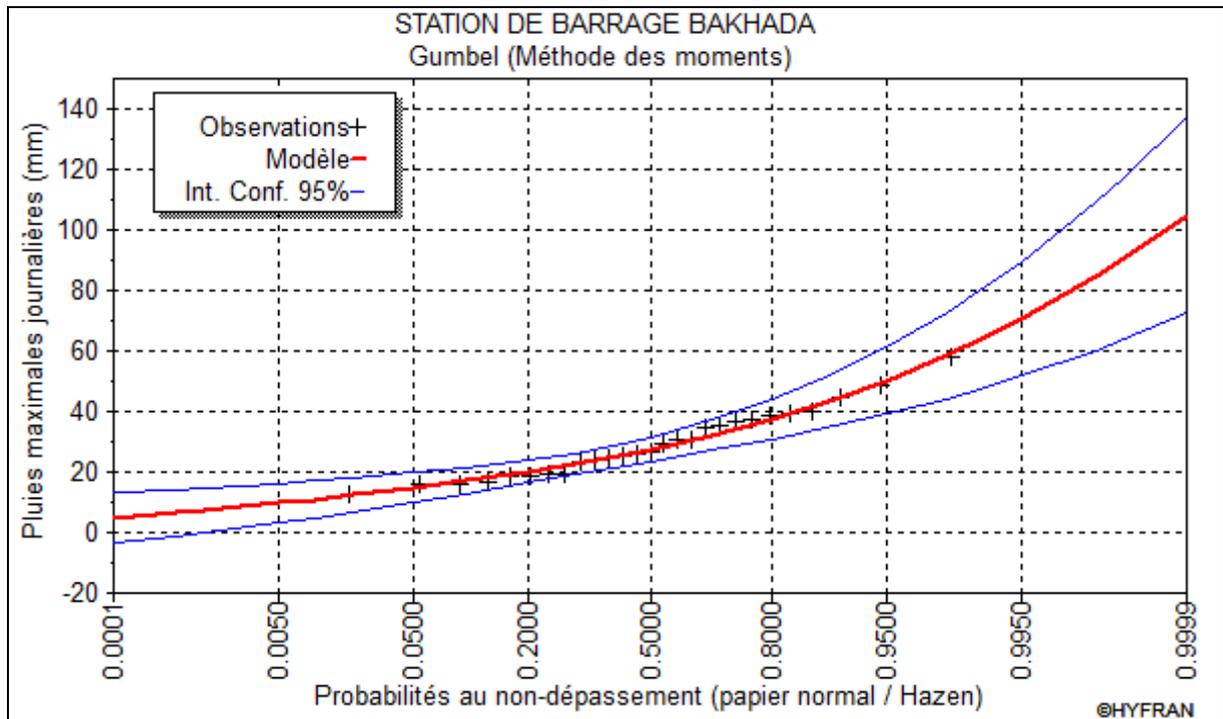


Figure III.06 : Représentation graphique de la loi GUMBEL.

- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON

L'équation de la droite de GALTON :  $X_{P\%} = X_{moy} + \delta U_{P\%}$ .

Avec :  $X_{moy}$  : hauteur de pluie moyenne.

$\delta$  : Ecart –type.

$U_{P\%}$  : variable réduite de gauss.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{N}$$

Avec : m : l'ordre de classement

n : taille de l'échantillon

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

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Xt en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	116	24.6	67.3 - 164
2000	0.9995	97.9	18.8	61.1 - 135
1000	0.9990	90.6	16.5	58.3 - 123
200	0.9950	74.2	11.7	51.4 - 97.1
100	0.9900	67.4	9.81	48.2 - 86.6
50	0.9800	60.6	8.07	44.8 - 76.5
20	0.9500	51.8	5.98	40.0 - 63.5
10	0.9000	45.0	4.56	36.0 - 53.9
5	0.8000	37.9	3.30	31.4 - 44.4

**Tableau III.15** : Test d'adéquation de la loi GALTON (Maximum de vraisemblance).

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	12.4
Maximum	Aucun	58.3
Moyenne	29.5	29.4
Ecart-type	11.9	11.2
Médiane	27.4	26.9
Coefficient de variation (Cv)	0.402	0.382
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.27	0.662
Coefficient d'aplatissement (Ck)	6.01	2.68

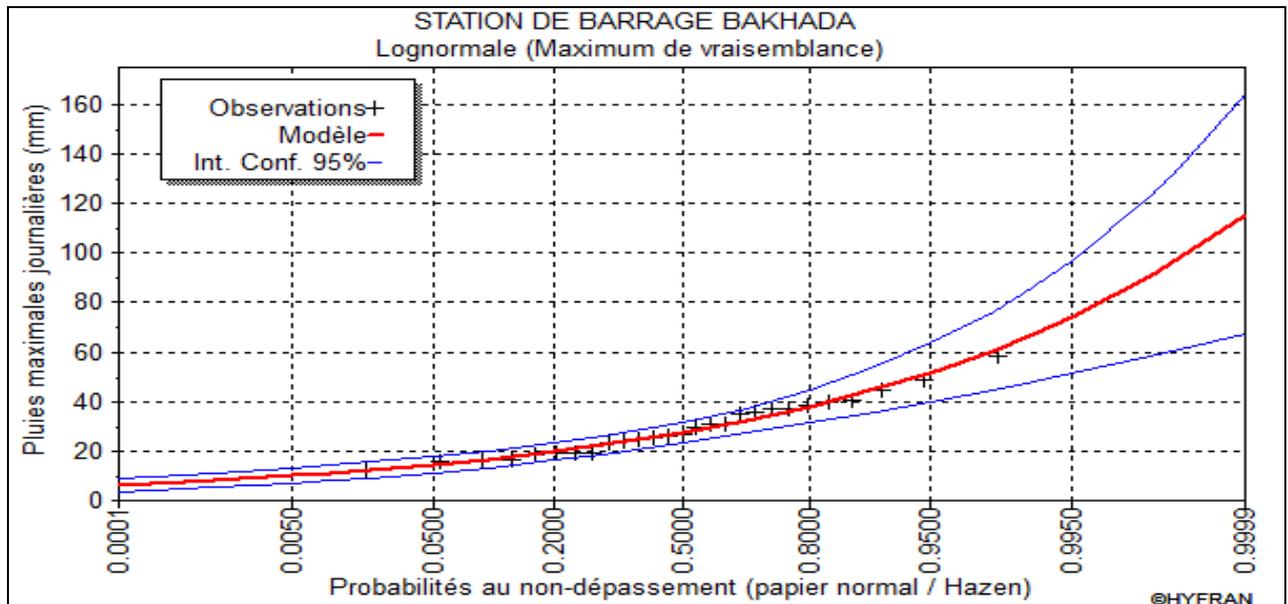


Figure III.07 : Représentation graphique de la loi GALTON.

#### Conclusion :

D'après les résultats obtenus à partir des deux ajustements on remarque que les paramètres du modèle d'ajustement **Log Normal** (GALTON) sont plus proches aux paramètres de l'échantillon donc il est plus efficace.

#### III.2.3. Les pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

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

$$P_{t_c, p\%} = P_{\max, p\%} \left( \frac{t}{24} \right)^b$$

$t = T_c = 3.05 \text{ h}$  (Déjà calculé)

$b$  : Exposant climatique (pour notre région  $b = 034$ )

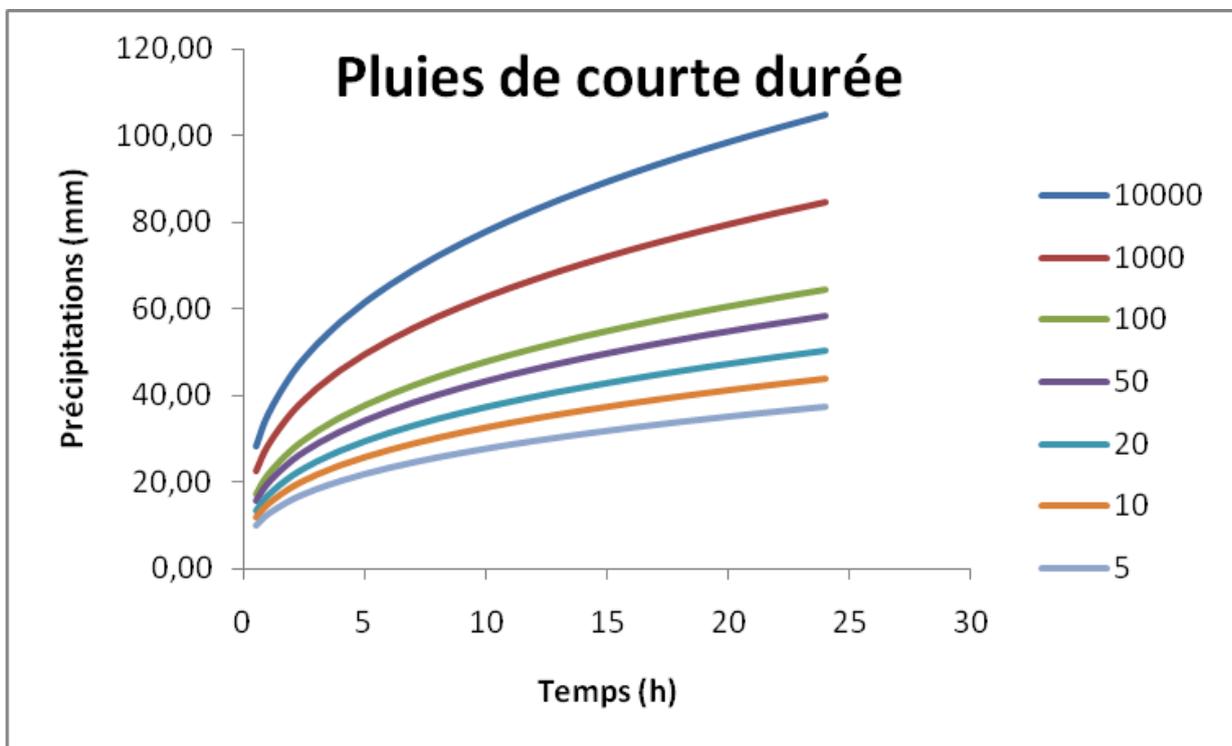
$P_{tc, p\%}$  : Pluie de courte durée de même fréquence que  $P_{max,j,p\%}$  [mm].

$P_{max,j,p\%}$  : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée [mm].

t : temps en heure

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante :  $I_t = \frac{p_{ct}}{t}$

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le **Tableau III.16 (ANNEXE II)** et représenté sur les **Figure III .08** et **Figure III.09** respectivement.



**Figure III.08** : La courbe des pluies de courte durée.

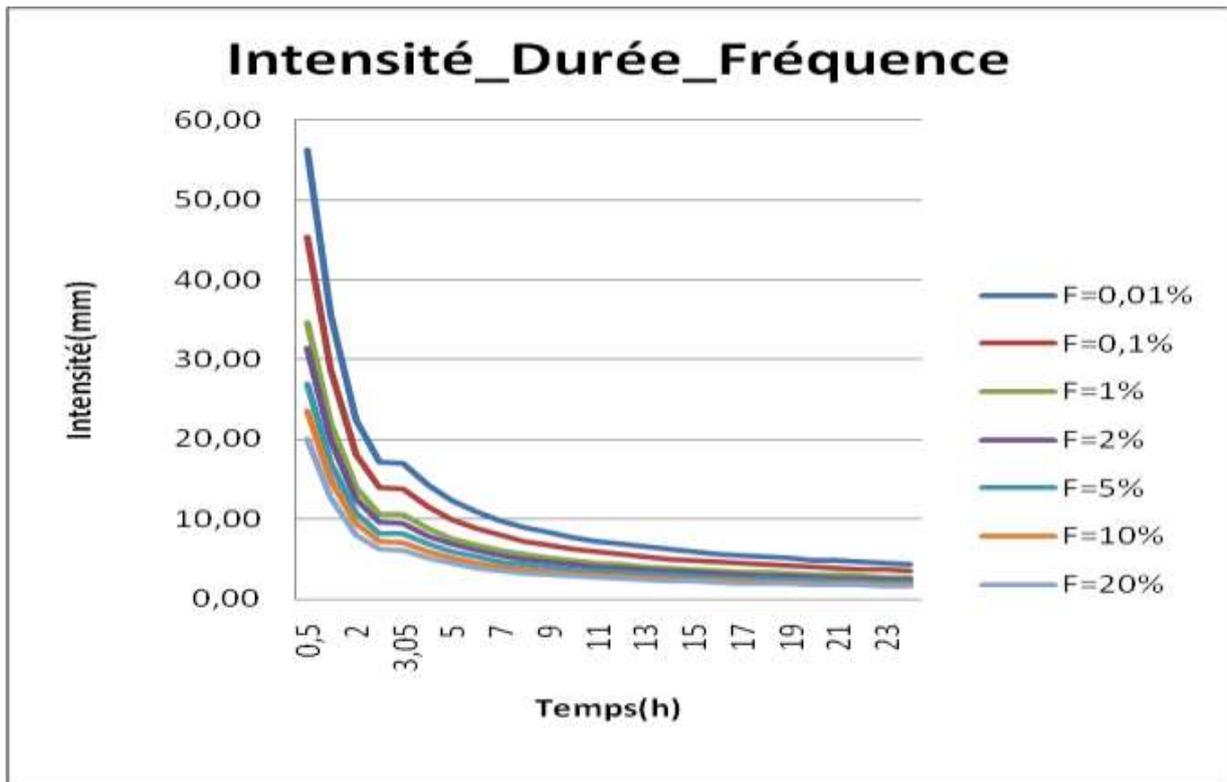


Figure III.09 : Courbe des intensités fréquentielles.

### III.3. Etudes des apports

En raison d'absence des stations hydrométriques sur l'Oued, l'estimation des apports est basée sur les formules empiriques:

#### III.3.1. Apports liquides

##### III.3.1.1. Apport moyen interannuel ( $A_0$ )

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel  $A_0$ .

**Tableau III.17** : L'apport moyen interannuel.

Formule		A <sub>0</sub> (h m <sup>3</sup> )	
<b>ANRH</b>	$A_{\text{moy}} = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842} [10^6 \text{ m}^3]$	0.652	
<b>DERIE II</b>	$A_0 = 0,513 \cdot P_{\text{moy}}^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} [10^6 \text{ m}^3]$	0.563	
<b>MEDINGUER</b>	$A_0 = L_e \cdot S$	$L_e = 1,024(P_{\text{moy}} - 0,26)^2$	0.066
<b>SAMIE</b>		$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2\sqrt{S})$	0.652
<b>MALLET-Gauthier</b>		$L_e = 0,6 \cdot P_{\text{moy}} (1 - 10^{-0,36 \cdot P_{\text{moy}}^2})$	0.345
<b>SOGREAH</b>		$L_e = 720 \left( \frac{P_{\text{moy}} - 150}{1000} \right)^{1,85}$	0.59

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

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

L<sub>e</sub> : Lamme d'eau écoulée (mm).

D<sub>d</sub> : Densité de drainage [km/km<sup>2</sup>] = 3,01.

On opte la valeur entre les 5 méthodes et on prend la valeur proche de moyenne :

$$A_{\text{moy}} = \frac{0,563 + 0,066 + 0,652 + 0,345 + 0,59}{5} = 0.443 \cdot 10^6 \text{ m}^3 .$$

Donc on prend : A<sub>0</sub> = 0.563 h m<sup>3</sup> (DERIE II).

### III.3.1.2. Caractéristiques de l'écoulement

Tableau III.18 : Tableau récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement.

Caractéristiques	Formules	valeurs	Unités
Module de l'écoulement Me	$Me = A_0 / T$	18	l/s
Module de l'écoulement relatif $M_0$	$M_0 = Me / S_{bv}$	0.76	l/s/km <sup>2</sup>
Lame d'eau écoulee	$Le = A_0 / S_{bv}$	23.76	mm
Coefficient de l'écoulement	$Ce = Le / P_{moy}$	0.076	/

Avec :  $A_0$  : Apport moyen inter annuel (mm).

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

$S_{bv}$  : Superficie du bassin (km<sup>2</sup>).

$P_{moy}$  : précipitation moyenne inter annuel  $P_{moy} = 312.19$  mm.

### III.3.2. Irrégularité des apports

#### III.3.2.1. Coefficient de variation

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

**Tableau III.19** : Récapitulatif des résultats de coefficient de variation.

Formule	$C_v$
SOKOLOVSKY : $C_v = a - 0,063 \log_{10} (S+1)$ $a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0)$	0.73
OURKGUIPROVDKHOZ : $C_v = \frac{0,7}{M_0^{-0,127}}$	0.73
L'ANTONOV : $C_v = \frac{0.7}{(S+1000)^{0.097}}$	0.36
KRISTEKLY-MENKEL : $C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})}$	0.74

Avec :

$M_0$  : module de l'écoulement relatif [l/s/km].

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

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

$$C_{v, \text{ moy}} = \frac{0,73 + 0,73 + 0,36 + 0,74}{4} = 0,64$$

On prend le coefficient proche de moyenne :  $C_v = 0.73$

### III.3.2.2. Estimation fréquentielle des apports

Nous adoptons la distribution LOG NORMALE (GALTON) qui s'ajuste bien en général aux séries observées, l'expression de la loi s'écrit :

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(C_v + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}}$$

$A_{\%}$  : Apport de fréquence donnée.

U : Variable réduite de Gauss.

$A_0$  : Apport moyen annuel [ $Mm^3$ ].

$C_v$  : Coefficient de variation.

**Tableau III.20** : l'Apport fréquentielle.

<b>Période de retour (an)</b>	20	10	5	2
<b>Fréquence (%)</b>	5	10	20	50
<b>U</b>	1.65	1.28	0.84	0
<b>Apport (<math>M m^3</math>)</b>	1.33	1.05	0.780	0.455

### III.3.2.3. Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% suit la même répartition mensuelle des précipitations on a donc

Mois	Sept	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	Août
A <sub>80%</sub>	0,0105	0,0184	0,0131	0,0236	0,0316	0,0368	0,0421	0,0316	0,0236	0,0132	0,0105	0,0079

**Tableau III.21** : Répartition des apports mensuels des fréquences 80%.

### III.3.3. Calcul du volume mort

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits, il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

**Tableau III.22** : Calcul du volume mort.

Formule TIXERONT		Valeur	Unité
$V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s \cdot S \cdot T}{\delta_s}$	$Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15}$	83377	m <sup>3</sup>
Formule TOUIBIA		Valeur	Unité
$V_m = \frac{T_0 \cdot T \cdot S}{\delta_s}$	$T_0 = 91,78 \cdot \frac{P_m^2}{P_{moy}} - 737,62$	37938	m <sup>3</sup>

Avec  $Q_s$  : Débit solide en (tonne/an).

$\delta_s$  : Poids spécifique des sédiments (1.6 t/m<sup>3</sup>).

$L_e$  : Lamme d'eau écoulée = 23.76 mm.

T : temps d'exploitation (T = 10 ans).

$T_0$  : Taux d'abrasion (t/km<sup>2</sup>/an).

$P_m$  : pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvial (mm) = 40.47 mm.

$P_{moy}$  : pluie moyenne du bassin versant (mm) = 312.19 mm

S : Superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>) = 23.7 km<sup>2</sup>.

**Tableau III.23** : valeur de  $\alpha$  en fonction de la perméabilité.

Variation de perméabilité	$\alpha$
Elevée	8,5
Moyenne	75
<b>Faible à moyenne</b>	<b>350</b>
Faible	1400
Imperméable	3200

On prend la valeur proche de la moyenne : 83377 m<sup>3</sup>.

### III.4. Etudes des crues

L'intérêt économique de la prédétermination du débit probable des crues d'un cours d'eau en un point donné est évident en raison des effets destructifs bien connus de ces cataclysmes hydrologiques et de la nécessité d'en préserver les ouvrages. Les dimensions des évacuateurs de crue des barrages, la hauteur des digues de protection contre l'inondation sont essentiellement déterminées par le maximum probable de la crue auquel ses ouvrages devront faire face compte tenu de certaines considérations d'optimum économiques.

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

Les paramètres définissant une crue est :

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

**Tableau III.24** : Formules empiriques pour la détermination de la crue.

Formule
$\text{MALLET - GAUTHIER : } Q_{\text{maxp}\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}}$
$\text{SOKOLOVSKY : } Q_{\text{maxp}\%} = \frac{0.28 \cdot P_{\text{ct}} \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c}$
$\text{POSSENTI : } Q_{\text{p}\%} = \frac{\mu \cdot P_{\text{maxj}\%} \cdot S}{L}$
$\text{TURRAZA : } Q_{\text{maxp}\%} = \frac{C \cdot I_{\text{tc}} \cdot S}{3.6}$

Avec :

$Q_{\text{max ;p}\%}$  : Débit maximum pour une fréquence donnée ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

$P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne annuelle (m) = 0,31219 m.

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

$L$  : Longueur du talweg principal (km) = 8,78 km.

$K$  : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1 et 3 ( $K = 2$ ).

$A$  : paramètre du bassin varie entre 20 et 30 ( $A = 25$ ).

$T$  : période de retour (an).

$T_c$  : temps de concentration (h).

$P_{\text{ct}}$  : pluie fréquentielle de courte durée correspondante au temps de concentration.

$H_0$  : Perte initiale ( $H_0 = 7 \text{ mm}$ ).

$\alpha$  : Coefficient de ruissèlement de la crue pour une période donnée.

**Tableau III.25** : Valeur de  $\alpha$  en fonction de la fréquence.

<b>Période de retour (an)</b>	1000	200	100	50	20	10
<b>P<sub>ct</sub> (mm)</b>	42.4	35.06	32.3	29.25	25.15	22
<b>Fréquence(%)</b>	0,1	0.5	1	2	5	10
<b><math>\alpha</math></b>	0,39	0,32	0,30	0,26	0,23	0,18

F : Coefficient de forme de la crue  $\left[ F = \frac{12}{4 + 3\gamma} \right] = 1,2.$

**Tableau III.26** : Valeur de  $\gamma$  en fonction de bassin versant

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

P<sub>max p%</sub> : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée (m).

$\mu$  : Coefficient compris entre 700 et 800 ( $\mu = 700$ ).

C : Coefficient de ruissellement entre 0,8 et 0,6 (C = 0,8).

I<sub>ct</sub> : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration (mm/h).

**Tableau III.27** : Les pluies journalières maximales fréquentiels.

<b>Période de retour (années)</b>	1000	200	100	50	20	10
<b>Fréquence (%)</b>	0,1	0.5	1	2	5	10
<b>Pjmax (mm)</b>	84.7	70.7	64.6	58.5	50.3	44

**Tableau III.28** : Récapitulatif des résultats de débit de crue.

<b>Formule</b>	$Q_{0,1\%}$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{0,5\%}$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{1\%}$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{2\%}$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{5\%}$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{10\%}$ (m <sup>3</sup> /s)
<b>Mallet-Gauthier</b>	103.05	89.81	83.46	76.59	66.42	57.55
<b>Sokolovsky</b>	36.05	23.44	19.82	15.1	9.08	5.87
<b>Possenti</b>	160.04	133.59	122.06	110.54	95.04	83.14
<b>Turraza</b>	73.22	60.54	55.77	37.88	32.57	28.49

Le débit maximum probable de la crue calculé par la formule **Turraza** est la plus proche au débit moye, c'est pour cela qu'on opte pour les débits probables calculé à partir de la formule de **Turraza**.

### III.5.Hydrogramme de crue

La forme des crues (temps de montée et de décrue) assimile l'Hydrogramme de crue à deux

équations paraboliques, l'une pour le temp de montée est définie par :  $Q_t = Q_{\max\%} \left( \frac{t}{t_m} \right)^n$ .

Et l'autre pour la décrue exprimée par:  $Q_t = Q_{\max\%} \left( \frac{t_d - t}{t_d} \right)^m$ .

$Q_{\max\%}$  : débit maximum de fréquence donnée.

$Q_t$  : débit instantané au moment (t).

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

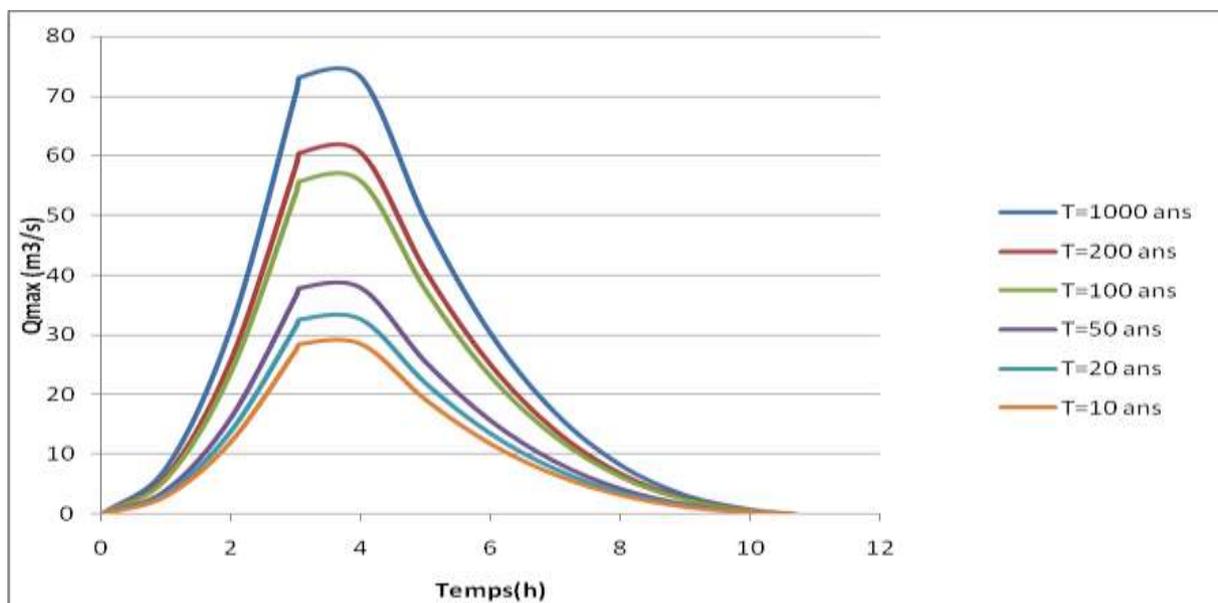
$m, n$  : puissances des paraboles pour les bassins de petits gabarits  $m=3$  et  $n=2$ .

Temps de base:  $t_b = t_m + t_d$

On considère généralement que :  $t_d = 2,5t_m$ , et  $t_m = t_c$  (pour des petits bassins).

On a donc :  $t_m = t_c = 3,05$  h ;  $t_d = 2,5 t_m = 7,625$  h ;  $t_b = t_m + t_d = 10,68$  h.

Pour construire l'Hydrogramme des crues de oued Slane, on a utilisé les valeurs des débits de crues des fréquences 10% , 5% , 2% , 1% , 0.5%, 0.1%, les résultats obtenue ainsi que l'Hydrogramme de crues sont exposés dans le **Tableau III.29** (ANNEX II) et la **Figure III.10**.



**Figure III.10** : Hydrogramme des crues.

### III.6.Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée

Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations techniques liées à l'aménagement et à l'environnement

**Tableau III.30** : Crues de projet recommandé.

<b>Catégories des dommages</b>	<b>Crue de projet recommandé</b>
Elevés : - Perte de vie -Dommages considérable	1/100000 à 1/10000
Importants : -Pas de perte de vie -Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles ; -Pas de perte de vie -Dommages légers	1/1000 à 1/100

On opte pour une période de retour de 100 ans, donc pour un débit :

$$Q_{1\%} = 55,77 \text{ (m}^3\text{/s)}.$$

### III.7.Régularisation des débits

L'objet de l'étude de régularisation est d'établir la capacité de la retenue sur oued Slane , de façon à la régularisation annuelle des apports de l'oued soit optimum. La retenue étant destinée strictement à l'irrigation.

Pour la définition du volume de la retenue, on a tenu compte des conditions jouant sur la régularisation des masses d'eau, l'apport, l'évaporation, la consommation et les pertes par infiltration et l'évaporation.

Le calcul de la régularisation a été fait par la méthode du bilan d'eau, il y'a deux type de régularisation :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Les paramètres qu'on doit avoir pour pouvoir faire le calcul de la régularisation sont :

- La répartition mensuelle de l'apport ( $A_{80\%}$  Mm<sup>3</sup>).
- La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.
- La répartition mensuelle de la demande en eau d'irrigation (Besoin en eau).
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

La régularisation saisonnière est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande. La régularisation interannuelle sera effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation, on stocke donc les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons sèches.

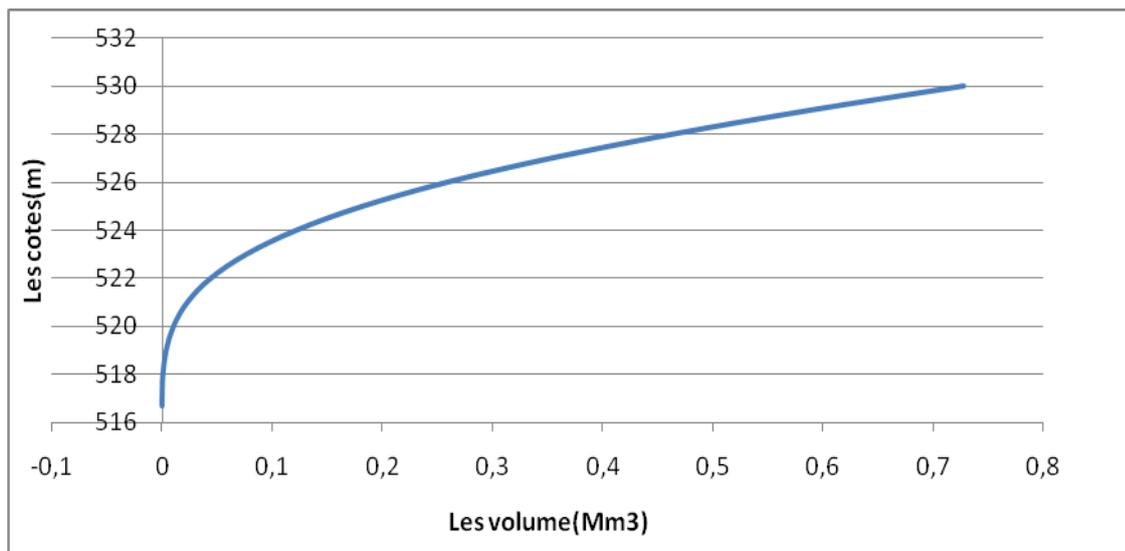
### **III.7.1.Courbes caractéristiques de la retenue**

Elle représente l'identité de la retenue car elle permet par une simple lecture de la courbe de connaître la valeur du volume d'eau en fonction de l'altitude de la surface inondée aussi.

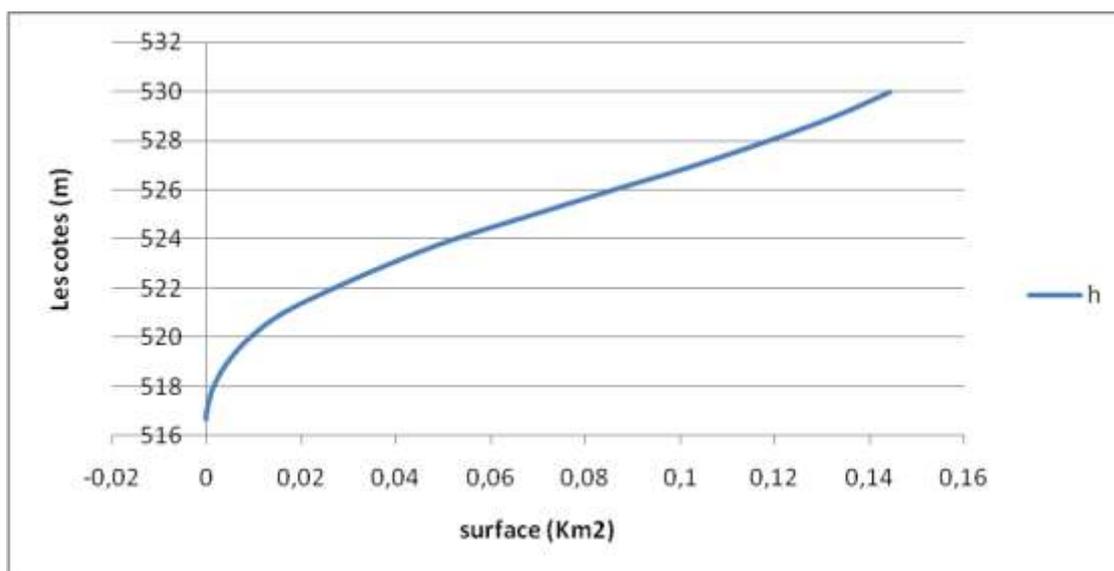
Pour tracer les courbes en se basant sur levée topographique et à l'aide de l'Auto-cade on établit un **Tableau III.31** contenant les caractéristiques de la cuvette de retenue ; la hauteur en fonction du volume et la surface comme il est représenté sur les **Figure III.11** et **Figure III.12**.

**Tableau III.31** : Caractéristiques de la cuvette.

<b>Elévation (m NGA)</b>	<b>Superficie (km<sup>2</sup>)</b>	<b>Capacité (Hm<sup>3</sup>)</b>	<b>Volume cumulé (Hm<sup>3</sup>)</b>
516,69	0	0	0
517	0,000124	0,000013	0,000013
518	0,001518	0,000692	0,000705
519	0,004519	0,002885	0,00359
520	0,009182	0,006714	0,010304
521	0,016159	0,012507	0,022811
522	0,026735	0,021226	0,044038
523	0,038595	0,032484	0,076522
524	0,05212	0,045189	0,12171
525	0,068784	0,06026	0,18197
526	0,085666	0,077071	0,259041
527	0,102922	0,094162	0,353203
<b>528</b>	<b>0,118463</b>	<b>0,110601</b>	<b>0,463804</b>
529	0,132628	0,125479	0,589283
530	0,144381	0,138463	0,727746



**Figure III.11 :** Courbe capacité-hauteur.



**Figure III.12 :** Courbe surface-hauteur.

### III.7.2.Répartition des besoins

Le but de l'utilisation de la retenue collinaire d'oued Slane est de satisfaire les besoins agricoles. la répartition des besoins est mentionnée dans le **Tableau III.32**.

**Tableau III.32** : Répartition mensuelle des besoins.

Mois	Sept	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	Aoû
$U_{irr}^{(3)}$ (Mm <sup>3</sup> )	0,0295	0,0096	0,003	0,00	0,00	0,00	0,0019	0,0125	0,021	0,0348	0,0425	0,0405

Source(DHW)

### III.7.3.Répartition des apports mensuels 80%

L'apport 80% déjà calculé dans le **Tableau III.21**

Mois	Sept	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	Aoû
$A_{80\%}$ (%)	4	7	5	9	12	14	16	12	9	5	4	3
$A_{80\%}$ (Mm <sup>3</sup> )	0,0105	0,0184	0,0131	0,0236	0,0316	0,0368	0,0421	0,0316	0,0236	0,0132	0,0105	0,0079

### III.7.4.Calcul du volume mort

Le volume mort est déjà calculé :  $V_m = 0.083377 \text{ Hm}^3$ .

### III.7.5.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  $U_{80\%}$ .

❖ Le volume mort de la retenue.

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

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

Avec :

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

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

S : Volume excédentaire à évacuer.

Les résultats de calcul de régularisation saisonnière sont donnés dans le **Tableau III.33** (ANNEXE II) :  $V_s = 0,401 \text{ M m}^3$  ;  $V_d = 0,380 \text{ M m}^3$ .

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$  D'ou :  $V_u = V_d$  Alors :  $V_u = 0,380 \text{ Mm}^3$

Le volume de la retenue normale sera :

$V_{NNR} = V_u + V_m$  Alors :  $V_{NNR} = 0,4634 \text{ Mm}^3$ .

### III.7.6. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Les pertes dans la retenue sont de deux sortes :

- ❖ Pertes par évaporation.
- ❖ Pertes par infiltration

#### a) Pertes par évaporation :

On a :  $V_{ep} = E_s \cdot S_{moy}$

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

$E_s$  : Evaporation mensuelle (m).

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

$$V_{\text{moy}} : \text{volume moyenne} \left[ V_{\text{moy}} = \frac{V_{\text{rf},i} + V_{\text{rf},i+1}}{2} \right].$$

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

### b) Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :  $V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100}$

$V_{\text{inf}}$  : volume perdu a cause de l'infiltration.

$\delta$  : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le **Tableau III.34**.

$$V_{\text{moy}} : \text{volume moyenne} \left[ V_{\text{moy}} = \frac{V_{\text{rf},i} + V_{\text{rf},i+1}}{2} \right].$$

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

**Tableau III.34** : valeurs de  $\delta$  en fonction des conditions hydrogéologique.

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	$\delta$	
		Année	Mois
<b>Sol a faible perméabilité</b>	<b>0 à 50</b>	<b>5 à 10</b>	<b>0,5 à 1,0</b>
<b>Sol à perméable moyenne</b>	<b>50 à 100</b>	<b>10 à 20</b>	<b>1 à 1,5</b>
<b>Sol a forte perméabilité</b>	<b>&gt;100 à 200</b>	<b>&gt;20 à 40</b>	<b>&gt;1,5 à 3,0</b>

On prend :  $\delta = 1$ .

### c) Estimation de l'erreur

Les volumes des pertes sont considérer comme consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivant :

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \quad \text{Avec} \quad 1\% < \varepsilon < 2\%$$

$V_u$  : volume utile sans tenir compte des pertes.

$V'_u$  : volume utile en tenant compte des pertes.

Si cette condition ( $1\% < \varepsilon < 2\%$ ) n'est pas vérifié on doit faire des itérations

D'après le **Tableau III.35** (ANNEXE II) :  $V_s = 0,624 \text{ M m}^3$        $V_d = 0,3874 \text{ M m}^3$ .

Donc, la retenue fonctionne à un seul temps.

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

Alors :  $V_u = 0,3874 \text{ Mm}^3$

Le volume normal de la retenue sera :  $V_{NNR} = V_u + V_m$

D'où :  $V_{NNR} = V_m + V_u = 0,3874 + 0,083 = 0,4704 \text{ Mm}^3$       **$V_{NNR} = 0,4704 \text{ Mm}^3$**

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u$$

$$E = (0,3874 - 0,380) / 0,380 = 1,94 \% < 2\%$$

Donc, le volume utile saisonnier est de **0,4634 Mm<sup>3</sup>**, il correspond à un niveau **NNR = 528m**.

### III.8. Laminage des crues

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh$$

Où :

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 cumulé à l' instant **t** est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt}$$

Où :

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

Il existe plusieurs procédés de calcul comme:

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

### **III.8.1.Méthode de KOTCHERINE**

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

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

### **III.8.2.Estimation de la charge au dessus du déversoir**

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

avec la relation :  $q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$  ..... (III.01)

Avec:

m : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge **H**, et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à **0,49**.

g : l'accélération de pesanteur; [g = 9,81m<sup>2</sup>/s].

b : la largeur de déversoir ( on la fait varier de 5 à 22 m )

H : La charge d'eau sur le déversoir (on la fait varier de 0.25 à 2 m).

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{\text{moy}} \dots\dots\dots (\text{III.02}).$$

$$S = b \cdot H \dots\dots\dots (\text{III.03}).$$

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne ( $V_{\text{moy}}$ ) comme suit :

$$V_{\text{moy}} = \frac{q}{S} \dots\dots\dots (\text{III.04}).$$

**Tableau III.36** : Données initiales pour la méthode de KOTCHERINE.

Donnée		Largeur	Hauteur	Débit	Surface	Vitesse	V <sub>ch</sub>
<b>g</b>	9,81	5	2	30,69	10	3,07	265000
<b>α</b>	1	10	1,75	50,25	17,5	2,87	220000
<b>2*g</b>	19,62	12	1,5	47,85	18	2,66	200000
<b>2.g<sup>0,5</sup></b>	4,429469	14	1,25	42,47	17,5	2,43	165000
<b>Q<sub>1%</sub></b>	55.77	16	1	34,73	16	2,17	130000
<b>W<sub>1%</sub></b>	621000	18	0,75	25,38	13,5	1,88	100000
<b>m=</b>	0,49	20	0,5	15,35	10	1,53	80000
		22	0,25	5,97	5,5	1,09	30000

En utilisant, toujours la formule III.01 et en variant la largeur déversante, nous obtenons les débits indiqués dans le tableau III.36 (b comprise entre 5 et 22 mètres).

$$H_0 = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g} \dots\dots\dots(\text{III.05}).$$

Avec :  $H_0$  est la charge globale

$\frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}}{2g}$  : La charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement.

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

$$V_{\text{lam}} = Q \% (1 - V_{\text{ch}}/V_{\text{cr}}) \dots\dots\dots(\text{III.06})$$

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

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

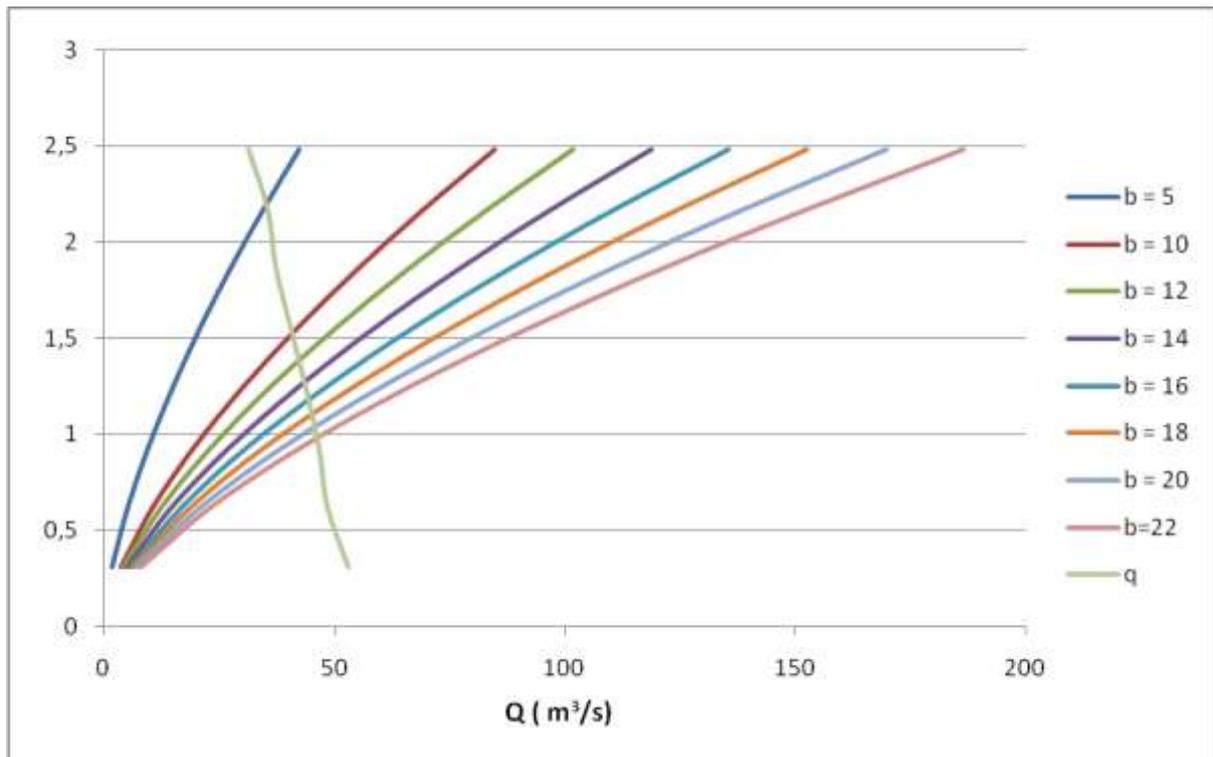
$V_{\text{cr}}$  : volume de la crue correspondant au  $Q\%$  en  $\text{m}^3$ .

$$V_{\text{cr}} = \frac{1}{2} q T_b \dots\dots\dots (\text{III-07})$$

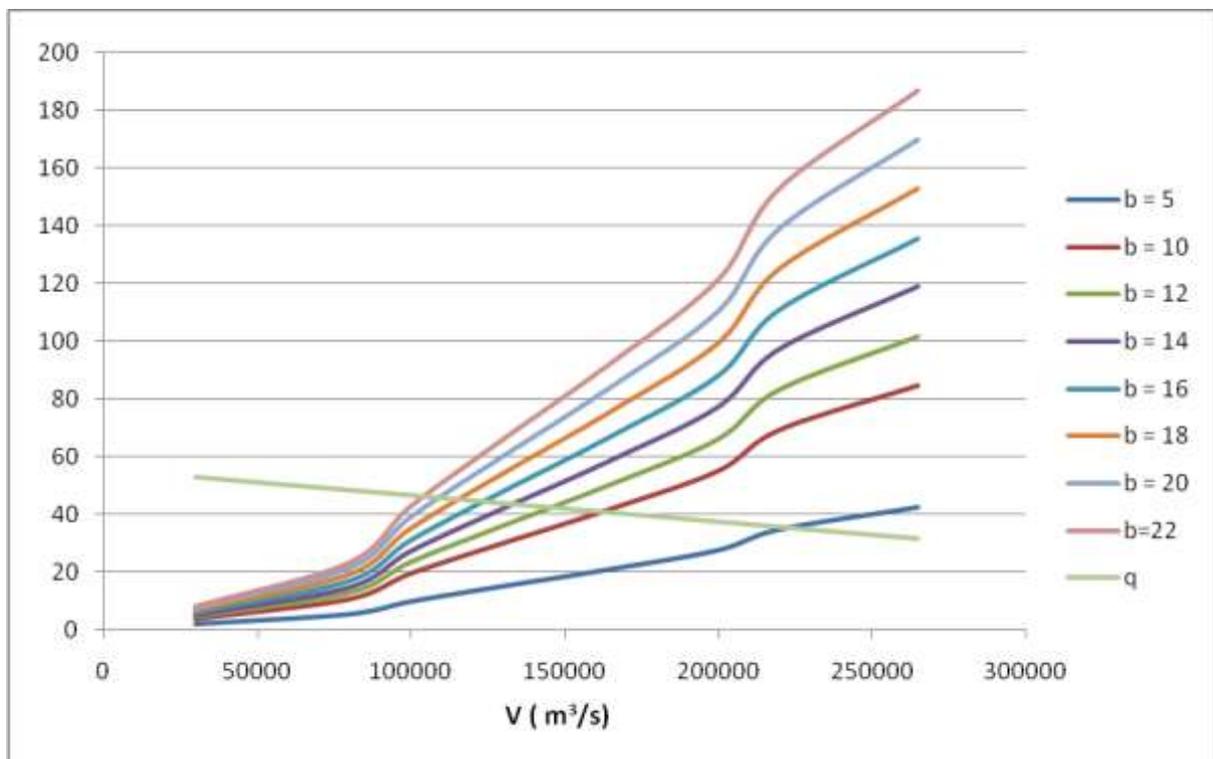
$T_b$ : temps global de la crue.

D'après les **Tableaux (III.37 et III.38)** qui se trouvent dans **ANNEXE II**, nous tracerons des courbes représentées des la **Figure III.13 et III.14**.

Pour choisir la largeur de déversoir la plus économique on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux pour chaque largeur du déversoir, et du remblai et du béton.



**Figure III.13** : Courbes de  $H = f(Q, q)$



**Figure III.14** : Courbes  $V = f(q, Q)$ .

**Tableau III.39** : récapitulatif des résultats de la méthode graphique.

b(m)	H(m)	NPHE(m)	q (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>forcé</sub> (m <sup>3</sup> )
5	2	530,00	31,6	265000
10	1,75	529,75	35,7	220000
12	1,5	529,50	37,5	200000
14	1,25	529,25	40,7	165000
16	1	529,00	43,9	130000
18	0,75	528,75	46,7	100000
20	0,5	528,50	48,5	80000
22	0,25	528,25	53,0	30000

### III.9.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.9.1.Dimensionnement préalable de la digue

##### III.9.1.1.La revanche

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

H : La hauteur des vagues (m).

V : vitesse des vagues (m/s).

**Tableau III.40** : Détermination de la revanche.

	Formules	Valeurs (m)
<b>Formule de STEVENSON GAILLARD</b>	$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F}$ $R = 0,75H + \frac{V^2}{2g}$ $V = 1,5 + 2H_v$	<p>H = 0.78 m</p> <p>R = 0.8 m</p> <p>V = 3.06 m/s</p>
<b>Formule de MALLET et PAQUANT</b>	$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F}$ $Rv = 0,75hv + \frac{V^2}{2g}$ $V = 1,5 + 2H_v$	<p>H = 0.74m</p> <p>R = 1 m</p> <p>V = 2,98 m/s</p>
<b>Formule simplifiée</b>	$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F}$	<p>R = 1,22 m</p>

Avec : F : longueur de Fetch (F = 0.55 km). **R = 1m.**

### III.9.1.2. Largeur en crête

Les formules utilisées pour le calcul de la largeur sont mentionnés dans le **Tableau III.41**

**Tableau III.41** : Formules utilisées pour le calcul de la largeur en crête

<b>Formule de T.KNAPPEN</b>	$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} = 5.95 \text{ m}$
<b>Formule de E.F.PREECE</b>	$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 = 4.97 \text{ m}$
<b>Formule Anonyme (simplifiée)</b>	$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 = 5.46 \text{ m}$
<b>Formule pratique</b>	$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} = 6.01 \text{ m}$

$H_b$  : Hauteur du barrage (m) = 13m.

On opte pour une largeur de crête majorée égale à:

$$b_{cr} = 6 \text{ m}$$

### III.9.2.Calcul des coûts

#### III.9.2.1.Calcul du coût de la digue

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

**Tableau III.42** : coûts de la digue.

Largeur déversant (m)	Volume de la digue (m <sup>3</sup> )	Coûts de la digue (millions de DA)
5	58364,8156	20427,685
10	55160,9997	19306,35
12	54385,7607	19035,016
14	52645,6239	18425,968
16	52074,7914	18226,177
18	51565	18047,75
20	51495,512	18023,429
22	51447,5	18006,625

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètre, et pour le prix du mètre cube du remblai est estimé à 350 DA.

#### III.9.2.2.Calcul des coûts de l'évacuateur de crues

##### a) coût du déversoir

Le déversoir envisagé est du type « greager ». Ce type de profil s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement. Le déversoir sera construit en béton armé. Le coefficient de débit est  $m = 0.49$ .

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

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \left( \frac{X}{H} \right)^{1,80} \dots\dots\dots(III.08).$$

Ou :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

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

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

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dev} = S.b$$

S : Section transversale (m<sup>2</sup>).

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube de béton à vingt deux mille dinars Algériens 22000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

**Tableau III.43** : coût du déversoir.

Largeur déversant (m)	Volume du béton (m <sup>3</sup> )	Coûts du déversoir (millions de DA)
5	18,1	389.2
10	35	770
12	40,8	898
14	46,62	1025.64
16	52	1144
18	52,4	1152.8
20	54	1188
22	59,3	1304.6

**b) Calcul du coût du coursier**

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

La longueur approximative du coursier est 66 mètre (selon le plan topographique).

L'épaisseur du mur  $e = 0,5$  mètre.

Le volume du béton de coursier est donné par :  $V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L = b_{\text{cour}} \times e \times L$ .

Avec :  $L$  : Longueur du coursier = 66 m.

$b_{\text{cour}}$  : Largeur du coursier est donnée par :  $b_{\text{cour}} = Q_{\text{dév}} \times e$ .

**Tableau III.44 : coût de coursier.**

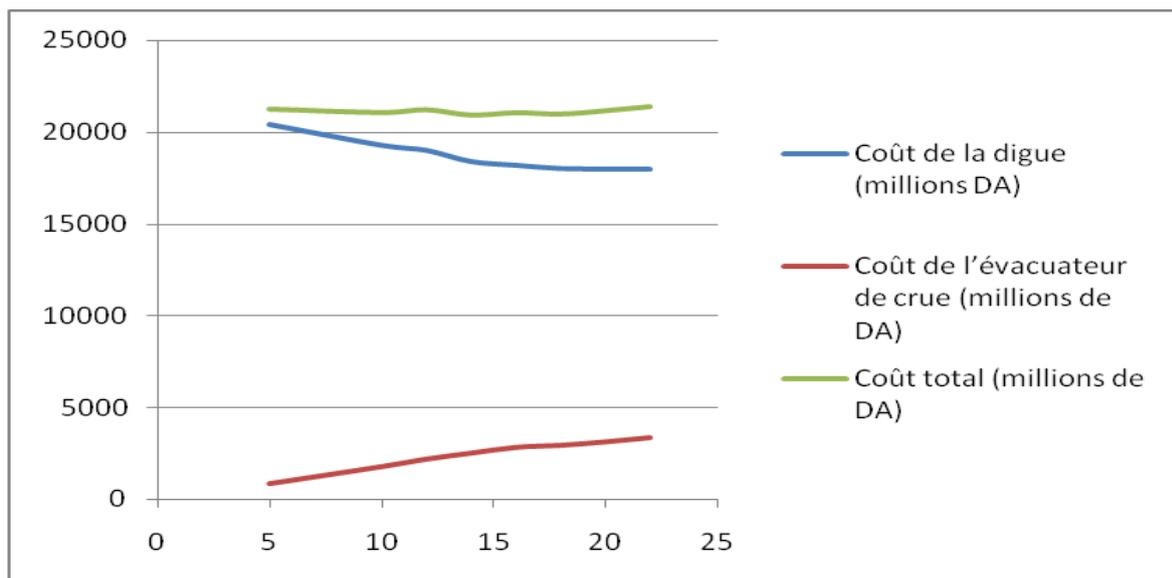
Largeurs déversantes (m)	Débits déversants (m <sup>3</sup> /s)	largeur de coursier(m)	surface de béton (m <sup>2</sup> )	volume de béton (m <sup>3</sup> )	coût total Millions (DA)
5	0,30	0,62	0,31	20 ,40	448,8
10	2,28	1,39	0 ,70	46,06	1013,32
12	4,260	1,79	0,90	59,22	1302,84
14	6,25	2,08	1,04	68,43	1505,46
16	8,53	2,36	1,18	77,64	1708,08
18	10,22	2,53	1 ,27	83,57	1836,912
20	12,2	2,72	1,36	89,496	1968,912
22	14,19	2,88	1 ,44	94,75	2084,5

**III.9.2.3.Le coût total du barrage**

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

**Tableau III.45 : coût total du barrage.**

Largeur déversante (m)	Coût de la digue (millions DA)	Coût de l'évacuateur de crue (millions de DA)		Coût total (millions de DA)
		Déversoir	coursier	
5	20427,685	389.2	448,8	21265,685
10	19306,35	770	1013,32	21089,67
12	19035,016	898	1302,84	21235,856
14	18425,968	1025.64	1505,46	20957,068
16	18226,177	1144	1708,08	21078,257
18	18047,75	1152.8	1836,912	21013,141
20	18023,429	1188	1968,912	21180,341
22	18006,625	1304.6	2084,5	21395,725



**Figure III.15** : La courbe d'optimisation.

**Conclusion :**

D'après la courbe d'optimisation représentée par la **Figure III.15**, la largeur de déversante donnant le coût minimum est de 14 mètres.

Donc la hauteur du barrage est  $H_b = 13$  m.

Et le niveau de la crête = 530 m.NGA .

# **Chapitre IV :**

## **Etude des variantes**

## **Introduction**

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 la vallée, la disponibilité des matériaux de construction en quantité et en qualité suffisantes, la distance d'approvisionnement doit être aussi réduite que possible. C'est à la base de ces derniers que l'on peut proposer des variantes et en écarter d'autres.

### **IV.1.Choix du site de la retenue**

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

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

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

### **IV.2.Le choix du type de barrage**

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

#### **➤ La topographie du site :**

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

#### **➤ La morphologie de la vallée :**

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site du barrage et du type d'ouvrage le mieux adapté. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit, précédé à l'amont par un élargissement de la vallée. Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai, un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations le permettent.

### ➤ **Les conditions géologiques et géotechniques :**

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

-Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types de barrages.

-Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (risque de renard), et les tassements différentiels.

-Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations différentiels.

### ➤ **Les matériaux de construction :**

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site ainsi, si que du type de barrage.

Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

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

## **IV.3.Les variantes à choisir**

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux, ce qui nous donne le choix de trois variantes :

### **IV.3.1.Barrage en terre homogène**

Ce sont des barrages constitués d'un seul matériau qui garantit l'imperméabilité, accompagnée de dispositifs de drainage contre la filtration ; le remblai est constitué de matériaux du type argile, argile sablonneuse, limon, sable limoneux, sable, etc. Il peut y avoir d'autres matériaux qui ne contribuent pas dans la stabilité du barrage (enrochement et protection du talus et de la crête).

### **IV.3.2.Barrage en terre hétérogène ou zoné**

Ce sont des barrages composés de deux matériaux, l'un imperméable et l'autre résistant, séparés par des couches de transition. Ces derniers peuvent être classés en terre avec enrochement, en terre avec noyau ou zoné, etc.

Ce noyau interne à l'avantage d'être peu sensible à l'agression extérieure, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuites.

### **IV.3.3.Barrage en terre à masque**

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

On peut exécuter le masque après l'identification du remblai. Le masque est facilement réparé lorsqu'il ya des altérations extérieures mécaniques ou thermiques...ect.

#### IV.4.Définition de profil général du barrage

A partir de l'étude d'optimisation on peut présenter les caractéristiques générales de la digue dans le tableau suivant :

**Tableau IV.01 : Profil général du barrage**

<b>Digue</b>			
<b>H<sub>b</sub>(m)</b>	<b>Longueur en crête</b>	<b>Largeur en crête</b>	<b>Revanche</b>
13	243	6	1
<b>Déversoir</b>			
<b>La charge déversante (m)</b>	<b>Largeur de dév (m)</b>	<b>Débit laminé (m<sup>3</sup>/s)</b>	
1,34	14	55,7	
<b>Cote de fond</b>	<b>NNR</b>	<b>NPHE</b>	<b>Cote de crête</b>
517	528	529,34	530

Avec :  $H_b = h_{NNR} - C_f + h_{dév} + R + t = 528 - 517 + 1,34 + 0,8 + 0,1 = 13 \text{ m} \dots\dots\dots (IV.01).$

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement.

t : Tassement = (0,5 - 1,5) % de la hauteur de la retenue collinaire (m).

#### IV.5.Fixation du choix définitif du type de barrage

Pour le choix de la variante, on a pris en considération :

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

## IV.6. Etude comparative

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

### IV.6.1. Pente des talus

Les pentes des talus de la retenue collinaire en terre sont fixées par les conditions de stabilité mécaniques du massif et de ces fondations.

Le tableau ci-après donne des valeurs des pentes, que nous allons confirmer par une étude de stabilité.

**Tableau IV.02 : Valeurs indicatives des pentes des talus.**

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

- Pour un barrage homogène d'une hauteur de 13 m on prend les pentes des talus :  $m_1=3$ ,  $m_2=2,5$ .
- Pour un barrage zoné d'une hauteur de 13 m on prend les pentes des talus amont et aval :  $m_1=2$ ,  $m_2=3$ .
- Pour un barrage en terre avec un masque en béton d'une hauteur de 13 m on prend des talus :  $m_1= m_2=2,5$ .

#### **IV.6.2. Protection des talus**

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

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

##### **➤ Talus aval :**

Pour les barrages en sol homogène la solution la plus répandue est la plus économique consiste à réaliser un enherbement sur une couche de terre végétale d'une épaisseur de 50 cm, ou bien ou couche d'enrochement d'épaisseur de 50 cm pour plus de sécurité.

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

##### **➤ Talus amont :**

Il est protégé contre les effets des vidanges rapides, le batillage des vagues et les averses violentes. On rencontre différents types de protection : en béton armé, asphaltique et enrochement.

On opte pour une protection en enrochement, cette protection consiste à la réalisation de couches d'épaisseurs prédéterminées de blocs de pierre de dimensions appropriées (rip-rap), le matériau devra être sain, d'un poids capable de résister à la poussée des vagues.

#### **IV.6.4. Le noyau pour la deuxième variante**

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

fuite.

Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité.

Il n'existe pas de règle générale pour le dimensionnement du noyau.

➤ La largeur en crête minimale du noyau est :  $b_{\min} = 1/6.H_b = 1/6.13 = 2.17\text{m}$ .

Donc on adopte :  $b_{\min} = 2\text{ m}$

➤ La pente de la clé d'étanchéité est :  $m = 0.5$ .

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

➤ La hauteur du noyau est :  $H_n = H_b - 1 = 13 - 1 = 12\text{m}$ .

➤ La largeur en base est :  $b_{\text{base}} = 2.m_1.H_n + b_{\min} = 2.0.5.12 + 2 = 14\text{m}$

#### IV.6.5. Volume du corps du barrage

Le volume du corps du barrage est donné par la formule :  $V_b = \sum V_i$

Tel que :  $V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} . d$

$V_i$  : Volume du barrage dans la coupe  $i$ .

$S_i$  : Section transversale du barrage dans la coupe  $i$ .

$d$  : Distance entre deux coupes voisines.

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} . H_{bi}$$

$b_{cr}$  : Largeur en crête du barrage.

$B_{pi}$  : Emprise de la retenue collinaire.

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) . H_{bi}$$

$m_1$  : Pente du talus amont ;

$m_2$  : Pente du talus aval.

**Tableau IV.03 :** Etude comparative des différentes variantes.

Type de barrage	Destination	Volume (m <sup>3</sup> )	Le coût (10 <sup>6</sup> DA)	Le coût total (10 <sup>6</sup> DA)
<b>Barrage homogène</b>	Recharges	$V_r = 53853\text{m}^3$	21,54	21,54
<b>Barrage zoné</b>	Recharges Noyau	$V_r = 45483,89\text{m}^3$ $V_N = 14133,69\text{m}^3$	18,20 4,24	22,44
<b>Barrage en terre avec masque en béton</b>	Recharges	$V_r = 51434,12\text{m}^3$	20,57	33,55
	Masque en béton	$V_{mb} = 590\text{m}^3$	12,98	

Le coût d'un m<sup>3</sup> d'argile est de 300DA.

Le coût d'un m<sup>3</sup> des recharges est de 400DA.

Le coût d'un m<sup>3</sup> du béton est de 22000DA.

#### **IV.6.6.Le choix final du type du barrage**

Les trois variantes sont faisables on s'est penché vers la première variante (digue homogène)

car on a les matériaux qu'il faut à moindre coût avec facilité de réalisation. Ce dernier remplit les conditions suivantes :

- ✓ Une imperméabilité suffisante.
- ✓ Insoluble dans l'eau.
- ✓ Une faible teneur en matière organique (< 5%).
- ✓ Ne pas se fissurer sous l'effet des tassements.
  
- ✓ Une grande résistance au cisaillement et un maximum de densité sèche.
- ✓ Economique...
- ✓ L'utilisation optimale des matériaux de la zone d'emprunt.

#### **IV.7.Etude de la variante choisie**

Après l'étude des variantes faite dans le chapitre précédent, nous avons opté la première variante à savoir barrage homogène en argile.

On va étudier la conception et l'étude détaillées de la digue.

##### **IV.7.1.Conception de la digue**

###### **IV.7.1.1.La revanche du barrage**

Un barrage en remblai ne supporte pas la surverse, ni le déferlement de vagues par-dessus la crête, sinon le talus aval et la crête du barrage seraient alors assez rapidement érodés, le phénomène pouvant aller jusqu'à l'ouverture d'une brèche ; ce risque de déferlement de vagues doit être circonscrit par l'adaptation d'une revanche suffisante entre PHE et la cote de la crête.

Le dimensionnement de la revanche tient compte de la hauteur potentielle des vagues (elle même en fonction de la vitesse du vent et de la longueur du plan d'eau) et de l'effet de projection de l'eau vers la crête lorsque les vagues viennent buter contre le talus amont. **R = 1 m.**

#### **IV.7.1.2.La hauteur du barrage**

Calculée par la formule (IV.01) :  $H_b = 13 \text{ m}$

#### **IV.7.1.3.Largeur en crête**

La largeur du couronnement est fixée à **6m**

#### **IV.7.1.4.Classification de l'ouvrage**

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage, et pour connaître la classe de notre barrage nous avons le tableau suivant :

**Tableau IV.04** : Classe de barrage en terre en fonction de type de la fondation.

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

A partir du **Tableau IV.04** la retenue est classée dans la quatrième catégorie d'ouvrage.

#### IV.7.1.5.Pentes des talus

D'après le Tableau IV.02 qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage. On a choisi les pentes des talus, ce qui va être vérifié après calcul de stabilité.

Pour les talus on prend :

- ✓ Fruit amont :  $m_1 = 3$
- ✓ Fruit aval :  $m_2 = 2,5$

#### IV.7.1.6.Protection des talus

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage et l'attaque des vagues pour le talus amont.

##### a-Talus aval

Il sera protégé par une couche de gros gravier  $e=20$  cm.

La berme du talus aval sert à l'évacuation des eaux de ruissellement, elle est disposée à la cote 520 m NGA avec une largeur de 2m.

##### b-Talus amont

Il sera protégé par un parement en rip-rap d'encrochement.

*Une berme est projetée au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, donc nous aurons une berme de largeur 2m à la cote 521m NGA.*

Pour déterminer l'épaisseur de la couche d'encrochement on utilise deux méthodes :

- **Première méthode (Méthode de « U.S.ARMYY »)**

L'épaisseur minimum de la couche de l'encrochement ainsi que les dimensions minimales de blocs sont données par le Tableau IV.05.

**Tableau IV.05** : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

<b>Hauteur des vagues (m)</b>	<b>Epaisseur min de la couche d'encrochement (m)</b>	<b>D<sub>50</sub> min (m)</b>
0 à 0,3	0,30	0,20
0,3 à 0,6	0,40	0,25
0,6 à 1,2	0,45	0,30
1,2 à 1,8	0,55	0,40
1,8 à 2,4	0,70	0,45
2,4 à 3	0,80	0,55

Pour notre cas :  $0,6 \text{ m} < h_v = 0,78 \text{ m} < 1,2 \text{ m}$  alors  $e = 0,45 \text{ m}$ ,  $D_{50} \text{ min} = 0,30 \text{ m}$  nous prenons une épaisseur égale à :  **$e = 0,4 \text{ m}$** .

- **Deuxième méthode**

Les dimensions de l'encrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction des vagues ( $h_v$ ) et de leur vitesse de propagation ( $v$ ) par la formule suivante :

$$e = C \cdot V^2$$

Avec :

**e**: épaisseur d'encrochement.

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

**C**: coefficient dépendant du poids spécifique ( $\delta$ ) du matériau d'encrochement et de la pente du talus.

La valeur de (**C**) est donnée par le Tableau IV.06

**Tableau IV.06** : Valeur de C en fonction de  $\delta$  et de la pente.

	Pentes des talus	Valeur de C pour différents poids spécifiques		
		$\delta= 2,50$	$\delta= 2,65$	$\delta= 2,80$
Pour d'après	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

$h_v = 0.78$

(L'U.S.B.R), on a trouvé la vitesse de propagation des vagues :

$$V = 3.06 \text{ m/s.}$$

Pour notre cas, on utilise des blocs d'un poids spécifiques :

$$\delta = 2,65 \Rightarrow C = 0,025$$

$$e = 0,025(3,06)^2 = 0.23 \text{ m}$$

La moitié de l'enrochement doit être constituée d'éléments d'un poids unitaire « P » tel que :

$$P \geq 0,52.e^3.\delta$$

$$P = 0.0177 \text{ tonne.}$$

Le diamètre moyen d'une pierre réduite en sphère.

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{W}{0,524.\delta}} = \sqrt[3]{\frac{0.0177}{0,524.2,65}} = 0.25 \text{ cm}$$

•

### Conclusion

D'après les résultats obtenus par les deux méthodes, on opte pour le dimensionnement de la digue homogène pour une épaisseur de couche  $e = 40 \text{ cm}$  et un diamètre moyen de  $25 \text{ cm}$

Donc, une protection du talus amont d'une épaisseur  $d e = 40 \text{ cm}$  d'enrochement.

#### IV.7.1.7. Le tassement

Le tassement dépend essentiellement des caractéristiques géotechniques des sols du retenue collinaire et de la fondation qui se traduit par:

- Déformation du tas sous l'effet de son propre poids.
- Déformation du tas sous l'effet de la pression de l'eau.
- Déformation de la fondation.

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:  $H_b = 13.00$  m

$t = 0,015 H_b = 19.5$  cm. On prend la valeur du tassement  $t = 20$  cm.

#### **IV.7.1.8. Drainage de la digue**

Le drainage interne est d'une importance vitale pour la fiabilité et la sécurité des barrages en remblai tout au long de leur vie. Il constitue le paramètre le plus significatif du point de vue de la stabilité sous chargements statique et dynamique sin on n'utilise pas un système de drainage bien adapté pour le remblai, les résurgences sur le talus aval peuvent provoquer une érosion entraînant la rupture du barrage, de ce fait il convient de bien concevoir le système de drainage qui pourrait constituer une bonne méthode pour construire des barrages dans des conditions sûres et économiques et cela en assurant leur protection par des filtres aux interfaces entre zones de matériaux présentant des granulométries et perméabilités largement différentes.

- **But du drainage**

Quel que soit le dispositif d'étanchéité utilisé, un barrage en remblai et sa fondation sont le siège d'infiltration d'eau soit structurelle soit accidentelles.

La fonction du drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise à la stabilité de l'ouvrage.

En effet, le drainage dans les barrages en remblai vise à répondre d'une manière aussi efficace que possible aux objectifs suivants :

- a) Abaissement de la ligne de saturation.
- b) Réduction de la pression de courant avec modification du réseau de l'écoulement.
- c) Réduction de la pression interstitielle ; contrôle des percolations et du non migration des éléments du remblai.

- **Constitution et fonctionnement des filtres et drains**

##### **1) Les filtres**

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non

entraînement des particules fines du massif à drainer, on interpose alors un filtre entre les deux matériaux, sa fonction principale est de retenir ces particules du sol drainé tout en permettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux grossiers.

Ils peuvent être situés :

- Entre deux couches de sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols ne puissent pas migrer dans l'autre sol.
- Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituant les drains.
- A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai.
- Sous et au-delà du pied aval du barrage.
- Sous les recharges drainantes.

Les filtres peuvent être constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer.

## 2) Les drains

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Il y aura abaissement de la ligne de saturation, diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle, et accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée. Ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée, Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et en conséquence soigneusement levée si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

### 3) Règles générales de dimensionnement des drains et filtres

Dans les passages ultérieurs, nous avons fait allusions à plusieurs reprises aux conditions de non entraînement des fines particules encore dénommées « conditions de filtres », la référence usuelle en la matière est celle des règles de Tarzagui.

Elles s'énoncent comme suit :

Soit  $d_x$  la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre x% en poids dépassant lors du tamisage granulométrique et soit  $D_x$  celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

➤ Condition de perméabilité  $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$  ;

➤ Condition de non entraînement des particules fines  $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$  .

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

$$4. d_{85} > D_{15} > 5.d_{15}$$

Le plus souvent, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition, la mise en place d'un filtre est alors inutile.

Ces règles étant établis, dimensionnons à présent ces différents composants du système de drainage à savoir les filtres et les drains.

### • Calcul des drains

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain-tapis filtrant à la cote 519 m NGA destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise de barrage.

Un drain vertical sera placé au centre du barrage. L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par le drain-tapis filtrant, pour drainer les fondations, en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant.

#### A. Dimensionnement du drain tapis

Il s'agit de déterminer la largeur du drain tapis suivant la relation :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (IV.02).$$

$L_d$  : Largeur du drain tapis en mètres ;

$L_b$  : Largeur transversale du barrage (  $L_b = 116.62$  m ).

**$L_d = 39$ m**

#### B. Dimensionnement du drain vertical

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1 m, nous prenons une largeur de 2 m.

Le niveau du drain vertical est arasé au niveau 529,34 m NGA des plus hautes eaux à raison d'arriver aux points les plus hautes de saturation de remblai.

#### C. Dimensionnement du prisme aval

**a- Fruits des talus**

$m_1 = (1 \div 2)$  on prend :  $m_1 = 2$  m.

$m_2 = (1,5 \div 2,5)$  on prend :  $m_2 = 1,5$  m.

**b- Hauteur du drain**

$h_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots (IV.03).$

D'où :  $H_b$  : Hauteur du barrage ;

**AN :**

$h_{dr} = 0,18. 13 = 2,34$  m

**$h_{dr} = 2,34$  m**

**c- Largeur au sommet**

Elle est donnée par :  $b_{dr} = \left( \frac{1}{3} \div \frac{1}{4} \right) \cdot h_{dr} \dots\dots\dots (IV.04).$

$b_{dr} = \frac{1}{3} h_{dr} = 0,66$  m

On opte pour une largeur de 2 m (prisme joue rôle d'une berme).

**$b_{dr} = 2$  m**

**d- Largeur en base du drain**

Elle est exprimée par :  $B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr} \dots\dots\dots (IV.05).$

**$B = 10,19$  m**

**• Calcul des filtres**

Les filtres sont une succession de couches de granulométrie très variée. Ils sont situés :

- Au pied aval du barrage.
- A la protection du talus amont (zone de transition entre l'eau et les recharges).
- Entre le tapis filtrant et les recharges.

**• Détermination de la courbe granulométrique des filtres**

A la suite des essais effectués initialement par Terzaghi puis ultérieurement par le "Corps of Engineers" américain des règles simples et pratiques ont pu être établies.

Ce type de matériaux destinés à la protection du corps de la digue sera exploité à partir des grès friables très abondants sur le site de la retenue. Bien visible sous forme de barres sur les sommets.

$$\frac{d_{15}^{Filtre}}{d_{85}^{S.\grave{a}prot\acute{e}ger}} \leq 5 \quad ; \quad 12 \leq \frac{d_{15}^{Filtre}}{d_{15}^{S.\grave{a}prot\acute{e}ger}} \leq 40 \quad ;$$

$$12 \leq \frac{d_{50}^{Filtre}}{d_{50}^{S.\grave{a}prot\acute{e}ger}} \leq 58$$

Avec :

- $d^{Filtre}$  : Diamètre des matériaux pour le filtre
- $d^S$  : Diamètre du sol à protéger.

La courbe granulométrique des matériaux de base est donnée dans la **Figure IV.01 (l'ANNEXE III)**

### Granularité du sol protégé

$$d_{15}^{S.\grave{a}prot\acute{e}ger} = 0,0002 \text{ mm} ;$$

$$d_{50}^{S.\grave{a}prot\acute{e}ger} = 0,004 \text{ mm} ;$$

$$d_{85}^{S.\grave{a}prot\acute{e}ger} = 0,09 \text{ mm} ;$$

$$\text{Donc : } 0,0024 \text{ mm} < d_{15}^{Filtre} < 0,008 \text{ mm} ;$$

$$0,048 \text{ mm} < d_{50}^{Filtre} < 0,232 \text{ mm} ;$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$d_{15}^{Filtre} = 0,0052 \text{ mm} ;$$

$$d_{50}^{Filtre} = 0,14 \text{ mm}.$$

La deuxième couche de filtre on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$0,0624 \text{ mm} < d_{15}^{Filtre} < 0,208 \text{ mm} ;$$

$$1,68 \text{ mm} < d_{50}^{Filtre} < 8,12 \text{ mm}.$$

D'où la courbe granulométrique moyenne de la deuxième couche de filtre a les dimensions suivantes :

$$d_{15}^{Filtre} = 0,135 \text{ mm} ;$$

$$d_{50}^{Filtre} = 4,9 \text{ mm.}$$

### Conclusion

On prévoit :

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 30 cm (Pour des raisons de sécurité).
- La deuxième couche est en gros gravier d'épaisseur = 20 cm.
- L'enrochement d'épaisseur = 40 cm.

#### IV.7.1.9. Etanchéité du barrage

- 

##### Clé d'étanchéité

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

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

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

-La clé d'étanchéité est constituée d'argiles compactées.

-Le niveau de la clé d'encrage de la digue est 514 m NGA.

-La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 3 m.

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

- **Protection de la crête**

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de gravier bitume bien compactée). Pour le barrage homogène, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante des matériaux de la couche de crête.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux ( pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage ), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de 3% qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont ( mieux protégé).

### Conclusion

D'après l'étude détaillée de notre variante, on a retenu les résultats suivants :

- ✓ Type de barrage : homogène en argile ;
- ✓ Classe de l'ouvrage : quatrième catégorie ;
- ✓ Hauteur : 13 m

- ✓ Fruit amont :  $m_1 = 3 \text{ m}$  ;
- ✓ Fruit aval :  $m_2 = 2,5 \text{ m}$  ;
- ✓ La largeur du couronnement :  $6 \text{ m}$  ;
- ✓ Longueur transversale du barrage :  $116,62 \text{ m}$ .

## IV.7.2. Etude des infiltrations

### IV.7.2.1. Objectif de calcul d'infiltration

L'objectif de cette partie est de déterminer :

- La zone submergée du corps de la digue.
- Les pressions interstitielles.
- Le tracé de la ligne de saturation.
- Le débit de fuite à travers le corps.

### IV.7.2.2. Positionnement de la ligne de saturation

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ».

Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, elle est déterminée de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ;

La zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2 \cdot Y_0} \dots\dots\dots (IV.06).$$

Avec  $Y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (IV.07).$

X, Y : Coordonnées de la parabole.

d : Largeur en base du barrage diminuée de  $(d = L_b - (0,7 \cdot b) = 55,5 - (0,7 \cdot 34) = 31,7 \text{ m}$ .

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont  $b = 34 \text{ m}$ .

(Déterminé graphiquement voir la **Figure IV.02 (ANNEXE III)**).

H : La hauteur d'eau en amont ( $H = 9,66$  m).

On trouve  $Y_0 = 1,44$  m.

Donc l'équation est :  $X = 0,35 Y^2 - 0,72$

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

**Tableau IV.07** : Coordonnées de la parabole de KOZENY.

<b>X</b>	<b>Y</b>
<b>M</b>	<b>m</b>
-0,72	0,00
0	1,440
2	2,80
4	3,69
6	4,40
8	5,01
10	5,56
12	6,05
14	6,51
16	6,94
18	7,34
20	7,72
22	8,09
24	8,44
26	8,77
28	9,09
30	9,41
31,7	9,66

### IV.7.2.3. Calcul du débit de fuite par infiltration

#### a) Digue

Nous appliquons la loi de Darcy pour le calcul du débit de fuite à travers le barrage.

$$q = K.I.A \dots \dots \dots (IV.08).$$

Avec :

$q$  : Débit d'infiltration ( $m^2/s/ml$ ) ;

$I$  : Gradient hydraulique ;

$K$  : Coefficient de perméabilité :  $k = (10^{-7}-10^{-8}) m/s$  ;

$A$  : Section d'infiltration par unité de longueur.

$$\text{Donc : } q = K.y \frac{dy}{dx} \dots \dots \dots (IV.09).$$

$$\text{Avec : } y \frac{dy}{dx} = y_0$$

$$\text{D'où: } q = K.y_0 \text{ m}^3/s/ml$$

Le débit total à travers le barrage sera :  $Q = q.L$

$L$  : Longueur du tapis filtrant = 66 m

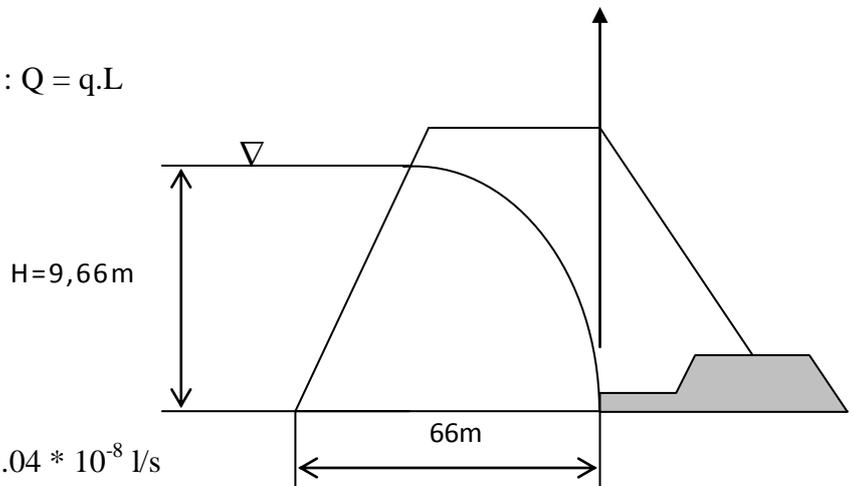
$$y_0 = 1,44 \text{ m}$$

$$K = 10^{-8} \text{ m/s}$$

$$q = 10^{-8} * 1,44 \text{ m}^2/s/ml$$

$$\text{Donc } Q_I = q.L = 10^{-8} * 1,44 * 66 = 95,04 * 10^{-8} \text{ l/s}$$

$$Q_I = 95,04 * 10^{-8} \text{ m}^3 /s$$



#### b) Fondation

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy :

$$q = K.I.A$$

$$I = H_e / L_b \dots \dots \dots (IV.10)$$

( $H_e$  = charge de la retenue = 9,66 m,  $L_b$  = 116,62 m L'emprise de la retenue).

A : section d'infiltration par unité de longueur.  $A = T.1$  (T = 2,5 m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où  $q = 10^{-8} \cdot (9,66/116,62) \cdot 2,5 = 2,07 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s/ml}$ .

Donc :  $Q_F = q.L = 2,07 \cdot 10^{-9} \cdot 66 = 1,37 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$ .

$$Q_F = 1,37 * 10^{-7} \text{ m}^3 / \text{s}$$

**Débit total d'infiltration** :  $Q = Q_F + Q_I = 95,04 \cdot 10^{-8} + 1,37 \cdot 10^{-7} = 1,09 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$ .

$$Q = 1,09 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 / \text{s}$$

#### IV.7.2.4. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

##### 1) Disposition d'étanchéité

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

$$I_c = tg\alpha = \frac{\Delta H}{L + 0.4H} < I_{adm}$$

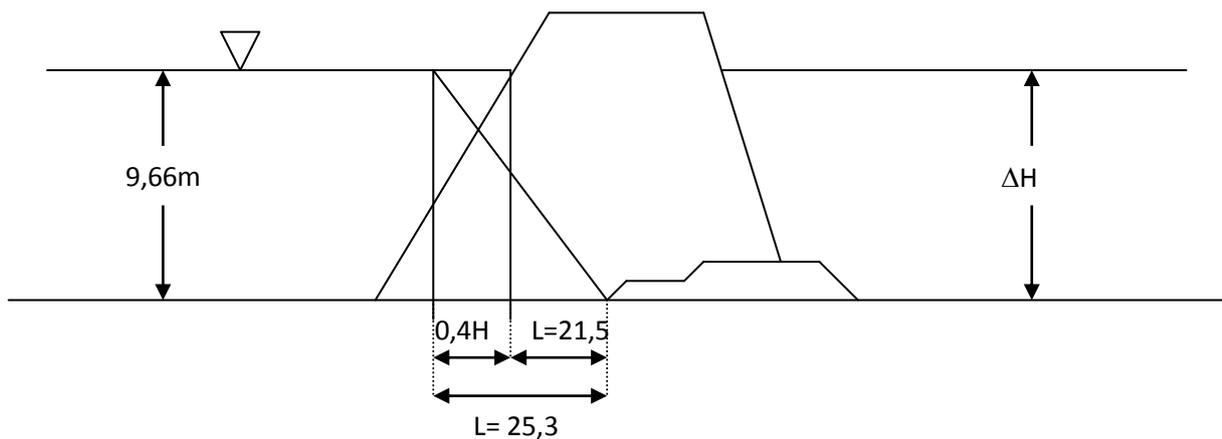
$\Delta H$  : Perte de charge dans le corps de la digue ( $\Delta H = H = 9,66 \text{ m}$ ).

$I_{adm}$  : Gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau suivant :

**Tableau IV.08** : Gradient admissible à travers le remblai terreux

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,5	1,6	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,7	0,8	0,9	1,00
Limon sableux	0,51	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

Notre barrage appartient à la classe IV et le type du sol est Argile compactée :  $I_{adm} = 1,95$ .



Donc :  $\Delta H = 9,66$  ;  $L + 0,4H = 21,5 + 0,4 \cdot 9,66 = 25,36$  m.

$$I_c = \frac{9,66}{21,5 + 0,4 \cdot 9,66} = 0,38 < 1,95.$$

La condition étant largement vérifiée, donc il n'y a pas de risque de déformation par infiltration.

## 2) Fondation du barrage

La vérification de la résistance d'infiltration générale dans la fondation se fait par :

$$I_f = \frac{H}{L + 0,44Tc} \leq \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (IV.11).$$

Avec :

$I_{cr}$  : Gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type du sol de la fondation, il est donné par le tableau suivant.

**Tableau IV.09** : Gradient admissible pour les fondations d'un remblai.

Type de sol	Classe de l'ouvrage
	IV
Argile compactée	1,08
Limon	0,54
Sable moyen	0,48
Limon sableux	0,34
Sable fin	0,26

$K_s$  : Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de barrage d'après le tableau suivant

**Tableau IV.10** : Détermination de coefficient de sécurité

Classe de l'ouvrage	I	II	III	IV
$K_s$	1,25	1,20	1,15	1,10

$I_f$  : Gradient d'infiltration dans la fonction du barrage

H : La charge d'eau (H=9,66 m).

L : L'emprise du barrage (L = 116,62 m).

$T_c$  : Epaisseur de la couche perméable ( $T_c = 4m$ ).

On a donc :  $I_f = 0,082$

La fondation est en argile ce qui donne ( $I_{cr} = 1,08$ ).

Notre barrage appartient à la classe IV ce qui donne ( $K_s = 1,1$ ).

On a donc :  $\frac{I_{cr}}{K_s} = 0,98$

$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$  : la résistance d'infiltration à travers la fondation est assurée.

### IV.7.3. Etude de stabilité

#### IV.7.3.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir pour l'essentiel à la définition de la géométrie de l'ouvrage dont les pentes des talus et des principes de drainage à appliquer. Il est évident qu'un barrage mal dimensionné est instable et porte d'une part préjudice à la sécurité des populations, aux exploitations agricoles et aménagements situés à l'aval et d'autre part entraînera sûrement des travaux d'entretien et de reconstruction dont le coût pourrait influencer d'une manière négative sur l'économie locale.

Schématiquement deux formes d'instabilité mécanique sont à signaler au niveau d'un barrage en remblai à savoir :

- Le glissement des talus ;
- L'instabilité mécanique en fondation peu probable car le remblai sollicité moins sa fondation.

L'analyse de la stabilité du barrage consistera en la détermination des actions, combinaisons dont on retient les plus défavorables vis-à-vis du mécanisme de rupture

envisagé.

Ici nous étudierons la stabilité vis-à-vis du risque de glissement des talus.

#### **IV.7.3.2.Stabilité des talus**

Il existe plusieurs méthodes de calcul de stabilité au glissement, les plus courantes sont les méthodes dites de calcul à la rupture dont la méthode de FELLENIUS, BISHOP, TAYLOR ...etc, nous utiliserons ici pour notre cas la méthode de FELLENIUS dite méthode suédoise car c'est la plus pessimiste.

Dans les calculs, nous considérerons les cas de sollicitation suivants :

- Cas1 : fin de construction;
- Cas 2 : Fonctionnement normal;
- Cas 3 : Vidange rapide.

#### **IV.7.3.3.Méthode de FELLENIUS (1926)**

La Stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

1-soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et ou déterminer à priori.

2-soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

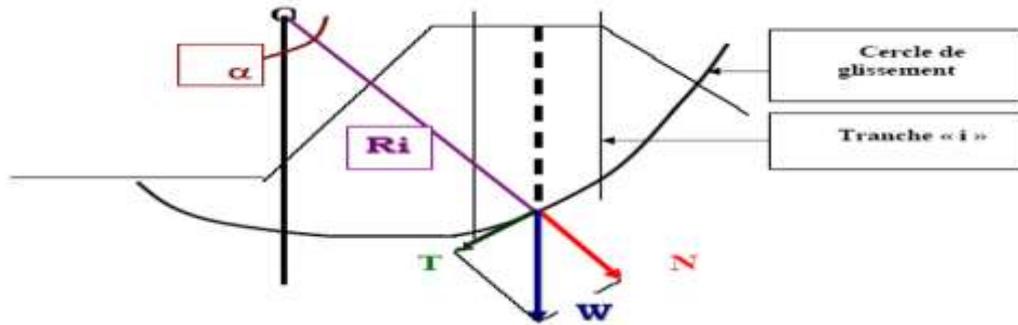
➤ Le glissement des talus : Il existe plusieurs types

1. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

2. Glissement en cascade.

3. Glissement, puits renard.

➤ L'instabilité mécanique en fondation



**Figure IV.03 :** Forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement (O,R<sub>i</sub>).

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

#### IV.7.3.4. Conséquences de l'instabilité des talus

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe).
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau.
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit fuit (conséquence indirecte)

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (talus aval et talus amont).
- Fonctionnement normal (talus amont et talus aval).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

La vérification des talus du barrage par la méthode grapho-analytique consiste la détermination du coefficient de stabilité « k », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « K<sub>adm</sub> » déterminé d'après le tableau .

**Tableau IV.11** : Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,3-1,2	1,2-1,15	1,15-1,1	1,1-1,05
Spéciales (avec séisme)	1,1-1,05	1,1-1,05	1,1-1,05	1,05

Notre barrage fait partie de la IV classe, le coefficient admissible sera donc :

-sans séisme :  $K_{ss,adm} = 1,1 - 1,05$

-avec séisme :  $K_{as,adm} = 1,05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcul le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

#### IV.7.3.5.Ordre de calcul (Méthode des tranches)

1. Construction de la coupe transversale du barrage à l'échelle.
2. On trouve la zone de centre de surfaces de glissement probables, en traçant deux ligne au milieu du talus moyen la première verticale et la seconde fait un angle de  $85^\circ$  avec le talus.
3. Trace au milieu du talus deux arcs avec les rayons déterminés en fonction des pentes de talus.

$$R_1 = K_1 H_b \quad ; \quad R_2 = K_2 H_b$$

$H_b$  : Hauteur totale du barrage ( $H_b = 13$  m).

**Tableau IV.12** : Les différentes valeurs de  $K_1$  et  $K_2$ .

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1 / H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2 / H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5,5

Pour notre cas :

Talus	Pente du talus	K1	K2	R1	R2
Amont	3	1,0	2,3	13	29,9
Aval	2,5	0,875	2,025	11,38	26,33

Le centre des rayons étant le pont « B »

L'intersection des rayons  $R_1$  ;  $R_2$  avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles. On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est-à-dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o ».

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur  $b=0,1 R$ , on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la parties « Zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

Composante normale (forces stabilisatrices) :  $N = G_n \cos \alpha$  ..... (IV.12)

Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :  $T = G_n \sin \alpha$  .....(IV.13).

Avec :  $\alpha$  : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

- **Les caractéristiques géotechniques des sols**

Elles sont représentées dans le Tableau IV.13 suivant :

**Tableau IV.13** : Caractéristiques géotechnique.

Paramètres	Unité	Fondation
$\varphi$	Degré (°)	18,78°
C	t/m <sup>2</sup>	0.15
$\gamma_{sat}$	t/m <sup>3</sup>	2,12
$\gamma_d$	t/m <sup>3</sup>	1,556
$\gamma'$	t/m <sup>3</sup>	1,12

La densité déjaugée  $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$ .

- **Calcul des forces appliquées à chaque tranche**

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

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit :  $G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3)$ . .....  
 (IV.14).

$h_1, h_2, h_3$  : Hauteurs des tranches;

$\gamma_1$ : Densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation;

$\gamma_2$ : Densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation;

$\gamma_3$ : Densité de l'assise;

$b$  : Largeur de la tranche.

### **b)-Force de pression interstitielle**

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

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl. \dots\dots\dots (IV.15).$$

$U$  : Pression interstitielle.

$dl$  : Longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

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

$h$  : Hauteur de la tranche.

### **C)-Forces de cohésion**

$$F_c = c \cdot dl. \dots\dots\dots (IV.16).$$

$C$  : Cohésion du sol (Matériau).

### **D)-Forces dues au séisme**

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots (IV.17).$$

$a$  : Coefficient de séisme.

$G_n$  : Poids de la tranche.

- **Classement des forces**

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ **Les forces stabilisatrices :**

**a) Force de frottement**

$$F_1 = N_n \cdot \tan \varphi - U \cdot dl \cdot \tan \varphi \dots\dots\dots(IV.18).$$

$\varphi$  : Angle de frottement.

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

**b) Force de cohésion**

$$F_c = c \, dl \dots\dots\dots (IV.19).$$

Avec :  $dl = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot B_i}{360}$

R : Rayon de la courbe de glissement.

B<sub>i</sub> : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

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

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

➤ **Les forces motrices**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (N<sub>t</sub>), (force de cisaillement) du poids (G<sub>n</sub>) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (IV.20).$$

$\sin \alpha =$  Nombre total des tranche / Numéro d'ordre de la divisée .

Avec :  $\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$  .

**IV.7.3.6. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement**

Le coefficient «K<sub>s</sub>» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

**a) Fin de construction (aval et amont)**

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

Sans séisme :  $K_{SS} = \frac{\sum N_n \, \text{tg}\phi + \sum C \, dl}{\sum T_n} \dots\dots\dots (IV.21).$

$$\text{Avec séisme} : K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots(\text{IV.22}).$$

**b) Fonctionnement normale (talus aval)**

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

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

$$\text{Sans séisme} : K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \dots\dots\dots(\text{IV.23}).$$

$$\text{Avec séisme} : K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots(\text{IV.24}).$$

**c) Vidange rapide (talus amont)**

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

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

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

Le **Tableau IV.14** représente les coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

**Tableau IV.14** : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation			Coefficient de sécurité	
			Sans séisme	Avec séisme
Fin de construction	Talus amont	R = 26 m	1.54	1.26
		R = 24 m	1.955	1.56
		R = 27 m	1.95	1.27
	Talus aval	R = 23 m	1.495	1.275
		R = 25 m	1.52	1.29
		R = 29 m	1.16	1.01
Fonctionnement Normal	Talus aval	R = 29 m	2.09	1.15
		R = 25 m	2,07	1,40
		R = 23 m	1,97	1,33
Vidange rapide	Talus amont	R = 25 m	2,37	1.52
		R = 24 m	1.50	1,12
		R = 27 m	1,57	1,08

**Conclusion :**

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme.

Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

**Chapitre V :**

**Etude**

**des ouvrages annexes**

## **Introduction**

Pendant l'élaboration d'un projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenants à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue seront :

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

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrages le plus adéquat (fonctionnement-économie) à notre retenue.

### **V.1.Ouvrages d'évacuateur de crues**

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

Un barrage s'il retient l'écoulement, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles, mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge.

On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crue.

#### **V.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 :

1. La sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. Les difficultés de réalisation.
3. Les exigences topographiques du site.
4. Les exigences géologiques du site.
5. La facilité d'entretien.
6. La facilité de modification.

7. Le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues divisent en deux catégories selon les principes types :

- a. L'évacuateur à écoulement libre.
- b. L'évacuateur par puit noyé.

### **V.1.2. Les variantes de l'évacuateur de crue choisies**

#### **1) Evacuateur de crue latéral à entonnement latéral**

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débits est limitée par la section d'entonnement du coursier.

#### **2) Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal**

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre

Leur fonctionnement est très sûr même pour les débits dépassant le débit de la crue de projet.

Il est facile à réaliser, parmi ces inconvénients on trouve qu'il est difficile à modifier et que leur cout est peu élevé.

### **V.1.3. Choix de la variante**

L'emplacement de l'évacuateur de crue dépend essentiellement de la géologie et de la topographie du site notamment l'accessibilité sur la crête de la digue, tout en tenant compte bien sur des facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement. Dans notre étude nous optons pour un évacuateur de surface à entonnement frontal sur la rive gauche de la vallée.

## **V.2. Ouvrages de prise d'eau**

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normale de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant copte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

L'ouvrage de prise d'eau peut être de plusieurs types tels que :

### **V.2.1.Prise d'eau en charge**

Ce type est représenté par une conduite sous remblai « âme tôle » ou en acier enrobé de béton. Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de command au pied aval de la digue.

En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

### **V.2.2.Prise d'eau flottante**

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparées, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante, l'inconvénient de celle-ci et celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques

### **V.2.3.Tour de prise**

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise-vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour+passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

### **V.2.4.Choix de la variante**

Vu la destination du barrage (irrigation des terres limitrophes), le prélèvement des eaux peut être effectué à un niveau unique. L'ouvrage de prise en conduite permet la prise avec faible perte de charge, et un coût relativement faible par rapport aux deux autres variantes (frottements, tour de prise), cela rend celle-ci la variante la plus adéquate.

## **V.3.Ouvrage de vidange**

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (renards, glissement d'une partie de talus aval...).
- De vider la tranche morte fin saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).
- De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

### **V.3.1. Conduite de vidange en charge**

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est en fonction de débit à évacuer.

### **V.3.2. Conduite à écoulement libre**

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
- La canalisation en béton de type galerie (1 à 2) m de hauteur.

### **V.3.3. Ouvrage de vidange à batardeau**

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage dévasant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

### **V.3.4. Choix de la variante**

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

La conduite en charge avec un écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien.

La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

La variante de l'ouvrage à retenir est celle d'une conduite en charge.

Pour des raisons pratiques économiques il a été préférable d'associer l'ouvrage de vidange à celui de prise d'eau.

### **V.5. Dimensionnement de l'évacuateur de crue**

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de restitution.

### V.5.1. Dimensionnement et calcul hydrauliques des éléments constituant l'évacuateur de crue

#### V.5.1.1. Canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

P : la pelle (P=1m).

H : la charge d'eau sur le déversoir H= 1,34 m.

H+P=2,34m

Vitesse d'approche :

La vitesse est donnée par la relation suivante :

$$V = \frac{Q}{(P + H)b}$$

b : largeur du déversoir (b=14m).

Q : Débit évacué (Q=38,4<sup>3</sup>/s).

On trouve :

$$V = 1,17 \text{ m/s}$$

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 :

$$R_e = 0,6 + 0,05 (H)^{1/3} \dots\dots\dots (V.01).$$

D'où la hauteur de mur est :

$$R_e = 0,66 \text{ m}$$

$$H_m = H+P+R_e = 3 \text{ m} \dots\dots\dots (V.02).$$

$H_m = 3 \text{ m}$
---------------------

➤ **Longueur du canal d’approche :**

La longueur du canal d’approche est déterminée d’après la topographie, elle est égale à 28,9 m.

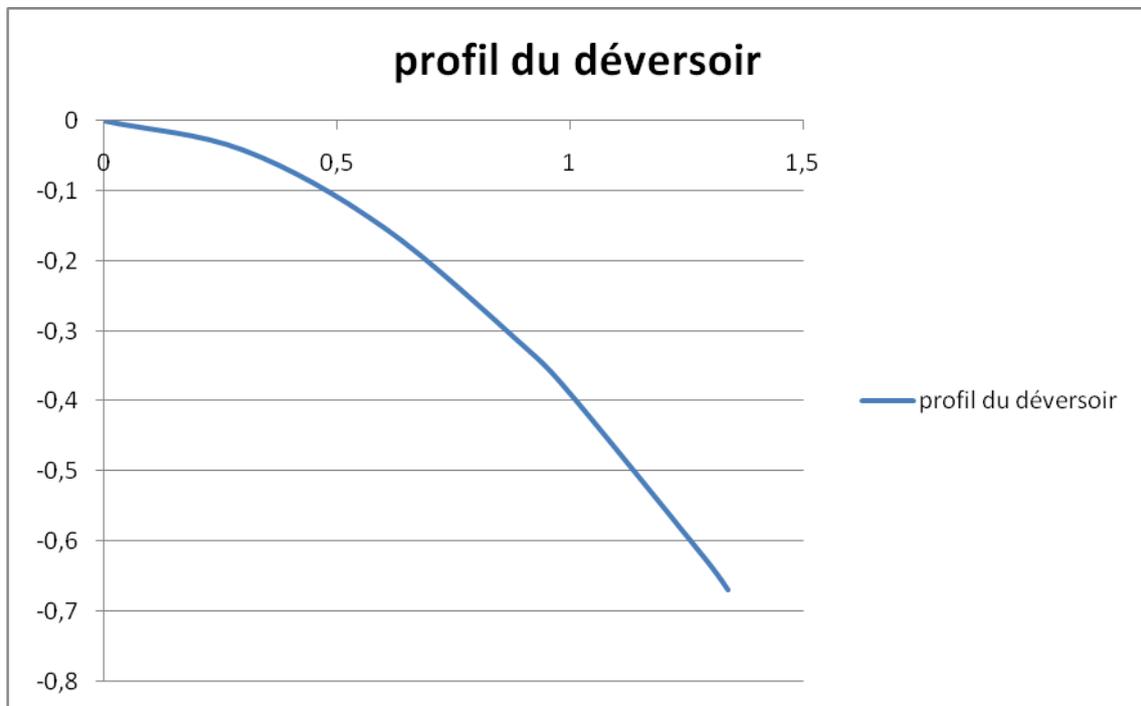
**V.5.1.2.Le déversoir**

Le profil du seuil déversant est de type Greager, l’avantage de ce contour est qu’en chaque point de son parement aval la pression est égale à la pression atmosphérique, tout profil situé au-dessus entraînera des dépressions donc les risques de décollement. Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l’aide de l’équation suivante :

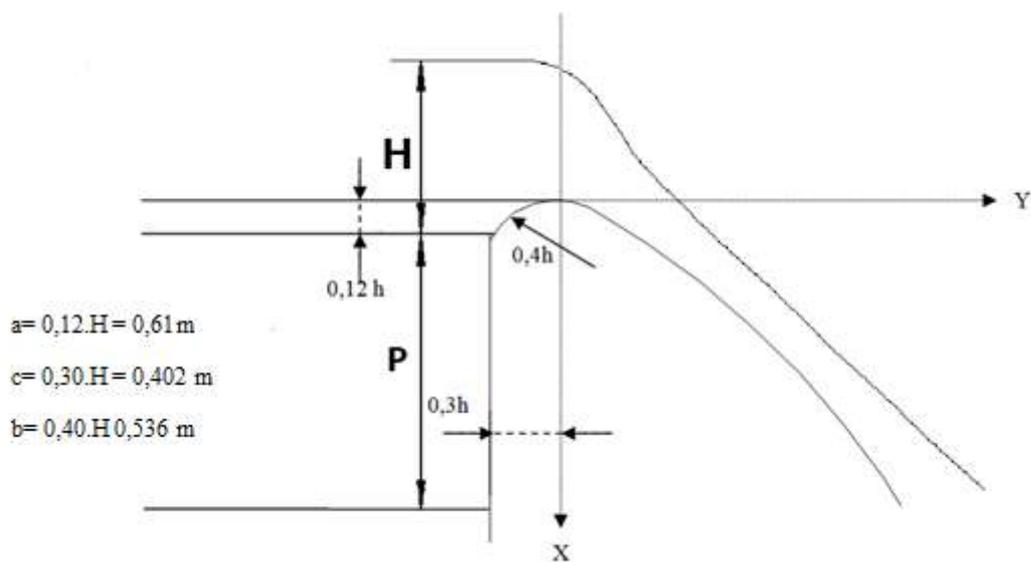
$$Y = \frac{X^{1,85}}{2 \cdot H^{0,85}} \dots\dots\dots(V.03) \quad H : \text{La charge déversante.}$$

**Tableau V.01 : Les coordonnées de la nappe déversante**

Y (m)	X (m)
0,00	0
0,042	0,3
0,152	0,6
0,321	0,9
0,389	1
0,633	1,3
0,670	1,34



**Figure V.01** : Profil du déversoir.



**Figure V.02** : Les dimensions du déversoir.

### V.5.1.3.Chenal d'écoulement

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieure à la pente critique) pour que le régime soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire, sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier.

La longueur du chenal est déterminée en fonction de la topographie elle est égale à 8 m et une pente de 0,1% . On détermine la profondeur critique  $Y_c$  pour un canal de forme rectangulaire :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left( \frac{Q}{b} \right)^2} \dots\dots\dots(V.04)$$

Avec :

Q : débit de projet laminaire ( $Q = 38,4 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

b : largeur du canal (  $b = 14 \text{ m}$  ) .

g : l'accélération de pesanteur ( $g=9,81 \text{ m}^2/\text{s}$ ).

$Y_c = 0,92 \text{ m}$

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour ( $h=h_{cr}$ ).

$$I_{cr} = \left[ \frac{Q \cdot (b + y_c)^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2$$

Avec :

R : rayon hydraulique ( en m).

I : la pente en (m/m).

S : section mouillée.

K : coefficient de Manning-Strickler ( $K=71$ ).

Pour une section rectangulaire : 
$$I_{cr} = \left[ \frac{Q \cdot (b + 2y_c)^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (V.05)$$

$$I_{cr} = \left[ \frac{38,4 \cdot (14 + 2 \cdot 0,92)^{2/3}}{71 \cdot (14 \cdot 0,92)^{5/3}} \right]^2 * 100 = 0,23 \%$$

**(0,1% < 0,23%  $\implies$   $I < I_{cr}$ ), La condition est vérifiée.**

#### **V.5.1.4. Calcul du convergent**

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2) \dots\dots\dots (V.06)$$

Où :  $l_1$  : est la largeur au plafond du bief amont  $l_1 = 14$  m.

$l_2$  : est la largeur au plafond de la section de contrôle  $l_2 = 6$  m.

La longueur du convergent est de 20 m.

#### **V.5.1.5. Le coursier**

En général, le coursier commence par un convergent amenant à la section de contrôle (section où atteinte la hauteur critique). Il nous permet de rattraper la différence de côte entre le niveau de la retenue et le bassin d'amortissement.

Il a une section rectangulaire ( $m=0$  ;  $b = 6$  m), divisé en deux tronçons de même section, les caractéristiques des tronçons sont :

Le premier tronçon :  $L = 46,95$  m ;  $I = 1,7\%$ .

Le deuxième tronçon :  $L = 20$  m ;  $I = 6\%$ .

**1. Le premier tronçon : L=46,95m ; I=1,7%**

- **La profondeur critique**

➤ La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1$$

➤ Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}}$$

B : est la largeur du coursier égale à 6 m.

A.N :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{38,4^2}{9,81 \cdot 6^2}} = 1,61\text{m}$$

- **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  $I_{cr}$  on associera donc la relation du régime uniforme

$$Q = S_c \cdot C \cdot \sqrt{R_c \cdot I_{cr}} \dots\dots\dots (V.07)$$

Avec celle du régime critique.

$$\frac{Q^2 b}{g \cdot S_c^3} = 1 \dots\dots\dots (V.08)$$

L'élimination de Q entre les deux expressions pour une section rectangulaire (S=h.b)

conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C_c^2 \cdot R_c} \dots\dots\dots (V.09)$$

**Avec :**

$I_{cr}$  : pente critique ;

Sc : section critique  $Sc=b.h_{cr}$  ;

Rc : rayon critique  $Rc=Sc/Pc$  ;

Pc : périmètre critique  $Pc=2.h_{cr}+b$

Cc : coefficient de Chézy  $Cc = R_c^{1/6} /n$

n : coefficient de rugosité  $n=0,014$  (revêtement en béton).

Ce qui donne :

- $Sc = 9,66m^2$  ;
- $Pc= 9,22 m$  ;
- $Rc = 1,05 m$  ;
- $Cc = 72 m$ .

La pente critique est :

<b>Icr = 0,29 %</b>
---------------------

• **Calcul de la profoandeur normale**

La profondeur normal, présente la profondeur du courant en régime uniforme (c'est-à-dire la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes) elle es calculée en utilisant la forme de l'écoulement unifore ( formule de Chézy).

$$Q = S .C. \sqrt{RI}$$

Avec : S : section du coursier  $S = b.h_n$  ;

I : pente du coursier  $I = 0,017 \%$  ;

$C_n$  : coefficient de Chézy  $C_n = R^{1/6} /n$

$$R : \text{rayon hydraulique} \quad R = \frac{S}{P} = \frac{b \times h_n}{2h_n + b} ;$$

En substituant de la même manière que pour le chenal d'écoulement, on aura :

$$Q = \frac{1}{n} .I^{1/2} .(b.h_n)^{5/2} .(2.h_n + b)^{-3/2} \dots\dots\dots(V.10)$$

On aura :

<b>h<sub>n</sub> = 0,89 m</b>
-------------------------------

$$V_n = \frac{Q}{b \cdot h_n}$$

$$V_n = 7,19 \text{ m/s}$$

On constate que  $I > I_{cr}$  ( $h_n < h_{cr}$ ) donc le régime d'écoulement est torrentiel et le coursier est à forte pente.

- **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 « CANALP ».

Sur le tableau suivant on présente les différents paramètres de calcul suivant des sections distantes de 20 m ( le pas ).

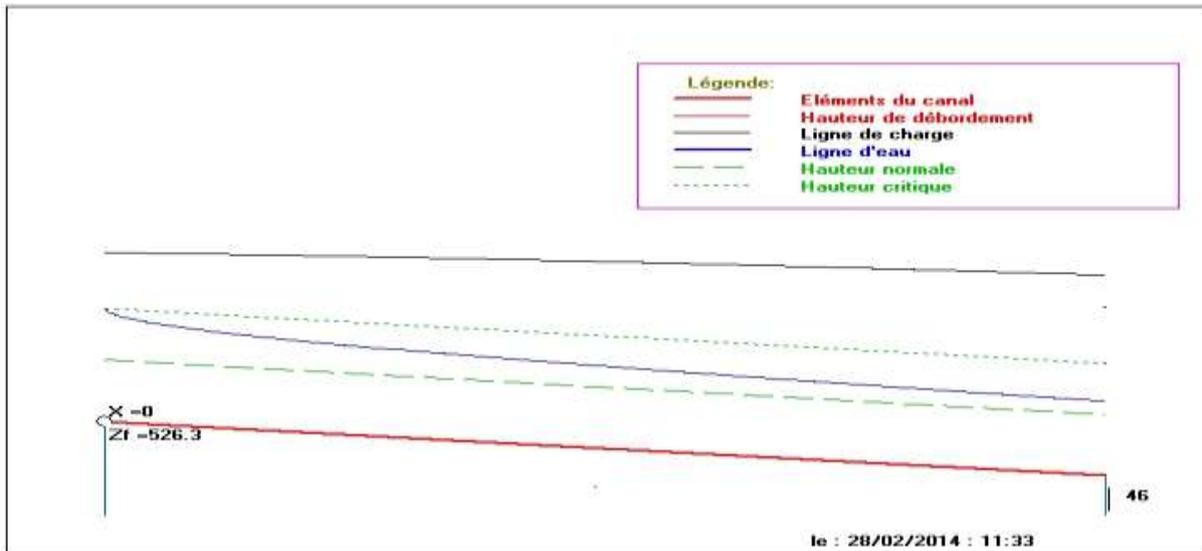
**Tableau V.02** : Les données de départ

Q m <sup>3</sup> /s	Strickler	I (m/m)	Y <sub>n</sub> (m)	Y <sub>c</sub> (m)	Lbief(m)
38,4	71	1,7	0,89	1,61	46,95

Les résultats de calcul sont illustrés dans la Tableau V.03 :

**Tableau V.03** : Ligne d'eau à pas d'espace de 20 m

Section	abscis (m)	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)
Amont	0,00	20,00	1,61	1,00	2,415
1	20,00	20,00	1,457	1,161	2,440
2	40,00	20,00	1,402	1,231	2,464
Aval	60,00	20,00	1,362	1,285	2,487



**Figure V.03** : la ligne d'eau dans le coursier ( premier tronçon).

A partir di Tableau V.03 la valeur qu'on doit adopter est :  $Y = 1,362$  m.

➤ La vietesse à la fin coursier est :

$$V = \frac{Q}{b.Y} = 4,69 \text{ m/s}$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gY}} \dots\dots\dots (V.11)$$

$$\text{Donc : } F_r = \frac{4,69}{\sqrt{9,81 \cdot 1,362}} = 1,28$$

**F= 1,28**

**2. Le deuxième tronçon : L=20m ; I = 6%**

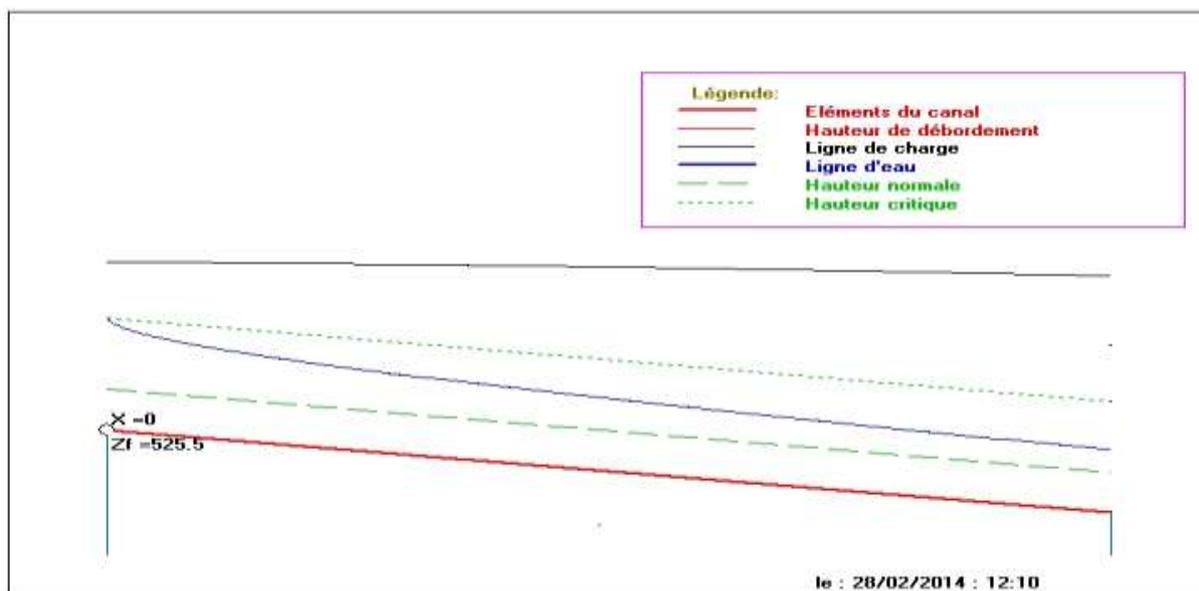
On fait le même calcul que celui du premier trançon :

**Tableau V.04 : Données de départ du deuxième tronçon**

Q m3/s	Strickler	I (m/m)	Yn (m)	Yc (m)	Lbief(m)
38,4	71	0,6	0,59	1,61	20

**Tableau V.05 : Ligne d'eau à pas d'espace de 20 m ( 2ème tronçon)**

Section	abscis (m)	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)
Amont	0,00	20,00	1,61	1,000	2,415
1	20,00	20,00	1,409	1,221	2,460
2	40,00	20,00	1,337	1,322	2,505
Aval	60,00	20,00	1,286	1,402	2,549



**Figure V.04 : La ligne d'eau dans le coursier (deuxième tronçon).**

A partir du Tableau VI.05 la valeur qu'on doit adopter est :  $Y = 1,286$  m.

➤  $V = 4,98$  m/s  $\implies F_r = 1,4$

**$F_r = 1,4$**

### V.5.1.6. Dissipateur d'énergie

Il permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les instituer à l'oued, la forme du ressaut et ses caractéristiques dépendant directement du nombre de Froude d'après les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation »

- $1,0 \leq Fr \leq 1,7$  Ressaut ondulé.
- $1,7 < Fr \leq 2,5$  Ressaut faible de petites apparitions en surface.
- $2,5 < Fr \leq 4,5$  Ressaut oscillant.
- $4,5 < Fr \leq 9$  Ressaut stable (Stationnaire).
- $Fr > 9$  Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Le bassin d'amortissement sert à amortir l'énergie d'eau provenant du tuyau de la vidange de fond (pendant la vidange de la retenue collinaire).

On a  $V < 15 \text{ m/s}$  et  $2,5 < Fr \leq 4,5$ , alors le bassin qui convient est du type I.

#### • Détermination des caractéristiques du bassin

##### 1ère méthode :

$$L_{ba} = (0.8-0.9) L_{\text{ressaut}}$$

$$L_{\text{ressaut}} = 6(h_2 - h_f)$$

$$h_1 = h_f = 0.59 \text{ m}$$

$$h_c = 1.61 \text{ m}$$

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 \left( \frac{h_c}{h_f} \right)^3} - 1 \right]$$

$$h_2 = 4.36 \text{ m}$$

$$L_{\text{RESSAUT}} = 6(4.36 - 0.59) = 15.44 \text{ m}$$

$$L_{BA} = 0.8 \times 15.44 = 12.35 \text{ m} \quad (\text{sans chute})$$

Mais on prenant deux chutes la première de 0.4m et la deuxième de 0.5 m : Lba sera égale à 8 m.

##### 2ème méthode :

$$\text{On a } F = 1,28, Y_1 = 1,362 \text{ m}$$

$$\text{Donc de l'abaque (Annexe III) } \frac{y_2}{y_1} = 8$$

$$\text{D'où } Y_2 = 10,89 \text{ m}$$

$Y_1$  : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

$Y_2$  : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

- Longueur du bassin On a; de l'abaque  $\frac{L}{Y_2} = 2.4$

Donc :  $L = 26,15\text{m}$ .

On opte pour une valeur de :

**L = 8 m**

• **Détermination des blocs Chicanes**

- La hauteur des blocs chutes :  $h_1 = Y_1 = 1,362\text{ m}$  pour plus de sécurité  $h_1 = 2\text{m}$ .
- L largeur des blocs de chutes :  $l_1 = Y_1 = 2\text{ m}$ .(pour plus de sécurité).
- Espacement entre deux blocs :  $e_1 = Y_1 = 1,362\text{ m}$ .
- Hauteur du seuil denté :  $h_2 = 0,2 Y_2 = 2,18\text{ m}$ .
- La largeur d'une dent :  $l_2 = 0,15 Y_2 = 1,63\text{ m}$ .
- Espacement entre deux dents :  $e_2 = 0,15 Y_2 = 1,63\text{ m}$ .

**V.5.1.7.Canal de restitution :**

Le canal de restitution a pour but d'acheminer les eaux évacuées vers l'oued après la dissipation de son énergie ; selon les conditions topographiques, cette par trois tronçon :

-Premier tronçon :  $L = 30\text{m}$  ;  $I = 0,087$  ;

- deuxième tronçon :  $L = 9\text{m}$  ;  $I = 0,215$  ;

-troisième tronçon :  $L = 34,25\text{m}$  ;  $I = 0,03$

On fait le même calcul que celui du coursier :

La pente critique  $I_{cr} = 0,288\%$ .

**Tableau V.06** : Résultats de caleil pour le 1<sup>ère</sup> tronçon du canal de fuite.

Type de la Section	rectangulaire
Largeur	6.00 m
Coefficient de Strickler ( $K_s$ )	58.82
Longueur	30.00 m
Côte du fond à l'aval	520.80
Côte du fond à l'amont	523.40
Pente du canal	0.087
Hauteur Critique	1.48m
Hauteur Normale	0.55m

**Tableau V.07** : Résultats de calcul pour le 2<sup>ème</sup> tronçon du canal de fuite.

Type de la Section	rectangulaire
Largeur	6.00 m
Coefficient de Strickler ( $K_s$ )	58.82
Longueur	9.00 m
Côte du fond à l'aval	517.96
Côte du fond à l'amont	519.90
Pente du canal	0.215
Hauteur Critique	1.48 m
Hauteur Normale	0.42m

**Tableau V.08** : Résultats de calcul pour le 3<sup>ème</sup> tronçon du canal de fuite.

Type de la Section	rectangulaire
Largeur	6.00 m
Coefficient de Strickler (K <sub>s</sub> )	58.82
Longueur	34.25 m
Côte du fond à l'aval	515.89
Côte du fond à l'amont	516.96
Pente du canal	0.030
Hauteur Critique	1.48 m
Hauteur Normale	0.76m

➤ **Vitesse dans le canal**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b \cdot h_n} \quad \text{D'où :}$$

- Premier canal : V = 11,63 m/s.
- deuxième canal : V = 15,23 m/s.
- troisième canal : V = 8,42 m/s.

### V.5.2. Hauteurs des murs bajoyers

#### 1. Canal d'approche et 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 (Ncr=530 m) qui correspond à une hauteur de 3,3 m.

#### 2. Le coursier

Pour des raisons d'ordre économiques et compte tenu de la ligne d'eau présentée, on partage le coursier en deux tronçons dont les hauteurs des murs bajoyers différent.

- **Hauteur au début du 1<sup>er</sup> tronçon**

$$H_m = h_e + r$$

Ou :

hm : hauteur du mur bajoyer ;

he : hauteur d'eau  $h_e = 1,3 \text{ m}$  ;

r : revanche de sécurité donnée par :  $r = 0,61 + 0,14V^{1/3}$

V : la vitesse du niveau de la section de contrôle  $V = 4,04 \text{ m/s}$  ;

Ce qui donne :  $r = 0,83 \text{ m}$ ,

**Hm = 2,13 m**

- **Hauteur à la fin du 1<sup>er</sup> tronçon**

On procède de même manière que précédemment.

$h_e = 0,59 \text{ m}$

On aura  $V = 10 \text{ m/s}$ ,  $r = 0,91$ ,

**Hm = 1,5 m**

### **V.5.3. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier Vagues roulantes**

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$b/h < (10 \div 12) \text{ et } Fr^2 < 40.$$

Avec : b : largeur du coursier, Fr : Nombre de Froude.

H : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

$$b/h = 6/1.362 = 4,4 \text{ et } Fr^2 = (1.28)^2 = 1.64$$

Les deux conditions sont vérifiées donc pas d'apparition de vagues roulantes.

### **V.6. Dimensionnement d'ouvrage de vidange**

Un dispositif de vidange est absolument indispensable pour tout barrage de retenue qui représente un investissement notable.

La conduite de vidange est généralement disposée sous 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 soit réalisé qu'après l'achèvement de travaux de la digue.

La capacité de la conduite doit permettre la vidange en dix jours.

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots \dots \dots (V.12)$$

Où :

$Q_r$  : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

$V_u$  : volume utile en [m<sup>3</sup>].

$T$  : temps de vidange .  $T=10$  jours.

$$Q_{vf} = \frac{0,38 \cdot 10^6}{4.86400} + \frac{0,563 \cdot 10^6}{31,53 \cdot 10^6} = 1,1 \text{ m}^3/\text{s}$$

$Q_{vf} = 1,1 \text{ m}^3/\text{s}$

Le type de la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologiques, ainsi que par la valeur du débit de projet.

Dans notre cas la meilleur des solutions est une vidange de fons en acier.

L'axe de la vidange de fond est choisi suivant l'axe de la dérivation provisoire et le plan d'aménagement hydraulique compte tenu de la vidange maximale de la retenue, et la possibilité de passage des débits de chantier.

### V.6.1.Calcul hydraulique

Le calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

.....(V.13)

$Q_{vf}$  : Débit de la vidange de fond (m<sup>3</sup>/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue(528) et l'aval(517,5) en [m].

$\mu$  : Coefficient de débit :  $\mu \in [0,8 - 0,85]$ .

S : Section de la conduite.

Alors que :

$$= \frac{\pi d^2}{4} \dots\dots\dots (V.14).$$

A.N : 
$$S = \frac{1,1}{0,85 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot 10,5}} = 0,099 \text{m}^2$$

On trouve : S = 0,099 m<sup>2</sup>.

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots (V.15).$$

D'où : d= 0,355 m On prend : **d= 400 mm**

Correction de la valeur de coefficient  $\mu$  : 
$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \dots\dots\dots (V.16).$$

$\sum \xi_I$  : Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

- **Coefficient de pertes de charge linéaires**

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \dots\dots\dots (V.17).$$

l : Longueur de la conduite de vidange de fond égale à 73,4m.

d : diamètre de la conduite de vidange 400mm.

: Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler :

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots (V.18).$$

n : rugosité de la conduite en acier ( n=0.014)

On trouve :  $\lambda = 0,042$      $\xi_{\text{lin}} = 7,7\text{m}$ .

- **Coefficient de pertes de charges singulières**

On a :  $\xi_{\text{entrée}} = 0,5$      $\xi_{\text{sortie}} = 1$      $\xi_{\text{vannes}} = (0,1 + 0,1) = 0,2$

Donc :  $\sum \xi_s = 1,2\text{m}$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (7,7 + 1,2)}} = 0,32$$

$$S = \frac{1,1}{0,31 \cdot \sqrt{2g \cdot 10,5}} = 0,21\text{m}^2$$

D'ou :  $D_{\text{vf}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,14}{\pi}} = 0,517\text{ m}$

On prend un diamètre normalisé :

**Dvf = 500 mm**

La conduite étant en acier d'un diamètre de 500 mm. Le débit évacué aura une vitesse de sortie de vannes :  $V_s = Q_{\text{vf}} / S_{\text{con}} (0,08)$ .

**V = 5,24 m/s**

### V.7. Dimensionnement de la prise d'eau

Le but de cet ouvrage est d'assurer un débit exigé à l'aval mais aussi une eau qui soit compatible à sa destination ( de qualité).

La variante choisie pour la prise d'eau est celle prise d'eau et vidange de fond son tracé sera implanté dans la galerie de dérivation provisoire.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

La consommation maximale est en mois de moi de juillet :  $V_{\text{max}} = 0,14786\text{ Mm}^3$ .

Si nous considérons que la distribution se fait en 31 jours :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{0,14786 \cdot 10^6}{31.86400} = 0,055 \text{ m}^3/\text{s} \dots\dots\dots(\text{V.19}).$$

$$Q_{\max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \quad (\text{m}^3/\text{s}).$$

$\mu$  : coefficient de débit :  $\mu = 0.3$

$S$  : Section de la conduite en  $\text{m}^2$ .

$H$  : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval.

On trouve ;  $S = 0,013 \text{ m}^2$  le diamètre de la prise d'eau sera égale à  $d = 0,129 \text{ m}$

Donc on prend le diamètre normalisé  $d = 200 \text{ mm}$ .

- Correction de la valeur de coefficient  $\mu$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \dots\dots\dots(\text{V.20}).$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D} \dots\dots\dots(\text{V.21}).$$

Avec  $\lambda = 0,042$

**A.N :**  $\sum \xi = 17,73$

Donc :  $\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 17,73}} = 0.23$  ;  $S = 0.017 \text{ m}^2$  ;  $D = 147 \text{ m}$ .

On prend le diamètre normalisé

**D = 200 mm**

**V.7.1. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite**

On a :  $V = Q/S$ .

**V = 3.23 m/s**

**Conclusion**

Finalement la conduite de prise d'eau aura un diamètre de 200 mm, elle est équipé par une vanne papillon qui sera groupé avec les vannes de vidange au pied aval du barrage.

# **Chapitre VI :**

## **Organisation de chantier**

## **Introduction**

L'organisation de chantier ne représente pas seulement l'organisation pendant l'exécution des projets. Elle représente même les travaux de préparation des plans.

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moins nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter, ces travaux sont les opérations concourantes à la construction, la réparation, l'entretien ou la démolition d'un édifice ( construction) de nature hydraulique ou bâtiment.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

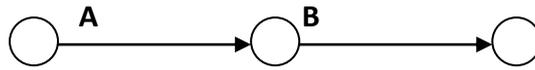
- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter 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.

### **VI.1.Méthodes basées sur le réseau**

#### **VI.1.1.Définition du réseau**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- a) **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**.

**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.

## VI.2.Construction du réseau

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les cinq ( 5 ) opérations suivantes :

1. Etablissement d'une liste des tâches.
2. détermination des tâches antérieures.
3. Construction des graphes partiels :
4. Regroupement des graphes partiels :
5. Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage :
6. Construction du réseau.

## VI.3.Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases.

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 par jour, selon l'unité de temps retenue ;

3<sup>ème</sup> phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

L'utilisation de cette méthode nécessite les étapes suivantes :

1. collection des informations.
2. décomposition du projet.
3. relations entre les tâches.
4. choix de la méthode de calcul.
5. Construction du réseau.

#### VI.4. Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : Temps de réalisation ;

DCP : Date de commencement au plus tôt ;

DCPP : Date de commencement au plus tard ;

DFP : Date de finition au plus tôt ;

DFPP : Date de finition au plus tard ;

MT : Marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

### VI.5. 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.

$$\Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P_{C.C} \end{cases}$$

### VI.6. 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.

On applique la formule suivante :

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

### VI.7. Plannings

Il existe trois types de plan de travail :

### **VI.7.1. plan de travail au plus tôt**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

### **VI.7.2. plan de travail au plus tard (PTPP)**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

### **VI.7.3. 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).

## **V.8. Délai de construction et programme des travaux**

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer certaines exigences, qui sont :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations.
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération.

- Exécution du travail le plus économiquement possible.

### VI.9.Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tavaux	Opérations	Duré (mois)
Travaux routiers	A	1
Installation de chantier	B	2
Excavation des fondations (para fouilles)	C	2
Ferraillage des dalles de la retenue.	D	5
Bétonnage des fondations. (Coffrage, Pose des aciers et bétonnage) + décoffrage	E	4
Pose de la conduite de dérivation qui sert par la suite a la vidange.	F	1
Coffrage et mise en place du béton et le décoffrage par la suite pour les dalles de la retenue.	G	6
Construction de l'évacuateur de crue.	H	4
Construction de la crête de la retenue.	I	2
Bassin d'amortissement de E.C.	J	1
Construction du canal de fuite.	K	2
Prise d'eau et conduite.	L	1
Travaux de finition.	M	3

**Tableau VI.01** : symboles des opérations

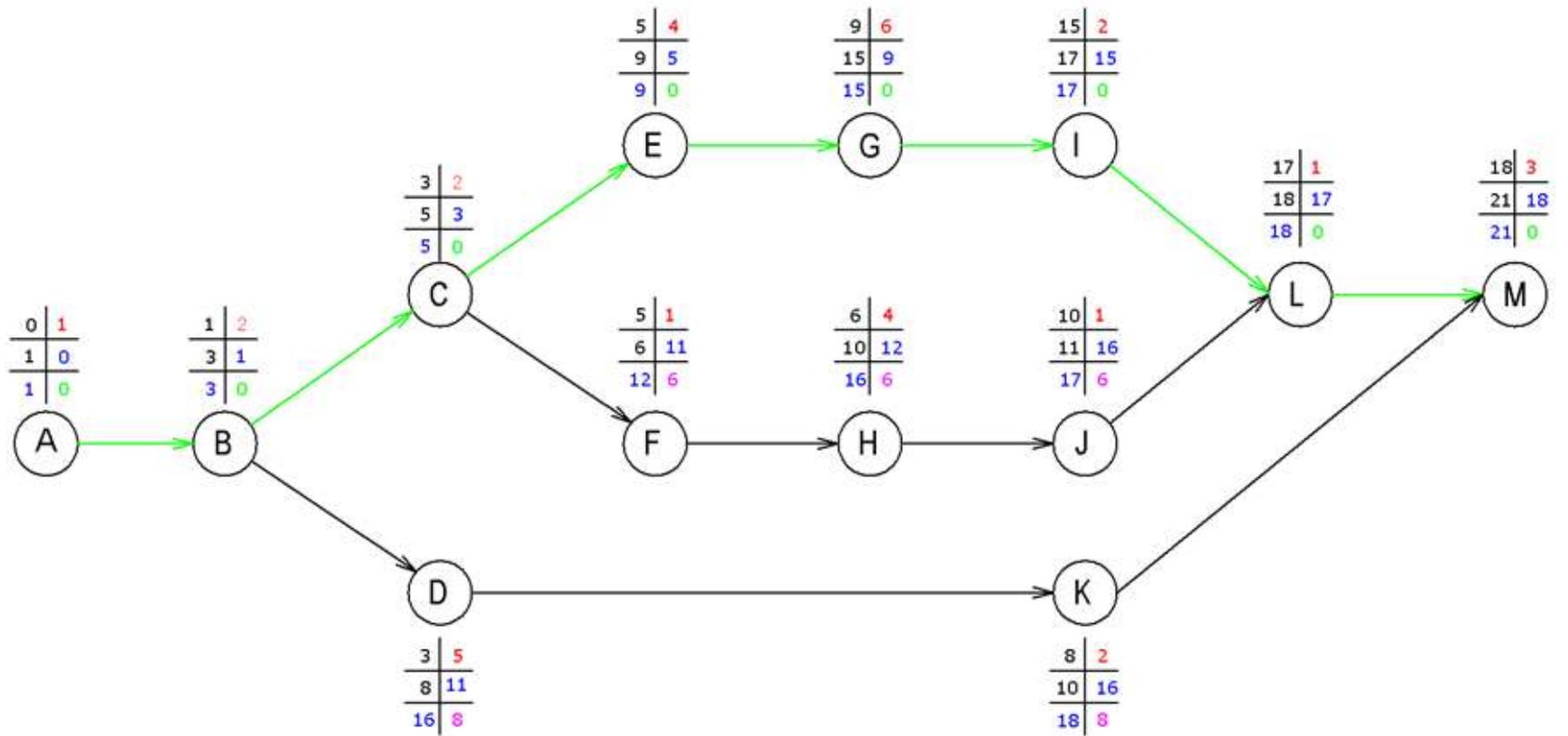


Figure VI.01 : Réseau à nœud

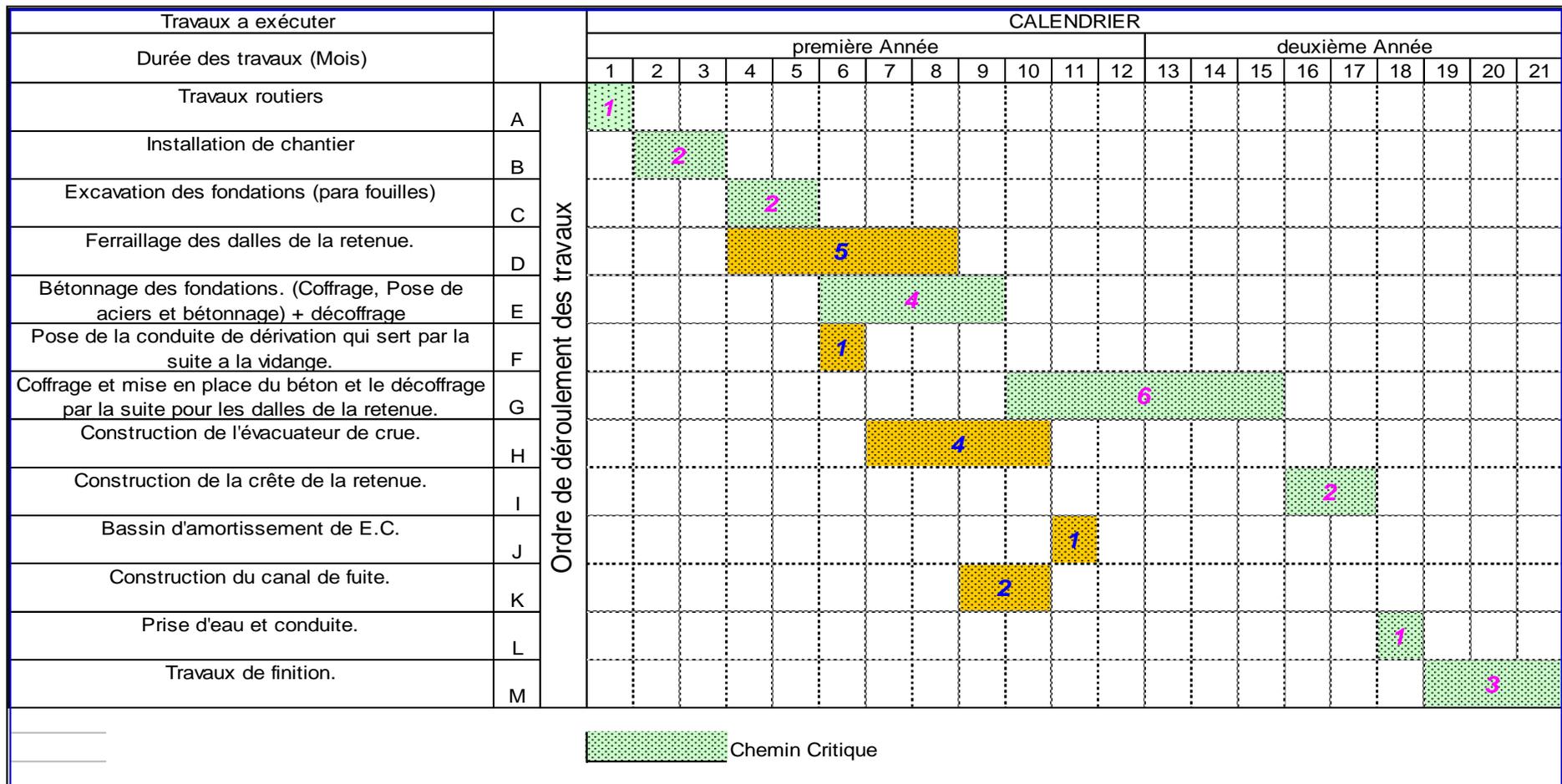


Figure VI.02 : Diagramme de Gant

## **VI.10. 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).

D'après le chemin critique, le temps de réalisation égale à **21** mois.

### **Conclusion**

L'organisation de chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Finalement, on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier est surtout les tâches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude d'organisation d'un chantier.

# Conclusion générale

Cette étude a été faite sur la base des rapports, hydrologiques et topographiques.

Du point de vue hydrologique, nous estimons que l'apport est suffisant pour remplir la future retenue qui est destiné à l'irrigation.

En analysant les résultats de notre travail, on voit que :

La disponibilité des matériaux de construction (principalement l'argile) en quantité et en qualité sur le gîte d'empreint constitue un critère favorable pour la variante (digue homogène).

Les conditions topographiques nous obligent à projeter un évacuateur de crues à surface libre à entonnement frontal en rive gauche dans le sens de l'écoulement, le tracé envisagé permet d'avoir un volume de terrassement minimal.

La dérivation de la crue de chantier sera assurée par une conduite en acier de 500mm de diamètre qui jouera le rôle de l'ouvrage de vidange de fond en phase d'exploitation du barrage.

Des calculs technico-économiques ont été faits pour choisir toujours l'optimum et faire le choix le plus économique pour la largeur de l'évacuateur de crues et la digue.

Le prélèvement de l'eau se fait à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort de diamètre 200mm.

# **Annexe ; I**

## **Etude géologique et géotechnique**

**Tableau III.04: détermination de la pente Roche Ip**

<i>Altitude</i>	$D_i = H_i - H_{i-1}$	$S_i$	$A_i = S_i/S$	$\sqrt{D_i \cdot A_i}$
<i>m</i>	<i>m</i>	<i>Km<sup>2</sup></i>	<i>%</i>	
903-850	53	0,87	0,037	1,39
850-800	50	2,02	0,085	2,06
800-750	50	2,70	0,114	2,39
750-700	50	4,97	0,210	3,24
700-650	50	6,67	0,281	3,75
650-600	50	3,40	0,143	2,68
600-550	50	2,32	0,098	2,21
550-520	30	0,75	0,032	0,97

**Tableau III.10 : Série d'observation (27ans)**

<i>Année/Mois</i>	<i>Sep</i>	<i>Oct</i>	<i>Nov</i>	<i>Déc</i>	<i>Jan</i>	<i>Fév</i>	<i>Mars</i>	<i>Avr</i>	<i>Mai</i>	<i>Juin</i>	<i>Juil</i>	<i>Out</i>	<i>PMax J</i>	<i>Tot</i>
1986	12	15	0,5	18	20	11,5	25	13,6	14,5	3,7	08,6	3,7	25	146.1
1987	8	13	10	17	24	22	16	17	17,9	6,2	1,5	2,2	24	154.8
1988	17,1	17,4	22,7	11,9	10,5	19	16,3	14,5	9,1	19,4	0,6	14,9	19,4	173.4
1989	5,2	9,5	12,8	13,2	16,1	20,7	25,2	20	12,6	22,5	7,3	0	25,2	165.1
1990	13,5	23,9	43,4	24,8	26	11,3	38,5	6,1	35,8	14,3	15,9	34,2	38,5	287.7
1991	22,7	8,8	37,3	62,4	35,2	39,5	35,4	10	27,7	30,4	21,2	12,1	39,5	685.4
1992	23,6	35,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	35,5	59.1
1993	0	0	0	16	0	0	0	0	13,9	4,6	0	13,3	16	47.8
1994	6,5	10,1	13,5	16,5	14,7	15,4	16,5	19,2	18,5	23,4	8,8	2,3	19,2	165.4
1995	15,6	10,4	17,9	14,4	17,6	15	18,5	16,8	15,5	5,5	0	11,5	18,5	158.7
1996	10,7	28,3	33,1	37	19,2	64	32,5	27,5	17	11	0	26	37	306.3
1997	5	10,7	13,5	11	16,3	15	15	10,5	12	9	2	6,5	16,3	126.5

1998	0	26,2	93	26,2	10,1	10	14	12,5	18	4,6	9	12,5	26,2	236.1
1999	0,5	06,5	16	12	29	34,8	27,5	20,5	27,1	16	1,5	6,5	34,8	197.9
2000	3,5	11,6	21	16,6	11	10	15,8	07	12	1	05	0	16,6	114.5
2001	9,5	15,7	11,6	17,5	18,6	18,5	19	16	17,5	11	10	8	19	172.9
2002	0	15	14	20	19,3	30,8	20,2	10	16,5	20,5	17,5	6	30,8	189.8
2003	20,5	20,5	24	24,2	25,5	26,9	22,5	01	16,5	6,5	17	8	26,9	213.1
2004	5	34	48,5	21,6	33,5	25,5	41	48	38,5	21	3,5	0,5	48,5	320.6
2005	31,5	2	42,5	44,6	41,5	48	38	42	29	33,6	5	17	44,6	374.7
2006	26,5	26,5	18,5	24	20	1,5	25	26	29,4	22	24	19,5	29,4	262.9
2007	35,5	3	39,2	40,2	15,5	38	32	22,5	20,5	5	9	0	40,2	260.4
2008	34	21,9	14,5	26,5	22,8	10	25,3	37,1	22,5	32	34	0	37,1	280.6
2009	06	8,5	11,6	12,4	11	9	10,5	7	10	8	5	4	12,4	103
2010	22,8	9	28,5	28	31	30,7	19,5	20,5	7	0	6	5	30,7	208
2011	39	41	5	42	58,3	39	44	46,5	4,5	29	2	6,5	58,3	356.8
2012	60,5	17,5	16	08,5	22,8	23,4	15	22,5	21,3	14	8	20	23,4	249.5

**Tableau III.29 : Hydrogramme de crue.**

<i>T (h)</i>	<i>Q<sub>max</sub></i> <i>(0,1 %)</i>	<i>Q<sub>max</sub></i> <i>(0,5 %)</i>	<i>Q<sub>max</sub></i> <i>(1%)</i>	<i>Q<sub>max</sub></i> <i>(2%)</i>	<i>Q<sub>max</sub></i> <i>(5%)</i>	<i>Q<sub>max</sub></i> <i>(10%)</i>
0	0	0	0	0	0	0
1	7,8710024 2	6,5079279 8	5,9951625 9	4,0720236 5	3,5012093 5	3,0626175 8
2	31,484009 7	26,031711 9	23,980650 4	16,288094 6	14,004837 4	12,250470 3
3	70,839021 8	58,571351 8	53,956463 3	36,648212 8	31,510884 2	27,563558 2
<b>3.05</b>	<b>73,22</b>	<b>60,54</b>	<b>55,77</b>	<b>37,88</b>	<b>32,57</b>	<b>28,49</b>
4	49,134382	40,625450 5	37,424535 4	25,419426 3	21,856143 4	19,118253 8
5	30,206549 4	24,975478 1	23,007638 1	15,627207	13,436592 7	11,753408 8
6	16,896380 1	13,970320 3	12,869586 4	8,7412575 4	7,5159123	6,5744041
7	8,2148486 6	6,7922280 5	6,2570624 1	4,2499107 8	3,6541603 5	3,1964086 1
8	3,1729300 1	2,6234523 8	2,4167482 5	1,6414994 4	1,4113948 4	1,2345913 1
9	0,7815989 3	0,6462441 8	0,5953260 4	0,4043562 9	0,3476738 2	0,3041211 9
10	0,0495770 3	0,0409914 4	0,0377616 9	0,0256484 3	0,0220530 4	0,0192904 9
10.6 8	0	0	0	0	0	0

**Tableau III.33 : Régularisation saisonnière sans tenir comptes des pertes.**

Mois	A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	U <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	A-U (Mm <sup>3</sup> )	1 <sup>ère</sup> consigne d'exploitation		
				V <sub>rf</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S (Mm <sup>3</sup> )
Oct	0.01840	0,009661	0,008739	0,083377	0,083377	
				0,09212	0,09212	
Nov	0.01310	0,00309	0,01001	0,10212	0,10212	
				0,12572	0,12572	
Dec	0.02360	0,00000	0,02360	0,15732	0,15732	
				0,1732	0,1732	
Jan	0.03160	0,00000	0,03160	0,19412	0,19412	
				0,22635	0,22635	
Fev	0.03680	0,00000	0,03680	0,20523	0,20523	
				0,186187	0,186187	0,00794
Mar	0.04210	0,00193	0,04017	0,22635	0,22635	0,04017
				0,20523	0,20523	0,01904
Avr	0.03160	0,01256	0,01904	0,186187	0,186187	0,01904
				0,186187	0,186187	0,01904
Mai	0.02360	0,02106	0,00254	0,186187	0,186187	0,00254
				0,186187	0,186187	0,00254
Jun	0.01320	0,03481	-0,02161	0,18873	0,18873	0,00254

				0,16712	0,16712	
<b>Juil</b>	0.01050	0,04251	-0,03201		0,13511	
				0,13511		
<b>Août</b>	0.00790	0,04058	-0,03268		0,10243	
				0,10243		
<b>Sep</b>	0.01050	0,029553	-0.019053	0,083377	0,083377	

**Tableau III.37 : Détermination de  $H_0$  et Q en fonction de B.**

Hauteur m	Vitesse m/s	Hauteur totale m	Débit m <sup>3</sup> /s							
			b=5	b=10	b=12	b=14	b=16	b=18	b=20	b=22
2	3,07	2,4802	42,4	84,8	101,7	118,7	135,6	152,6	169,6	186,5
1,75	2,87	2,170175	34,7	69,4	83,3	97,1	111,0	124,9	138,8	152,7
1,5	2,66	1,86015	27,5	55,1	66,1	77,1	88,1	99,1	110,1	121,1
1,25	2,43	1,550125	20,9	41,9	50,3	58,6	67,0	75,4	83,8	92,2
1	2,17	1,2401	15,0	30,0	36,0	42,0	48,0	54,0	59,9	65,9
0,75	1,88	0,930075	9,7	19,5	23,4	27,3	31,1	35,0	38,9	42,8
0,5	1,53	0,62005	5,3	10,6	12,7	14,8	17,0	19,1	21,2	23,3
0,25	1,09	0,310025	1,9	3,7	4,5	5,2	6,0	6,7	7,5	8,2

**Tableau III.38 : Débit déversant en fonction de h et b et le volume de la crue**

<b>h</b>	<b>Vch</b>	<b>q<sub>laminé</sub></b>	<b>b=5</b>	<b>b=10</b>	<b>b=12</b>	<b>b=14</b>	<b>b=16</b>	<b>b=18</b>	<b>b=20</b>	<b>b=22</b>
<b>2</b>	<b>265000</b>	<b>31,6</b>	<b>42,4</b>	<b>84,8</b>	<b>101,7</b>	<b>118,7</b>	<b>135,6</b>	<b>152,6</b>	<b>169,6</b>	<b>186,5</b>
<b>1,75</b>	<b>220000</b>	<b>35,7</b>	<b>34,7</b>	<b>69,4</b>	<b>83,3</b>	<b>97,1</b>	<b>111,0</b>	<b>124,9</b>	<b>138,8</b>	<b>152,7</b>
<b>1,5</b>	<b>200000</b>	<b>37,5</b>	<b>27,5</b>	<b>55,1</b>	<b>66,1</b>	<b>77,1</b>	<b>88,1</b>	<b>99,1</b>	<b>110,1</b>	<b>121,1</b>
<b>1,25</b>	<b>165000</b>	<b>40,7</b>	<b>20,9</b>	<b>41,9</b>	<b>50,3</b>	<b>58,6</b>	<b>67,0</b>	<b>75,4</b>	<b>83,8</b>	<b>92,2</b>
<b>1</b>	<b>130000</b>	<b>43,9</b>	<b>15,0</b>	<b>30,0</b>	<b>36,0</b>	<b>42,0</b>	<b>48,0</b>	<b>54,0</b>	<b>59,9</b>	<b>65,9</b>
<b>0,75</b>	<b>100000</b>	<b>46,7</b>	<b>9,7</b>	<b>19,5</b>	<b>23,4</b>	<b>27,3</b>	<b>31,1</b>	<b>35,0</b>	<b>38,9</b>	<b>42,8</b>
<b>0,5</b>	<b>80000</b>	<b>48,5</b>	<b>5,3</b>	<b>10,6</b>	<b>12,7</b>	<b>14,8</b>	<b>17,0</b>	<b>19,1</b>	<b>21,2</b>	<b>23,3</b>
<b>0,25</b>	<b>30000</b>	<b>53,0</b>	<b>1,9</b>	<b>3,7</b>	<b>4,5</b>	<b>5,2</b>	<b>6,0</b>	<b>6,7</b>	<b>7,5</b>	<b>8,2</b>

# REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

- [01] **B.TOUAIBIA et B.BENLAOUKLI (2004)** : introduction au dimensionnement des retenus collinaires.
- [02] **B.TOUAIBIA (2004)** : Manuel pratique d'hydrologie .ENSH Blida. P : 5-136.
- [03] **CARLIER.M (1992)** : Hydraulique général et appliquée. Edition Eyrolles. Paris. France.
- [04] **CIGB (1994)** : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95.P : 25-27.
- [05] **CIGB (1986)** : Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53. P : 26-36.
- [06] **M.HASSANE** : Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue à entonnement frontale.
- [07] **DUNGLAS.M (1982)** : Cours d'ouvrage d'art 1ere 2ème, et 3ème partie.
- [08] **POCHAT.R (1980)** : Evacuateurs de crues .C.T.G.R.E.F.France.
- [09] **Rapport géotechnique (LTPE-2005).**
- [10] **Rapport géotechnique (BETHY-2005).**
- [11] **R.ROLLEY (1977)** : Technique des barrages en aménagement rural. P : 126-135.
- [12] **V.VOLKOV (1986)** : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida. P : 4-56.

# ANNEXES

# **Annexe ; I**

## **Etude géologique et géotechnique**

# **Annexe ; II**

## **Etude hydrologique**

**Tableau III.04: détermination de la pente Roche Ip**

Altitude	$D_i = H_i - H_{i-1}$	$S_i$	$A_i = S_i / S$	$\sqrt{D_i \cdot A_i}$
m	m	Km <sup>2</sup>	%	
903-850	53	0,87	0,037	1,39
850-800	50	2,02	0,085	2,06
800-750	50	2,70	0,114	2,39
750-700	50	4,97	0,210	3,24
700-650	50	6,67	0,281	3,75
650-600	50	3,40	0,143	2,68
600-550	50	2,32	0,098	2,21
550-520	30	0,75	0,032	0,97

**Tableau III.10 : Série d'observation (27ans)**

Année/Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Out	PMax J	Tot
1986	12	15	0,5	18	20	11,5	25	13,6	14,5	3,7	08,6	3,7	25	146.1
1987	8	13	10	17	24	22	16	17	17,9	6,2	1,5	2,2	24	154.8
1988	17,1	17,4	22,7	11,9	10,5	19	16,3	14,5	9,1	19,4	0,6	14,9	19,4	173.4
1989	5,2	9,5	12,8	13,2	16,1	20,7	25,2	20	12,6	22,5	7,3	0	25,2	165.1
1990	13,5	23,9	43,4	24,8	26	11,3	38,5	6,1	35,8	14,3	15,9	34,2	38,5	287.7
1991	22,7	8,8	37,3	62,4	35,2	39,5	35,4	10	27,7	30,4	21,2	12,1	39,5	685.4
1992	23,6	35,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	35,5	59.1
1993	0	0	0	16	0	0	0	0	13,9	4,6	0	13,3	16	47.8
1994	6,5	10,1	13,5	16,5	14,7	15,4	16,5	19,2	18,5	23,4	8,8	2,3	19,2	165.4
1995	15,6	10,4	17,9	14,4	17,6	15	18,5	16,8	15,5	5,5	0	11,5	18,5	158.7
1996	10,7	28,3	33,1	37	19,2	64	32,5	27,5	17	11	0	26	37	306.3
1997	5	10,7	13,5	11	16,3	15	15	10,5	12	9	2	6,5	16,3	126.5
1998	0	26,2	93	26,2	10,1	10	14	12,5	18	4,6	9	12,5	26,2	236.1
1999	0,5	06,5	16	12	29	34,8	27,5	20,5	27,1	16	1,5	6,5	34,8	197.9
2000	3,5	11,6	21	16,6	11	10	15,8	07	12	1	05	0	16,6	114.5
2001	9,5	15,7	11,6	17,5	18,6	18,5	19	16	17,5	11	10	8	19	172.9
2002	0	15	14	20	19,3	30,8	20,2	10	16,5	20,5	17,5	6	30,8	189.8
2003	20,5	20,5	24	24,2	25,5	26,9	22,5	01	16,5	6,5	17	8	26,9	213.1
2004	5	34	48,5	21,6	33,5	25,5	41	48	38,5	21	3,5	0,5	48,5	320.6

2005	31,5	2	42,5	44,6	41,5	48	38	42	29	33,6	5	17	44,6	374.7
2006	26,5	26,5	18,5	24	20	1,5	25	26	29,4	22	24	19,5	29,4	262.9
2007	35,5	3	39,2	40,2	15,5	38	32	22,5	20,5	5	9	0	40,2	260.4
2008	34	21,9	14,5	26,5	22,8	10	25,3	37,1	22,5	32	34	0	37,1	280.6
2009	06	8,5	11,6	12,4	11	9	10,5	7	10	8	5	4	12,4	103
2010	22,8	9	28,5	28	31	30,7	19,5	20,5	7	0	6	5	30,7	208
2011	39	41	5	42	58,3	39	44	46,5	4,5	29	2	6,5	58,3	356.8
2012	60,5	17,5	16	08,5	22,8	23,4	15	22,5	21,3	14	8	20	23,4	249.5

**Tableau III.29 : Hydrogramme de crue.**

T (h)	<b>Qmax (0,1 %)</b>	<b>Qmax (0,5 %)</b>	<b>Qmax (1%)</b>	<b>Qmax (2%)</b>	<b>Qmax (5%)</b>	<b>Qmax (10%)</b>
0	0	0	0	0	0	0
1	7,87100242	6,50792798	5,99516259	4,07202365	3,50120935	3,06261758
2	31,4840097	26,0317119	23,9806504	16,2880946	14,0048374	12,2504703
3	70,8390218	58,5713518	53,9564633	36,6482128	31,5108842	27,5635582
<b>3.05</b>	<b>73,22</b>	<b>60,54</b>	<b>55,77</b>	<b>37,88</b>	<b>32,57</b>	<b>28,49</b>
4	49,134382	40,6254505	37,4245354	25,4194263	21,8561434	19,1182538
5	30,2065494	24,9754781	23,0076381	15,627207	13,4365927	11,7534088
6	16,8963801	13,9703203	12,8695864	8,74125754	7,5159123	6,5744041
7	8,21484866	6,79222805	6,25706241	4,24991078	3,65416035	3,19640861
8	3,17293001	2,62345238	2,41674825	1,64149944	1,41139484	1,23459131
9	0,78159893	0,64624418	0,59532604	0,40435629	0,34767382	0,30412119
10	0,04957703	0,04099144	0,03776169	0,02564843	0,02205304	0,01929049
10.68	0	0	0	0	0	0

**Tableau III.33 : Régularisation saisonnière sans tenir comptes des pertes.**

<i>Mois</i>	<i>A<sub>80%</sub>(Mm<sup>3</sup>)</i>	<i>U<sub>80%</sub>(Mm<sup>3</sup>)</i>	<i>A-U (Mm<sup>3</sup>)</i>	<i>1<sup>ère</sup> consigne d'exploitation</i>		
				<i>V<sub>rf</sub> (Mm<sup>3</sup>)</i>	<i>V<sub>ri</sub> (Mm<sup>3</sup>)</i>	<i>S (Mm<sup>3</sup>)</i>
<i>Oct</i>	<i>0,01840</i>	<i>0,009661</i>	<i>0,008739</i>	<i>0,083377</i>	<i>0,083377</i>	
<i>Nov</i>	<i>0,01310</i>	<i>0,00309</i>	<i>0,01001</i>	<i>0,09212</i>	<i>0,09212</i>	
<i>Dec</i>	<i>0,02360</i>	<i>0,00000</i>	<i>0,02360</i>	<i>0,10212</i>	<i>0,10212</i>	
<i>Jan</i>	<i>0,03160</i>	<i>0,00000</i>	<i>0,03160</i>	<i>0,12572</i>	<i>0,12572</i>	
<i>Fev</i>	<i>0,03680</i>	<i>0,00000</i>	<i>0,03680</i>	<i>0,15732</i>	<i>0,15732</i>	
<i>Mar</i>	<i>0,04210</i>	<i>0,00193</i>	<i>0,04017</i>	<i>0,19412</i>	<i>0,186187</i>	<i>0,00794</i>
<i>Avr</i>	<i>0,03160</i>	<i>0,01256</i>	<i>0,01904</i>	<i>0,22635</i>	<i>0,186187</i>	<i>0,04017</i>
<i>Mai</i>	<i>0,02360</i>	<i>0,02106</i>	<i>0,00254</i>	<i>0,20523</i>	<i>0,186187</i>	<i>0,01904</i>
<i>Juin</i>	<i>0,01320</i>	<i>0,03481</i>	<i>-0,02161</i>	<i>0,18873</i>	<i>0,186187</i>	<i>0,00254</i>

<i>Juil</i>	0,01050	0,04251	-0,03201	0,16712	0,16712	
				0,13511	0,13511	
<i>Août</i>	0,00790	0,04058	-0,03268	0,10243	0,10243	
				0,083377	0,083377	
<i>Sep</i>	0,01050	0,029553	-0,019053			

**Tableau III.37 : Détermination de  $H_0$  et Q en fonction de B.**

Hauteur m	Vitesse m/s	Hauteur totale m	Débit m <sup>3</sup> /s							
			b=5	b=10	b=12	b=14	b=16	b=18	b=20	b=22
2	3,07	2,4802	42,4	84,8	101,7	118,7	135,6	152,6	169,6	186,5
1,75	2,87	2,170175	34,7	69,4	83,3	97,1	111,0	124,9	138,8	152,7
1,5	2,66	1,86015	27,5	55,1	66,1	77,1	88,1	99,1	110,1	121,1
1,25	2,43	1,550125	20,9	41,9	50,3	58,6	67,0	75,4	83,8	92,2
1	2,17	1,2401	15,0	30,0	36,0	42,0	48,0	54,0	59,9	65,9
0,75	1,88	0,930075	9,7	19,5	23,4	27,3	31,1	35,0	38,9	42,8
0,5	1,53	0,62005	5,3	10,6	12,7	14,8	17,0	19,1	21,2	23,3
0,25	1,09	0,310025	1,9	3,7	4,5	5,2	6,0	6,7	7,5	8,2

**Tableau III.38 : Débit déversant en fonction de h et b et le volume de la crue**

<b>h</b>	<b>Vch</b>	<b>q<sub>laminé</sub></b>	<b>b=5</b>	<b>b=10</b>	<b>b=12</b>	<b>b=14</b>	<b>b=16</b>	<b>b=18</b>	<b>b=20</b>	<b>b=22</b>
<b>2</b>	<b>265000</b>	<b>31,6</b>	<b>42,4</b>	<b>84,8</b>	<b>101,7</b>	<b>118,7</b>	<b>135,6</b>	<b>152,6</b>	<b>169,6</b>	<b>186,5</b>
<b>1,75</b>	<b>220000</b>	<b>35,7</b>	<b>34,7</b>	<b>69,4</b>	<b>83,3</b>	<b>97,1</b>	<b>111,0</b>	<b>124,9</b>	<b>138,8</b>	<b>152,7</b>
<b>1,5</b>	<b>200000</b>	<b>37,5</b>	<b>27,5</b>	<b>55,1</b>	<b>66,1</b>	<b>77,1</b>	<b>88,1</b>	<b>99,1</b>	<b>110,1</b>	<b>121,1</b>
<b>1,25</b>	<b>165000</b>	<b>40,7</b>	<b>20,9</b>	<b>41,9</b>	<b>50,3</b>	<b>58,6</b>	<b>67,0</b>	<b>75,4</b>	<b>83,8</b>	<b>92,2</b>
<b>1</b>	<b>130000</b>	<b>43,9</b>	<b>15,0</b>	<b>30,0</b>	<b>36,0</b>	<b>42,0</b>	<b>48,0</b>	<b>54,0</b>	<b>59,9</b>	<b>65,9</b>
<b>0,75</b>	<b>100000</b>	<b>46,7</b>	<b>9,7</b>	<b>19,5</b>	<b>23,4</b>	<b>27,3</b>	<b>31,1</b>	<b>35,0</b>	<b>38,9</b>	<b>42,8</b>
<b>0,5</b>	<b>80000</b>	<b>48,5</b>	<b>5,3</b>	<b>10,6</b>	<b>12,7</b>	<b>14,8</b>	<b>17,0</b>	<b>19,1</b>	<b>21,2</b>	<b>23,3</b>
<b>0,25</b>	<b>30000</b>	<b>53,0</b>	<b>1,9</b>	<b>3,7</b>	<b>4,5</b>	<b>5,2</b>	<b>6,0</b>	<b>6,7</b>	<b>7,5</b>	<b>8,2</b>

**Tableau III.16 : Pluie de courte durée pour les différentes fréquences et leurs intensités.**

T	Fréquence													
	0,01%		0,1%		1%		2%		5%		10%		20%	
	Pmax t (mm)	I (mm/h)												
0,5	28,16	56,31	22,71	45,42	17,32	34,64	15,69	31,37	13,49	26,98	11,80	23,60	10,03	20,06
1	35,64	35,64	28,75	28,75	21,93	21,93	19,86	19,86	17,07	17,07	14,93	14,93	12,69	12,69
2	45,11	22,55	36,39	18,19	27,75	13,88	25,13	12,57	21,61	10,80	18,90	9,45	16,07	8,03
3	51,78	17,26	41,77	13,92	31,86	10,62	28,85	9,62	24,80	8,27	21,70	7,23	18,44	6,15
3,05	52,07	17,07	42,00	13,77	32,03	10,50	29,01	9,51	24,94	8,18	21,82	7,15	18,55	6,08
4	57,10	14,27	46,06	11,51	35,13	8,78	31,81	7,95	27,35	6,84	23,93	5,98	20,34	5,08
5	61,60	12,32	49,69	9,94	37,90	7,58	34,32	6,86	29,51	5,90	25,81	5,16	21,94	4,39
6	65,54	10,92	52,87	8,81	40,32	6,72	36,51	6,09	31,40	5,23	27,46	4,58	23,34	3,89
7	69,06	9,87	55,71	7,96	42,49	6,07	38,48	5,50	33,08	4,73	28,94	4,13	24,60	3,51
8	72,27	9,03	58,30	7,29	44,46	5,56	40,27	5,03	34,62	4,33	30,29	3,79	25,74	3,22
9	75,22	8,36	60,68	6,74	46,28	5,14	41,91	4,66	36,04	4,00	31,52	3,50	26,79	2,98
10	77,97	7,80	62,89	6,29	47,97	4,80	43,44	4,34	37,35	3,74	32,67	3,27	27,77	2,78
11	80,54	7,32	64,97	5,91	49,55	4,50	44,87	4,08	38,58	3,51	33,75	3,07	28,69	2,61
12	82,95	6,91	66,92	5,58	51,04	4,25	46,22	3,85	39,74	3,31	34,76	2,90	29,55	2,46

13	85,24	6,56	68,76	5,29	52,44	4,03	47,49	3,65	40,84	3,14	35,72	2,75	30,36	2,34
14	87,42	6,24	70,52	5,04	53,78	3,84	48,70	3,48	41,88	2,99	36,63	2,62	31,14	2,22
15	89,49	5,97	72,19	4,81	55,06	3,67	49,86	3,32	42,87	2,86	37,50	2,50	31,88	2,13
16	91,48	5,72	73,79	4,61	56,28	3,52	50,97	3,19	43,82	2,74	38,33	2,40	32,58	2,04
17	93,38	5,49	75,33	4,43	57,45	3,38	52,03	3,06	44,74	2,63	39,13	2,30	33,26	1,96
18	95,22	5,29	76,81	4,27	58,58	3,25	53,05	2,95	45,61	2,53	39,90	2,22	33,92	1,88
19	96,98	5,10	78,23	4,12	59,67	3,14	54,03	2,84	46,46	2,45	40,64	2,14	34,54	1,82
20	98,69	4,93	79,61	3,98	60,72	3,04	54,98	2,75	47,28	2,36	41,36	2,07	35,15	1,76
21	100,34	4,78	80,94	3,85	61,73	2,94	55,90	2,66	48,07	2,29	42,05	2,00	35,74	1,70
22	101,94	4,63	82,23	3,74	62,72	2,85	56,79	2,58	48,83	2,22	42,72	1,94	36,31	1,65
23	103,49	4,50	83,48	3,63	63,67	2,77	57,66	2,51	49,58	2,16	43,37	1,89	36,86	1,60
24	105,00	4,38	84,70	3,53	64,60	2,69	58,50	2,44	50,30	2,10	44,00	1,83	37,40	1,56

**Tableau III.35 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes**

Mois	$V_{moy}$ (Mm <sup>3</sup> )	$S_{moy}$ (m <sup>2</sup> )	$E_S$ (m)	$V_{ep}$ (Mm <sup>3</sup> )	$V_{inf}$ (Mm <sup>3</sup> )	$\pi$ (Mm <sup>3</sup> )	$U + \pi$ (Mm <sup>3</sup> )	$A - (U + \pi)$ (Mm <sup>3</sup> )	1 <sup>ère</sup> consigne d'exploitation		
									$V_{rf}$ (Mm <sup>3</sup> )	$V_{ri}$ (Mm <sup>3</sup> )	S (Mm <sup>3</sup> )
Oct	0,08775	0,0419	0,097	0,00406	0,00088	0,00060196	0,1206020	0,0494	0,0824	0,0824	
Nov	0,09712	0,0447	0,069	0,00308	0,00097	0,00166135	0,0016614	0,1584	0,2408	0,2408	
Déc	0,11392	0,0500	0,05	0,0025	0,00114	0,00290825	0,0029083	0,0851	0,3258	0,3258	
Jan	0,14152	0,05742	0,041	0,00235	0,00142	0,0039352	0,0039352	0,0933	0,4191	0,4191	
Fév	0,17176	0,06573	0,037	0,00243	0,00172	0,00453836	0,0045384	0,1075	0,5263	0,46	0,0663
Mar	0,18619	0,06942	0,072	0,00499	0,00186	0,00454206	0,0045421	0,0495	0,5095	0,46	0,0495
Avr	0,18619	0,06942	0,092	0,00638	0,00186	0,00456	0,0045600	0,0534	0,5135	0,46	0,0535
Mai	0,18619	0,06942	0,147	0,01020	0,00186	0,00458	0,0045800	0,0274	0,4875	0,46	0,0275
Juin	0,17665	0,06700	0,197	0,01319	0,00177	0,00406	0,1490600	-0,1229	0,3471	0,347	
Juill	0,15112	0,06012	0,259	0,01557	0,00151	0,00286	0,1478600	-0,1018	0,215	0,215	
Août	0,11877	0,05095	0,25	0,01273	0,00119	0,00170	0,1467000	-0,0706	0,145	0,145	
Sep	0,09291	0,04348	0,16	0,00695	0,00093	0,00077	0,1207700	-0,112	0,033	0,033	

# **Annexe ; III**

## **Etude des variantes**

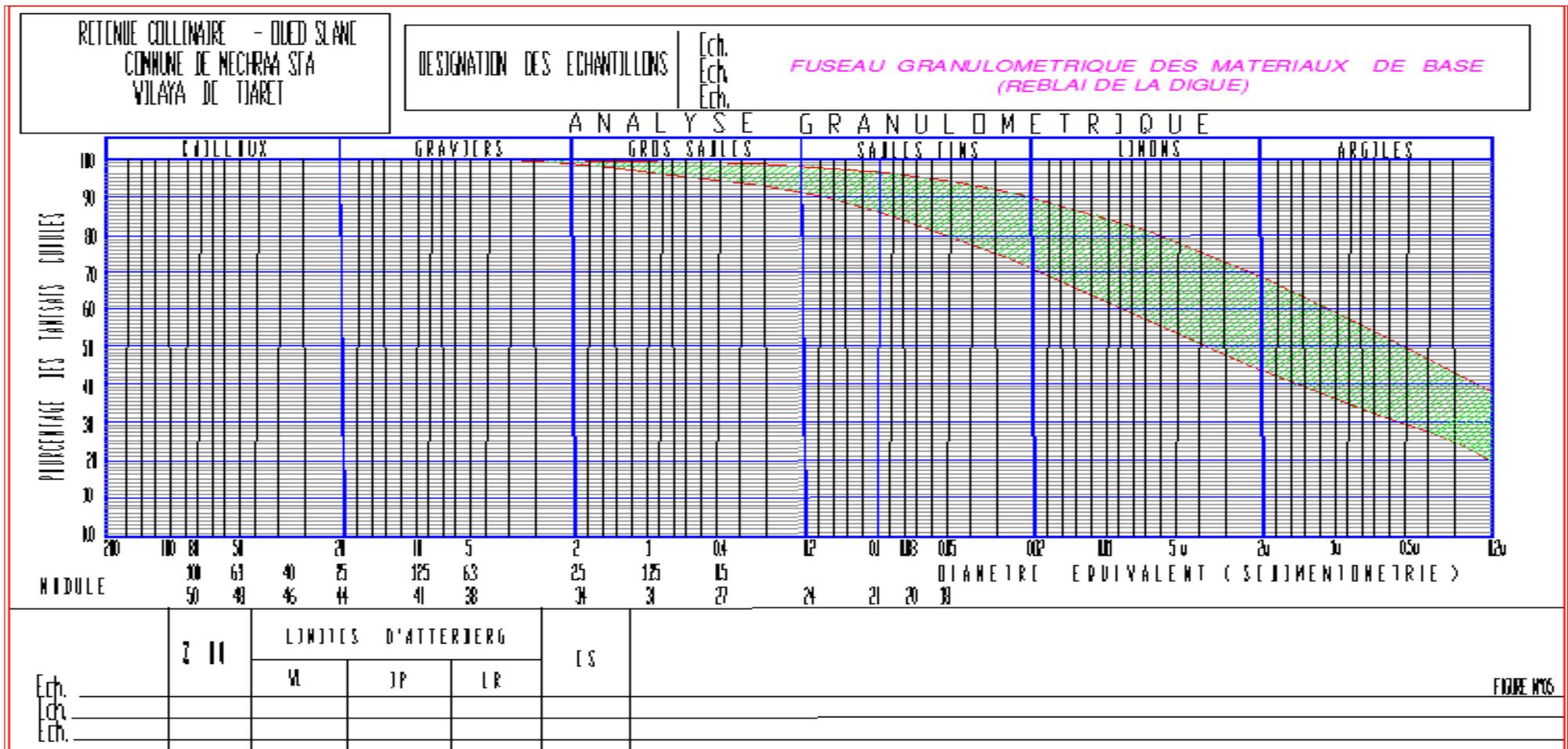
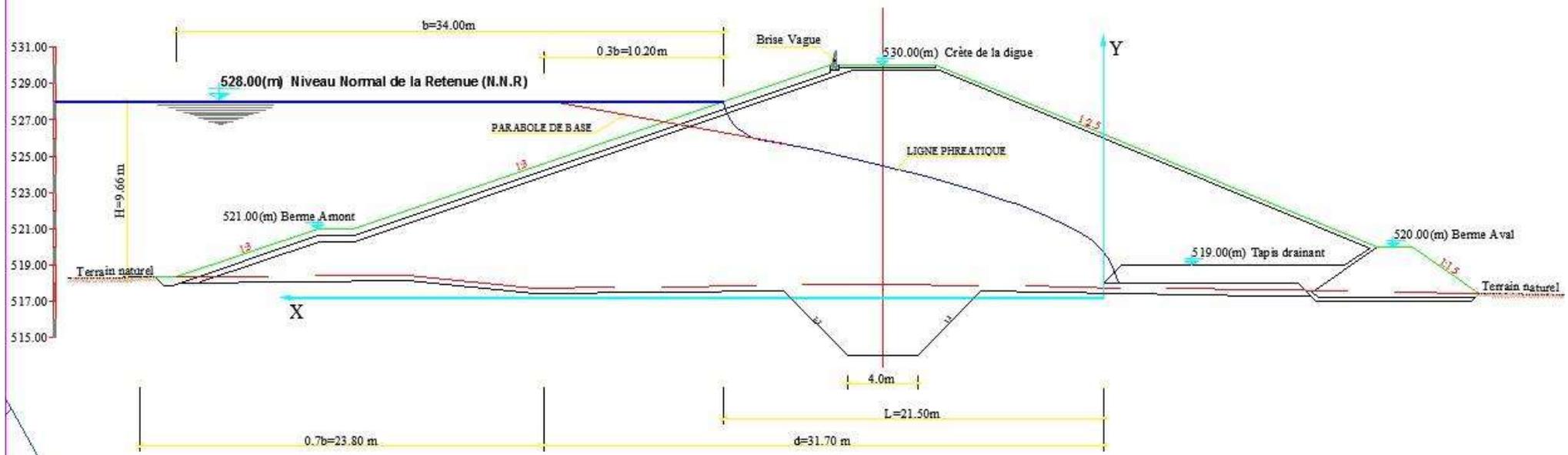


Figure IV.01 : Courbe granulométrique des matériaux de base

# ETUDE DES INFILTRATIONS



**Calcul du facteur de sécurité: fin de construction (aval) pour un rayon de 23m**

N°tr	Bi	h1	h2	sina	cosa	Gn	Gn sina	Gn cosa	dLi	C.dLi	Ntgφ	dn	α.Gn.dn	
-2	1,42	0	0,83	-0,167	0,98601	1,7679	-0,29465	1,7431729	10,19	1,5285	0,592679	12,25	2,16568	
-1	2,4	0	1,99	-0,083	0,99652	7,164	-0,597	7,1390817	10,05	1,5075	2,427288	12,25	8,7759	
0	2,4	0	2,49	0	1	8,964	0	8,964	9,98	1,497	3,04776	12,25	10,9809	
1	2,4	0	2,93	0,0833	0,99652	10,548	0,879	10,511311	10,04	1,506	3,573846	12,25	12,9213	
2	2,4	0	3,63	0,1667	0,98601	13,068	2,178	12,885222	10,19	1,5285	4,380975	12,25	16,0083	
3	2,4	0	4,1	0,25	0,96825	14,76	3,69	14,291309	10,47	1,5705	4,859045	12,25	18,081	
4	2,4	0	4,31	0,3333	0,94281	15,516	5,172	14,628625	10,9	1,635	4,973733	12,25	19,0071	
5	2,4	0	4,26	0,4167	0,90906	15,336	6,39	13,941334	11,54	1,731	4,740054	12,25	18,7866	
6	2,4	0	3,87	0,5	0,86603	13,932	6,966	12,065466	12,5	1,875	4,102258	12,25	17,0667	
7	3,2	0	3,05	0,5833	0,81223	14,64	8,54	11,891089	14,02	2,103	4,04297	12,25	17,934	
8	3,14	0	1,71	0,6667	0,74536	8,0541	5,3694	6,0031717	13,24	1,986	2,041078	12,25	9,86627	
somme														
							38,29275			18,468	38,781		151,59375	

Le facteur sans séisme est de 1,495

le facteur avec séisme est de 1,275

### Calcul du facteur de sécurité: fin de construction (amont) pour un rayon de 26m

N°tr	Bi	h1	h2	sina	cosa	Gn	Gn sina	Gn cosa	dLi	C.dLi	Ntgφ	dn	α.Gn.dn
-4	3,8	2,71	0	-0,333	0,943	18,433	-6,144	17,379	7,15	1,0725	5,90892631	13	23,963446
-3	2,8	4,42	0	-0,250	0,968	22,153	-5,538	21,450	8,61	1,2915	7,29286017	13	28,798952
-2	2,8	5,82	0	-0,167	0,986	29,170	-4,862	28,762	8,48	1,272	9,77902904	13	37,920792
-1	2,8	6,94	0	-0,083	0,997	34,783	-2,899	34,662	8,43	1,2645	11,7851801	13	45,218264
0	2,8	7,4	0	0,000	1,000	37,089	0,000	37,089	8,48	1,272	12,610192	13	48,21544
1	2,8	7,79	0	0,083	0,997	39,043	3,254	38,908	8,61	1,2915	13,2286099	13	50,756524
2	2,8	8,37	0	0,167	0,986	41,950	6,992	41,364	7,15	1,0725	14,0636552	13	54,535572
3	2,8	8,8	0	0,250	0,968	44,106	11,026	42,705	9,2	1,38	14,5197216	13	57,33728
4	2,8	8,67	0	0,333	0,943	43,454	14,485	40,969	9,74	1,461	13,929413	13	56,490252
5	2,8	8,35	0	0,417	0,909	41,850	17,438	38,044	10,56	1,584	12,9350672	13	54,40526
6	2,8	7,32	0,311	0,500	0,866	37,994	18,997	32,904	11,84	1,776	11,1872933	13	49,392252
7	3,8	4,8	1,63	0,583	0,812	41,941	24,465	34,066	14,16	2,124	11,5822814	13	54,52278
8	3,8	1,68	2,95	0,667	0,745	28,242	18,828	21,051			7,15720817	13	36,715068
Somme							96,0416567			16,8615	138,822229		561,556814

Le facteur sans séisme est de 1,54

le facteur avec séisme est de 1,26

### Calcul du facteur de sécurité: fin de construction (amont) pour un rayon de 24

N°tr	Bi	h1	h2	sina	cosa	Gn	Gn sina	Gn cosa	dLi	C.dLi	Ntgφ	dn	α.Gn.dn
-3	2,4	1,44	0	-0,231	0,973	6,186	-1,428	6,019	9,83	1,4745	2,04655	13	8,04211
-2	2,4	2,74	0	-0,154	0,988	11,771	-1,811	11,631	9,57	1,4355	3,954507	13	15,3024
-1	2,4	3,67	0	-0,077	0,997	15,766	-1,213	15,720	9,43	1,4145	5,344666	13	20,4962
0	2,4	4,09	0	0,000	1,000	17,571	0,000	17,571	9,37	1,4055	5,974018	13	22,8418
1	2,4	4,44	0	0,077	0,997	19,074	1,467	19,018	9,43	1,4145	6,466026	13	24,7965
2	2,4	4,95	0	0,154	0,988	21,265	3,272	21,012	9,57	1,4355	7,144092	13	27,6448
3	2,4	5,22	0	0,231	0,973	22,425	5,175	21,820	9,83	1,4745	7,418743	13	29,1527
4	2,4	5,22	0	0,308	0,951	22,425	6,900	21,337	10,23	1,5345	7,254643	13	29,1527
5	2,4	4,93	0	0,385	0,923	21,179	8,146	19,550	10,83	1,6245	6,647036	13	27,5331
6	2,4	4,29	0	0,462	0,887	18,430	8,506	16,349	11,73	1,7595	5,558824	13	23,9588
7	3,37	2,06	1,18	0,538	0,843	18,391	9,903	15,498	13,16	1,974	5,269166	13	23,9089
8	2,7	0	1,66	0,615	0,788	6,723	4,137	5,299	15,74	2,361	1,801745	13	8,7399
somme							43,054836			19,308	64,88001		261,57

Le facteur sans séisme est de 1,955

le facteur avec séisme est de 1,560

### Calcul du facteur de sécurité: vidange rapide (amont) pour un rayon de 25m

N°tr	Bi	h1	h2	sina	cosa	Gn	Gn sina	Gn cosa	dLi	C.dLi	Ntgφ	dn	α.Gn.dn
-3	4,81	0	1,03	-0,3	0,95394	9,61134	-2,883403	9,1686359	5,04225	16,135	3,156761	47,61	68,639399
-2	4,81	0	3,87	-0,2	0,9798	36,1125	-7,222504	35,382897	4,90919	15,709	12,18233	46,2	250,25975
-1	4,81	0	6,21	-0,1	0,99499	57,948	-5,794799	57,657526	4,83423	15,47	19,85149	45,01	391,23588
0	4,81	0	7,98	0	1	74,4646	0	74,464572	4,81	15,392	25,63815	44,04	491,91296
1	4,81	0	8,67	0,1	0,99499	80,9032	8,0903238	80,497705	4,83423	15,47	27,71536	43,79	531,41292
2	4,81	0	9,29	0,2	0,9798	86,6887	17,337741	84,937238	4,90919	15,709	29,24389	43,43	564,73358
3	4,81	0	9,65	0,3	0,95394	90,048	27,014403	85,900327	5,04225	16,135	29,57548	43,46	587,02298
4	4,81	0	9,45	0,4	0,91652	88,1817	35,272692	80,819891	5,24814	16,794	27,82629	44,58	589,67123
5	4,81	0	8,62	0,5	0,86603	80,4367	40,218334	69,660198	5,55411	17,773	23,98401	44,41	535,82886
6	4,81	0	6,83	0,6	0,8	63,7335	38,240077	50,98677	6,0125	19,24	17,55474	45,32	433,26007
7	4,81	4,2	0	0,7	0,71414	32,7272	22,909068	23,371924	6,73535	21,553	8,046954	46,51	228,32159
Somme							173,18193			185,38	224,7755		4672,2992

Le facteur sans sième est de 2.37

le facteur avec sième est de 1.52

### Calcul du facteur de sécurité: vidange rapide (amont) pour un rayon de 24m

N°tr	Bi	h1	h2	sina	cosa	Gn	Gn sina	Gn cosa	dLi	C.dLi	Ntgφ	dn	α.Gn.dn
-4	3,78	0	1,27	-0,4	0,91652	9,31316	-3,725266	8,5356558	4,12432	13,198	2,938826	13	60,419151
-3	4,37	0	4,27	-0,3	0,95394	36,2002	-10,86006	34,532796	4,581	14,659	11,88964	13	226,75809
-2	4,37	0	6,94	-0,2	0,9798	58,8359	-11,76719	57,647205	4,46011	14,272	19,84793	13	356,81051
-1	4,37	0	9,09	-0,1	0,99499	77,0632	-7,70632	76,676918	4,39202	14,054	26,39986	13	454,17198
0	4,37	0	10,72	0	1	90,882	0	90,882016	4,37	13,984	31,29068	13	503,8499
1	4,37	0	11,97	0,1	0,99499	101,479	10,147927	100,97059	4,39202	14,054	34,76418	13	573,25637
2	4,37	0	11,76	0,2	0,9798	99,6989	19,939786	97,684601	4,46011	14,272	33,63281	13	567,98479
3	4,37	0	12,08	0,3	0,95394	102,412	30,723547	97,694654	4,581	14,659	33,63627	13	583,13293
4	4,37	0	11,91	0,4	0,91652	100,971	40,388239	92,541082	4,76806	15,258	31,86189	13	580,379
5	4,37	0	11,15	0,5	0,86603	94,5275	47,263735	81,86319	5,04604	16,147	28,1855	13	552,84391
6	4,37	0	9,72	0,6	0,8	82,4042	49,44253	65,923373	5,4625	17,48	22,69742	13	493,31284
7	4,37	0	7,33	0,7	0,71414	62,1423	43,499592	44,37846	6,11922	19,582	15,2795	13	383,20033
8	4,37	3,89	0	0,8	0,6	27,5389	22,031093	16,52332	7,28333	23,307	5,688979	13	175,64289
Somme							229,37761			204,93	298,1135		5511,7627

Le facteur sans sième est de 1.50

le facteur avec sième est de 1.12

### Calcul du facteur de sécurité: vidange rapide (amont) pour un rayon de 27m

N°tr	Bi	h1	h2	sina	cosa	Gn	Gn sina	Gn cosa	dLi	C.dLi	Ntgφ	dn	α.Gn.dn
-3	4,31	2,75	0	0,25	0,97	41,04	-10,26	39,74	8,96	1,344	13,51159	13	53,3562
-2	2,56	4,08	0	0,17	0,99	18,70	-3,12	18,43	8,72	1,308	6,267796	13	24,305
-1	2,56	5,13	0	0,08	1,00	23,51	-1,96	23,43	8,6	1,29	7,964822	13	30,56
0	2,56	5,57	0	0,00	1,00	25,52	0,00	25,52	8,54	1,281	8,678149	13	33,1812
1	2,56	5,93	0	0,08	1,00	27,17	2,26	27,08	8,6	1,29	9,206899	13	35,3257
2	2,56	6,47	0	0,17	0,99	29,65	4,94	29,23	8,72	1,308	9,939372	13	38,5426
3	2,56	6,75	0	0,25	0,97	30,93	7,73	29,95	8,96	1,344	10,18266	13	40,2106
4	2,56	6,75	0	0,33	0,94	30,93	10,31	29,16	9,33	1,3995	9,915153	13	40,2106
5	2,56	6,44	0	0,42	0,91	29,51	12,30	26,83	9,87	1,4805	9,121159	13	38,3639
6	2,56	5,32	0,47	0,50	0,87	26,18	13,09	22,68	10,7	1,605	7,709598	13	34,0381
7	2,56	2,99	1,67	0,58	0,81	20,11	11,73	16,34	12,01	1,8015	5,554714	13	26,1484
8	4,81	0,092	2,92	0,67	0,75	21,86	14,57	16,29	14,35	2,1525	5,539761	13	28,4179
Somme							61,607433			17,604	103,5916765		422,66

Le facteur sans séisme est de 1.57

le facteur avec séisme est de 1.08

### Calcul du facteur de sécurité: fin de construction (amont) pour un rayon de 27m

N°tr	Bi	h1	h2	sina	cosa	Gn	Gn sina	Gn cosa	dLi	C.dLi	Ntgφ	dn	α.Gn.dn
-3	4,31	2,75	0	-0,25	0,97	41,04	-10,26	39,74	8,96	1,344	13,51159	13	53,3562
-2	2,56	4,08	0	-0,17	0,99	18,70	-3,12	18,43	8,72	1,308	6,267796	13	24,305
-1	2,56	5,13	0	-0,08	1,00	23,51	-1,96	23,43	8,6	1,29	7,964822	13	30,56
0	2,56	5,57	0	0,00	1,00	25,52	0,00	25,52	8,54	1,281	8,678149	13	33,1812
1	2,56	5,93	0	0,08	1,00	27,17	2,26	27,08	8,6	1,29	9,206899	13	35,3257
2	2,56	6,47	0	0,17	0,99	29,65	4,94	29,23	8,72	1,308	9,939372	13	38,5426
3	2,56	6,75	0	0,25	0,97	30,93	7,73	29,95	8,96	1,344	10,18266	13	40,2106
4	2,56	6,75	0	0,33	0,94	30,93	10,31	29,16	9,33	1,3995	9,915153	13	40,2106
5	2,56	6,44	0	0,42	0,91	29,51	12,30	26,83	9,87	1,4805	9,121159	13	38,3639
6	2,56	5,32	0,47	0,50	0,87	26,18	13,09	22,68	10,7	1,605	7,709598	13	34,0381
7	2,56	2,99	1,67	0,58	0,81	20,11	11,73	16,34	12,01	1,8015	5,554714	13	26,1484
8	4,81	0,092	2,92	0,67	0,75	21,86	14,57	16,29	14,35	2,1525	5,539761	13	28,4179
Somme							61,607433			17,604	103,5916765		422,66

Le facteur sans séisme est de 1,95

le facteur avec séisme est de 1,27

### Calcul du facteur de sécurité: fin de construction (aval) pour un rayon de 25 m

N° tr	Bi	h1	h2	sina	cosa	Gn	Gn sina	Gn cosa	dLi	C.dLi	Ntgφ	dn	α.Gn.dn
-2	3,09	0	1,85	-0,15	0,99	8,57	-1,32	8,47	9,57	1,4355	2,880706	12,25	10,5041
-1	2,5	0	3,18	-0,08	1,00	11,93	-0,92	11,89	9,43	1,4145	4,042487	12,25	14,6081
0	2,5	0	3,72	0,00	1,00	13,95	0,00	13,95	9,37	1,4055	4,743	12,25	17,0888
1	2,5	0	4,2	0,08	1,00	15,75	1,21	15,70	9,43	1,4145	5,339133	12,25	19,2938
2	2,5	0	4,95	0,15	0,99	18,56	2,86	18,34	9,57	1,4355	6,236113	12,25	22,7391
3	2,5	0	5,43	0,23	0,97	20,36	4,70	19,81	9,83	1,4745	6,736381	12,25	24,9441
4	2,5	0	5,63	0,31	0,95	21,11	6,50	20,09	10,23	1,5345	6,830004	12,25	25,8628
5	2,5	0	5,5	0,38	0,92	20,63	7,93	19,04	10,83	1,6245	6,473077	12,25	25,2656
6	2,5	0	4,98	0,46	0,89	18,68	8,62	16,57	11,73	1,7595	5,63277	12,25	22,8769
7	3,66	0	3,99	0,54	0,84	21,91	11,80	18,46	13,16	1,974	6,275834	12,25	26,8337
8	3,83	0	2,6	0,62	0,79	14,94	9,19	11,77	15,74	2,361	4,003074	12,25	18,2978
somme							50,564977			17,8335	59,19258		228,315

Le facteur sans séisme est de 1,52

Le facteur avec séisme est de 1,29

**Calcul du facteur de sécurité: fin de construction (aval) pour un rayon de 29 m**

N° tr	Bi	h1	h2	sina	cosa	Gn	Gn.sina	Gn.cosa	dLi	C.dLi	Ntgφ	dn	α.Gn.dn
-3	3,71	0	1,19	-0,27	0,96	12,68	-3,46	12,20		1,3935	4,149077	12,25	15,5379
-2	3,02	0	2,8	-0,18	0,98	12,68	-2,31	12,47	10,19	1,3935	4,240679	12,25	15,5379
-1	3,02	0	4,1	-0,09	1,00	18,57	-1,69	18,50	10,05	1,3725	6,288672	12,25	22,7519
0	3,02	0	4,64	0,00	1,00	21,02	0,00	21,02	9,98	1,365	7,146528	12,25	25,7485
1	3,02	0	5,09	0,09	1,00	23,06	2,10	22,96	10,04	1,3725	7,807156	12,25	28,2457
2	3,02	0	5,76	0,18	0,98	26,09	4,74	25,66	10,19	1,3935	8,723682	12,25	31,9637
3	3,02	0	6,08	0,27	0,96	27,54	7,51	26,50	10,47	1,431	9,009424	12,25	33,7394
4	3,02	0	6,05	0,36	0,93	27,41	9,97	25,53	10,9	1,491	8,680294	12,25	33,573
5	3,02	0	5,57	0,45	0,89	25,23	11,47	22,47	11,54	1,578	7,641441	12,25	30,9093
6	4,2	0	4,57	0,55	0,84	28,79	15,70	24,13	12,5	1,7085	8,204506	12,25	35,269
7	5,07	0	2,85	0,64	0,77	21,67	13,79	16,72	14,02	1,917	5,684556	12,25	26,551
somme							61,28925			15,0225	73,42694		284,2893638

Le facteur sans seime est de 1,16

le facteur avec séisme est de 1,008

### Calcul du facteur de sécurité: en service (aval) pour un rayon de 25m.

N°tr	Bi	h1	h2	sina	cosa	Gn	Gn sina	Gn cosa	dLi	C.dLi	Ntgφ	dn	α.Gn.dn
-2	3,09	0	1,85	-0,15	0,99	8,57	-1,32	8,47	9,57	1,4355	2,880706	12,25	10,5041
-1	2,5	0	3,18	-0,08	1,00	11,93	-0,92	11,89	9,43	1,4145	4,042487	12,25	14,6081
0	2,5	0	3,72	0,00	1,00	13,95	0,00	13,95	9,37	1,4055	4,743	12,25	17,0888
1	2,5	0	4,2	0,08	1,00	15,75	1,21	15,70	9,43	1,4145	5,339133	12,25	19,2938
2	2,5	0	4,95	0,15	0,99	18,56	2,86	18,34	9,57	1,4355	6,236113	12,25	22,7391
3	2,5	0	5,43	0,23	0,97	20,36	4,70	19,81	9,83	1,4745	6,736381	12,25	24,9441
4	2,5	0	5,63	0,31	0,95	21,11	6,50	20,09	10,23	1,5345	6,830004	12,25	25,8628
5	2,5	0	5,5	0,38	0,92	20,63	7,93	19,04	10,83	1,6245	6,473077	12,25	25,2656
6	2,5	0	4,98	0,46	0,89	18,68	8,62	16,57	11,73	1,7595	5,63277	12,25	22,8769
7	3,66	0	3,99	0,54	0,84	21,91	11,80	18,46	13,16	1,974	6,275834	12,25	26,8337
8	3,83	0	2,6	0,62	0,79	14,94	9,19	11,77	15,74	2,361	4,003074	12,25	18,2978
Somme							50,564977			17,8335	59,19258		228,315

Le facteur sans sième est de 2.07

le facteur avec sième est de 1.40

### Calcul du facteur de sécurité: en service (aval) pour un rayon de 23 m.

N°tr	Bi	h1	h2	sina	cosa	Gn	Gn sina	Gn cosa	dLi	C.dLi	Ntgφ	dn	α.Gn.dn
-2	1,42	0	0,83	-0,167	0,98601	1,7679	-0,29465	1,7431729	10,19	1,5285	0,592679	12,25	2,16568
-1	2,4	0	1,99	-0,083	0,99652	7,164	-0,597	7,1390817	10,05	1,5075	2,427288	12,25	8,7759
0	2,4	0	2,49	0	1	8,964	0	8,964	9,98	1,497	3,04776	12,25	10,9809
1	2,4	0	2,93	0,0833	0,99652	10,548	0,879	10,511311	10,04	1,506	3,573846	12,25	12,9213
2	2,4	0	3,63	0,1667	0,98601	13,068	2,178	12,885222	10,19	1,5285	4,380975	12,25	16,0083
3	2,4	0	4,1	0,25	0,96825	14,76	3,69	14,291309	10,47	1,5705	4,859045	12,25	18,081
4	2,4	0	4,31	0,3333	0,94281	15,516	5,172	14,628625	10,9	1,635	4,973733	12,25	19,0071
5	2,4	0	4,26	0,4167	0,90906	15,336	6,39	13,941334	11,54	1,731	4,740054	12,25	18,7866
6	2,4	0	3,87	0,5	0,86603	13,932	6,966	12,065466	12,5	1,875	4,102258	12,25	17,0667
7	3,2	0	3,05	0,5833	0,81223	14,64	8,54	11,891089	14,02	2,103	4,04297	12,25	17,934
8	3,14	0	1,71	0,6667	0,74536	8,0541	5,3694	6,0031717	13,24	1,986	2,041078	12,25	9,86627
Somme							38,29275			18,468	38,781		151,59375

Le facteur sans séisme est de 1.97

le facteur avec séisme est de 1.33

**Calcul du facteur de sécurité: en service (aval) pour un rayon de 29 m.**

N°tr	Bi	h1	h2	sina	cosa	Gn	Gn sina	Gn cosa	dLi	C.dLi	Ntgφ	dn	α.Gn.dn
-3	3,59	4,45	0	-0,3	0,95394	25,8803	-7,764093	24,688242	3,76334	12,043	8,500162	34,56	1,7823
-2	3,59	6,87	0	-0,2	0,9798	39,9545	-7,990909	39,1473	3,66403	11,725	13,47842	33,32	2,16568
-1	3,59	8,89	0	-0,1	0,99499	51,7025	-5,170246	51,4433	3,60809	11,546	17,71193	32,25	8,7759
0	3,59	10,54	0	0	1	61,2985	0	61,298532	3,59	11,488	21,10508	31,4	10,9809
1	3,59	11,83	0	0,1	0,99499	68,8009	6,8800914	68,456045	3,60809	11,546	23,56942	30,8	12,9213
2	3,59	12,03	0	0,2	0,9798	69,9641	13,992815	68,550513	3,66403	11,725	23,60194	30,48	16,0083
3	3,59	11,86	0,2	0,3	0,95394	70,1385	21,041564	66,90791	3,76334	12,043	23,03639	30,98	18,081
4	3,59	11,12	1,03	0,4	0,91652	70,662	28,264788	64,762765	3,91701	12,534	22,29782	30,2	19,0071
5	3,59	9,84	1,93	0,5	0,86603	68,452	34,225983	59,281141	4,14537	13,265	20,4105	31,25	18,7866
6	3,59	7,94	2,85	0,6	0,8	62,7525	37,651489	50,201986	4,4875	14,36	17,28454	31,55	17,0667
7	3,59	5,33	3,8	0,7	0,71414	53,0983	37,168778	37,919738	5,02701	16,086	13,05577	33,24	17,934
8	3,59	1,64	4,77	0,8	0,6	37,2793	29,823422	22,367567	5,98333	19,147	7,701153	34,02	9,86627
Somme							193,90955			187,37	216,2972		155,9

Le facteur sans séisme est de 2,09

le facteur avec séisme est de 1.15

# **Annexe ; IV**

## **Etude de l'évacuateur de crue**

## Abaque pour le dimensionnement du bassin type I

