

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

### **THEME DU PROJET :**

**ETUDE DE FAISABILITE D'UN PETIT BARRAGE  
SUR OUED GUELIBIA W. LAGHOAT**

### **PRESENTE PAR :**

**M<sup>r</sup> BOUZID Mohamed Amine**

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

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

**Session juin : 2014**

## REMERCIEMENTS

*A travers ce travail, je tiens à remercier personnellement mon promoteur M. RASSOUL.A pour ses orientations et conseils ainsi que pour la documentation qui ma donnée, je remercie également tous mes enseignants de l'ENSH qui ont contribué à ma formation et les connaissances qu'ils m'ont transmis grâce aux quels j'ai pu réaliser ce travail.*

*Mohamed Amine 2014*

## DEDICACE

*Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de gratitude à mes grand-mères et mes chers parents, surtout ma mère pour le soutien immense qu'elle n'a jamais cessé de m'apporter, à mon frère et ma sœur, à tous mes oncles et leurs femmes, mes tentes, et à tous mes cousins et cousines.*

*Ce travail est dédié également, à tous mes enseignants et à tous mes amis de mon enfance jusqu'à ce jour.*

قمنا في هذا العمل بدراسة تقنية شاملة على مسد توي وادي قليبة ولاية الاغواط والحشاء سد من اجل تزويد المنطقة بالمياه لسقي ما يقارب 18 هكتار من الأراضي الفلاحية المجاورة.

بعد دراسة جيولوجية و هيدرولوجية معمقة قمنا بتصميم سد الذي يبلغ ارتفاعه 15 متر وسعة تقدر ب 76350 متر مكعب على امتداد 108 متر وكذا تحققنا من ثباته.

فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بتنظيم جميع مراحل الإنجاز.

### Résumé :

Dans le présent mémoire, nous avons fait une étude technique complète sur oued Guelibia Wilaya de Laghouat pour l'implantation d'un petit barrage, destiné à l'irrigation de 18 ha.

Après avoir fait une étude géologique, suivie d'une étude hydrologique approfondie, nous avons dimensionné notre ouvrage ayant une hauteur 15 m, et une capacité de 76350 m<sup>3</sup> sur une longueur de 108m ; ainsi une étude de vérification de stabilité ; concernant la réalisation, nous avons fait une organisation de chantier.

### Abstract:

In the present work we have done a complete technical study about wadi Guelibia Wilaya of Laghouat for the establishment of a small dam, intended for irrigation of a perimeter of 18 ha. After having made a geological study, followed by a hydrological one, we have designed our dam, thus a study of stability; and what relates to the realization, we dealt with all necessary steps.

## **Table des matières :**

### **Chapitre I : Etude Topographique et Climatologique**

Introduction.....	2
I.1 Etude topographique.....	2
I.1.1 Situation géographique et description générale de la zone d'étude.....	2
I.1.2 Exigences de choix du site et du type de barrage .....	3
I.1.3 Topographie et apports du bassin versant.....	4
I.1.4 Etude géomorphologique .....	5
I.1.4.1 Caractéristiques morphologiques et hydrologiques du bassin versant d'oued Guelibia .....	5
I.2 Etude climatologique.....	6
I.2.1 Température.....	6
I.2.2 Evaporation.....	7
I.2.3 Ensoleillement.....	8
I.2.4 Le vent et sirocco .....	8
I.2.5 Humidité relative de l'air .....	8
I.2.6 La grêle.....	9
I.2.7 La gelée blanche .....	10
I.2.8 Pluviométrie .....	10
Conclusion .....	11

### **Chapitre II : Etude Géologique et Géotechnique**

II.1. Etude géologique .....	12
II.1.1 Géologie régionale.....	12
II.1.2 Stratigraphie.....	12
II.1.3 Séismicité de la région.....	15
II.1.4 Géologie au niveau de la cuvette.....	16
Conclusion.....	14

II.1.5 Géologie de la zone d’emprise de la digue .....	17
Conclusions .....	17
II.2 Etude géotechnique.....	18
II.2.1 Prospection géotechnique de terrain.....	18
II.2.2 Prospection géotechnique de laboratoire .....	18
II.2.3 Résultats des données géotechniques de terrain et de laboratoire.....	18
II.2.4 Propriété géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue .....	21
Conclusions .....	23

### **Chapitre III : Etude Hydrologique**

Introduction.....	24
III.1 Caractéristiques du bassin versant.....	24
III.1.1 Paramètre géométriques du bassin versant.....	24
III.1.2 Caractéristiques hydrographiques.....	26
III.2 Pluviometrie .....	38
III.2.1 Pluies maximales journalières .....	38
III.2.2 Pluies moyenne mensuelles .....	38
III.2.3 Ajustement des pluies maximales journalières.....	38
III.2.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	44
III.3 Etudes des apports .....	47
III.3.1 Apports liquides.....	47
III.3.2 Caractéristiques de l’écoulement .....	49
III.3.3 Irrégularité des apports .....	52
III.3.4 Apports solides et l'estimation du volume mort .....	53
Conclusion .....	57
III.4 Etude des crues .....	57
III.4.1 Détermination des débits maximaux fréquentiels par les formules empiriques.....	58
III.4.2 Comparaison entre les différents résultats.....	61

III.4.3 Hydrogramme de crue.....	62
III.4.4 Choix de la crue de projet.....	64
III.5 Régularisation des débits.....	66
III.5.1 Répartition annuelle de l'apport 80%.....	66
III.5.2 Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes.....	67
III.5.3 Calcul du volume utile en tenant compte des pertes.....	69
Conclusion.....	72
III.6 Laminage des crues.....	73
III.6.1 Procédés de calcul (Méthode de KOTCHERINE) .....	73
Conclusion.....	77

#### **Chapitre IV : Etude Des Variantes de la Digue**

IV.1 Etude des variantes de la digue.....	78
IV.1.1 Description des deux variantes.....	79
IV.2 Conception de la digue.....	80
IV.2.1 Détermination de la revanche.....	80
IV.2.2 Détermination de la hauteur du barrage.....	80
IV.2.3 Largeur en crête du barrage.....	81
IV.2.4 La longueur en crête.....	81
IV.2.5 Fruits des talus.....	81
IV.2.6 Protection des talus.....	82
IV.2.7 Calcul de l'épaisseur du revêtement.....	82
IV.2.8 Disposition des drains et filtres.....	84
IV.3 Réseau d'Écoulement.....	87
IV.3.1 Calcul d'infiltration.....	87
IV.3.2 Calcul du débit de fuite.....	90
IV.3.3 Calcul du débit de fuite à travers le drain .....	90

Conclusion.....	91
IV.4 Calcul de stabilité.....	91
IV.4.1 Introduction.....	91
IV.4.2 Principe de la méthode.....	91

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

Introduction.....	96
V.1 L'évacuateur de crues.....	96
V.1.1 Différents types d'évacuateurs de crue.....	96
V.1.2 Caractéristiques de l'évacuateur de crue.....	98
V.1.3 Dimensionnement et calcul hydraulique des éléments constituant l'évacuateur de crue.....	98
V.1.4 Vérification d'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier.....	107
V.1.5 Hauteurs des murs bajoyers.....	108
V.2 Vidange de fond.....	108
Introduction.....	109
V.2.1 Calcul du débit de vidange.....	109
V.2.2 Calcul de la section de vidange de fond.....	109
V.3 L'ouvrage de prise d'eau.....	111
V.3.1 Conduite de vidange et de prise d'eau en charge.....	111
V.3.2 Dimensionnement de la conduite de prise .....	111
V.3.3 La vitesse de l'eau dans la conduite.....	113
Conclusion.....	113

## **Chapitre VI : Organisation de Chantier**

Introduction.....	114
VI.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise.....	114
VI.1.1 Installations destinées au personnel.....	114
VI.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux.....	114
VI.1.3 Installations destinées à la réparation des engins .....	114

VI.1.4 Installation destinée pour la préfabrication.....	114
VI.1.5 Les moyens de chantier.....	114
VI.2 Devis estimatif.....	115
VI.3 Planification.....	117
VI.3.1 Définition.....	117
VI.3.2 Techniques de la planification.....	118
VI.3.3 Paramètres de la méthode C.P.M.....	119
VI.3.4 Plannings.....	120
VI.4 Délai de construction et programme des travaux.....	120
VI.4.1 Symboles des différentes opérations.....	121
VI.5 Détermination des chemins critiques.....	123
VI.6 Technologie des principaux travaux.....	123
VI.6.1 Exécution des voies d'accès.....	123
VI.6.2 Exécution des travaux de terrassement.....	124

## **Chapitre VII : Protection et Sécurité de Travail**

Introduction.....	125
VII.1 Causes des accidents de travail.....	125
VII.2 Conditions dangereuses dans le chantier.....	125
VII.3 Actions dangereuses.....	125
VII.4 Mesures préventives.....	126
VII.5 Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel.....	126
VII.5.1 Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation.....	126
VII.5.2 Calcul du diamètre des canalisations.....	127
Conclusion.....	127
Conclusion générale.....	128
Références bibliographiques.....	129

Annexes

## Liste des Tableaux :

### Chapitre I : Etude Topographique et Climatologique

Tableau I.1 : Principales caractéristiques morphologiques.....	6
Tableau I.2 : Variation moyenne de température.....	6
Tableau I.3 : Distribution mensuelle de l'évaporation mensuelle d'air.....	7
Tableau I.4 : Variation moyenne de l'ensoleillement.....	8
Tableau I.5 : Moyenne mensuelle de la vitesse de vent.....	8
Tableau I.6 : Moyenne mensuelle de l'humidité relative de l'air.....	9
Tableau I.7 : Répartition mensuelle moyenne de la pluie en mm d'Aflou.....	10

### Chapitre III : Etude Hydrologique

Tableau III.1 : Courbe hypsométrique du bassin versant du barrage.....	27
Tableau III.2 : Calcul de l'altitude moyenne.....	29
Tableau III.3 : Surface et volume en fonction de l'altitude.....	31
Tableau III.4 : Classification de relief.....	34
Tableau III.5 : Evaluation de la pente moyenne du bassin versant.....	35
Tableau III.6 : Récapitulatif des résultats.....	37
Tableau III.7 : Répartition mensuelle des pluies moyenne mensuelle.....	38
Tableau III.8 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations.....	38
Tableau III.9 : Répartition mensuelle des pluies maximales journalières.....	39
Tableau III.10 : Ajustement a une loi de Gumbel.....	40
Tableau III.11 : Caractéristique de l'échantillon (Loi De Gumbel).....	41
Tableau III.12 : Ajustement a une loi de log Normal.....	42
Tableau III.13 : Caractéristique de l'échantillon loi de log normal.....	43
Tableau III.14 : Précipitations des différentes fréquences.....	44
Tableau III.15 : Intensités des pluies pour les différentes fréquences.....	45
Tableau III.16 : L'Apport moyenne interannuelle.....	49
Tableau III.17 : Récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.....	52
Tableau III.18 : Caractéristiques de l'écoulement.....	52

Tableau III.19 : Etude fréquentielle des apports.....	53
Tableau III.20 : Valeur de $\alpha$ en fonction de la perméabilité.....	54
Tableau III.21 : Récapitulatif des résultats du volume mort.....	57
Tableau III.22 : Débits maximaux des crues de différentes périodes de retour.....	58
Tableau III.23 : Valeur de $\gamma$ en fonction de bassin versant.....	59
Tableau III.24 : Débits maximaux des crues par la formule de SOKOLOVSKY .....	59
Tableau III.25 : Débits maximaux des crues par la formule de POSSENTI .....	60
Tableau III.26 : Débits maximaux des crues par la formule de Terraza.....	60
Tableau III.27 : Débits maximaux des crues de différentes périodes de retour.....	61
Tableau III.28 : Récapitulatif des résultats de débit de crue.....	62
Tableau III.29 : Débits maximaux des crues.....	62
Tableau III.30 : Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour.....	63
Tableau III.31 : Crue de projet recommandée.....	65
Tableau III.32 : Répartition annuelle de l'apport 80%.....	67
Tableau III.33 : Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation.....	67
Tableau III.34 : Représentation des deux consignes d'exploitations.....	69
Tableau III.35 : Evaporation mensuelle.....	70
Tableau III.36 : Les volumes des pertes dans la retenue .....	71
Tableau III.37 : Tableau du volume utile en tenant compte des pertes (2ème approximations).....	72
Tableau III.38 : Données initiales.....	76
Tableau III.39 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.....	77
Tableau III.40 : les différents paramètres hydrologiques.....	77

#### **Chapitre IV : Etude Des Variantes de la Digue**

Tableau IV.1 : Résultat de la revanche.....	80
Tableau IV.2 : Calcul de la largeur en crête.....	81
Tableau IV.3 : Coordonnées de la ligne de saturation.....	88
Tableau IV.4: Détermination des rayons max et min.....	92

Tableau IV.5: Valeurs admissibles des coefficients de sécurité.....	92
Tableau IV.6 : Caractéristiques géotechniques.....	94
Tableau IV.7 : Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	95

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

Tableau V.1 : Pente critique.....	101
Tableau V.2 : Calcul de la profondeur normal.....	101
Tableau V. 3: Calcul de ligne d'eau.....	102
Tableau V.4 : Distribution de la consommation.....	112

### **Chapitre VI : Organisation de Chantier**

Tableau VI.01: Coût de terrassement.....	115
Tableau VI.02: Coût des remblais et revêtement.....	116
Tableau VI.03: Coût des ouvrages en béton et béton armée .....	117
Tableau VI.04 : Symboles des opérations.....	121
Tableau VI.05: Détermination des chemins critiques.....	123
TableauVI.06 : Programme des travaux pour la réalisation du la retenue collinaire Guelibia.....	124

### **Chapitre VII : Protection et Sécurité de Travail**

TableauVII.01 : Vitesse de l'air dans les différentes canalisations.....	127
--	-----

## Liste des figures :

### Chapitre I : Etude Topographique et Climatologique

Figure 1.1 : Situation de la zone d'étude : Echelle 1/100000.....	3
Figure I.2 : Axe de la retenue collinaire.....	4
Figure I.3: Cuvette de la retenue collinaire.....	5
Figure I.4 : Variation moyenne de température.....	7
Figure I.5 : Distribution mensuelle de l'évaporation .....	8
Figure I.6 : Moyenne mensuelle de l'humidité relative de l'air.....	9

### Chapitre II : Etude Géologique et Géotechnique

Figure II.1: carte régionale de degré de séisme.....	16
--	----

### Chapitre III : Etude Hydrologique

Figure III.1 : Courbe hypsométrique du bassin versant.....	28
Figure III.2 : Courbe du réseau hydrographique et le relief du bassin versant.....	30
Figure III.3.A : Courbe Capacité- Hauteur.....	32
Figure III.3.B : Courbe Surface- Hauteur.....	33
Figure III.4 : Courbe d'intensités des pluies pour les différentes fréquences.....	46
Figure III.5: Hydrogramme De Crue.....	64
Figure III .6 : L'hydrogramme de la crue de projet (Q1).....	65
Figure III.7 : Laminage de la crue de projet par la méthode de Kotcherine.....	76

### Chapitre IV : Etude Des Variantes de la Digue

Figure IV.1 : Graphique de la ligne de saturation.....	89
Figure IV.2 : Schéma représentatif de la digue.....	90

### Chapitre V : Etude Des ouvrages annexes

Figure V.1 : Calcul de ligne d'eau.....	103
Figure V.2 : Graphique de la ligne d'eau dans le coursier.....	103

## Chapitre VI : Organisation de Chantier

Figure VI.1 : Réseau à nœud.....122

### Liste des planches :

1. PLAN DE L'AMENAGEMENT
2. COUPE GEOLOGIQUESUIVANT L'AXE DE LA DIGUE9
3. COUPE EN TRAVERS DE LA DIGUE
4. PROFIL EN LONG DE L'EVACUATEUR DE CRUES
5. CALCUL DE STABILITE

**Liste des annexes :**

1. Support visuel montrant les puits réalisés au niveau de l'axe de la digue.
2. Carte géologique de la région d'Aflou
3. Fuseau granulométrique des matériaux
4. Bassin de dissipation type II
5. Stabilité des talus (amont et aval)

## **Introduction générale :**

L'eau douce, est un élément indispensable pour la vie. Aussi nécessaire pour tout développement que ce soit agricole ou industriel.

Le développement de notre pays suppose la maîtrise des ressources en eau, parmi lesquelles les eaux de surface qui ont une importance vitale pour toute entreprise agricole ou pastorale entre autres. Depuis la dernière décennie, l'édification des barrages a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau.

La microhydraulique consiste à implanter des petits barrage un peut par tout dans le territoire, ce qui aidera à fixer les gents dans les zones rurales, et les encourage à investir dans l'agriculture, le cas du présent barrage qui va servir à l'irrigation dans la région de Aflou willaya de Laghouat.

Le contenu comprendra sept chapitres. Nous allons faire une analyse des conditions géologiques et géotechniques afin de déterminer les caractéristiques du site.

Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique, et enfin le calcul de l'optimisation dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue.

On traitera par la suite l'étude de la dérivation provisoire.

Alors qu'on consacrera un chapitre pour l'analyse des variantes de digues et le choix sera en fonction de la disponibilité des matériaux ainsi que une étude détaillée de la conception, d'infiltration et de stabilité des talus.

Ensuite, on fera une étude des ouvrages annexes à savoir le dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue, des ouvrages de vidanges et de prise d'eau. Un autre chapitre sera consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes taches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

En terminant, un chapitre traitera la protection et la sécurité de travail.

# **Chapitre I :**

## **Etude Topographique et Climatologique**

### **Introduction**

L'implantation du futur barrage doit être choisie le plus proche possible des lieux où l'on utilisera l'eau. Mais le positionnement final du site résultera d'un compromis entre de nombreuses contraintes : la cuvette doit être de capacité suffisante, l'étude des apports doit prouver le remplissage de la retenue avec une bonne marge de sécurité, etc.

### **I.1 Etude topographique**

#### **I.1.1 Situation géographique et description générale de la zone d'étude**

La région d'Aflou est située au cœur de l'atlas saharien, et en même temps, est la capitale du Djbel Amour.

Elle est à environ 500 kilomètres de la capitale Alger et se trouve presque à mi-chemin de quatre grandes villes, LAGHOUAT, DJELFA, TIARET et EL BAYADH.

La zone d'implantation de la digue de retenue projetée est située à 10 à 12Km au Nord-Est de la ville d'Aflou.

Dans la Figure N°01 représente le plan de situation de la retenue collinaire sur oued Guelibia.

Les terrains en pente faible apparaissent principalement sur les berges de l'oued à l'aval et au niveau du lit de l'oued.

## I. Etude Topographique et Climatologique

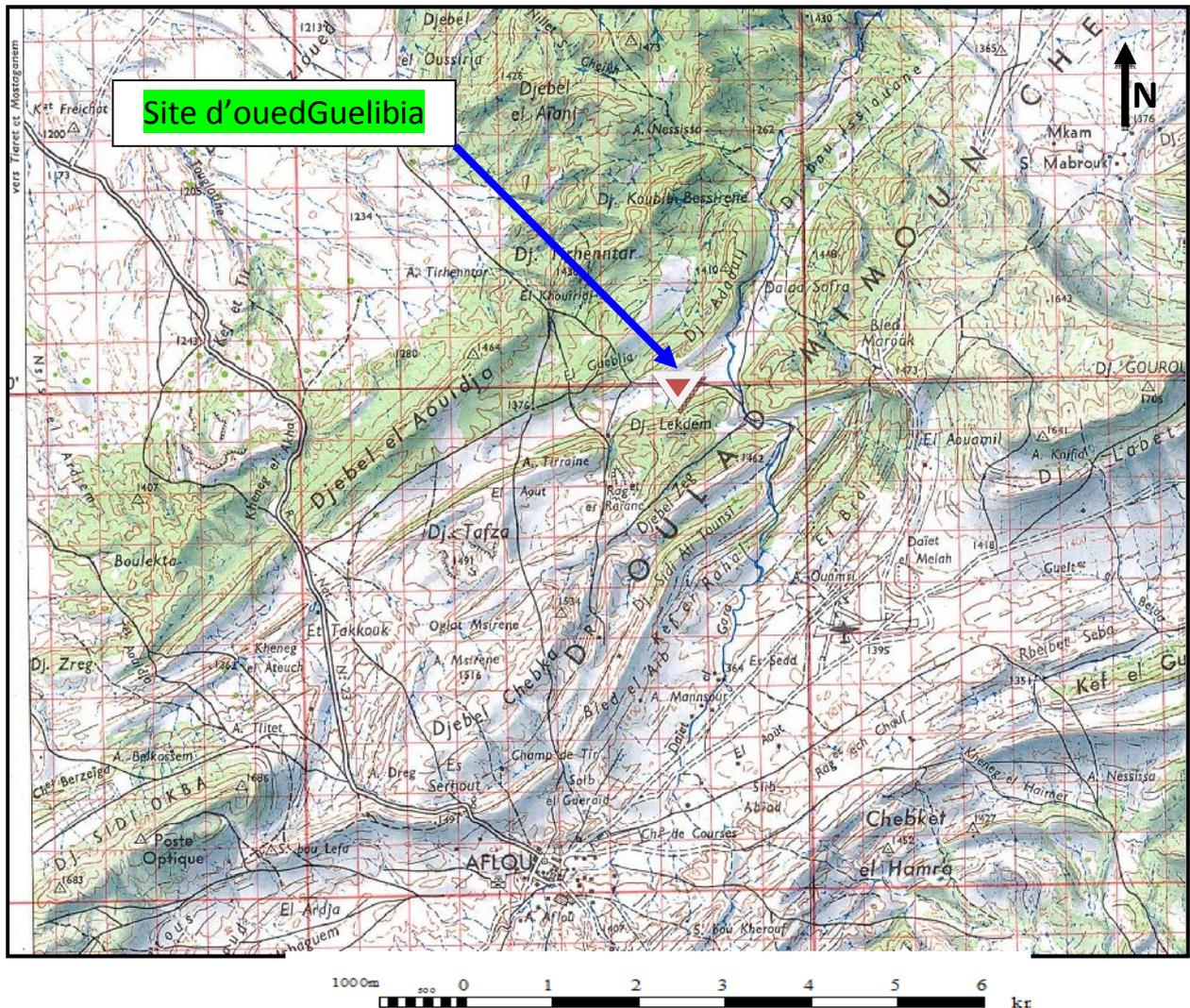


Figure 1.1 : Situation de la zone d'étude : Echelle 1/100000

### I.1.2 Exigences de choix du site et du type de barrage

On construit une retenue collinaire en vue de constituer une réserve d'eau qui puisse satisfaire les besoins agricoles, si ces derniers correspondent en général à une demande bien définie. Les besoins en eaux agricoles doivent être évalués avec soin, sachant que les paramètres utilisés ne sont pas toujours aisés à obtenir, surtout en milieu rural

En tenant compte de ces évaluations et aussi, bien sûr, de données topographiques, géotechniques, géologiques, hydrologiques et économiques, on doit alors chercher un site le plus proche possible des consommateurs à satisfaire et permettant de constituer la réserve suffisante. Un compromis est souvent à trouver entre les impératifs liés aux besoins et ceux relatifs au choix du site, qui pour des raisons économiques ou techniques, peuvent être divergents.

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

## I. Etude Topographique et Climatologique

1. La topographie du site.
2. Les apports du bassin versant.
3. La morphologie de la vallée.
4. Les conditions géologiques et géotechniques.
5. Le régime des crues.
6. Les considérations socio-économiques.

### I.1.3 Topographie et apports du bassin versant

Le but principal des études topographiques est d'établir les documents nécessaires aux avant projets : plans cartes et profils, documents qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ces ouvrages annexes, on se servira notamment pour positionner le barrage et caler sa hauteur et celle du déversoir, ainsi que la cote des ouvrages de prise et de vidange.

On dresse également tous les profils en long ou en travers jugés nécessaires, en particulier le long des axes présumés des chenaux d'évacuation, des ouvrages de prise et de vidange.



**Figure I.2 : Axe de la retenue collinaire**



**Figure I.3: Cuvette de la retenue collinaire**

### **I.1.4 Etude géomorphologique**

La topographie d'un site influe fortement sur le choix de l'ouvrage futur, pour des raisons de coût. En effet, la retenue collinaire en béton ne sera construite que dans des vallées étroites.

La nature de la fondation est également un critère essentiel, les ouvrages rigides en béton ou en maçonnerie ne s'accommoderont généralement, sauf pour les petites hauteurs, que de fondations rocheuses saines.

Au contraire, les barrages souples en terre, en enrochements ou en gabions peuvent être fondés sur des substrats meubles, dont on doit cependant vérifier la bonne résistance mécanique, notons aussi que la nécessaire imperméabilité de la fondation commande la nature et la forme du dispositif d'étanchéité à prévoir sous le barrage.

#### **I.1.4.1 Caractéristiques morphologiques et hydrologiques du bassin versant d'oued Guelibia**

Sur la base des cartes d'état-major à l'échelle 1/100000 on calcule les différents paramètres morphologiques du bassin versant.

**Tableau N°I.1 : Principales caractéristiques morphologiques**

N°	Caractéristiques	Unités	Valeurs
01	Coordonnées du site:		
	X	km	448,00
	Y	km	400,00
	Z	m, NGA	1324
02	Superficie du bassin versant, S	km <sup>2</sup>	13.76
03	Altitudes caractéristiques:		
	Altitude maximale (H max)	m, NGA	1485
	Altitude moyenne (H moy)	m, NGA	1388.93
	Altitude minimale (H min)	m, NGA	1317
	Longueur du talweg principal	km	5.39
04	Pente moyenne (%)	(%)	10.32
05	Temps de concentration, Tc	heure	3.38

## I.2 Etude climatologique

Le climat est l'ensemble de phénomènes météorologiques qui caractérisent l'état moyen de l'atmosphère en une zone quelconque de la terre.

A cet effet, nous aborderons dans ce chapitre l'étude des paramètres intervenant dans la capacité de stockage de l'eau.

### I.2.1 Température

La température est un élément du climat important, car elle conditionne l'évaporation, sur une période de 30 ans, on a :

**Tableau N°I.2 : Variation moyenne de température**

Mois	Sep.	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mar.	avar	Mai.	Juin.	juil.	Aout.
Tc°	19,05	13,95	8,35	4,8	4,3	3,5	8,3	10,85	15,7	20,4	24,05	23,95
Source : office national de météorologie (ONM)												

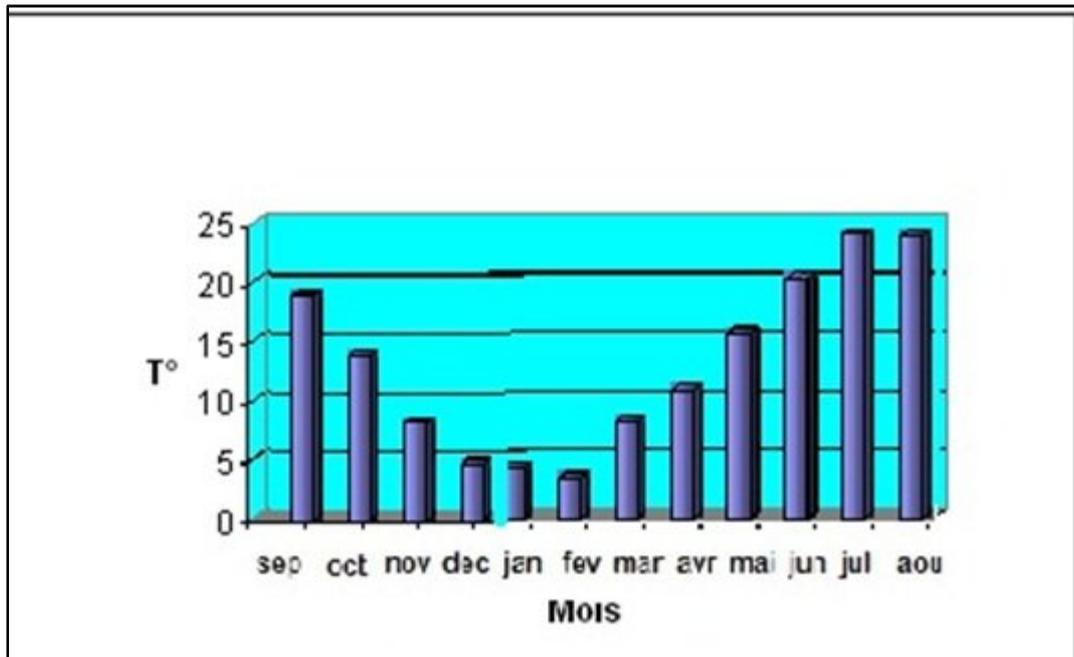


Figure I.4 : Variation moyenne de température

### I.2.2 Evaporation

Les valeurs de l'évaporation moyenne mensuelle et annuelle de la zone d'étude sont données dans le tableau ci-après.

Tableau N°I.3 : Distribution mensuelle de l'évaporation

Mois	Sep.	oct.	nov.	déc.	Jan.	fév.	mar.	Avar.	mai	juin	juil.	aout
Evaporation à 07h	73,2	50,6	20,2	20	31	31	51	51,4	91,8	96,6	134,1	111,2
Evaporation à 19h	165,3	117,5	73,1	73	69	63	102	128,1	159	198	234,6	206,6
Source : office national de météorologique (ONM)												

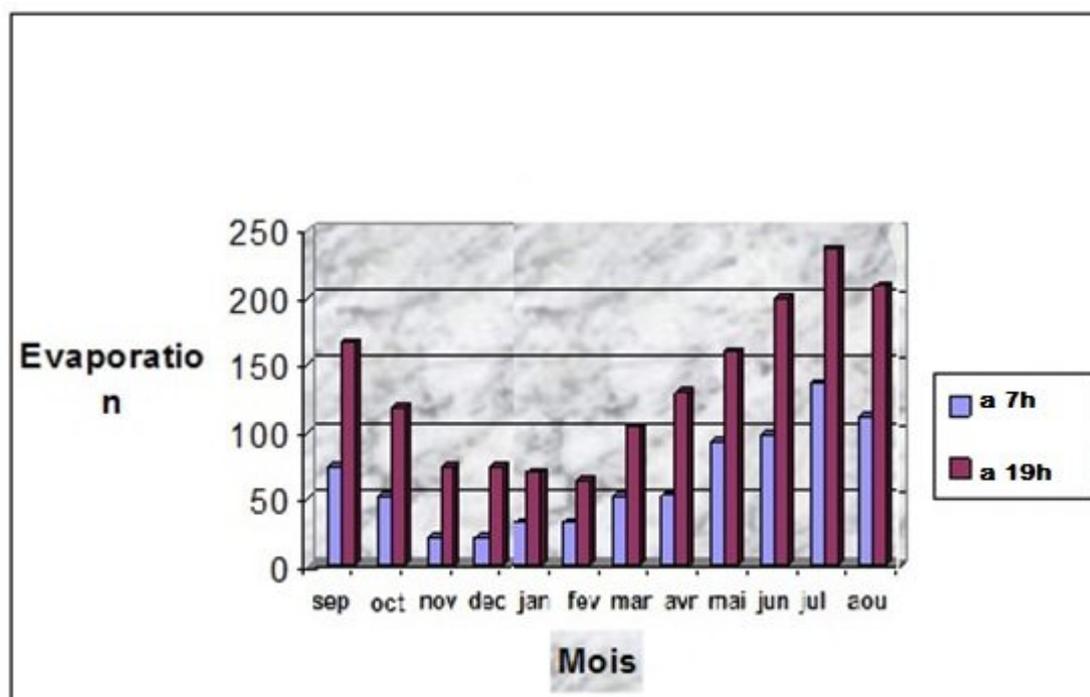


Figure I.5 :Distribution mensuelle de l'évaporation

### I.2.3 Ensoleillement

Les valeurs de l'ensoleillement de la zone d'étude sont données dans le Tableau ci-après.

Tableau N°I.4 : Variation moyenne de l'ensoleillement

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Aout.
Durée d'ensoleillement (heure)	249	218	163	153	163	174	218	232	281	299	363	328

Source : office national de météorologique (ONM)

### I.2.4 Le vent et sirocco

Le vent est un des éléments les plus caractéristiques du climat, elle est influencée sur l'évaporation des eaux. Le sirocco, vent chaud du Sud, qui dessèche le sol et augmente l'évaporation des eaux.

Tableau N°I.5 : Moyenne mensuelle de la vitesse de vent

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avar.	Mai.	Juin.	juil.	Aout.
Vent (m/s)	2,7	1,1	1,3	2	2,3	2,7	7,3	8	4,9	4,9	5,9	4,7

Source : office national de météorologique (ONM)

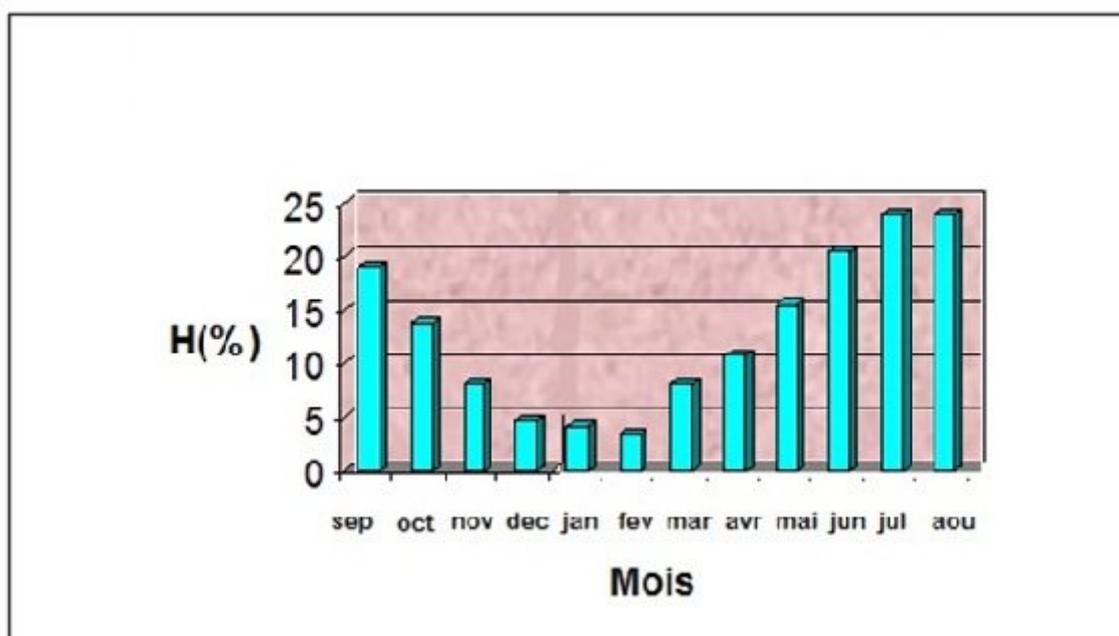
### I.2.5 Humidité relative de l'air

L'humidité relative est la quantité réelle de vapeur d'eau contenue dans l'air par rapport à celle que l'air pourrait contenir s'il était saturé à la même température.

La répartition moyenne mensuelle de l'humidité relative, mesurée au psychomètre est donnée dans le tableau suivant :

**Tableau N° I.6 : Moyenne mensuelle de l'humidité relative de l'air**

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avar.	Mai.	Juin.	Juil.	Aout.
<b>H(%)</b>	46	57	64	73	67	67	59	52	45	36	32	32
Source : office national de météorologique (ONM)												



**Figure I.6 :Moyenne mensuelle de l'humidité relative de l'air**

### I.2.6 La grêle

C'est la pluie congelée qui tombe par grains. Elle cause des grands dommages à l'agriculture, et à d'autres branches des activités économiques, c'est pour cela, qu'il est intéressant d'en connaître les fréquences. La région d'Aflou qui fait partie, comme El Bayadh de l'Atlas saharien ont sensiblement le même nombre de jours de grêle. Nous notons que la différence est énorme entre Aflou et Laghouat.

A Aflou, la grêle tombe presque toute l'année à l'exception de septembre et octobre.

### I.2.7 La gelée blanche

La gelée blanche est nuisible pour les cultures, on enregistre des fréquences de gelée blanche entre septembre et avril avec un nombre moyen de jours de gelée blanche égal à 27,55 jours.

### I.2.8 Pluviométrie

Les précipitations moyennes interannuelles représentent la caractéristique climatique capitale de la localité .elles sont exprimées sous forme de lame de pluie.

On dispose une série d'observations pluviométriques de la station de AFLOU SECTEUR, située à proximité du bassin versant objet de la présente étude (code de la station 010108) elle comprend des données mensuelles et annuelles sur une période de 20 années (de 1985 à 2004).

Les valeurs des pluies moyennes mensuelles des postes pluviométriques sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau I.7 : Répartition mensuelle moyenne de la pluie en mm d'Aflou**

MOIS	Sep.	oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Avril.	Mai.	Juin.	Juil.	Août.	moy
Pmoy	18,94	26,67	18,76	19,5	25,45	18,89	32,89	24,73	21,07	13,55	5,95	16,95	264.36

Source : Office Nationale De Météorologie (ONM)

## I. Etude Topographique et Climatologique

Les précipitations les plus importantes pour sont celles enregistrées durant la période de printemps, certain pluies apportées sous forme d'orages qui provoque des dégâts importants sur la digue de la retenue.

### **Conclusion**

D'après cette initiation il a été constaté que la région où nous avons choisi un site pour la réalisation d'une retenue collinaire est préalablement favorable surtout de point de vue morphologie du bassin versant et topographie de la cuvette

A ce stade, Le seul souci qui nous oblige à examiner notre choix, c'est la pluviométrie qui n'est pas vraiment importante et elle est irrégulière, ce que demande de faire une étude hydrologique bien détaillée pour voir la possibilité de remplissage de la retenue en un ou deux ans au maximum.

# **Chapitre II :**

## **Etude Géologique et Géotechnique**

### II.1. Etude géologique

#### II.1.1 Géologie régionale

L'atlas saharien forme la dernière barrière topographique, rencontrée avant d'atteindre la plateforme saharienne et dont les caractères géologique sont assez semblables d'Est en Ouest.

L'atlas saharien s'est formé à l'emplacement entre les hauts plateaux et la plateforme saharienne,

Il est constitué de trois ensembles principaux :

- Les Monts de Kseurs à l'Ouest
- Les Monts des Djbel Amour au centre.
- Les Monts des Ouled Naïls à l'Est

La limite Sud correspond géologiquement à la flexure saharienne et la limite Nord est moins nette, marquée par un jeu de cassures importantes entre les hautes plaines et l'atlas

#### II.1.2 Stratigraphie

##### II.1.2.1 jurassique supérieur

###### A. Formation Basale «calcaire à polypiers»

C'est l'ensemble stratifié et massif, des calcaires, sombres, bleutés, comportent souvent localement, des développements de polypiers.

###### B. Formation des grés supérieurs

Elle représente la partie Sud d'AFLOU où elle occupe le cœur de l'anticlinal. C'est un complexe grés-argileux, elle a une puissance de 600 à 800 mètres.

###### C. Formation marno-calcaire

Cette formation est présentée à coté des grés supérieurs, elle est constituée de deux unités, bien distinct, l'une calcareo-dolomitique et marneuse et l'autre de calcaire à ostréidés leur puissance est de 200 mètres.

###### D. KIMMERDJIEN calcareo-gréseux

Il est présent dans tous les anticlinaux de la région.

Dans la région d'Elbaida, il est surtout argileux-gréseux, alors que dans les régions environnantes, il est subdivisé en trois unités :

- Grés intermédiaires
- Marno-calcaires bleutés
- Calcaires repères massif.

Cet ensemble varie de 50 à 260 mètres d'épaisseur.

### **E. KIMMERIDIEN terminal à PORTLANDIEN Gypseux**

Il est présent dans tous les anticlinaux, c'est une formation essentiellement argilo-gypseuse. Il est situé entre les barres calcaires du jurassique terminal et les grès intermédiaires sous-jacents. Il atteint parfois 160m d'épaisseur.

### **F. PORTLANDIEN–BERRILASIEN**

Dans la région cette formation est la limite des synclinaux formés par les grès du crétacé supérieur, sa base est représentée par des marnes feuilletées ou de calcaire avec alternance de marnes et de marno-calcaire. Le centre est formé de marnes avec intercalations de marno-calcaire avec rarement des barres de calcaire. Son toit est représenté par une barre calcaire, c'est une série très puissante.

## **II.1.2.2 Crétacé**

### **A. VALANGINIEN–BARREMEIN (formation de grés à DRAGEES INFÉRIEURES)**

Il est présent dans tous les synclinaux. C'est une série monotone, argilo-gréseuse, mal définie sur les terrains de forêts de la médiocrité des affleurements, on trouve, parfois en alternance avec les grés, des conglomérats à dragées de quartz. C'est une série très puissante, dépassant parfois 1000m.

### **B. APMEN (Barre calcaire INTERGRESSEUSE)**

A partir de l'Aptien, toutes les formations des crétacés jusqu'au turnien, sont localisées au Djebel Allegu, Djebel Gourou et Djebel Sidi Okba, cette barre calcaire, peut atteindre 150m d'épaisseur.

### **C. Albien inférieur (formation de Grés à dragées supérieur)**

La transition entre l'aptien et l'albien est mal définie sur le terrain. La puissance de cette formation gréseuse varie de 120 à 180m.

### **D. Albien supérieur (Calcaire fin blanc)**

C'est une formation calcaireo-grése-marneuse avec une épaisseur très variable.

### **E. CENOMAMIEN (Formation des argiles à gypse)**

C'est une formation essentiellement argilo-gypseuses et calcaire avec un chargement de faciès de Djebel Sidi Okba par rapport au djebel Gourou.. Sa puissance dépasse la soixantaine de mètres.

### **F. TURONIEN (Barre solomitique)**

Cette formation est constituée de deux unités :

Une barre massive de calcaire

Une alternance de calcaire avec marnes

Ces unités ont une épaisseur de presque 30m.

### II.1.2.3 Le tertiaire

Il affleure généralement dans les talwegs avec la couverture quaternaire, ce sont des argiles rouges à gypse, surmontés de conglomérats et se terminant par des sables de grès rouges; cette formation dépasse 100m d'épaisseur.

### II.1.2.4 Le quaternaire

#### A. Quaternaire ancien

Il comporte deux niveaux morphologiques

La haute surface : elle se présente sous forme de lanières avec des blocs de 30 à 60cm fortement encroûtés par des calcaires.

Le Glacis : c'est un encroûtement de calcaire pulvérulent par endroit, surmonté d'une dalle de croûte qui consolide une mousse de galets (30cm au maximum), son épaisseur varie de 3 à 5m.

#### B. Quaternaire moyen

Deux topographies de glacis étagés ont été aménagés au cours de cette période :

-Le premier Glacis : c'est un encroûtement diffus d'où l'identification délicate. Il se présente en lambeaux, rares, subsistent autour du djebel Gourou et du djebel Mimouna. Il est épais, grossier, hétérométrique (Blocs de 1m<sup>3</sup>).

-Le deuxième Glacis : il est bien conservé et bien fossilisé par une croûte calcaire, c'est un glacis d'érosion, formé de galets hétérométriques, bien émoussés et fortement encroûtés et surmontés par une croûte calcaire.

#### C. Quaternaire récent

Il s'agit d'un simple remaniement, des glacis coniques anciens. S'il est formé d'une incision de 4 à 5m suivie d'un remblaiement de sables et de poches d'argiles

### Conclusion

Il est à relever que dans la région d'AFLOU, les terrains rencontrés se sont formés entre le KIMMERIDGIEN (Jurassique supérieur) et le quaternaire récent.

Les synclinaux sont occupés par des formations du Crétacé inférieur, alors que les anticlinaux sont garnis de terrains du jurassique supérieur.

C'est une région qui est très affectée par la tectonique puisqu'il y a un très grand nombre d'axes anticlinaux synclinaux des plis-failles et une multitude de failles.

Nous notons, d'autre part, une alternance grés-argileuse. Le quaternaire est peu épais. Il est presque négligeable et est contourné à l'intérieur des synclinaux qui sont plus ou moins plats et au niveau des talwegs.

Toutes les formations géologiques sont susceptibles d'être aquifères.

### II.1.3 Séismicité de la région

L'Algérie est un pays très fortement exposé aux activités sismiques, sur la partie septentrionale de son territoire se trouvent les chaînes de l'Atlas Tellien et l'Atlas Saharien formées lors de l'orogénèse Alpine.

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région et aux mouvements tectoniques permanents à la frontière des plaques africaines et eurasiennes.

Le niveau de risque considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescriptions réglementaires contenues dans les règlements parasismiques Algériens de 1988 en considération de deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré) et des groupes d'usage des ouvrages qui sont classés de 1 à 3 en fonction de l'importance décroissante qu'ils présentent pour la vie économique et sociale de la communauté.

Selon les règles parasismiques Algériennes de 1988 établies par le ministère de l'Habitat et des Constructions, la région d'étude est classée zone I, caractérisée par une activité sismique faible.

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

$$K = \frac{2}{3} \cdot a \quad \dots \dots \dots (II.1)$$

Cette règle empirique est fondée sur l'observation du comportement de nombreux barrages en terre et enrochement construits dans des zones de fortes séismicités.

Cette règle empirique donne la valeur :

$K = 0.1$
-----------

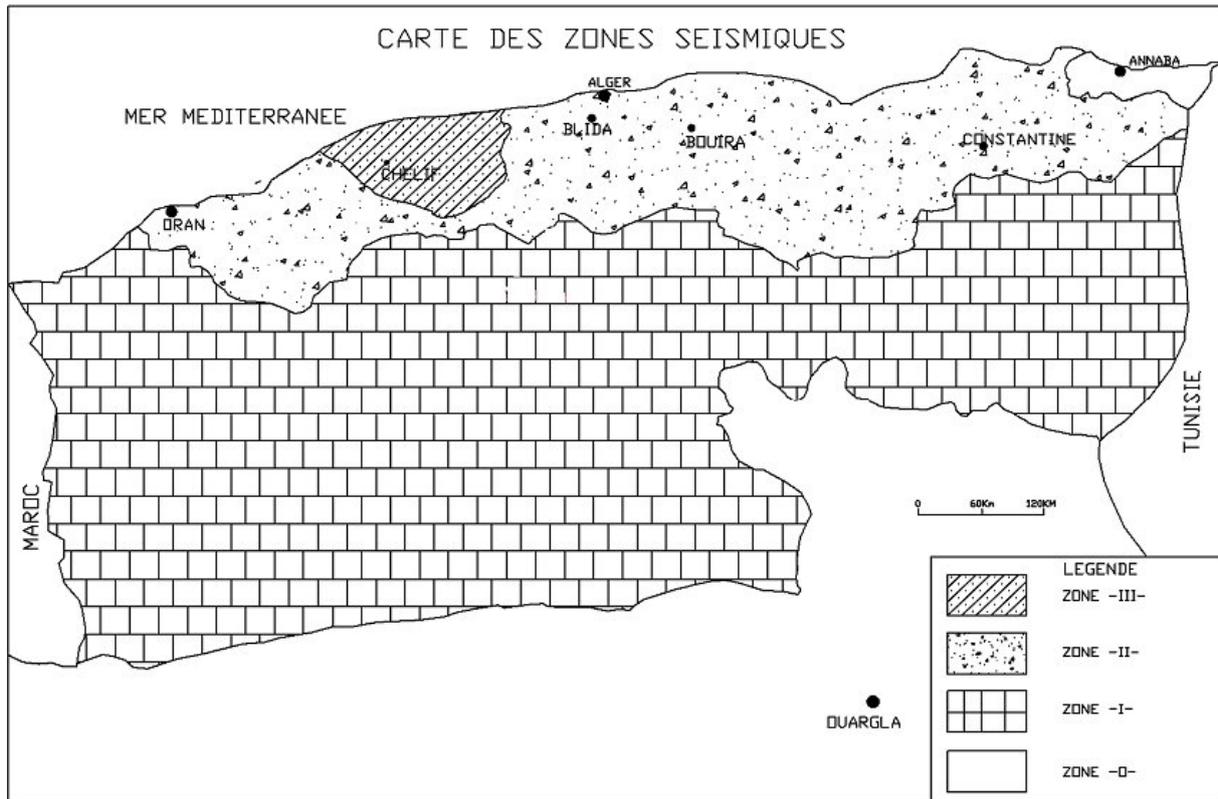


Figure II.1: Carte régionale de degré de séisme

#### II.1.4 Géologie au niveau de la cuvette

D'un point de vue stratigraphique notre aire d'étude (site et cuvette) s'inscrit entièrement dans l'ensemble allochtone soit des formations d'origine lointaine.

L'environnement lithologique est constitué de seulement deux termes : des marnes schisteuses à débit en lamelles, associées à des calcaires d'épaisseur très variable, allant du décimètre à l'ordre du mètre, et qui s'intercalent dans les masses prédominantes des calcaire.

L'identification de la structure géologique dans l'assiette réceptrice de l'ouvrage est aisée en l'absence de tout couvert végétal.

Le site s'inscrit complètement dans un faciès homogène de calcaire, superficiellement altérées ; Les caractères aux affleurements, laissent dire qu'il s'agit d'une assise plissée, continue d'une rive à l'autre, sans présence de failles ou autre contact anormal.

De la rive gauche à la rive droite la structure est uniforme et transverse à l'Oued. Le pendage, constant, est assez fort, de l'ordre de 60° vers le Sud.

L'assise de fondation sera donc constituée uniquement de marnes associées à des calcaires en bancs durs assez épais. Leur âge est probablement du Campanien inférieur.

On ne relève aucune autre hétérogénéité ; l'observation laisse rapporter l'altération superficielle des marnes que l'on éliminera nécessairement lors de l'ancrage latéral de la digue et de l'exécution du mur farfouille.

### A) Stabilité des versants

Au niveau du site de la retenue collinaire, les problèmes d'instabilité du terrain de fondation lors de sa mise à eau ne se pose plus à cause de la nature du terrain et le sens de pendage des couches défavorables pour une mise en instabilité.

### B) Etanchéité du site et de la cuvette

Selon la nature les conditions lithologiques des terrains au niveau du site et de la cuvette, on peut conclure que l'étanchéité du site et de la cuvette sera assurée par le terrain de fond (assiette rocheuse).

### II.1.5 Géologie de la zone d'emprise de la digue

Suite à la visite effectuée sur le terrain, on constate que les matériaux d'emprunt pour la construction du corps de la digue (les sont disponibles au niveau de la cuvette de oued Delhila à quelques centaines de mètres du site et en quantités suffisantes.

Les matériaux pour les agrégats du béton pour les ouvrages de génie civil seront se trouve sont disponible dans la ville d'Aflou (15km).

### Conclusions

Selon les conditions géologiques du site et de la cuvette sur oued Guelibia, il y a bien conclure que :

1. Le fond de la vallée présente un substratum rocheux et qu'il sera nécessaire d'ancrer la digue jusqu'à cette couche afin d'éviter toute perte d'eau par infiltration lors de la mise à eau de la retenue.
2. Le site de la retenue collinaire présente des versants stables.
3. Matériaux : les matériaux de construction sont disponibles aux alentours proches du site. On peut dès à présent penser à la projection d'une digue soit en béton soit en enrochements.

Les matériaux des agrégats du béton pour les ouvrages de Génie civil, seront traités dans la prochaine phase d'étude. (Étude technique).

## II.2 Etude géotechnique

### II.2.1 Prospection géotechnique de terrain

Trois puits ont été exécutés dans la zone d'emprise de la digue de la retenue collinaire avec prélèvement d'échantillons de sol pour pouvoir évaluer leur qualité géo-mécanique et connaître la structure géologique de la profondeur

Quelques puits ont été réalisés dans la zone d'emprunt située à quelques dizaines de mètres du site de la future retenue, avec prélèvement des échantillons de sol et les transmettre au laboratoire pour des essais géotechniques et cela pour l'évaluation quantitative et qualitative

### II.2.2 Prospection géotechnique de laboratoire

Nombre des essais

\* Essais physiques d'identification et de classification :

- Teneur en eau naturelle ( $W_n$ ).....04 essais.
- Densité sèche ( $\gamma_d$ ).....03 essais.
- Degré de saturation ( $S_r$ ).....03 essais.
- Limite de liquidité ( $W_l$ ).....04 essais.
- Indice de plasticité ( $I_p$ )..... 04 essais.
- Granulométrie.....04 essais.
- Sédimentométrie.....04 essais.

\* Essais mécaniques :

- Cisaillement rectiligne à la boîte casa grande type UU :

- Cohésion ( $C_u$ ).....03 essais.
- Angle de frottement ( $\phi_u$ ) .....03 essais.

- Compactage selon proctor normal :

- Teneur en eau maximale ( $W_{opt}$ ).....01 essais.
- Densité sèche optimale ( $\gamma_{dmax}$ ).....01 essais.

\* Essais chimique :

- Teneur en carbonates.....04 essais.
- Teneur en gypse.....04 essais.
- Teneur en insolubles.....04 essais.

### II.2.3 Résultats des données géotechniques de terrain et de laboratoire

#### II.2.3.1 Terrain d'assise et de fondation de la digue

##### A) Les Grès beiges compacts du miocène (Substratum)

Cette formation a été détectée au niveau du lit d'oued par le puits SP2 sous une faible couche des alluvions constituée de matériaux grossiers de cailloux, graviers, sables et peu d'argiles et limons; ce matériau se caractérise par les propriétés suivantes :

## II. Etude Géologique et Géotechnique

- Teneur en eau naturelle (W%).....	18.54%.
- Densité sèche ( $\gamma_d$ ).....	1.78 t/m <sup>3</sup> .
- Densité humide ( $\gamma_h$ ).....	2.11 t/m <sup>3</sup> .
- Densité de saturation ( $\gamma_{sat}$ ).....	2.11 t/m <sup>3</sup> .
- % des éléments passant au tamis > 2mm.....	5%.
- % des éléments passant au tamis 2mm.....	77%.
- % des éléments passant au tamis 0.1mm .....	26%.
- % des éléments passant au tamis < 2 $\mu$ (microns).....	3%.
- Degré de saturation ( $S_r$ ).....	99.68%.
- Limite de liquidité ( $W_l$ ).....	30.37 %.
- Limite de plasticité ( $W_p$ ).....	20.36%.
- Indice de plasticité ( $I_p$ ).....	10.01%.
- Perméabilité (K).....	10 <sup>-6</sup> m/s.

### \* Essais mécaniques :

#### Cisaillement rectiligne à la boîte casa grande type UU :

- Cohésion ( $C_u$ ).....	0.2 bars.
- Angle de frottement ( $\phi_u$ ).....	22.9 °.

### \* Essais chimique :

- Teneur en carbonates (Ca Co3 ).....	22.05%.
- Teneur en Gypse.....	Traces.
- Teneur en insolubles.....	70.6%

## B) Les Sables du miocène

Détectée sur les deux versants de l'oued par les puits SP1 et SP3 sous une faible couche d'argiles végétales. Cette formation est caractérisée par les paramètres suivants :

### \* Essais d'identification et de classification :

- Teneur en eau naturelle (W%).....	3.7 %.
- % des éléments passant au tamis > 2mm.....	31.5%.
- % des éléments passant au tamis 2mm.....	63%.
- % des éléments passant au tamis 0.1mm .....	13%.
- % des éléments passant au tamis < 2 $\mu$ (microns).....	4%.
- Limites de liquidité ( $W_l$ ).....	24.73%.
- Indice de plasticité ( $I_p$ ).....	16.29 %.
- Limites de plasticité ( $W_p$ ).....	8.44%.
- Teneur en carbonates (Ca Co3).....	11.81%.
- Teneur en Gypse.....	Traces.
- Teneur en insolubles.....	82.7%
- Perméabilité (K).....	10 <sup>-5</sup> m/s.

**C) Les marnes bleues du miocène**

Ce sol a été détecté sur les deux rives de l'oued par les puits SP1 et SP2 sous une faible couche des sables, ce sol est caractérisé par les propriétés géotechniques suivantes :

\* Essais physiques d'identification et de classification :

- Teneur en eau naturelle (W%).....	8.27 %.
- Densité sèche ( $\gamma_d$ ).....	2.12 t/m <sup>3</sup> .
- Densité humide ( $\gamma_h$ ).....	2.29 t/m <sup>3</sup> .
- Densité de saturation ( $\gamma_{sat}$ ).....	2.34 t/m <sup>3</sup> .
- % des éléments passant au tamis > 2mm.....	0.088 %.
- % des éléments passant au tamis 2mm.....	100 %.
- % des éléments passant au tamis 0.1mm .....	100%.
- % des éléments passant au tamis < 2 $\mu$ .....	52%.
- Limites de liquidité (W <sub>l</sub> ).....	75.26 %.
- Indice de plasticité (I <sub>p</sub> ).....	42.48%.
- Limites de plasticité (W <sub>p</sub> ).....	32.78 %.
- Indice de consistance (I <sub>c</sub> ).....	1,75.
- Perméabilité (K).....	10 <sup>-9</sup> m/s.

\* Essais mécaniques :

Cisaillement rectiligne à la boîte casa grande type UU:

- Cohésion (C <sub>u</sub> ).....	0.36 bars.
- Angle de frottement ( $\phi_u$ ).....	13.6°.

\* Essais chimiques :

- Teneur en carbonates (Ca Co3).....	40.94%.
- Teneur en Gypse.....	Traces.
- Teneur en insolubles.....	54.4%

Ces résultats montrent que le sol analysé est du type argileux peu plastique, appartenant selon la classification américaine U.S.C.S à la classe CL.

**II.2.3.2 Matériaux de construction de la digue**

**A) Matériau d'étanchéité**

Essais physiques d'identification et de classification :

- Teneur en eau naturelle (W%).....	20.95%.
- Densité sèche ( $\gamma_d$ ).....	1.66 t/m <sup>3</sup> .
- Densité humide ( $\gamma_h$ ).....	2.01 t/m <sup>3</sup> .
- Densité de saturation ( $\gamma_{sat}$ ).....	2.05 t/m <sup>3</sup> .
- Limites de liquidité (W <sub>l</sub> ).....	66.51 %.
- Indice de plasticité (I <sub>p</sub> ).....	30.20 %.
- Limites de plasticité (W <sub>p</sub> ).....	36.31%.
- Indice de consistance (I <sub>c</sub> ).....	1.5.
- Perméabilité (K).....	10 <sup>-8</sup> cm/s.
-	

### \* Essais mécaniques :

#### Cisaillement rectiligne à la boîte casa grande type U.U:

- Cohésion ( $C_u$ ).....0.29 bars.
- Angle de frottement ( $\phi_u$ ).....30°.
- Cohésion effective ( $C'$ ).....0.20 bars.
- Angle de frottement effectif ( $\phi'$ ).....45°.

#### Compactage selon Proctor normal:

- Teneur en eau maximale ( $W_{opt}$ ).....19.4%.
- Densité sèche optimale ( $\gamma_{dmax}$ ) .....1.53 t/m<sup>3</sup>.
- Densité sèche optimale ( $\gamma_{dmax}$  95%) .....1.45 t/m<sup>3</sup>.

### \* Essais chimiques :

- Teneur en carbonates (Ca Co<sub>3</sub>).....20.47%.
- Teneur en Gypse.....Traces.
- Teneur en insolubles.....72.9%.

Ce sont des matériaux argileux très plastiques, appartenant selon la classification américaine U.S.C.S à la classe CH ; ces matériaux constituent les matériaux d'emprunt pour le corps de la digue.

### **B) Matériaux pour filtre et drainage**

Ce type de matériaux destinés à la protection du corps de la digue seront exploités des carrières voisines, Leurs fuseau granulométriques doivent obéissent aux critères de TERZAGUI ci-après en partant du fuseau granulométrique des matériaux de base (argiles).

### **C) Matériaux d'enrochement**

Ces matériaux nécessaires à la protection du talus amont de la digue contre les mouvements de vagues d'eau seront exploités des carrières voisines, leur exploitation sera en blocs de 30 à 40 cm.

## **II.2.4 Propriété géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue**

### **II.2.4.1 terrain d'assise et de fondation de la digue**

#### \* Les Grès beiges compacts du miocène (Substratum):

- Teneur en eau naturelle ( $W\%$ ).....18.54%.
- Densité sèche ( $\gamma_d$ ).....1.78 t/m<sup>3</sup>.
- Densité humide ( $\gamma_h$ ).....2.11 t/m<sup>3</sup>.
- Densité de saturation ( $\gamma_{sat}$ ).....2.11 t/m<sup>3</sup>.
- Degré de saturation ( $S_r$ ).....99.68%.
- Limite de liquidité ( $W_l$ ).....30.37 %.

## II. Etude Géologique et Géotechnique

- Limite de plasticité ( $W_p$ ).....	20.36%.
- Indice de plasticité ( $I_p$ ).....	10.01%.
- Perméabilité (K).....	$10^{-6}$ m/s.
- Cohésion ( $C_u$ ).....	0.2 bars.
- Angle de frottement ( $\phi_u$ ).....	22.9 °.
- Cohésion effective ( $C'$ ).....	0.13bars.
- Angle de frottement effective ( $\phi'$ ).....	34 °.
- Teneur en carbonates (Ca Co3 ).....	22.05%.
- Teneur en Gypse.....	Traces.
- Teneur en insolubles.....	70.6%.
- Teneur en insolubles.....	63.64%.
- Perméabilité (K).....	$10^{-6}$ m/s.

### \* Les Sables du miocène :

- Teneur en eau naturelle (W%).....	3.7 %.
- Teneur en carbonates (Ca Co3 ).....	11.81%.
- Teneur en Gypse.....	Traces.
- Teneur en insolubles.....	82.7%.
- Perméabilité (K).....	$10^{-5}$ m/s .

### \* Les marnes bleues du miocène :

- Teneur en eau naturelle (W%).....	8.27 %.
- Densité sèche ( $\gamma_d$ ).....	2.12t/m <sup>3</sup> .
- Densité humide ( $\gamma_h$ ).....	2.29 t/m <sup>3</sup> .
- Densité de saturation ( $\gamma_{sat}$ ).....	2.34 t/m <sup>3</sup> .
- Limites de liquidité ( $W_l$ ).....	75.26 %.
- Indice de plasticité ( $I_p$ ).....	42.48%.
- Limites de plasticité ( $W_p$ ).....	32.78 %.
- Indice de consistance ( $I_c$ ).....	1,75.
- Cohésion ( $C_u$ ).....	0.36 bars.
- Angle de frottement ( $\phi_u$ ).....	13.6°.
- Teneur en carbonates (Ca Co3 ).....	40.94%.
- Teneur en Gypse.....	Traces.
- Teneur en insolubles.....	54.4%
- Perméabilité (K).....	$10^{-9}$ m/s.

**II.2.4.2 Matériaux de construction de la digue**

\*- Matériau d'étanchéité :

- Teneur en eau naturelle ( $W\%$ ).....	20.95%.
- Teneur en eau optimale ( $W_{opt}\%$ ).....	19.4%.
- Densité humide ( $\gamma_h$ ).....	1.83 t/m <sup>3</sup> .
- Densité de saturation ( $\gamma_{sat}$ ).....	1.95 t/m <sup>3</sup> .
- Degré de saturation ( $S_r$ ).....	93.46%.
- Limites de liquidité ( $W_l$ ).....	66.51 %.
- Indice de plasticité ( $I_p$ ).....	30.20 %.
- Limites de plasticité ( $W_p$ ).....	36.31%.
- Indice de consistance ( $I_c$ ).....	1.5.
- Cohésion ( $C_u$ ).....	0.29 bars.
- Angle de frottement ( $\phi_u$ ).....	30°.
- Cohésion effective ( $C'$ ).....	0.20 bars.
- Teneur en eau maximale ( $W_{max}$ ).....	19.4%.
- Densité sèche optimale ( $\gamma_{dopt}$ ) .....	1.53 t/m <sup>3</sup> .
- Densité sèche optimale ( $\gamma_{dopt95\%}$ ) .....	1.45 t/m <sup>3</sup> .
- Perméabilité ( $K$ ).....	10 <sup>-8</sup> cm/s.

**Conclusions**

Selon les conditions géologiques du site et de la cuvette sur oued Guelibia, il y a bien conclure que :

1. Le fond de la vallée présente un substratum rocheux et qu'il sera nécessaire d'ancrer la digue jusqu'à cette couche afin d'éviter toute perte d'eau par infiltration lors de la mise à eau de la retenue.

2. Le site de la retenue collinaire présente des versants stables.

3. Matériaux : les matériaux de construction sont disponibles aux alentours proches du site. On peut dès à présent penser à la projection d'une digue soit en béton soit en enrochements.

# **Chapitre III :**

## **Etude Hydrologique**

#### Introduction

Dans ce cadre nous procédons ci- après à une étude hydrologique du bassin versant de Oued Guelibia pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation du barrage, comme l'apport annuel, l'apport solide, la crue de projet, le volume mort, le volume utile, le volume forcé et ces côtes.

#### III.1 Caractéristiques du bassin versant

##### III.1.1 Paramètre géométriques du bassin versant

###### III.1.1.1 surface du bassin versant:

C'est le paramètre le plus important du bassin parce qu'il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques tels que le débit le volume de précipitation ou d'infiltration, elle est déterminée par le planimètre,

$$S = 13,76 \text{ km}^2$$

###### III.1.1.2 Périmètre du bassin versant

Le périmètre est obtenu par curvimètre :

$$P = 15,81 \text{ Km}$$

###### III.1.1.3 Longueur du talweg principal

C'est le talweg le plus long, il est obtenu par curvimètre:

$$LT = 5,39 \text{ km}$$

###### III.1.1.4 Indice de compacité

La forme du bassin joue un rôle important sur la forme de l'hydrogramme résultant d'une averse donnée à l'exutoire du bassin, il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

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

$$KC = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad PC = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

$$KC = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

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

Si :  $KC=1$  ; le bassin est ramassé,

$KC>1$  ; le bassin est allongé,

$$KC= 1,19$$

Selon la valeur de KC on pourra dire que notre bassin est de forme allongé.

#### III.1.1.5 Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation :  $Ca = L^2 / S$

L : la longueur du talweg principal  $L = 5,39$  Km

S : la superficie du bassin versant,  $S = 13,76$  Km<sup>2</sup>

$$Ca=2,11$$

#### III.1.1.6 Rectangle équivalent ou rectangle de graves lieux

La notion de rectangle équivalent a été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins et elle permet la comparaison des bassins entre eux de point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré et par conséquent le même indice de compacité.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

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

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

$$KC = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

On obtient une Equation de 2ème degré admet deux solutions  $L_r$  ;  $l_r$  :

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

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

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

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

On obtient :

$$L_r = 5,27 \text{ km} \quad \text{et} \quad l_r = 2,61 \text{ km}$$

#### III.1.2 Caractéristiques hydrographiques

##### III.1.2.1 Le Relief

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

- La courbe hypsométrique,
- L'altitude moyenne,
- La courbe capacité-hauteur, surface-hauteur
- L'indice de pente globale  $I_g$ ,
- L'indice de pente moyenne du bassin versant  $I_m$ ,
- Densité de drainage  $D_g$ .

##### III.1.2.1.1 Hypsométrie du bassin versant

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétrie des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les

Différentes cotes

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau N° III.1 : Courbe hypsométrique du bassin versant du barrage

		Surfaces			
		Partielles		Cumulées	
altitudes (m)	Hi(m)	Si (km2)	Si(%)	Si (km2)	Si(%)
1485-1480	1482,5	0,01	0,07	0,01	0,07
1480-1460	1470	0,15	1,09	0,16	1,16
1460-1440	1450	0,73	5,31	0,89	6,47
1440-1420	1430	2,38	17,30	3,27	23,76
1420-1400	1410	2,98	21,66	6,25	45,42
1400-1380	1390	1,79	13,01	8,04	58,43
1380-1360	1370	1,74	12,65	9,78	71,08
1360-1340	1350	2,43	17,66	12,21	88,74
1340-1320	1330	1,44	10,47	13,65	99,20
1320-1317	1318,5	0,11	0,80	13,76	100,00

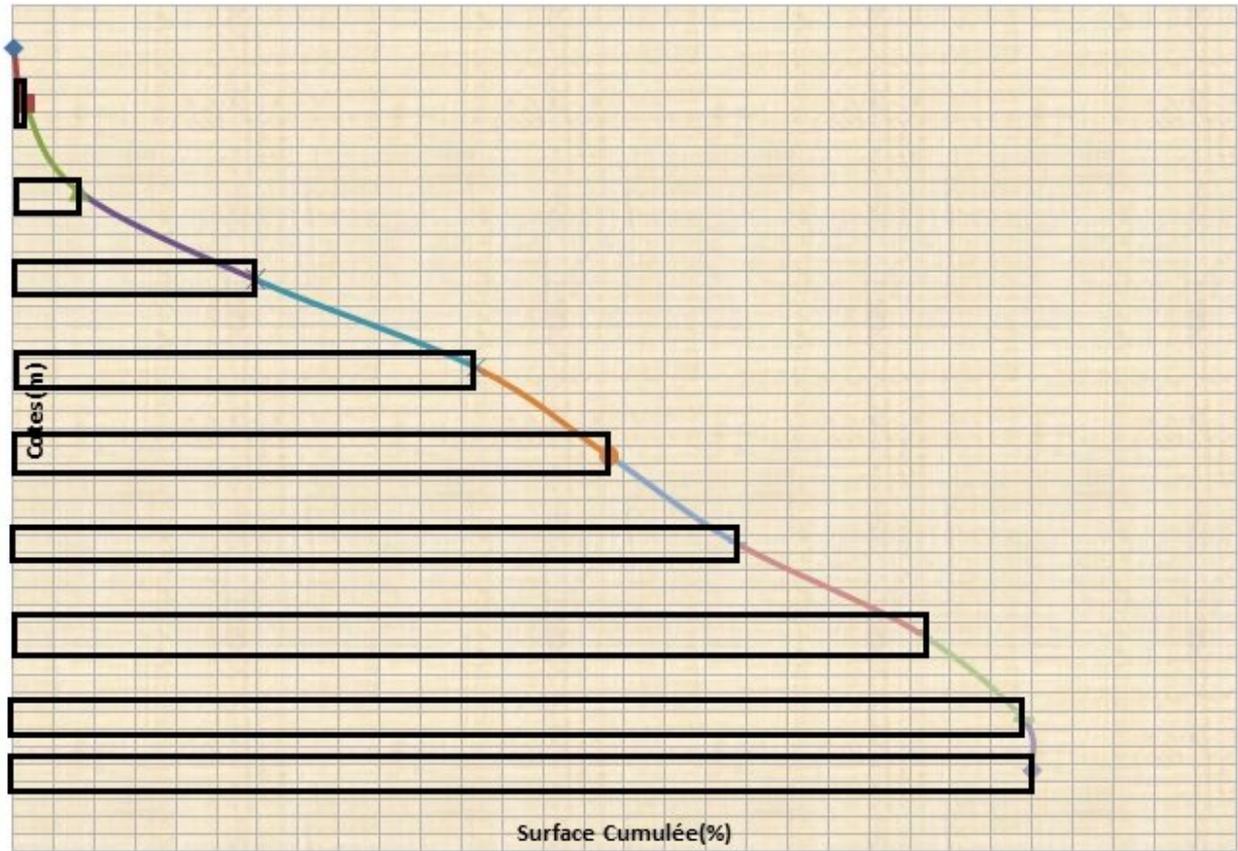


Figure N° III.1 : Courbe et répartition hypsométrique du bassin versant

A partir de la courbe hypsométrique et la carte d'état-major à l'échelle 1/100000 on détermine les altitudes suivantes :

- Altitude maximale  $H_{max} = 1485 \text{ m,}$
- Altitude minimale  $H_{min} = 1317 \text{ m,}$
- Altitude médiane  $H_{med} = H_{50\%} = 1404 \text{ m}$

**III.1.2.1.2 Altitude moyenne**

$$H_{moy} = \sum \frac{\bar{H}_i \cdot S_i}{S} = 1388,93 \text{ m}$$

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

$S_i$  : Surface entre deux courbes de niveau consécutives

**Tableau N° III.2 : Calcul de l'altitude moyenne**

H(m)	Si (km <sup>2</sup> )	H*Si	Hmoy=H*Si/S
1482,5	0,01	14,825	1,08
1470	0,15	220,5	16,02
1450	0,73	1058,5	76,93
1430	2,38	3403,4	247,34
1410	2,98	4201,8	305,36
1390	1,79	2488,1	180,82
1370	1,74	2383,8	173,24
1350	2,43	3280,5	238,41
1330	1,44	1915,2	139,19
1318,5	0,11	145,035	10,54
			<b>1388,93</b>

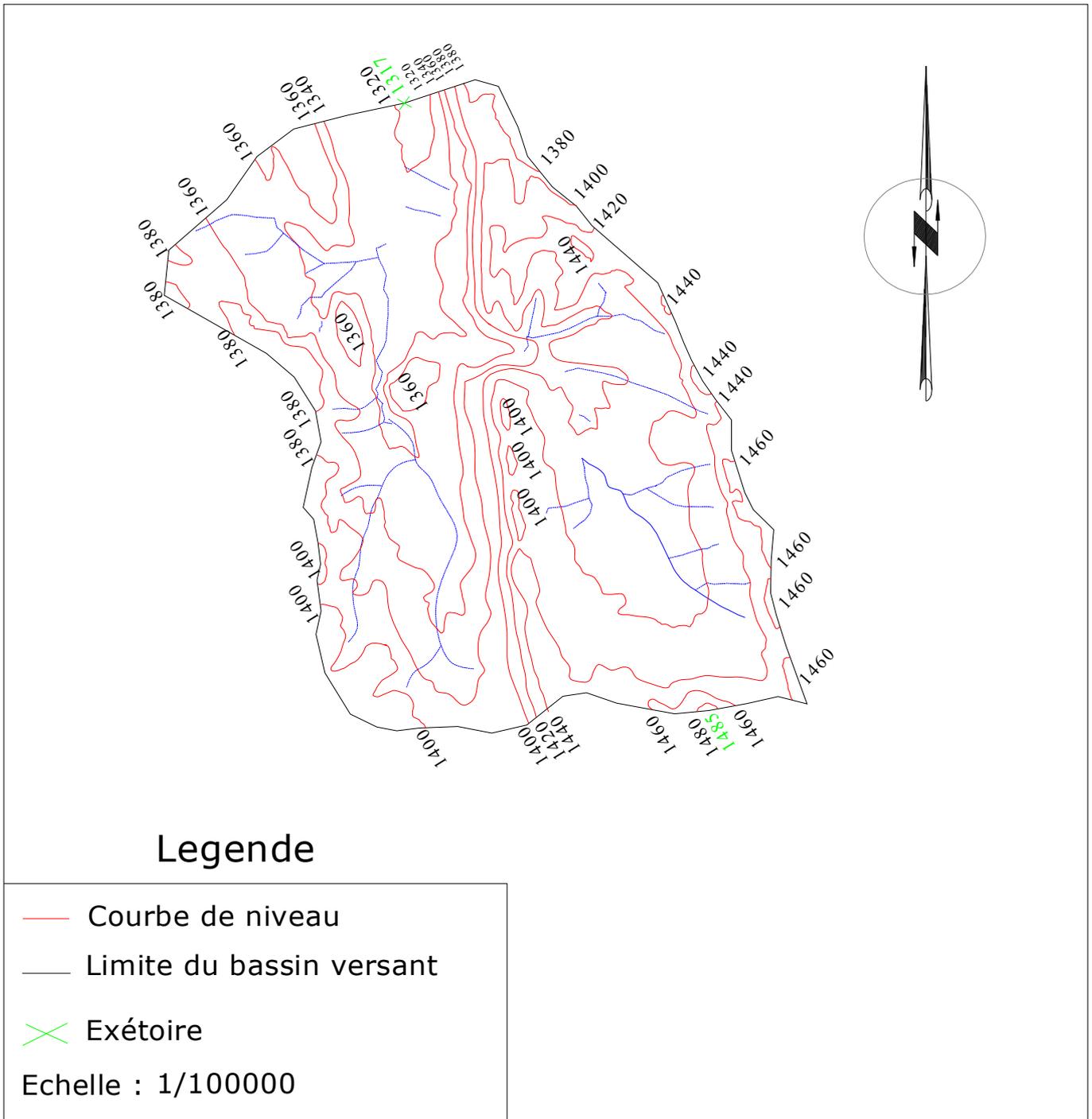


Figure N° III.2 : Courbe du réseau hydrographique et le relief du bassin versant

**III.1.2.1.3 Courbe capacité-hauteur et surface–hauteur**

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

**Tableau III.3 : Surface et volume en fonction de l'altitude**

H	S partielle	<sup>2</sup> cumulée m S	S moy	HΔ	VΔ	V	Cote NGA
0	0	0		0	0	0	1324,0
0,5	13,59	13,59	9,06	0,50	4,53	4,53	1324,5
1,5	84,34	97,93	55,76	1,00	55,76	60,29	1325,5
2,5	143,86	241,79	169,86	1,00	169,86	230,15	1326,5
3,5	262,4	504,19	372,99	1,00	372,99	603,14	1327,5
5,5	1568,73	2072,92	1288,56	2,00	2577,11	3180,25	1329,5
6,5	1521,2	3594,12	2833,52	1,00	2833,52	6013,77	1330,5
7,5	2302,71	5896,83	4745,48	1,00	4745,48	10759,25	1331,5
8,5	2244,66	8141,49	7019,16	1,00	7019,16	17778,41	1332,5
10,5	5368,72	13510,21	10825,85	2,00	21651,70	39430,11	1334,5
11,5	3142,67	16652,88	15081,55	1,00	15081,55	54511,65	1335,5
12,5	3809,75	20462,63	18557,76	1,00	18557,76	73069,41	1336,5
13,5	4497,32	24959,95	22711,29	1,00	22711,29	95780,70	1337,5
15,5	10024,49	34984,44	29972,20	2,00	59944,39	155725,09	1339,5
16,5	7073,47	42057,91	38521,18	1,00	38521,18	194246,26	1340,5
17,5	8713,48	50771,39	46414,65	1,00	46414,65	240660,91	1341,5
18,5	9006,98	59778,37	55274,88	1,00	55274,88	295935,79	1342,5
20,5	22267,87	82046,24	70912,31	2,00	141824,61	437760,40	1344,5

Remarque :

$$\Delta V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H = \frac{2}{3} \times 13.59 \times 0.5 = 4.53 \text{ m}^3$$

Les courbes sont représentées sur les figures (III.5) et (III.6)

### III. Etude Hydrologique

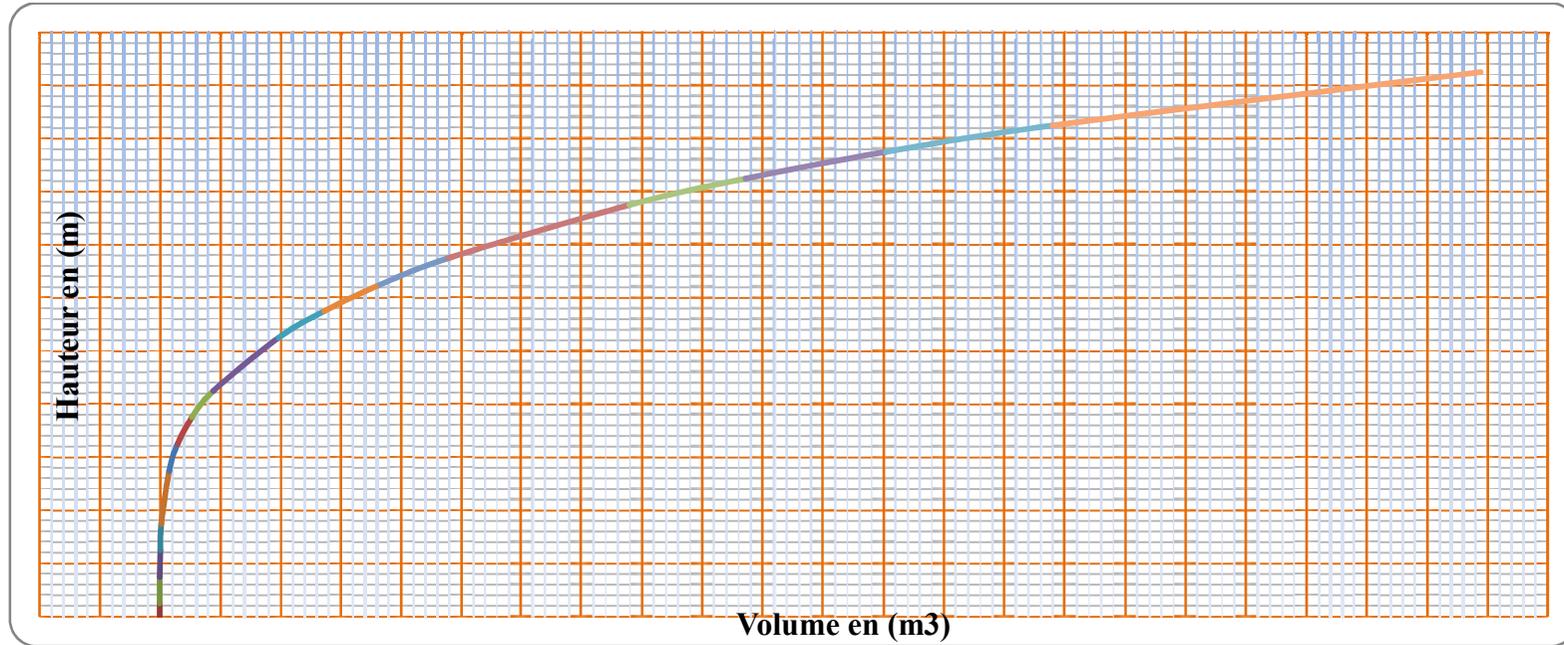


Figure N° III.3.A : Courbe Capacité- Hauteur

### III. Etude Hydrologique

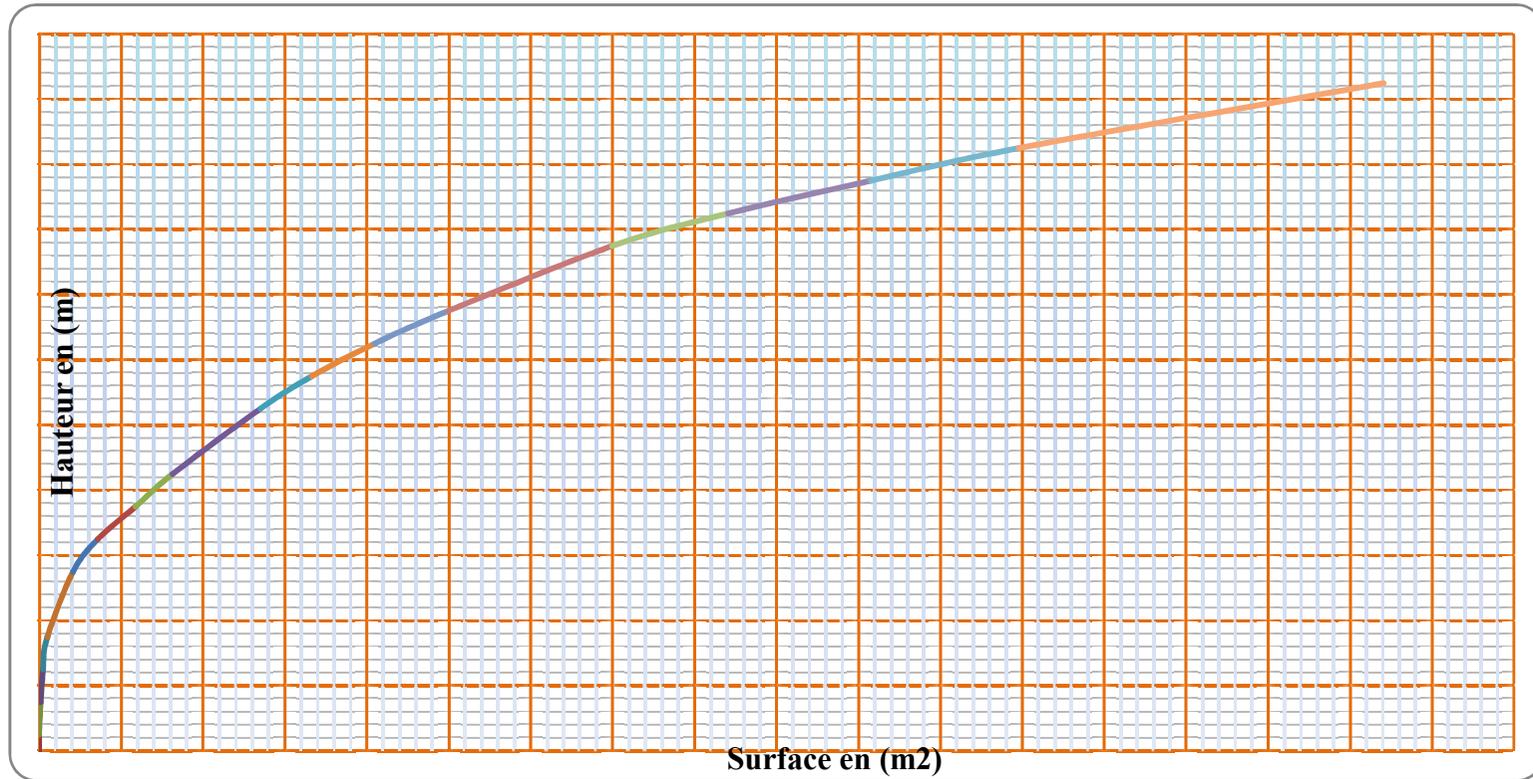


Figure N° III.3.B : Courbe Surface- Hauteur

**III.1.2.1.4 Indice de pente globale  $I_g$**

A partir de la courbe hypsométrique, nous déduisant les altitudes de fréquence 5% et 95% de la surface du bassin versant,

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad \text{Avec } L : \text{longueur H (5\%)} \text{ du rectangle équivalent } = 5,27 \text{ Km}$$

$$H_{05\%} = 1454 \text{ m}$$

$$H_{95\%} = 1339 \text{ m} \quad \} \Rightarrow I_g = 0,0218 = 2,18\%$$

**Tableau N° III.4 : Classification de relief**

Relief		$I_g$
1	Très faible	$I_g < 0,002$
2	Faible	$0,002 < I_g < 0,005$
3	Assez faible	$0,005 < I_g < 0,01$
4	Modéré	$0,01 < I_g < 0,02$
5	Assez fort	$0,02 < I_g < 0,05$
6	Fort	$0,05 < I_g < 0,1$
7	Très fort	$I_g > 0,1$

On déduit d'après le tableau précédant que notre relief est faible

**III.1.2.1.5 Indice de pente moyenne du bassin versant  $I_m$**

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

Avec :  $L_1, L_2, \dots, L_n$ : les longueurs des courbes de niveaux (Km),

$\Delta H$  : Dénivelée (équidistance) en (m),

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

Les résultats des mesures sont logés dans le tableau suivant:

Tableau N° III.5 : Evaluation de la pente moyenne du bassin versant

N°	Cotes H(m)	Longueur L(m)
1	1320	1224,68
2	1340	7781,4
3	1360	13936,64
4	1380	11467,43
5	1400	14137,87
6	1420	12766,42
7	1440	7339,33
8	1460	2844,85
9	1480	195,04

AN :  $I_m = 0,1032 = 10(\%)$

La pente moyenne de bassin est :  **$I_m = 10,32\%$**

#### III.1.2.1.6 La densité de drainage

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

$$Dd = \frac{\sum_{i=1}^n Li}{S} \quad \sum_{i=1}^n Li : \text{somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre } i \text{ (km)}$$

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

$$\sum_{i=1}^n Li = 15,93 \text{ Km}$$

AN:  **$Dd = 1,16 \text{ Km/Km}^2$**

#### III.1.2.2 Temps de concentration

Le temps de concentration de la phase hydrologique maximale de la crue est la durée que met la portion constituant le noyau maximum central de la pluie pour se transformer en ruissellement maximum et participer à la formation du débit maximum de la crue qui traverse une section donnée.

**III.1.2.2.1 Formule De Giandotti**

Avec : Lt Longueur du talweg principale (km)

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

$\bar{H}$  : Altitude moyenne (m)

H min : Altitude minimale (m)

$$T_c = \frac{4\sqrt{s} + 1.5Lp}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$$

S	13,75
LT	5,39
H moy	1388,93
H min	1317
Tc	3,38

**III.1.2.2.2 Formule De Kirpich**

$$T_c = 0,6615 L^{0,77} I^{-0,385}$$

I : Pente moyenne du thalweg principal (%)

Lt : Longueur du thalweg principal (km)

H max (m)	1485
H min (m)	1317
LT	5,39
I (m/m)	0,10
I (%)	10,32
<b>Tc (heure)</b>	<b>0,99</b>

**III.1.2.2.3 Formule De Passini**

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

I : Pente moyenne du thalweg principal (%)

L : Longueur du thalweg principal (km)

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

S (km <sup>2</sup> )	13,76
LT (Km)	5,37
I (%)	10,32
<b>Tc (Heure)</b>	<b>4,89</b>

**III.1.2.2.4 Formule De Temez**

$$T_c = 0,3 \left[ \frac{L}{I^{1/4}} \right]^{0,76}$$

I : Pente moyenne du thalweg principal (m/m)

L : Longueur du thalweg principal (km)

LT (Km)	5,39
I (m/m)	0,10
<b>Tc (Heure)</b>	<b>1,67</b>

**Tableau N° III.6 : Récapitulatif des résultats**

Formules	Valeur Tc (h)
Giandotti	3,38
Kirpich	0,99
Passini	4,89
Temez	1,67
Moyenne	2,73

La valeur de Kirpich et Passini ont été écartés parce qu'elles sont éloignées de la moyenne, On opte pour La valeur de la formule de Giandotti :

$$T_c = 3,38h$$

**III.1.2.3 Vitesse de ruissellement**

$$V_r = \frac{L_t}{T_c} \text{ Où :}$$

Lt : Longueur du talweg principal en km,

Tc: Temps de concentration en h

Vitesse de ruissellement	
Lt	5,39
Tc	3,38
Vr (km/h)	1,59
Vr (m/s)	<b>0,44</b>

$$V_r = 0,44 \text{ (m/s)}$$

## III.2 Pluviométrie

### III.2.1 Pluies maximales journalières

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

### III.2.2 Pluies moyenne mensuelles

**Tableau N° III.7 : Répartition mensuelle des pluies moyenne mensuelle**

		janv	fév	mars	avril	mai	juin	juil	août	sept	oct	Nov	déc
2	1986	15,1	41	15,1	9,9	0	20,4	8,7	2,3	18,7	28,7	58	26,7
3	1987	10	45,9	33,7	12,9	27,9	17,9	0	2,4	11,9	25,4	31,8	18,7
4	1988	37,8	6,2	29,7	27,9	3,2	30,6	10,1	17,8	9,1	34,3	24,2	14,1
5	1989	,	,	,	,	,	,	,	,	,	,	,	,
6	1990	17,1	46,7	63,3	16,8	38,1	3,8	2,8	6,2	12,8	5,3	7,5	23,4
7	1991	47,8	4,8	63,2	22,5	48,6	6,5	15,4	1,5	50,6	93,4	1,1	28,1
8	1992	4,2	10	29,6	4,5	27,3	4	21	13,1	9	0	22,1	15,9
9	1993	22,8	32,5	43,3	2,4	3	6,6	2,8	11,6	11	6,4	12,3	14,2
10	1994	48,8	14,5	33,8	9,5	2	60,3	14,3	22,9	15,8	72,9	15	3,5
11	1995	42,7	41,7	76,2	39	20,2	40,3	2,5	2	10,2	23,3	5	25,5
12	1996	34,6	5	10	100,3	33,6	0,5	0	84	20	32	0	24,7
13	1997	34,6	5	9	100,3	33,6	0,5	0	84	20	32	0	24,7
14	1998	19,2	4	25,3	0	0	7	5	0	9,6	0,5	16,5	0
15	1999	0	0	0	4	20,4	7	0,5	6,5	35	13,2	9,3	19,5
16	2000	46,9	5,2	1	5,8	7	0	1	11,7	17,8	11	12	19,5
17	2001	2,6	0	4,2	43,1	15,1	0	0	21,5	44,8	8,4	7,4	5,9
18	2002	17,5	39,1	5	15,5	10,6	13,7	8	0	2	15,4	21,8	15,7
19	2003	14,2	9,5	30	50,2	65,8	17,5	0	14	3,6	63,2	36,6	15
20	2004	10,5	15,9	12,5	0	14,5	7	15	12	13	14,1	45,8	26
<b>Pmoymens</b>		<b>25,45</b>	<b>18,89</b>	<b>32,89</b>	<b>24,73</b>	<b>21,07</b>	<b>13,55</b>	<b>5,95</b>	<b>16,95</b>	<b>18,94</b>	<b>26,67</b>	<b>18,76</b>	<b>19,5</b>

**Tableau N° III.8 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations**

MOIS	Sep,	oct,	Nov,	Déc,	Jan,	Fév,	Mars,	Avril,	Mai,	Juin,	Juil,	Août,
P moy	18,94	26,67	18,76	19,5	25,45	18,89	32,89	24,73	21,07	13,55	5,95	16,95

### III.2.3 Ajustement des pluies maximales journalières à l'aide d'un logiciels Hyfron

On a la série pluviométrique des pluies max journalière représentée dans le tableau suivante :

**Tableau N° III.9 : Répartition mensuelle des pluies maximales journalières**

		janv	fév	mars	avril	mai	juin	juil	aout	sept	oct	nov	déc	Max journalier
2	1986	6	12,2	10,5	7,2	0	10,4	5	2,3	11,1	12,2	20,6	6,6	20,6
3	1987	4,3	16,2	15,4	7,9	23,8	6,2	0	2,4	7,8	12,2	10,2	5	23,8
4	1988	16	6,2	18	12,4	3	19,6	9	17,8	8,1	28,7	10,3	7,9	28,7
5	1989	,	,	,	,	,	,	,	,	,	,	,	,	,
6	1990	5,6	11,2	16,7	8,6	24,6	2,1	2,8	2,2	7,2	5,3	4,3	5,9	24,6
7	1991	18,4	2,4	21,5	16,1	10	3,1	10	1,5	25,3	53,5	1,1	9,9	53,5
8	1992	2,5	7,5	11	2,2	10,8	3,5	15,1	6	2	0	8,2	5	15,1
9	1993	9,2	16,2	22,8	1,2	3	4,6	1,5	9	5,3	4,9	4,6	5,9	22,8
10	1994	22	10	16	5	1,5	32,4	8,8	11,2	6,4	11,6	8,8	2	32,4
11	1995	11,5	12	17,5	16	14,2	22,9	2,5	1,5	7	6,6	3	7,5	22,9
12	1996	6,5	4	8	39,8	22,9	0,5	0	31	11	16	0	8	39,8
13	1997	6,5	4	8	39,8	22,9	0,5	0	31	11	16	0	8	39,8
14	1998	11,4	1,5	7	0	0	6	4	0	9,6	0,5	11	0	11,4
15	1999	0	0	0	2	9,5	2	0,5	4	10,5	9,7	3,5	7	10,5
16	2000	16,4	3,7	1	3,5	2	0	1	11,7	5,8	7	4,5	8,9	16,4
17	2001	2,6	0	2,6	20,2	8,6	0	0	15,5	18,4	4,2	5,5	4	20,2
18	2002	7,5	17,6	3,5	6,5	5	7,2	3	0	1,5	10,4	10,7	6	17,6
19	2003	10,7	4,5	27	28,7	34,3	16	0	6	1,9	16,4	14,2	10	34,3
20	2004	4,5	11,4	9	0	6	5	4	10	8,7	7	29	26	29

### III.2.3.1 Choix du type de loi

Ces critères de choix sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion, L'allure des points sur du papier à probabilité é permet à prime abord d'accepter ou de rejeter la loi (toute sinusite, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement).

On essaie toujours d'ajuster a loi de Gumbelà un échantillon ou de se ramener à une loi normale par changement de variable.

Généralement la loi de probabilité ajustable à l'échantillon est d'autant plus près à la normalité que la variable concerne une longue échelle de temps et que le coefficient de variation soit inférieur à 0,5.

#### III.2.3.1.1 Ajustement à la loi (Gumbel)

C'est la loi à double exponentielle, elle s'applique pour les précipitations maximales journalières afin de déterminer les valeurs fréquentielles,

La fonction de densité de la loi de Gumbel s'écrit :

$$F(x_i) = e^{-e^{-\left(\frac{x-x_0}{\alpha}\right)}}$$

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

$\alpha, x_0$  : coefficient d'ajustement,

$x_0$  : est le paramètre de position (mode),

$\infty$  : Est le paramètre d'échelle différent de zéro est positif,

L'équation de la droite de Gumbel s'écrit donc :

$$Y = a (P_{max J} - P_{moy})$$

Y : Variable réduite de Gumbel  $Y = -\log [-\log (F(x))]$ ,

F(x) : Fréquence au non dépassement,

Les résultats des ajustements des pluies maximales journalières pour les différentes périodes de retour (2-3-5 –10 –20–50- 100– 200) ans sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

La droite de Gumbel est représentée par la Fig. ci-dessous: ,

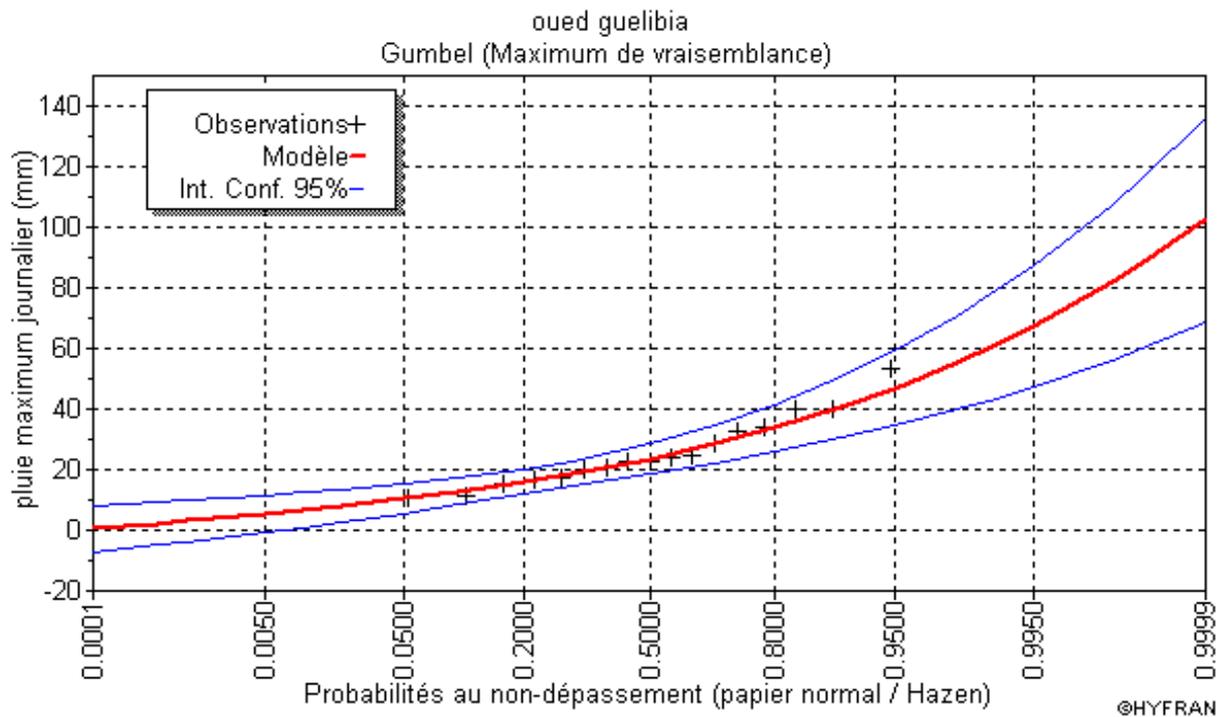
**Tableau N°III.10 : Ajustement a une loi de Gumbel**

Nombre d'observations: 18		u=20,617869			
T = 1/ (1-q)		q = F(X) (probabilité au non-dépassement)			
T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000	0.9999	102	16.4	69.9	134
1000	0.999	81.7	12.6	57.1	106
200.0	0.9950	67.5	9.86	48.1	86.8
100.0	0.9900	61.3	8.71	44.3	78.4
50.0	0.9800	55.1	7.56	40.3	70.0
20.0	0.9500	46.9	6.05	35.0	58.8
10.0	0.9000	40.5	4.92	30.9	50.2
5.0	0.8000	33.9	3.80	26.4	41.3
3.0	0.6667	28.6	3.00	22.7	34.5
2.0	0.5000	23.9	2.43	19.1	28.6

T : Période de retour.

q : Fréquence,

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



**Tableau N° III.11 : Caractéristique de l'échantillon (Loi De Gumbel)**

Caractéristique de l'échantillon	
nombre de donnée	18
Minimum	10.5
Maximum	53.5
Moyenne	25.7
Ecart-type	11.1
Médiane	23.4
Coefficient de variation (Cv)	0.430
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.900

**III.2.3.1.2 Ajustement à la loi de log normal (Galton)**

Paramètres d'ajustement à la loi Log–normale :

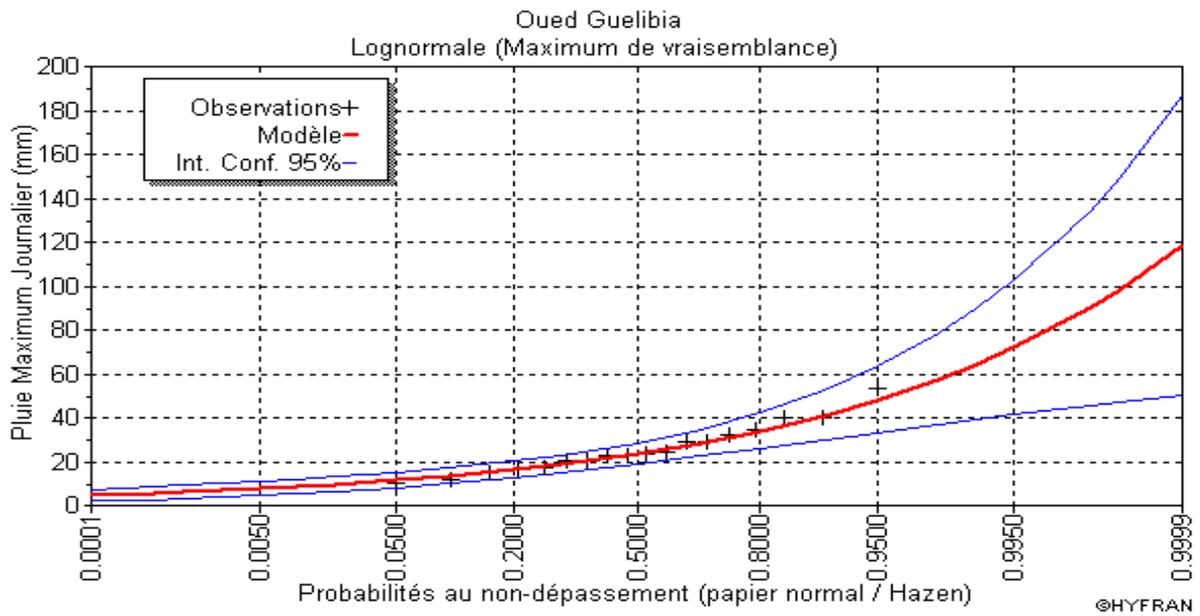
$$\sigma_{\log} = \frac{\sum (\log P_{\max j} - \overline{\log P_{\max j}})^2}{N}$$

$$\log P_{j\max} = \overline{\log P_{j\max}} + \sigma_{\log} U_{P\%} \quad : \text{L'équation de la droite d'ajustement,}$$

Avec :  $U_{P\%}$  : variable de GAUSS pour différentes fréquences,

**Tableau N° III.12 : Ajustement a la loi de log Normal**

loi de log normal					
q = F(X) (probabilité au non-dépassement)			Nombre d'observations: 17		
T = 1/ (1-q)					
T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000	0,9999	119	34,8	50	186
1000	0,999	91	22,6	45,7	134
200,0	0,9950	73,1	16,7	40,3	106
100,0	0,9900	65,4	13,8	38,3	92,6
50,0	0,9800	58,0	11,2	36,0	80,0
20,0	0,9500	48,4	8,12	32,5	64,3
10,0	0,9000	41,2	6,06	29,3	53,0
5,0	0,8000	33,9	4,27	25,5	42,2
3,0	0,6667	28,2	3,18	22,0	34,5
2,0	0,5000	23,3	2,51	18,4	28,2



**Tableau N° III.13 : Caractéristique de l'échantillon loi de log normal**

Caractéristique de l'échantillon	
nombre de donnée	18
Minimum	10.5
Maximum	53.5
Moyenne	25.7
Ecart-type	11.1
Médiane	23.4
Coefficient de variation (Cv)	0.430
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.900
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.96

**III.2.3.1.3 Etude comparative entre les différentes lois d'ajustement**

Ces critères de choix sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion, l'allure des points sur du papier à probabilité permet à prime abord d'accepter ou rejeter la loi (toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement).

Conclusion finale : d'après les résultats d'ajustement représentés sous forme des courbes et des tableaux on peut accepter aisément l'ajustement à une loi Log normale (Galton),

**III.2.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités**

Pour la détermination des données pluviométriques des pluies de courte durée (averses) qui sont exprimées à travers les caractéristiques : Intensité -Durée -Fréquence, on a fait appel à la méthode générales,

La pluie d'une durée t pour une telle fréquence est donnée par la formule de MONTANA :

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

t = Tc = 3,38 h, (Déjà calculé)

b : Exposant climatique (pour notre région b = 0,38)

Cet exposant climatique dépendant de la position géographique, déterminé à partir de la carte des iso lignes de l'exposant climatique établi par Les caractéristiques pluviographiques de la région, (Source ANRH).

Intensité des pluies est donnée par la formule suivante : I=Pt/t.

Les précipitations et les intensités pour les différents fréquences sont regroupés ans tableau.

Les résultats des ajustements des pluies maximales journalières pour les différentes périodes de retour (5, 10, 20, 50,100 e t200 ans) par la méthode de log normal (Galton) sont présentés dans le Tableau ci-dessous :

**Tableau N° III.14 : Précipitations des différentes fréquences**

période de retour	2	3	5	10	20	50	100	200
Hauteur de précipitation (mm)	23,3	28,2	33,9	41,2	48,4	58	65,4	73,1

Les résultats de calcul de P<sub>tc</sub> et I<sub>0</sub> sont donnés dans le tableau ci-dessous

Les courbes des intensités pour les différentes fréquences sont représentées par la Fig, ci-dessous.

**Tableau N° III.15 : Intensités des pluies pour les différentes fréquences**

T(an)	5		10		20		50		100		1000		10000	
Temps	P <sub>tc</sub>	I <sub>0</sub>												
1	10,13	10,13	12,31	12,31	14,47	14,47	17,34	17,34	19,55	19,55	27,20	27,20	35,57	35,57
2	13,19	6,59	16,03	8,01	18,83	9,41	22,56	11,28	25,44	12,72	35,40	17,70	46,29	23,14
3	15,38	5,13	18,69	6,23	21,96	7,32	26,32	8,77	29,68	9,89	41,29	13,76	54,00	18,00
<b>3,38</b>	<b>16,10</b>	<b>4,76</b>	<b>19,56</b>	<b>5,79</b>	<b>22,98</b>	<b>6,80</b>	<b>27,54</b>	<b>8,15</b>	<b>31,05</b>	<b>9,19</b>	<b>43,21</b>	<b>12,78</b>	<b>56,50</b>	<b>16,72</b>
4	17,16	4,29	20,85	5,21	24,50	6,12	29,36	7,34	33,10	8,28	46,06	11,52	60,24	15,06
5	18,68	3,74	22,70	4,54	26,67	5,33	31,96	6,39	36,03	7,21	50,14	10,03	65,57	13,11
6	20,02	3,34	24,33	4,05	28,58	4,76	34,25	5,71	38,62	6,44	53,74	8,96	70,27	11,71
7	21,23	3,03	25,80	3,69	30,30	4,33	36,31	5,19	40,95	5,85	56,98	8,14	74,51	10,64
8	22,33	2,79	27,14	3,39	31,88	3,99	38,21	4,78	43,08	5,38	59,94	7,49	78,39	9,80
9	23,35	2,59	28,38	3,15	33,34	3,70	39,95	4,44	45,05	5,01	62,69	6,97	81,97	9,11
10	24,31	2,43	29,54	2,95	34,70	3,47	41,59	4,16	46,89	4,69	65,25	6,52	85,32	8,53
11	25,20	2,29	30,63	2,78	35,98	3,27	43,12	3,92	48,62	4,42	67,65	6,15	88,47	8,04
12	26,05	2,17	31,66	2,64	37,19	3,10	44,57	3,71	50,26	4,19	69,93	5,83	91,44	7,62
13	26,85	2,07	32,64	2,51	38,34	2,95	45,95	3,53	51,81	3,99	72,09	5,55	94,27	7,25
14	27,62	1,97	33,57	2,40	39,44	2,82	47,26	3,38	53,29	3,81	74,15	5,30	96,96	6,93
15	28,36	1,89	34,46	2,30	40,48	2,70	48,51	3,23	54,70	3,65	76,12	5,07	99,54	6,64
16	29,06	1,82	35,32	2,21	41,49	2,59	49,72	3,11	56,06	3,50	78,01	4,88	102,01	6,38
17	29,74	1,75	36,14	2,13	42,46	2,50	50,88	2,99	57,37	3,37	79,82	4,70	104,38	6,14
18	30,39	1,69	36,93	2,05	43,39	2,41	51,99	2,89	58,63	3,26	81,58	4,53	106,68	5,93
19	31,02	1,63	37,70	1,98	44,29	2,33	53,07	2,79	59,84	3,15	83,27	4,38	108,89	5,73
20	31,63	1,58	38,44	1,92	45,16	2,26	54,12	2,71	61,02	3,05	84,91	4,25	111,03	5,55
21	32,22	1,53	39,16	1,86	46,01	2,19	55,13	2,63	62,16	2,96	86,50	4,12	113,11	5,39
22	32,80	1,49	39,86	1,81	46,83	2,13	56,11	2,55	63,27	2,88	88,04	4,00	115,13	5,23
23	33,36	1,45	40,54	1,76	47,62	2,07	57,07	2,48	64,35	2,80	89,54	3,89	117,09	5,09
24	33,90	1,41	41,20	1,72	48,40	2,02	58,00	2,42	65,40	2,73	91,00	3,79	119,00	4,96

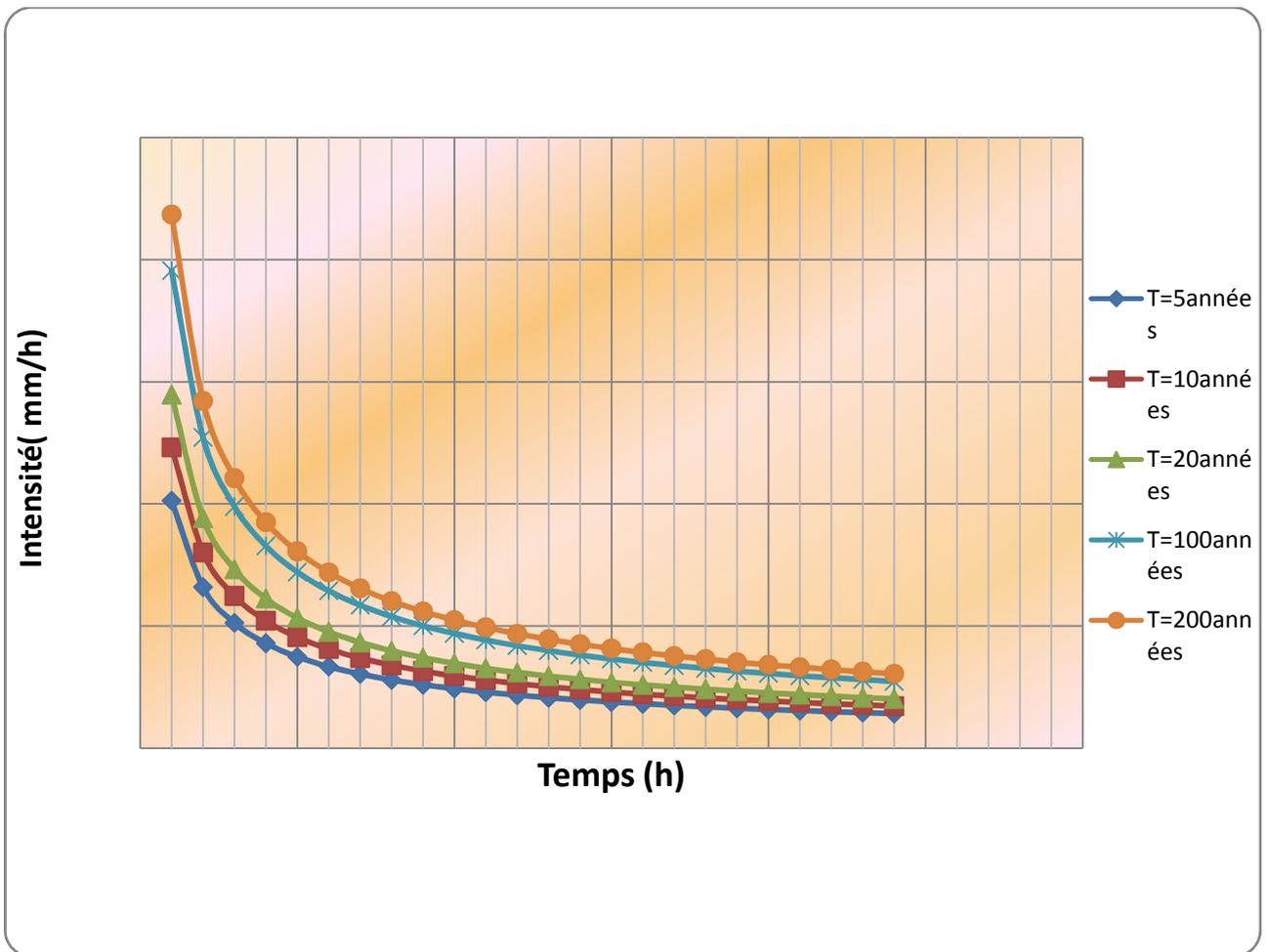


Figure N° III.5 : Courbe d'intensités des pluies pour les différentes fréquences

### III.3 Etudes des apports

A base de manque des séries hydrométriques au niveau du talweg principal, les apports seront estimés à partir des formules empiriques,

#### III.3.1 Apports liquides

##### III.3.1.1 Apport moyen interannuel (A<sub>0</sub>)

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A<sub>0</sub>.

###### III.3.1.1.1 Formule de L'ANRH

$$A_{\text{moy}} = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842}$$

P moy : Pluie moyenne annuelle [m],

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

AN :

$$A_0 = 0,915 \cdot 0,2434^{2,684} \cdot 13,76^{0,842} = 0,1875 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

###### III.3.1.1.2 Formule de Medinguer

$$L_e = 1,024 (P_{\text{moy}} - 0,26)^2$$

L<sub>e</sub> : Lamme d'eau écoulée [mm].

P : Pluie moyenne annuelle [m].

$$\text{AN : } L_e = 1,024 \cdot (0,2434 - 0,26)^2 = 0,28 \text{ mm}$$

On a encore :

$$A_0 = L_e \cdot S = 0,28 \cdot 10^{-3} \cdot 13,76 \cdot 10^6 = 0,003 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

###### III.3.1.1.3 Formule de Turc

$$L_e = P_{\text{moy}} - D$$

P<sub>moy</sub> : Pluie moyenne annuelle [mm],

D : Déficit de l'écoulement [mm] tel que :

$$D = \left( \frac{P_{\text{moy}}}{\sqrt{0.9 + \left( \frac{P_{\text{moy}}}{L} \right)^2}} \right)$$

L : Variable théorique tel que :

$$L = 300 + 25 T_{\text{moy}} + 0.05 (T_{\text{moy}})^3$$

T<sub>moy</sub> : Température moyenne annuelle,

AN :

$$L = 300 + 25 \cdot 13.1 + 0.05(13.1)^3 = 739.9 \Rightarrow D = \left( \frac{243.4}{\sqrt{0.9 + \left( \frac{243.4}{739.9} \right)^2}} \right) = 242.4 \text{ mm}$$

$$L_e + 243.4 - 242.4 = 1 \text{ mm} \Rightarrow A_0 = 1 \cdot 10^{-3} \cdot 13.76 \cdot 10^6 = 0.013 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

#### III.3.1.1.4 Formule de Samie

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2.2 \sqrt{S})$$

P<sub>moy</sub> : Pluie moyenne annuelle en [m] ;

S : Surface du bassin versant en [km<sup>2</sup>] ;

L<sub>e</sub> : Lamme d'eau écoulée en [mm],

A, N :

$$L_e = 492^2 (293 - 2.2 \sqrt{42.72}) = 16.81 \text{ mm}$$

$$A_0 = L_e \cdot S = 16.81 \cdot 10^{-3} \cdot 13.76 \cdot 10^6 = 0.23 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

#### III.3.1.1.5 Formule de Mallet – Gauthier

$$L_e = 0.6 \cdot P_{\text{moy}} (1 - 10^{-0.36 \cdot P_{\text{moy}}^2})$$

P<sub>moy</sub> : Pluie moyenne annuelle en [m] ;

L<sub>e</sub> : Lamme d'eau écoulée en [m],

A, N :

$$L_e = 0,6 \cdot 0,2434 (1 - 10^{-0,36 \cdot 0,2434^2}) = 0,007 \text{ m}$$

$$A_0 = L_e \cdot S = 0,007 \cdot 13.76 \cdot 10^6 = 0.10 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

### III.3.1.1.6 Formule de Deri II

$$A_0 = 0,513 \cdot P_{\text{moy}}^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} \quad [106 \text{ m}^3]$$

Pmoy : Pluie moyenne annuelle [m],

S : Superficie du bassin versant [Km2],

Dd : Densité de drainage [km/km<sup>2</sup>],

A,N :

$$A_0 = 0,513 \cdot 492^{2,683} \cdot 2,04^{0,5} \cdot 42,72^{0,842} = 0.15 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau ci-dessous

**TableauN° III.16 : L'Apport moyenne interannuelle**

Formule	A0 (M m3)
ANRH	0,19
MEDINGUER	0,003
TURC	0,013
SAMIE	0,23
Mallet – Gauthier	0,10
Deri II	0,15

Nous avons calculée la moyenne entre les trois formules de ANRH, Mallet – Gauthier et Deri II, par contre les autres formules doivent être rejetées car ils donnent des valeurs éloignées à la valeur moyenne

$$A_{\text{moy}} = \frac{0.19 + 0.10 + 0.15}{4} = 0.15 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Prenant la formule de Deri II

$$A_0 = 0.15 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

### III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement

**III.3.2.1 Module de l'écoulement (Me)** Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T}$$

A<sub>0</sub> : Apport moyen annuel [litres],

T : Temps d'une année en [secondes] "T = 31, 536,106 secondes",

AN :

$$M_e = \frac{0.15 \cdot 10^9}{31,536 \cdot 10^6} = 4.76 \text{ l/s}$$

**III.3.2.2 Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M0)**

$$M_0 = \frac{M_e}{S}$$

M<sub>0</sub> : Module de l'écoulement ([l/s],

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

AN :

$$M_0 = \frac{4.76}{13.76} = 0.35 \text{ l/s/km}^2$$

**III.3.2.3 Lame d'eau écoulée**

$$L_e = \frac{A_0}{S}$$

S : Superficie du bassin,

AN :

$$L_e = \frac{0.15 \cdot 10^6}{13.76 \cdot 10^6} = 0,01090 \text{ m} = 10.90 \text{ mm}$$

**III.3.2.4 Coefficient de l'écoulement**

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}}$$

P<sub>moy</sub> : Pluie moyenne annuelle en [mm] ;

Le : lame d'eau écoulée en [mm],

AN :

$$C_e = \frac{10.90}{243.4} = 0,045$$

### III.3.2.5 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,

#### III.3.2.5.1 Formule de Sokolovsky

On a :

$$Cv = a - 0,063 \log_{10} (S + 1)$$

Avec :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0)$$

M0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km<sup>2</sup>],

A, N :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (0.35) = 0,91 \Rightarrow Cv = 0.91 - (0,063 \log_{10} (13,76 + 1)) = 0,84$$

#### III.3.2.5.2 Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ

$$C_v = \frac{0,7}{M_0^{-0,127}}$$

#### III.3.2.5.3 Formule de L'ANTONOV

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}}$$

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

$$C_v = \frac{0.7}{(13.76 + 1000)^{0.097}} = 0,36$$

#### III.3.2.5.4 Formule de KRISTEKLY MENKEL

$$Cv = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})}$$

M0 : module de l'écoulement relatif [l/s/km<sup>2</sup>],

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

$$AN : C_v = \frac{0,83}{(13.76^{0,06} \cdot 0.35^{0,27})} = 0,94$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau :

**Tableau N° III.17 : Récapitulatif des résultats des coefficients des variantes**

Formule	Cv
SOKOLOVSKY	0,84
OURKGUIPROVODKHOZ	0,61
L'ANTONOV	0,36
KRISTEKLY MENKEL	0,94

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

$$C_{v,moy} = \frac{0,84 + 0,61 + 0,36 + 0,94}{4} = 0,69$$

Prenant le coefficient proche de moyenne donc la formule de KGUIPROVODKHOZ

$$C_v = 0,61$$

Les résultats des calculs des caractéristiques de l'écoulement sont récapitulés dans le Tableau suivant. :

**Tableau N° III.18 : Caractéristiques de l'écoulement**

Module de l'écoulement Me	4.76l/s
Module spécifique M0	0.35 l/s.km <sup>2</sup>
Lame d'eau écoulée moyenne Le	10.90mm
Coefficient de l'écoulement Ce	0.045
Coefficient de variation Cv	0,61

### III.3.3 Irrégularité des apports

#### III.3.3.1 Estimation fréquentielle des apports

Ce travail est réalisé en ajustant la série reconstituée au site du barrage et de la prise à la loi PEARSON III formulée ainsi :

$$AP\% = (FP\% C_v + 1) \bar{A}$$

Avec : AP% : Apport de fréquence donnée;

$\bar{A}$  : Apport moyen annuel (Mm<sup>3</sup>);

FP% : Fonction RYBKINE–FAUSTER qui tabulée en fonction de Cs et P%;

Cv : Coefficient de variation;

Cs : Coefficient d'asymétrie;

Les résultats sont dans le tableau

**Tableau N° III.19 : Etude fréquentielle des apports**

Période de retour	1,25	2	5	10	100	1000
fréquence	80	50	20	10	1	0,1
FP(%)	-0,85	-0,15	0,77	1,34	2,96	4,32
AP(%) (m <sup>3</sup> )	72225	136275	220455	272610	420840	545280

#### III.3.4 Apports solides et l'estimation du volume mort

L'estimation de l'envasement (tranche morte) est indispensable pour un dimensionnement et harmonieux de l'ouvrage ; une évaluation correcte de sa durée de vie et une définition rationnelle des modes de gestion et d'exploitation.

Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion, la dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par la raison d'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie, l'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit, le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval, l'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide.

La capacité de charriage est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace avec le débit liquide, la répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapportes à la vitesse de l'eau et la

turbulence de l'écoulement En tout point d'une rivière d'alimentation, le débit solide est défini par les caractéristiques hydrologiques de son bassin versant.

L'absence des mesures sur le transport solide oblige à avoir recours aux méthodes empiriques.

### III.3.4.1 Formule de TIXERONT

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s} \quad \text{Avec} \quad Q_s = \alpha \cdot L_e^{0,15} \cdot S$$

Avec :

Q<sub>s</sub> : Débit solide en [tonne/an],

δ<sub>s</sub> : Poids volumique des sédiments [1,6 t/m<sup>3</sup>],

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

α : Caractéristique de perméabilité, α=75 (la perméabilité du terrain est moyenne)

**Tableau N° III.20 : Valeur de α en fonction de la perméabilité.**

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

$$Q_s = 75 \cdot 10,90^{0,15} \cdot 13,76 = 1476,70 \text{ t/an}$$

$$V_m = 1,05 \cdot \frac{1476,70 \cdot 15}{1,6} = 19382 \text{ m}^3$$

### III.3.4.2 Formule de FOURNIER

Le volume mort est de :

$$V_m = \frac{T_0 \cdot T \cdot S}{\delta_s}$$

Avec :

$$T_0 = \frac{1}{36} \left( \frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2,65} \left( \frac{h^2}{S} \right)^{0,46}$$

avec :

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

$P_m$  : Pluie mensuelle moyenne annuelle du mois le plus pluvieux 321.89mm;

$P_A$ : Pluie moyenne annuelle = 243.4 mm;

$h = 45\%(H_{\max} - H_{\min})$  [m];

$H_{\max}$  : Altitude maximale = 1485m;

$H_{\min}$  : Altitude minimale = 1317m;

$S$  : Surface du bassin versant = 13.76Km.

AN:  $P_m = 32.89\text{mm}$

$P_A = 243.4\text{mm}$

$h = 75.6\text{m}$ .

$S = 13.76 \text{ Km}^2$ .

D'où  $T_0 = 625.30 \text{ t/Km}^2\text{an}$

$$T_0 = 91,78 \cdot \frac{P_A^2}{P_{\text{moy}}} - 737,62$$

$T$  : temps d'exploitation [ $T = 15$  ans],

$\delta_s$  : Poids spécifique des sédiments [ $1,6 \text{ t/m}^3$ ],

$T_0$  : Taux d'abrasion [ $\text{t/Km}^2/\text{an}$ ]

$P_m$  : pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvial [mm],

$P_{\text{moy}}$  : pluie moyenne annuelle du bassin versant [mm],

$S$  : Superficie du bassin versant [ $\text{Km}^2$ ]

$$T_0 = 91,78 \cdot \frac{32.89^2}{243.4} - 737,62 = -329.72 \text{ t/k m}^2/\text{an}$$

Le résultat du volume mort est négatif donc n'est pas acceptable.

### III.3.4.3 Formule de Gavrilovic

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

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

Avec :

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

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{P} + H_{moy})}{0,2(L + 10)}$$

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

$T_{sp}$  : taux de la production annuel des matériaux en [m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/an],

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

$T$  : coefficient thermique,

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

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

$t$  : température moyenne annuelle [°C],

$P$  : périmètre du bassin versant [Km],

$L$  : longueur du talweg principal [Km],

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

A, N :

$$T = \sqrt{\frac{13,1}{10}} + 1 = 1,36 \Rightarrow T_{sp} = 1,36 \cdot 243,4 \cdot \pi \cdot \sqrt{0,2^3} = 92,97 \cdot \text{m}^3/\text{km}^2/\text{an}$$

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{15,81 + 1388,93 \cdot 10^{-3}})}{0,2(5,39 + 10)} = 1,35 \cdot \text{t}/\text{m}^3$$

$$T_0 = 92,97 * 1,35 = 125,26 \cdot \text{t}/\text{km}^2/\text{an}$$

$$V_m = \frac{125.26 \cdot 20 \cdot 13.76}{1.6} = 21544. \text{m}^3$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le Tableau suivant

**Tableau N° III.21 : Récapitulatif des résultats du volume mort.**

Formule	Volume mort (m3)
TIXERONT	19382
FOURNIER	/
GAVRILLOVIC	21544

L'évaluation du volume mort obier au cas défavorable qu'est dans ce cas

$$V_{\text{mort}} = 21544 \text{m}^3.$$

### Conclusion

L'utilisation et l'exploitation des eaux de la retenue pour l'irrigation sera en période d'été et le remplissage en période hivernale.

On maintient les résultats trouvés du volume mort, on trouve :

Volume mort :  $V_M = 21550 \text{ m}^3$

Niveau au volume mort  $N_{VM} = 1331.8 \text{ mNGA}$

Hauteur au Niveau mort  $H_{VM} = 7.8 \text{ m}$

#### III.4 Etude des crues

Le but de cette partie est de déterminer les hydrogrammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les probables correspondants.

La détermination de ces hydrogrammes de crues probables ne reste pas sans difficultés quant au choix de la méthode utilisée.

Pour ce faire des formules empiriques ont été développées pour l'estimation des débits maxima probables.

Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

- Le volume de la crue.
- La forme de la crue (Hydrogramme de crues).
- Le temps de base.

#### III.4.1 Détermination des débits maximaux fréquents par les formules empiriques

##### a) Formule De MALLET-GAUTHIER

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

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

$P_{moy}$  : Pluie moyenne interannuelle (m).

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

$L$  : Longueur du talweg principal (Km).

$K$  : Constante dépendant des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin :

$$1 < K < 3 \quad \text{On prend } K = 1.5.$$

$T$  : Période de retour (an).

**Tableau III.22 : Débits maximaux des crues de différentes périodes de retour**

période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000	1000
$Q_{\max P\%}$ [m <sup>3</sup> /s]	22.27	26.85	30.75	35.26	38.31	47.06	72.56

**B) Formule de SOKOLOVSKY**

$$Q_{\max,p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct} - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c}$$

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

Tc : temps de concentration[h].

Pct : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

H0 : Perte initiale [H0 = 7mm].

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

$$\alpha_{P\%} = \frac{\sqrt{P_{tc}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{tc}} + \sqrt{H_0}}$$

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

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

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

On prend : γ = 2                      D'où : F = 1.2

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau suivante

**Tableau III.24 : Débits maximaux des crues par la formule de SOKOLOVSKY**

Période de retour	5	10	20	50	100	1000	10000
P <sub>tc</sub> (mm)	16,1	19,56	22,98	27,54	31,05	43,4	56,5
αp %	0,60	0,60	0,60	0,65	0,70	0,80	0,80
Q <sub>max,p%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	7,47	10,31	13,12	18,26	23,03	39,83	54,17

**C) Formule de POSSENTI**

$$Q_{P\%} = \frac{\mu \times P_{\max,j,P\%} \times S}{L_p}$$

$P_{\max,j,P\%}$  : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

$\mu$  : Coefficient compris entre 700 ÷ 800 ; On prend  $\mu = 700$ .

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

On obtient les résultats ci-après.

**Tableau III.25 : Débits maximaux des crues par la formule de POSSENTI**

Période de retour	5	10	20	50	100	1000	10000
$P_{tc}$ (mm)	33,9	41,2	48,4	58	65,4	91	119
$Q_{\max,p\%}$ (m <sup>3</sup> /s)	60,58	73,62	86,49	103,65	116,87	162,62	212,65

**D) Formule de TURRAZA**

$$Q_{\max,P\%} = \frac{C \times \bar{i}_{tc} \times A}{3,6}$$

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

C1 : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

$i_{tc}$  : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h.

**Tableau III.26 : Débits maximaux des crues par la formule de Terraza**

Période de retour	5	10	20	50	100	1000	10000
C	0,6	0,6	0,6	0,65	0,7	0,8	0,9
$i_{tc}$	4,76	5,79	6,8	8,15	9,19	12,78	16,72
$Q_{\max,p\%}$ (m <sup>3</sup> /s)	10,92	13,28	15,59	20,25	24,59	39,08	57,52

Les différentes valeurs du coefficient de ruissellement sont données par : Manuel Pratique d'Hydrologie

**E) Formule de GIANDOTTI**

$$Q_{\max \%} = \frac{C \cdot S \cdot (H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5L} \cdot P_{tc}$$

Qmax (%): débit maximum de crue en m3/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

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

L : longueur du talweg principal en Km ;

Hmoy : Altitude moyenne en m ;

Hmin : Altitude minimale en m ;

Ptc,p% : Lame d'eau précipitée pour une probabilité donnée et d'une durée égale au temps de concentration des eaux.

C : Coefficient topographique variant entre 66 et 166. On prend C = 160.

**Tableau III.27 : Débits maximaux des crues de différentes périodes de retour**

Période de retour	5	10	20	50	100	1000	10000
<b>Ptc</b>	16,1	19,56	22,98	27,54	31,05	43,21	56,5
<b>Q<sub>max,p%</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	13,11	15,93	18,72	22,43	25,29	35,20	46,02

**III.4.2 Comparaison entre les différents résultats**

Les méthodes que nous avons exposées, reposent sur l'emploi d'informations globales provenant d'un certain nombre de caractéristiques du bassin, ces formules sont basées sur l'analyse des données recueillies par les spécialistes sur des bassins particulièrement bien étudiés et sur une schématisation plus ou moins sommaire des mécanismes hydrologiques, elles comportent un ou plusieurs coefficients synthétisant les caractéristiques de l'impluvium, coefficients qui doivent être estimés au mieux, par comparaison vérification, les extrapoler à des régions topographiquement et climatiquement différentes de celles pour lesquelles elles ont été établies.

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le tableau

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

Méthodes	Période de retour (ans)						
	5	10	20	50	100	1000	10000
Formule de Mallet-Gauthier	<b>22.27</b>	<b>26.85</b>	<b>30.75</b>	<b>35.26</b>	<b>38.31</b>	<b>47.06</b>	<b>72.56</b>
Formule de Sokolovsky	7,47	10,31	13,12	18,26	23,03	39,83	54,17
Formule de Possenti	60,58	73,62	86,49	103,65	116,87	162,62	212,65
Formule de Turraza	10,92	13,28	15,59	20,25	24,59	39,08	57,52
Formule de Giandotti	13,11	15,93	18,72	22,43	25,29	35,20	46,02

D'après les 5 formules calculées il est logique de prendre la formule de Mallet-Gauthier car elle donne une valeur proche de la moyenne et pour raison de sécurité, mise à part la formule de Possenti qui tend vers une valeur loin du reste de formule

Le tableau suivant donne les débits probables calculés.

**Tableau III.29 : Débits maximaux des crues**

Période de retour	5	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{\max,p\%}$ (m <sup>3</sup> /s)	<b>22.27</b>	<b>26.85</b>	<b>30.75</b>	<b>35.26</b>	<b>38.31</b>	<b>47.06</b>	<b>72.56</b>

### III.4.3 Hydrogramme de crues

La forme des crues (temps de montée et de décrue) est déterminée à l'aide de la méthode de Sokolovsky, qui assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques l'une pour

$$Q_t = Q_{\max\%} \left( \frac{t}{t_m} \right)^n$$

le temps de montée et définie par:

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 petites gabarits m=3 et n=2.

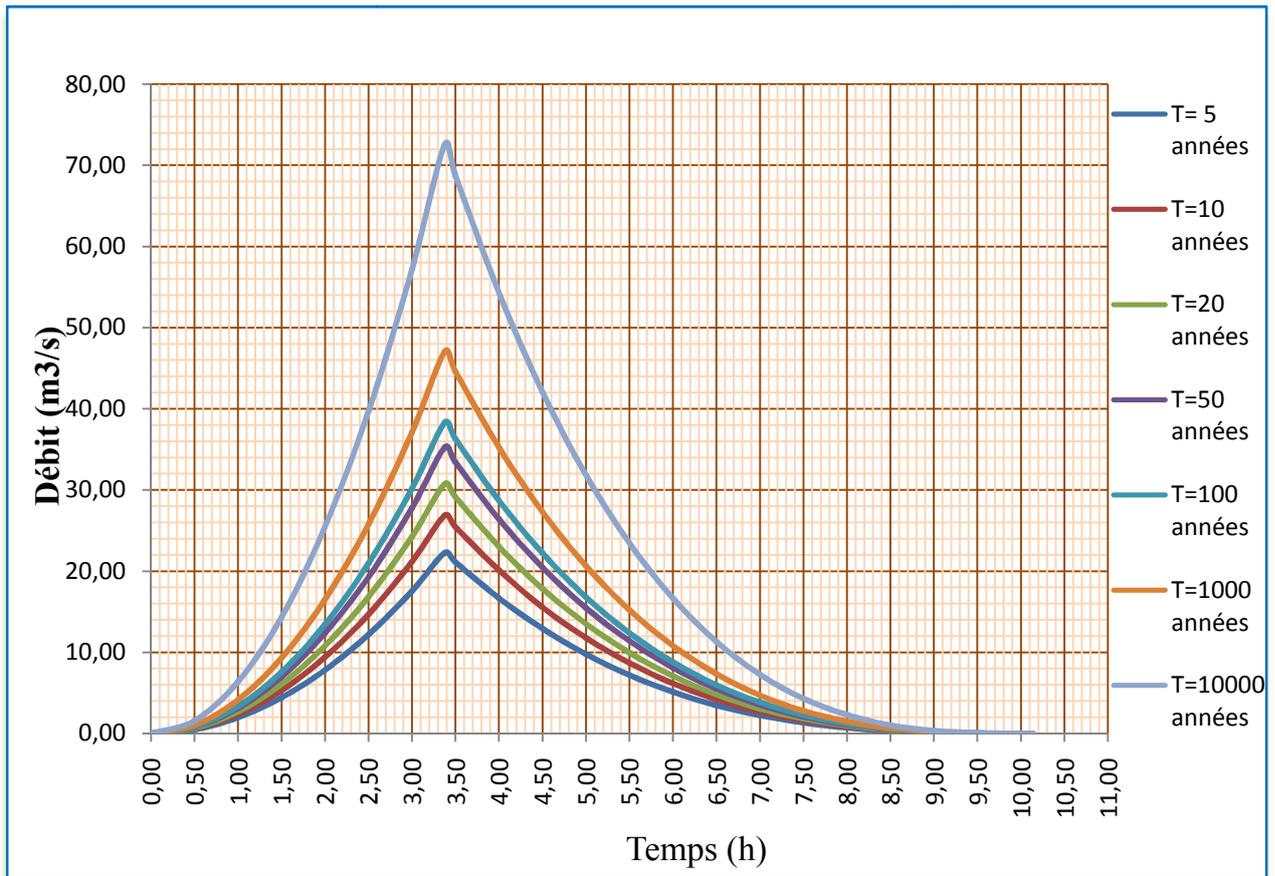
Temps de base:  $t_b = t_m + t_d$

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

$t_m = t_c = 3.38$  h,  $t_d = 2 t_m = 6.76$  h,  $t_b = t_m + t_d = 10,14$  h

Tableau III.30 : Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour

Temps (h)	Période de retour (ans)						
	5	10	20	50	100	1000	10000
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	0,49	0,59	0,67	0,77	0,84	1,03	1,59
1	1,95	2,35	2,69	3,09	3,35	4,12	6,35
1,5	4,39	5,29	6,06	6,94	7,55	9,27	14,29
2	7,80	9,40	10,77	12,35	13,41	16,48	25,41
2,5	12,18	14,69	16,82	19,29	20,96	25,75	39,70
3	17,54	21,15	24,22	27,78	30,18	37,07	57,16
3,38	22,27	26,85	30,75	35,26	38,31	47,06	72,56
3,5	21,10	25,45	29,14	33,42	36,31	44,60	68,76
4	16,69	20,12	23,04	26,42	28,71	35,26	54,37
4,5	12,93	15,59	17,86	20,48	22,25	27,33	42,14
5	9,79	11,80	13,52	15,50	16,84	20,69	31,90
5,5	7,20	8,68	9,94	11,40	12,39	15,22	23,46
6	5,12	6,17	7,06	8,10	8,80	10,81	16,67
6,5	3,48	4,19	4,80	5,50	5,98	7,35	11,33
7	2,23	2,69	3,08	3,53	3,84	4,72	7,27
7,5	1,33	1,60	1,83	2,10	2,28	2,80	4,32
8	0,71	0,85	0,98	1,12	1,22	1,49	2,30
8,5	0,32	0,38	0,44	0,50	0,55	0,67	1,04
9	0,11	0,13	0,15	0,17	0,18	0,23	0,35
9,5	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04	0,06
10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10,14	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00



FigureN° III.5: Hydrogramme de Crues

#### III.4.4 Choix de la crue de projet

Elle est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer sans dommages graves à l'aval. 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 technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en crues à l'aval.

Alors, pour son estimation nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

**TableauN° III.31 : Crue de projet recommandée**

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Elevés - Perte de vie -Dommage considérable	1/100000 à 1/10000
Importants -Pas de perte de vie -Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles -Pas de perte de vie -Dommages légers	1/1000 à 1/100

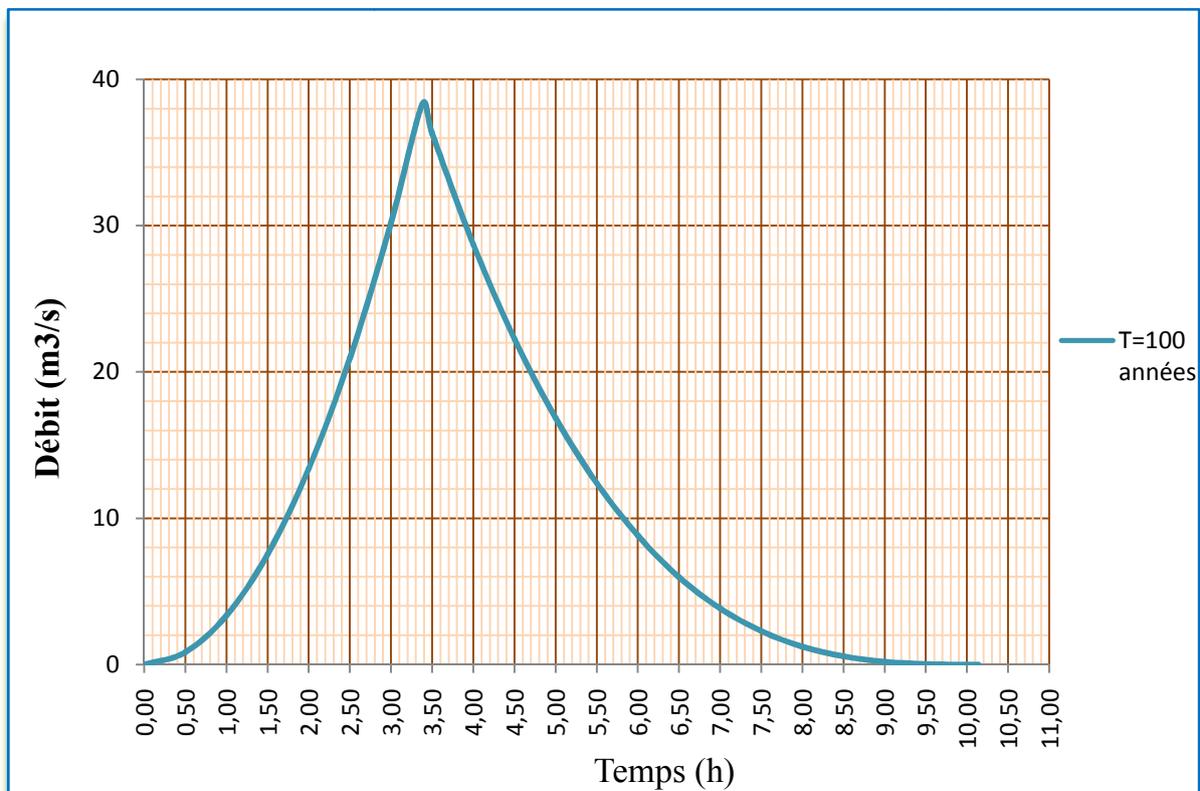
Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont un peu compliquées, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval est moyennement élevé (site un peu éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement important).

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 1% (T = 100 Ans) en vérifiant le comportement de l'ouvrage pour la période de retour de 1000 ans.

D'où  $Q_{1\%} = 38.31 \text{ m}^3/\text{s}$ .

NB :

L'hydrogramme de la crue de projet ( $Q_{1\%}$ ) et montré comme suite :



**FigureN° III .6 : L'hydrogramme de la crue de projet (Q1)**

#### III.5 Régularisation des débits

L'étude de régularisation d'un petit barrage sur Oued Guelibia a pour objectif la détermination des dimensions du remblai et des ressources en eaux mobilisables pour l'irrigation (volume utile) et ce en déterminant:

- les paramètres de la retenue.
- le niveau normal de la retenue.

La méthode utilisée est celle du bilan hydraulique, cette méthode nécessite les données suivantes:

- l'étude hydrologique (l'évaporation, les apports et leurs répartitions, les infiltrations).
- le traitement des levées topographiques (courbes caractéristiques du bassin versant).
- les besoins en eau pour l'irrigation.

##### III.5.1 Répartition annuelle de l'apport 80%

Le calcul se fait par la formule suivante:

$$A = P_m \cdot C_e \cdot S$$

A: apport liquide mensuel en hm<sup>3</sup>.

P<sub>m</sub>: pluie mensuelle (mm).

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

C<sub>e</sub>: coefficient d'écoulement.

$$C_e = \frac{Le}{P} = (10.90/243.4) = 0.045$$

Le: lame écoulée.

P: pluie moyenne annuelle.

Les résultats de calculs sont donnés par le tableau suivant:

**Tableau III.32 : Répartition annuelle de l'apport 80%.**

Mois	Pluie	Ce	S	A	A (apporte mensuelle)
Octobre	26,67	0,045	13,76	16514	16520
Novembre	18,76	0,045	13,76	11616	11620
Décembre	19,5	0,045	13,76	12074	12080
Janvier	25,45	0,045	13,76	15759	15760
Février	18,89	0,045	13,76	11697	11700
Mars	32,89	0,045	13,76	20365	20370
Avril	24,73	0,045	13,76	15313	15320
Mai	21,07	0,045	13,76	13047	13050
Juin	13,55	0,045	13,76	8390	8400
Juillet	5,95	0,045	13,76	3684	3690
Août	16,95	0,045	13,76	10495	10500
Septembre	18,94	0,045	13,76	11728	11730

### III.5.2 Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes

Les valeurs des besoins en eau destinée à l'irrigation pour des cultures maraîchères sous forme de normes d'irrigation ont été ramenées de l'INA (Institut National d'Agronomie).

**Tableau III.33 : Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation**

Besoins en eau	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S	Année
m3/mois/ha	0	0	0	0	0	0	150	450	1000	1400	1200	800	5000
U=m3/mois	0	0	0	0	0	0	2700	8100	18000	25200	21600	14400	90000

Dans notre cas, la surface irriguée est de 18 ha, suivant le bilan apport consommation de l'année, on optera pour une régularisation saisonnière puisque l'apport est supérieur à la demande.

Les données de base sont:

- L'apport (A) en m<sup>3</sup>.
- La consommation (U) en m<sup>3</sup>.
- Le volume mort.

#### a) Procédé de calcul

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

Mois	Apport (A80%)	Consommation (U80%)	(A-U)
Octobre	16520	0	16520
Novembre	11620	0	11620
Décembre	12080	0	12080
Janvier	15760	0	15760
Février	11700	0	11700
Mars	20370	0	20370
Avril	15320	2700	12620
Mai	13050	8100	4950
Juin	8400	18000	-9600
Juillet	3690	25200	-21510
Août	10500	21600	-11100
Septembre	11730	14400	-2670
<b>Total</b>	<b>150740</b>	<b>90000</b>	<b>60740</b>

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'octobre jusqu'au mois de mai.

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

D'après la régularisation nous constatons que la retenue fonctionne à un seul temps:

<b>Vs (m<sup>3</sup>)</b>	<b>105620</b>
<b>Vd (m<sup>3</sup>)</b>	<b>44880</b>

Le volume utile est donc:  $V_U = V_d = 44880 \text{ m}^3$ .

Le volume au niveau normal de la retenue est:

$$V_{NNR} = V_M + V_U = 21550 + 44880 = 66430 \text{ m}^3.$$

<b>Vm (m<sup>3</sup>)</b>	<b>21550</b>
<b>Vu (m<sup>3</sup>)</b>	<b>44880</b>
<b>VNNR (m<sup>3</sup>)</b>	<b>66430</b>

La représentation des deux consignes d'exploitations est représentée dans le tableau suivant :

**Tableau III.34 : Représentation des deux consignes d'exploitations**

Mois	A80%	U80%	A-U	1ère Consigne			2ème Consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Octobre	16520	0	16520	21550	21550	0	5030	21550	16520
Novembre	11620	0	11620	38070	38070	0	9930	21550	11620
Décembre	12080	0	12080	49690	49690	0	9470	21550	12080
Janvier	15760	0	15760	61770	61770	0	1030	21550	20520
Février	11700	0	11700	77530	66430	11100	16790	16790	0
Mars	20370	0	20370	78130	66430	11700	28490	28490	0
Avril	15320	2700	12620	86800	66430	20370	48860	48860	0
Mai	13050	8100	4950	79050	66430	12620	61480	61480	0
Juin	8400	18000	-9600	71380	66430	4950	66430	66430	0
Juillet	3690	25200	-21510	56830	56830	0	56830	56830	0
Août	10500	21600	-11100	35320	35320	0	35320	35320	0
Septembre	11730	14400	-2670	24220	24220	0	24220	24220	0
Total	150740	90000		21550	21550	0			0
						60740	21550	21550	60740

### III.5.3 Calcul du volume utile en tenant compte des pertes

#### 1) Calcul des pertes

- **Perte par infiltrations**

Le volume mensuel des pertes par infiltrations est:

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100}$$

$\delta$ : coefficient dépendant des conditions hydrologiques de la cuvette  $\delta = (0.5 \div 1.5)$ .

$$V_{\text{moy}} = \frac{V_{ri} + V_{ri+1}}{2}$$

### III. Etude Hydrologique

Les valeurs de coefficient  $\delta$  sont données dans le tableau suivant :

Conditions hydrogéologiques	Hauteur d'infiltration Pendant 1 an (cm).	% du volume moyenne	
		Année	Mois
Sol à faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméabilité moyenne	50 à 100	10 à 20	1,0 à 1,5
Sol à forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

Dans notre cas, on a un sol peu perméable (sol à faible perméabilité) alors on opte pour  $\delta=0,75$ .

- **Perte par évaporation**

Le volume mensuel des pertes par évaporation est:

$$V_{evp} = E_s \cdot S_{moy}$$

Es: évaporation mensuelle.

S<sub>moy</sub>: surface du plan d'eau correspondant au volume moyen.

S<sub>moy</sub>: Tirée de la courbe (capacité- hauteur).

**Tableau III.35 : Evaporation mensuelle**

Mois	Sep.	oct.	nov.	déc.	Jan.	fév.	mar.	Avar.	mai	juin	juil.	aout
Evaporation à 07h	73,2	50,6	20,2	20	31	31	51	51,4	91,8	96,6	134,1	111
Evaporation à 19h	165,3	118	73,1	73	69	63	102	128	159	198	234,6	207
Evaporation moyenne (mm)	119,3	84,1	46,7	47	50	47	77	89,8	125	147	184,4	159
Source : office national de météorologique (ONM)												

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant

**Tableau III.36 : Les volumes des pertes dans la retenue**

Mois	Vri[m3]	Vmoy [m3]	Smoy [m <sup>2</sup> ]	Ev [mm]	Vep [m3]	Vinf [m3]	Pertes [m3]
Octobre	21550	29810	11053	84	928	224	1152
Novembre	38070	43880	14380	47	676	329	1005
Décembre	49690	55730	16860	47	792	418	1210
Janvier	61770	64100	18860	50	943	481	1424
Février	66430	66430	19020	47	894	498	1392
Mars	66430	66430	19020	77	1465	498	1963
Avril	66430	66430	19020	90	1712	498	2210
Mai	66430	66430	19020	125	2378	498	2876
Juin	66430	61630	19020	147	2796	462	3258
Juillet.	56830	46075	17180	184	3161	346	3507
Août	35320	29770	12450	159	1980	223	2203
Septembre	24220	22885	11150	119	1327	172	1498

**2). La première approximation**

<b>Vs</b>	<b>92388</b>
<b>Vd</b>	<b>55346</b>

<b>Vm</b>	<b>21550</b>
<b>Vu</b>	<b>55346</b>
<b>Vnnr</b>	<b>76896</b>

Evaluation de l'erreur:

$$E = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \quad E = 18.91\% > 2\% \text{ on passe a la deuxième approximation.}$$

**3). Deuxième approximation:**

<b>Vs</b>	<b>91572</b>
<b>Vd</b>	<b>54800</b>

<b>Vm</b>	<b>21550</b>
<b>Vu</b>	<b>54800</b>
<b>Vnnr</b>	<b>76350</b>

Evaluation de l'erreur:

$$E = \frac{V''_u - V'_u}{V'_u} \cdot 100$$

$$E = -1.00 \% < 2\%.$$

La représentation des deux consignes d'exploitations est représentée dans le tableau suivant

**Tableau III.37 : Tableau du volume utile en tenant compte des pertes (2ème approximations)**

Mois	A80%	U80%	Pertes	A-(U+P)	1ère Consigne d'exploitation			2ème Consigne d'exploitation		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Octobre	16520	0	1143	15377	21550	21550		6173	21550	15377
Novembre	11620	0	976	10644	36927	36927		10906	21550	10644
Décembre	12080	0	1163	10917	47571	47571		10799	21550	10751
Janvier	15760	0	1433	14327	58488	58488		21715	21715	
Février	11700	0	1529	10171	72815	72815		36042	36042	
Mars	20370	0	2178	18192	82986	76350	6636	46214	46214	
Avril	15320	2700	2449	10171	94541	76350	18192	64405	64405	
Mai	13050	8100	3177	1773	86521	76350	10171	74577	74577	
Juin	8400	18000	3380	-12980	78123	76350	1773	76350	76350	
Juillet	3690	25200	3240	-24750	63370	63370		63370	63370	
Août	10500	21600	2024	-13124	38619	38619		38619	38619	
Septembre	11730	14400	1276	-3946	25496	25496		25496	25496	
Total	150740	90000			21550	21550		21550	21550	

### Conclusion

On maintien les résultats trouvés par la méthode du bilan d'eau pour le calcul de la régularisation, on trouve :

Volume utile :  $V_u = 54800 \text{ m}^3$

Volume au niveau normale de la retenue  $V_{\text{NNR}} = 76350 \text{ m}^3$

Niveau normal de la retenue NNR= **1336.6mNGA**

Hauteur au Niveau normal de la retenue  $H_{\text{NNR}} = 12,6\text{m}$

#### III.6 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 cumule 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,

##### III.6.1 Procédés de calcul

Il existe plusieurs procédés de calcul comme Hedeblat, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step et d'autre méthodes, nous retenons la Méthode de Kotcherine.

##### A) 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.

#### 1) Estimation du débit de crue laminée

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivant :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q\%}\right)$$

Où :

$V_F$  : le volume d'eau en charge,

$V_C$  : le volume de la crue,

$Q\%$  : le débit de la crue,

$q_{lam}$  : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = Q\% \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right)$$

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

#### 2) Estimation de la charge au-dessus du déversoir

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

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$$

Où :

$m$  : 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 0,48;

$g$  : l'accélération de pesanteur; [ $g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$ ];

$L$  : la largeur de déversoir,

$H$  : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 à 2,5 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{moy} \quad \text{Et} \quad S = L \cdot (H + P)$$

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

$$V_{\text{moy}} = \frac{q}{L \cdot (H + P)}$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversant par la même formule qui a dessus et b compris entre 4 et 18 mètres.

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g}$$

Où :

$H_o$  : est la charge globale;

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

P : la hauteur de pelle.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de q lamé, Ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée en correspondance à la largeur optimale.

Le débit laminée est calculé pour différentes charges "H" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "b".

Les graphiques de la figure sont accordés à la table de calculs, en faisant varier les variables H et b, Les relations s'ajustent automatiquement.

-Les différentes valeurs des lames d'eau Hd = 0.4 ; 0,8 ; ... ; 2.

-Définir la cote PHE = NNR+Hd = 1336.6+Hd

-A l'aide de la courbe capacité-hauteur, on détermine le volume VPHE relatif à chaque PHE.

-Définir le volume en charge pour chaque lame tel que : Vf= VPHE - VNNR=VPHE -76350

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

Les résultats de calcul pour le laminage de la crue de projet par la méthode de KOTCHERINE sont donnés

3) Synthèse des résultats

Dans les tableaux suivants on report les paramètres principaux des laminages examinée

Tableau III.38 : Données initiales

Données initiales	
g (m <sup>2</sup> /s)	9,81
$\alpha$	1
Q1% (m <sup>3</sup> /s)	38,31
V crue 1%( m <sup>3</sup> )	401530
m	0,48
P (m)	1
2. g0, 5	4,429
2. g	19,62

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe  $q = f(h)$  comme montre la figure suivant.

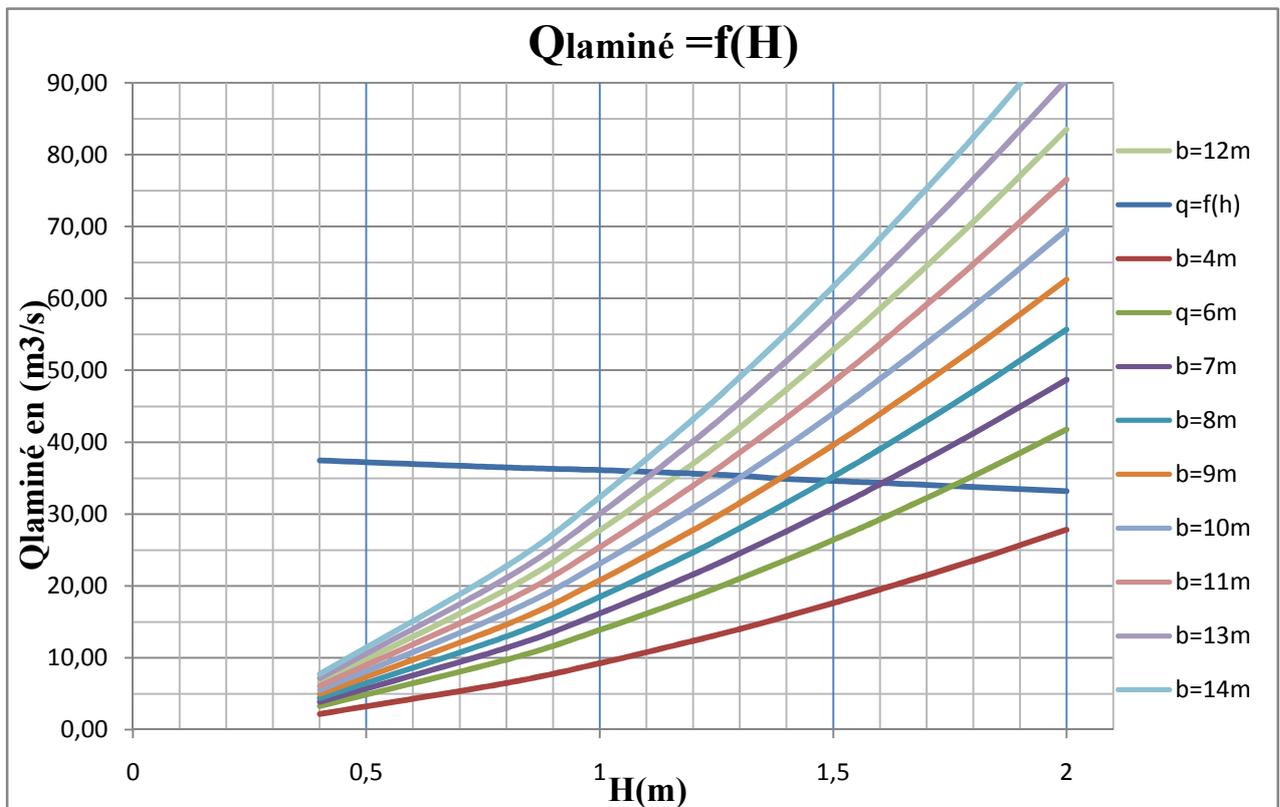


Figure N°III.7 : Laminage de la crue de projet par la méthode de Kotcherine

Tous les calculs et résultats sont illustres dans le tableau suivant :

**TableauN° III.39 : Récapitulatif des résultats de la méthode deKotcherine**

H (m)	b (m)	NPHE (m)	q laminé (m3/s)	Q (m3/s)
1,2	12	1337,8	35,62	37.04
1,3	10	1337,9	35,34	35.05
1,4	9	1338	34,91	35.49
1,5	8	1338,1	34,62	35.21
1,6	7	1338,2	34,34	34.14
1,8	6	1338,4	33,76	35.31

#### Conclusion

Dans cette partie, on a déterminé les différents paramètres hydrologiques : La cote du niveau normal de la retenue, la cote du niveau du volume mort, le volume utile, le volume mort, Niveau maximal des eaux PHEet le volume normale de la retenue.

Ces résultats sont représentées dans le tableau suivant :

**TableauN° III.40 :Différents paramètres hydrologiques**

<b>NVM (m)</b>	<b>1331.8 m</b>
<b>NNR (m)</b>	<b>1336.6 m</b>
<b>Volume mort</b>	<b>21550 m<sup>3</sup></b>
<b>Volume utile</b>	<b>54800 m<sup>3</sup></b>
<b>Volume normal de la retenue</b>	<b>76350m<sup>3</sup></b>
<b>NPHE(m)</b>	<b>1337.9 m</b>

# **Chapitre IV :**

## **Etude Des Variantes de la Digue**

## IV. Etude des Variantes de la Digue

### IV.1 Etude des variantes de la digue

Simultanément à la recherche et à la sélection des sites, on doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables au vu des conditions géologiques, hydrologiques et topographiques qu'on aura relevées.

En fait si l'éventail des retenues collinaires est assez large, quelques critères simples pourraient parfois nous permettre très vite de distinguer toutes les variantes susceptibles d'être sur le site.

Pour le choix du type de retenues à projeter, il faut tenir compte des conditions topographiques et apports du bassin versant, car c'est le volume de la retenue qui conditionne toute la conception de la retenue. On cherche en effet à disposer d'un volume d'eau pour l'irrigation des terres en aval du site choisi.

D'après les calculs faits dans les missions Etude Préliminaire, Etude Topographique et Etude Hydrologique, on constate que le bassin versant autorise le remplissage de la retenue.

Comme tout ouvrage est lié à son environnement, la morphologie de la vallée joue un rôle très important dans le choix du type de l'ouvrage mieux adapté.

Notre vallée est relativement étroite ce qui convient à la fois à un aménagement d'une digue en remblais ou d'une retenue poids.

Le choix de certains types d'ouvrages est quasiment conditionné par des considérations socio-économiques qui à savoir la disponibilité de la main d'œuvre, les objectifs généraux du projet et les sujétions d'entretien.

Sur la base des résultats du rapport hydrologique et des reconnaissances géologiques, on a eu à développer des variantes pour la retenue collinaire, et en nous appuyant sur des considérations géologiques et géotechniques on a opter pour des variantes de retenues en matériaux locaux (Enrochements et Argiles) dont on effectuera l'étude de comparaison, on optera pour la meilleure variante

Nous proposons à ce stade de l'étude deux variantes à savoir :

1. Digue homogène en argile avec tapis et prisme de drainage.
2. Digue zonée en enrochement avec noyau argileux.

## IV. Etude des Variantes de la Digue

### IV.1.1 Description des deux variantes

#### a) Variante 01

##### Digue

C'est un remblai homogène constitué d'argiles imperméables avec un tapis et un prisme de drainage en aval, le parement amont est protégé en enrochement avec des zones de transition entre les argiles et les enrochements.

##### Profil de la retenue

En considérant un volume utile de **70 000 m<sup>3</sup>**, la longueur de couronnement de la retenue mesurée à partir du plan topographique est d'environ **90,00m**. La largeur en crête est de **6,50m**, les pentes des parements qui sont en amont de **1/3,0** et en aval de **1/2,5**, ajoutons à cela la présence du prisme de drainage.

C'est une variante très économique et très étanche, et comme on dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante, ajoutant à cela la facilité d'exécution de cette variante.

#### b) Variante 02

C'est une variante qui ressemble à la première sauf qu'on ajoute un noyau central qui assure l'étanchéité de la digue, avec des recharges en enrochement et on garde le même système de drainage.

Et comme on dispose d'un matériau imperméable en qualité et en quantité suffisante. Le choix d'une digue homogène avec un système de drainage adéquat est imposé.

Pour le choix de la largeur du déversoir, il faut faire une étude d'optimisation entre la digue et l'évacuateur de crues.

## IV. Etude des Variantes de la Digue

### IV.2 Conception de la digue

La digue proposée est une digue en remblai homogène d'argile marneuse avec un prisme de drainage.

#### IV.2.1 Détermination de la revanche

La revanche est prévue à faire face au déferlement des vagues

Connaissant de là la longueur du Fetch, on obtient la revanche en utilisant des formules empiriques :  $F = 0,121 \text{ Km}$

##### a) Method Stevenson (Design of Small Dams)

$F < 18 \text{ km} \rightarrow h = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26\sqrt[4]{F}$
$F > 18 \text{ km} \rightarrow h = 0,34 \cdot F$

Hauteur des vagues (m)	$h$	0.67
Vitesse de propagation des vagues (m/s)	$V = 1.50 + 2 \cdot h$	2.84
la revanche (m)	$R = 0.75 \cdot h + \frac{\quad}{x}$	0.71

##### b) Méthode de Mallet et Pacquant

Hauteur des vagues (m)	$H = \dots + \dots \times \sqrt{F}$	0.62
Vitesse de propagation des vagues (m/s)	$V = \dots + \dots \times h$	1.91
la revanche (m)	$R = h + \frac{\quad}{x}$	0.71

##### c) Formules simplifiée

la revanche (m)	$R = 1 + 0.3 \times \sqrt{F}$	<b>1.10</b>
-----------------	-------------------------------	-------------

**Tableau IV.1 : Résultat de la revanche**

Méthode U.S.B.R (Design of Small Dams)	0.71m
Mallet et pacquant	0.71m
Formule simplifiée	<b>1,10m</b>

Pour des mesures de sécurité, on prend la valeur de la revanche  $R = 1.1 \text{ m}$ .

**$R = 1.1 \text{ m}$**

## IV. Etude des Variantes de la Digue

### IV.2.2 Détermination de la hauteur du barrage

$H_b$ : Hauteur du barrage ;  $H_b = \nabla \text{NNR} + h_{\text{dév}} + R$

$H_b$  : Hauteur du barrage.

$H_{\text{NNR}}$  : Hauteur correspondant au niveau normal de la retenue.

$R$  : Revanche.  $H_b = 12.6 + 1,3 + 1.1 = 15.00\text{m}$

**$H_b = 15.00\text{m}$**

### IV.2.3 Largeur en crête du barrage

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

a) formule T.T knappen	$bcr = 1.65 \times \sqrt{H_b}$
b) formule E.F.Preece	$bcr = 1.1 \times \sqrt{H_b} + 1$
c) formule Italienne	$bcr = - \times H_b$
d) formule Anonyme (simplifiée)	$bcr = 3.6 \times \sqrt{H_b} - 3$

$H_b$  : Hauteur du barrage ;  $H_b = \nabla \text{NNR} + h_{\text{dév}} + R$

Le tableau suivant nous donne les résultats du calcul

**Tableau IV.2 : Calcul de la largeur en crête**

b [m]	Hd [m]	Hb [m]	COTE [m]	Largeur en crête bcr			
				a) Formule de KNAPEN	b) Formule de E- F-PREECE	c) formule Italienne	d) Formule Anonyme (simplifiée)
12	1,2	14,9	1338,9	6,37	5,25	4,97	5,86
10	1,3	15	1339	6,39	5,26	5,00	5,88
9	1,4	15,1	1339,1	6,41	5,27	5,03	5,90
8	1,5	15,2	1339,2	6,43	5,29	5,07	5,92
7	1,6	15,3	1339,3	6,45	5,30	5,10	5,94
6	1,8	15,5	1339,5	6,50	5,33	5,17	5,98

Après analyse des résultats on opte pour une largeur  $bcr = 6\text{m}$

### IV.2.4 La longueur en crête

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

$L = 108\text{m}$

### IV.2.5 Fruits des talus

Les talus ont en général des pentes variables

Amont  $m_1 = 3,0$

Aval  $m_2 = 2,5$

## IV. Etude des Variantes de la Digue

Les pentes du talus peuvent être corrigées dans le cas où la stabilité ne serait pas vérifiée.

### IV.2.6 Protection des talus

Les talus sont susceptibles à plusieurs dangers tel que :

- Erosion causée par les vagues de la retenue, ruissellement de la pluie ou des vents.
- Action de l'homme.
- Animaux creuseurs.

#### A) Talus aval

Une couche de gravier d'épaisseur de 30cm.

#### B) Talus amont

On prévoit une protection en enrochement.

### IV.2.7 Calcul de l'épaisseur du revêtement

Le diamètre moyen de la pierre réduite en une sphère est déterminé à partir de la formule suivante :

$$D_p = \left[ \frac{Q}{0.524\gamma_p} \right]^{1/3}$$

$D_p$  : diamètre moyen de la pierre en m.

$\gamma_p$  : Poids volumique de la pierre  $\gamma_p = 25 \text{ KN/m}^3$

Q : poids d'une pierre séparée en KN, calculé par l'expression suivante.

$$Q = \frac{0,025 \cdot \gamma_p \cdot h^2 \cdot \lambda}{\left( \frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1 \right)^3 \sqrt{1 + (m_1)^3}}$$

**Avec :**

m : pente du talus amont ; m=3

$\lambda$  : Longueur d'onde de la vague en m. ;

h : hauteur des vagues en m ;

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

Selon LABZOVSKY:

$$h = \beta h_0$$

#### IV. Etude des Variantes de la Digue

$$\lambda = \alpha \lambda_0$$

$\alpha, \beta$  : Coefficients  $\alpha = 0,81$   $\beta = 0,81$

$\lambda_0, h_0$  : Respectivement la hauteur et la longueur calculées en eau profonde, ces expressions sont données par :

$$h_0 = 0.073KV\sqrt{F\xi}$$

$$\text{et } \lambda_0 = 0.073V\sqrt{\frac{F}{\xi}}$$

$K, \xi$  : des coefficients caractérisant l'intensité d'accroissement de la vague donnée par les relations suivantes :

$$K = 1 + e^{-0.44F/V}$$

$$\xi = \frac{1}{9} + \frac{1}{19} e^{14/V}$$

**Avec :**

$F = 0.121 \text{ Km}$ ,  $V = 20 \text{ m/s}$  (Vitesse du vent)

**D'où :**  $K = 2.00$

$$\xi = 0.22$$

$$h_0 = 0.47$$

$$\lambda_0 = 1.09$$

$$\frac{h_0}{\lambda_0} = 0.43$$

D'où :  $h = 0.38 \text{ m}$

$$\lambda = 0.88 \text{ m}$$

D'où le poids d'une pierre :

$$Q = 0.006 \text{ KN}$$

$$D_p = 0.1 \text{ m}$$

L'épaisseur de la couche est estimée à

$$\delta = (2,5 \div 3) D_p$$

### IV.2.8 Disposition des drains et filtres

#### A) Les filtres

Les filtres jouent un rôle considérable dans la sécurité des barrages en terre, permettant de baisser le niveau de la ligne phréatique et assurer l'évacuation libre de l'eau de filtration, ainsi la prévention de l'utilisation de tel sol comme une couche de transition, peut être effectué selon les recommandations de TERZAGUI.

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

$D_{15}$  : Diamètre des particules du sol protégent correspond à 15%

$d_{85}$  : Diamètre des particules du sol protéger correspond à 85%

#### A.1) Calcul des filtres inversés et zones de transition Sous couche du Talus amont

Selon la condition de TERZAGUI, une couche filtrant sous les pierres est indispensable si  $\frac{D_{15}}{d_{85}} > 4$

$D_{15} = 20\text{mm}$  : (Enrochement) Diamètre des particules à 15%

$d_{85} = 16,50\text{mm}$  : (Gravier) Diamètre des particules à 85%

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{20}{16,50} = 1,21 < 4.$$

La condition de TERZAGUI n'est pas vérifiée donc, une couche filtrante n'est pas nécessaire, on doit prévoir une couche de préparation, c'est à dire une couche de revêtement allégée d'un diamètre compris dans la fourchette (20 ÷ 40) mm afin d'avoir une uniformité du talus amont, cette couche sera d'une épaisseur de 0,20m.

#### A.1.1) Vérification du contact noyau, recharge (gravier)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

$D_{15}$  : Diamètre des particules des recharges (gravier).

$d_{85}$  : Diamètre des particules du corps du noyau (argile).

$D_{15} = 0,4 \text{ mm}$

$d_{85} = 0,06 \text{ mm}$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,14}{0,06} = 6,66 > 4$$

Donc il est nécessaire de prévoir un filtre.

### A.1.2) Détermination de la granulométrie du filtre

$$D_{15}^F = (3 \div 4)d_{85} = (3 \div 4) \cdot 0,06 \text{ mm}$$

Avec :

$d_{85} = 0,06 \text{ mm}$  Diamètre à 85% du sol de noyau (argile)

$$D_{15}^F = (0,18 \div 0,24) \text{ mm} \quad D_{15}^F = 0,20 \text{ mm}$$

D'après le fuseau granulométrique, on remarque une bonne satisfaction de la condition.

$D_{15}^F$  : varie entre  $0,14 \div 0,4 \text{ mm}$

On peut aussi justifier l'utilisation du sol du fuseau N°3 comme filtre d'une autre manière, détermination des limites de la courbe granulométrique du filtre par la condition suivante :

$$12 < \frac{D_{50}^F}{d_{50\text{sol}}^{\text{sol}}} < 58$$

Avec :  $D_{50}^F$  : Diamètre des particules du sol du filtre correspond à 50%.

$$D_{50}^F = 0,75 \text{ mm}$$

$d_{50}^{\text{sol}}$  : Diamètre des particules du sol du noyau argile, correspondant

à 50%,  $d_{50}^{\text{sol}} = 0,016 \text{ mm}$

$$\frac{D_{50}^F}{d_{50}^{\text{sol}}} = \frac{0,75}{0,016} = 46$$

$12 < 46 < 58$  La condition est vérifiée.

Donc l'utilisation des fuseaux N°3 comme filtre est justifiée.

On prévoit alors, une couche de filtre d'épaisseur 2m qui assurera une transition sans filtration de formation.

### A.1.3) Vérification de la condition d'absence de phénomène de renard, dans le filtre choisi

La condition de l'absence du renard au massif du sol.

$$\frac{D_5^F}{D_{17}^F} \geq 0,32 \sqrt[6]{UF(1+0,05 \cdot UF)} \frac{n}{n-1}$$

UF : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre.

#### IV. Etude des Variantes de la Digue

$$UF = \frac{D_{60}^F}{D_{10}^F} = \frac{1,2}{0,18} = 6,67$$

$$D_5^F = 0,12mm$$

$$D_{17}^F = 0,25mm$$

$$n = n_0 - 0,1 \log (UF)$$

$$n^\circ = 0,45$$

$$n = 0,45 - 0,1 \log 6,67$$

$$n = 0,32$$

Ce qui donne

$$0,32 \sqrt[6]{6,67(1 + 0,05 \cdot 6,67)} \frac{0,32}{1 - 0,32} = 0,27$$

$$\frac{D_5^F}{D_{17}^F} = 0,48 \geq 0,27$$

Il n'y a pas de risque de l'apparition du phénomène du renard dans le filtre.

##### A.1.4) Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre

$$K_f > (2 + \sqrt[6]{UF})K_n$$

Où :  $K_f$  : Coefficient de perméabilité du filtre  $10^{-4}$  m/s

$K_n$  : Coefficient de perméabilité du noyau  $4,35 \cdot 10^{-10}$  m/s.

$$UF = \frac{D_{60}^F}{D_{10}^F} = 6,67$$

$$(2 + \sqrt[6]{UF})K_n = 1,47 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

$$K_f > 1,47 \cdot 10^{-9}$$

Donc, la perméabilité du filtre est suffisante.

#### Conclusion

On va réaliser deux filtres, l'un du côté du talus amont du noyau et du côté aval, on va le réaliser au-dessous de la ligne phréatique.

## IV. Etude des Variantes de la Digue

### B) Les drains

On construit les drainages dans les barrages en terre dans le cas où la hauteur de ces barrages est égale ou supérieure à 6m. Ils sont destinés pour l'abaissement de la courbe de dépression, pour la prévention de la sortie de l'écoulement souterrain au bief aval.

Le drainage a deux parties fondamentales : De réception (de prise d'eau) et d'évacuation.

### IV.3 Réseaux d'écoulement

#### IV.3.1 Calcul d'infiltration

##### IV.3.1.1 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.3.1.2 Hypothèses de calcul de la ligne de saturation

- Il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul suppose les hypothèses suivantes :
- Que le sol est homogène et isotrope, c'est-à-dire que la perméabilité horizontale est identique à celle verticale.
- Que la ligne de saturation suit la loi de la parabole de Kozeny.
- Que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

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

$$Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0 \Rightarrow Y = \sqrt{Y_0^2 + 2XY_0}$$

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

Avec

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont	37,8m
d : Largeur en base du barrage sur le l'axe de draine horizontale diminuée de 0.7b	25.24m
h : La hauteur d'eau en amont	12.6m
$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$	2.97m

#### IV. Etude des Variantes de la Digue

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny on raccorde celui-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole. L'équation de la parabole s'écrit :

$$Y = \sqrt{8.82 + 5.94X}$$

**Tableau IV.3 : Coordonnées de la ligne de saturation**

x	Y
-1,4848	0,016971
-1	1,697056
0	2,969848
3	5,161395
6	6,667833
9	7,891768
12	8,94986
15	9,895454
18	10,75825
21	11,55682
24	12,30366
27	13,00769

La parabole coupe le plan d'eau amont en un point A situé à une distance horizontale du talus :  $AB = 0,3 b$ .

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

En aval, on fait aboutir la ligne de saturation en un point C sensiblement situé au une distance  $Y_0=2.97m$ .

La figure parabolique de la courbe de Kozeny montre comme suit :

#### IV. Etude des Variantes de la Digue

### Schéma de la ligne de saturation

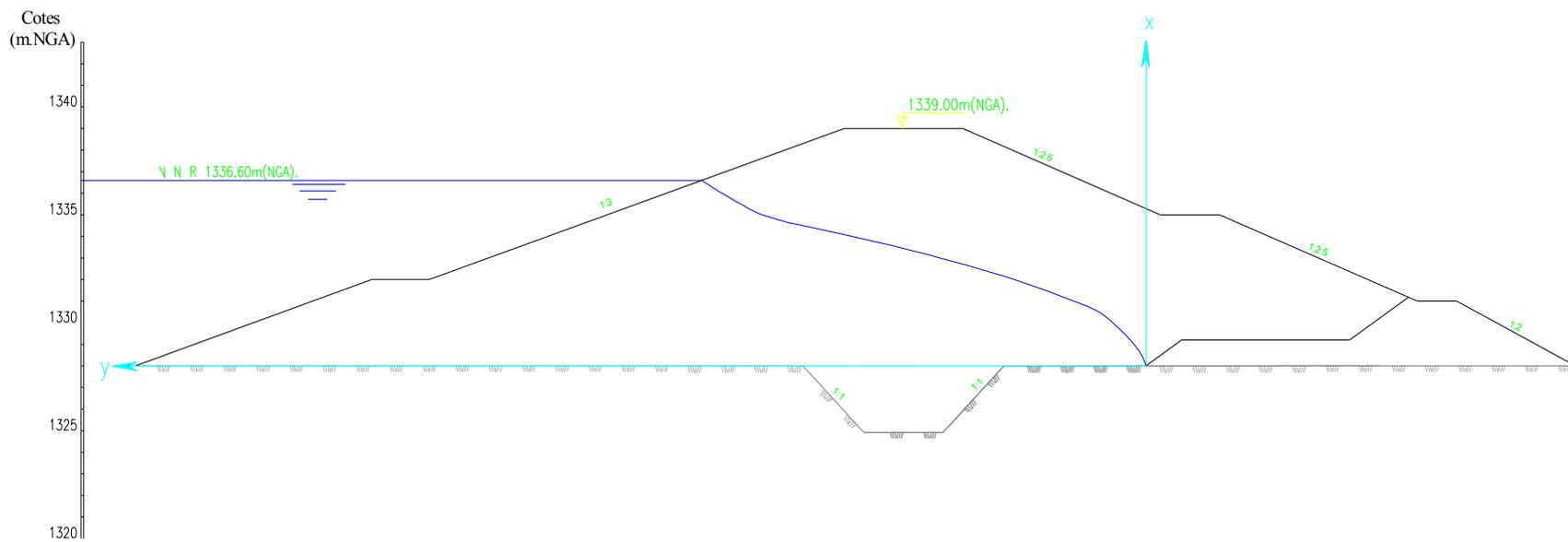


Figure IV.1 : Graphique de la ligne de saturation

## IV. Etude des Variantes de la Digue

### IV.3.2 Calcul du débit de fuite

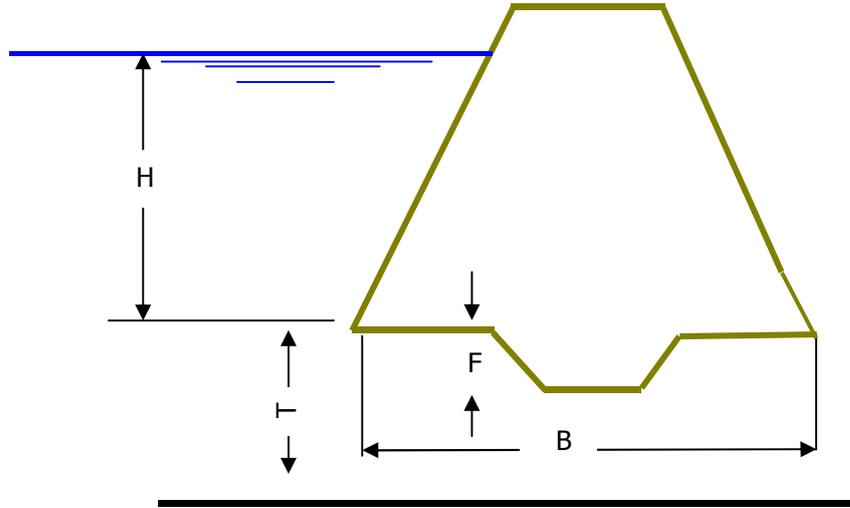


Figure IV.2 : Schéma représentatif de la digue

$$q = (T - F)K \cdot \frac{H}{B + 2F} \dots\dots\dots (IV.2)$$

$$Q = q \cdot L_{cr}$$

L<sub>cr</sub> : Longueur en crête L<sub>cr</sub>=108m

T	5
F	2
k	0,00000001
B	88,5
H	12,6

$$q = 4,08649E-06 \text{ (l/s)}$$

$$Q = 0,00044 \text{ (l/s)} < 15 \text{ l/s}$$

### IV.3.3 Calcul du débit de fuite à travers le drain

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

$$q_d = K_n \cdot Z_0$$

$$\text{Avec : } Z_0 = \left( \sqrt{h^2 + d^2} - d \right) \dots\dots\dots (IV.3)$$

q<sub>d</sub> : Débit de fuite en (m/s/ml).

K : Coefficient de perméabilité en (m/s).

$$Z_0 = Y_0 = 1.27 \text{ m. , } K = 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$$

$$q_d = 1.27 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

## IV. Etude des Variantes de la Digue

### Conclusion

On prévoit:

Une Première couche est en gravier d'épaisseur *20 cm*;

La deuxième couche de filtre en sable d'épaisseur *20 cm*;

L'enrochement(rip rap) d'épaisseur *30 cm*.

### IV.4 Calcul de stabilité

#### IV.4.1 Introduction

Il est évident qu'un remblai mal dimensionné, et instable peut, d'une part porter préjudice à la sécurité des populations, exploitations agricoles et aménagements situés à son aval et, d'autre part, appellera probablement des travaux d'entretien.

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

Quatre cas peuvent être vérifiés :

**Parement amont** : cas vidange rapide.

**Parement aval** : cas fin de construction et fonctionnement normal.

Pour réaliser cette étude nous avons tenu compte des données suivantes :

- De la géométrie de la digue
- Des caractéristiques des matériaux utilisés
- Des différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage (niveau de retenue normale et vidange rapide).
- Du niveau piézoélectrique dans les différentes couches.
- De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme prévu pour une période de retour de 500 ans.

#### IV.4.2 Principe de la méthode

Cette méthode nous amène à respecter les étapes suivantes :

- Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- Détermination du talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus, l'une verticale et l'autre faisant un angle  $85^\circ$  avec le talus moyen.
- Détermination de la zone du centre du cercle de glissement, recommande de disposer le centre du cercle du glissement dont les limites définis par deux

#### IV. Etude des Variantes de la Digue

cercles de rayons,  $R_{\min}$  et  $R_{\max}$  donnés par le tableau suivant :

**Tableau IV.4: détermination des rayons max et min.**

Pente des parements	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
$R_{\min}/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,50	2,2	3,0
$R_{\max}/H_b$	1,50	1,75	2,3	3,75	4,8	5,50

La ligne de glissement éventuelle est un arc de cercle a trois paramètres inconnus : rayon, abscisse et ordonnée du centre. La partie instable du talus (au-dessus du cercle de glissement) est divisée en certain nombre de tranches verticales de largeur égale.

Le coefficient de sécurité est égale à :  $K_S = \frac{M_{resis}}{M_{mot}}$

$M_{resist}$ : les moments résistants.

$M_{mot}$ : les moments moteurs.

La valeur minimale du facteur de sécurité est caractérisée par un centre de cercle critique qui définit en fin de compte la valeur à prendre en considération, cette valeur du facteur de sécurité définie doit être supérieure du moins égale à la valeur admissible.

**Tableau IV.5: les valeurs admissibles des coefficients de sécurité.**

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

Cas les plus défavorables :

##### a). Vidange rapide (talus amont)

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

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

#### IV. Etude des Variantes de la Digue

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

C: Cohésion.

dL: Longueur déployée de la surface de rupture.

a : Coefficient d'intensité sismique de la zone a = 0,15.

d<sub>n</sub>: Bras de levier (en m).

R : Rayon du cercle de glissement.

N: Contrainte normale.

$$N_n = G_n \cdot \cos \alpha_n$$

α<sub>i</sub>: angle vertical de la tranche.

$$G_n = b_n (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3)$$

#### Remarque

γ<sub>sat</sub> : Densité saturée utilisée au-dessous de la ligne de saturation.

γ<sub>h</sub> : Densité humide utilisée entre la ligne de saturation et le niveau NNR.

γ<sub>d</sub> : Densité sèche utilisée entre le niveau NNR et PHE.

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

T: Contrainte tangentielle.

$$T_n = G_n \cdot \sin \alpha_n$$

φ: Angle de frottement interne.

P: Pression interstitielle.

$$P = \gamma_w \cdot h_n \cdot l_n$$

Où : γ<sub>w</sub> : Poids volumique de l'eau γ<sub>w</sub>=1(t/m<sup>3</sup>).

h<sub>n</sub> : Hauteur de la tranche n.

l<sub>n</sub> : Longueur de l'arc délimitait

La base de la tranche n, tel que :

$$l_n = \frac{b_n}{\cos \alpha_n}$$

#### IV. Etude des Variantes de la Digue

##### b). Fin de construction (talus aval)

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

- Sans séisme 
$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n}$$
- Avec séisme 
$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n}$$

##### c). Retenu normale (talus amont et aval)

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

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

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

**Tableau IV.6 : Caractéristiques géotechniques**

Paramètres	Valeurs
$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	1.78
$\gamma_v$ (t/m <sup>3</sup> )	1.11
$\gamma_{sat}$ (t/m <sup>3</sup> )	2.11
$\phi^\circ$	23°
$C_u$ (t/m <sup>2</sup> )	2

Les coefficients admissibles de stabilité :

$K_{adm} = (1.5 - 1.1)$  (sans séisme).

$K_{adm} = 1.05$  (avec séisme).

Les résultats de calcul sont regroupés dans les tableaux suivant :(annexe I)

#### IV. Etude des Variantes de la Digue

**Tableau IV.7 : Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement**

CAS DE SOLLICITATION		COEFFICIENT DE SECURITE	
		Sans séisme	Avec séisme
Fonctionnement normal	Talus amont		
	R= 22,77 m	3,06	1,95
	R= 25,02 m	3,29	2,315
	R= 27,26 m	3,41	2,45
	R= 30,22 m	2,48	1,81
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R= 20,21 m	1,93	1,67
	R= 21,73 m	1,56	1,24
	R= 22,55 m	1,86	1,35
	R= 23,42 m	1,66	1,16
Fin de construction	Talus aval		
	R= 22,27 m	3,06	1,95
	R= 25,02 m	3,29	2,316
	R= 27,26 m	3,41	2,45
	R= 30,22 m	2,48	1,81
Vidange rapide	Talus amont		
	R= 20,21 m	3,34	2,20
	R= 21,73 m	1,67	1,22
	R= 22,55 m	1,92	1,45
	R= 23,42 m	2,10	1,74

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum est supérieur ou égal au coefficient admissible ; donc la stabilité du talus est assurée.

# **Chapitre V :**

## **Etude Des ouvrages annexes**

### Introduction

Les barrages réservoirs sont souvent équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour le retenu sont :

- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de 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'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre retenue.

### V.1 L'évacuateur de crues

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

Un barrage s'il retient l'écoulement, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles, mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge.

On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crue.

#### V.1.1 Différents types d'évacuateurs de crue

##### V.1.1.1 Evacuateur de crues en puit (tulipe)

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puit coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- Evacuation d'importants débits ( $80 < Q < 6000$ ) m<sup>3</sup>/s.
- Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- Problème de saturation (Débit supérieur à celui du dimensionnement, charriage)

- Problème de vibration.
- Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- Prévoir des protections anti-vortex (coût et entretien).
- Dissipation au pied de la digue.

### V.1.1.2 Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement 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 déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

### V.1.1.3 Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- Coût élevé.
- Difficulté de modification.

### V.1.1.4 Evacuateur de crues en siphon

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, une fois posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- L'amorçage et le désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.

Outre les conditions citées ci-dessus, le choix de l'évacuateur de crue considère d'autres facteurs à savoir, le type de barrage, le débit à évacuer et la sécurité de l'ouvrage. Ainsi les préférences doivent, pour des raisons de sécurité, aller à des évacuateurs à seuils libres sans organes mécaniques de contrôle.

## V. Etude des Ouvrages Annexes

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles pouvant arracher les arbres du site boisé ; la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive. Donc cette variante peut être rejetée.

L'évacuateur de crue latéral s'adapte au site du faite que les excavations seront réduites, mais le problème de saturation pour une crue de débit qui peut dépasser celui de la crue de projet rend celle-ci peu fiable.

On a la pente du versant est faible, ce qui diminue le volume des terrassements. Ils s'adapte aussi au site, puisque la largeur déversante n'est pas très importante et la topographie permet son implantation.

Alors on élimine la première variante. On peut alors réaliser un entonnement frontal qui est la meilleure disposition du point de vue hydraulique.

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue à entonnement frontal sur la rive Gauche.

### V.1.2 Caractéristiques de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un chenal.
- Un convergeant.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de restitution.

Pour notre cas, on a :

- × Déversoir type Creager;
- × Niveau normal de la retenue  $NNR = 1336.6 \text{ m NGA}$ ;
- × Niveau les plus hautes eaux  $NPHE = 1337.9 \text{ m NGA}$ ;
- × Charge à évacuer :  $H = 1.3 \text{ m}$ ;
- × Débit de pointe à évacuer  $Q_{\text{évacuer}} = 35.34 \text{ m}^3/\text{s}$ ;
- × Largeur déversant  $L = 15 \text{ m}$ .

### V.1.3 Dimensionnement et calcul hydraulique des éléments constituant l'évacuateur de crue

#### A) Canal d'approche

Le canal d'approche sera conçu de façon à limiter les vitesses moyennes d'approche à fin de réduire au minimum les pertes de charge et de guider calmement les crues vers le seuil de déversement.

## V. Etude des Ouvrages Annexes

Généralement, l'écoulement est calme avec une vitesse faible en le comparant avec la vitesse d'écoulement dans le coursier.

Donc on doit créer une plateforme d'approche arasée à la cote du niveau normale de la retenue; NNR =1336.6m NGA.

La vitesse d'approche est donnée par la formule :  $V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}}$

Q: Débit évacué Q=35.34 m<sup>3</sup>/s;

Scan: Section du canal en m<sup>2</sup>;

Scan=h.L

h=H+P=1.3 + 1=2.3m

L=15m

Scan=2.3x15=34.5 m<sup>2</sup>.

La vitesse d'approche  $V_{ap}=35.34/34.5 = 1.02\text{m/s} < V_{adm}=1,5$

Donc pas de risque d'érosion

### B) Déversoir

L'étude d'optimisation a abouti à choisir un seuil déversant de 10m, ceci est valable pour déversoir rectiligne, pour notre cas et pour minimiser le volume d'excavations et de béton nous avons opté pour un déversoir type rectiligne à seuil mince.

### C) Le convergent

La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante :

$$L = (2 - 2,5) \times (b_1 - b_2)$$

Avec :

b<sub>1</sub> : La largeur au plafond du bief amont ; b<sub>1</sub> = 10,00m

b<sub>2</sub> : La largeur au plafond de la section de contrôle ;

La largeur du coursier est :  $b_2 = Q^{0.4} = (35.34)^{0.4} \approx 4.5\text{m}$

b<sub>2</sub> = 4.5m.

L = 11.6m.

On prend : L = 12m

**D) Coursier**

Il prend l'eau à l'extrémité aval du chenal, il est le plus souvent construit en béton et il a une section rectangulaire, ce qui assure un écoulement beaucoup plus régulier. On lui donne une section de même largeur que le chenal.

➤ **Profondeur critique**

Condition de criticité

$$\frac{Q^2 L}{g S^3} = 1$$

Pour un canal rectangulaire :

la hauteur critique

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{Q}{bc}\right)^2}{g}}$$

**bc=4.5m; Q=35.34 m3/s hcr=1,85m.**

➤ **Pente critique**

$$I_{cr} = \left( \frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2$$

$S_{cr}$  : Section critique (m<sup>2</sup>).

$R_{cr}$  : Rayon critique (m).

$C_{cr}$  : Coefficient de CHEZY       $C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6}$

**A.N :**

$$\left. \begin{aligned} S_{cr} &= bcr \cdot h_{cr} = 4.5 \cdot 1.85 = 8.33 \text{ m}^2 \\ \rightarrow R_{cr} &= \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = \frac{8.33}{8.2} = 1.02 \text{ m} \\ P_{cr} &= bcr + 2 \cdot h_{cr} = 4.5 + 3.7 = 8.2 \text{ m} \end{aligned} \right\}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{0,014} 1.02^{1/6} = 71.76$$

**Donc :**  $I_{cr} = \left( \frac{35.34}{71.76 \cdot 8.33 \cdot 1.02^{1/2}} \right)^2 \cdot 100\% = 0,346\%$

**Tableau V.1 : pente critique**

Q (m <sup>3</sup> )	35,34
bc (m)	4,50
Hc (m)	1,85
Scr (m <sup>2</sup> )	8,33
Pcr (m)	8,20
Rcr (m)	1,02
(Rcr) <sup>0,5</sup>	1,01
Ccr	71,61
Icr	0,346

$$I_{\text{coursier}} > I_{\text{cr}}$$

➤ **Profondeur normale**

La profondeur normale présente la profondeur du courant en régime uniforme, elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme

(CHEZY) :  $Q = SC \sqrt{R_h I}$

Avec :

S : Section de coursier :  $S = bhn$

I : Pente du coursier  $I = 14.46\%$

C : Coefficient de CHEZY,  $C = 1/n R^{1/6}$ . (n=0,014)

Rh: Rayon hydraulique,  $R_h = S/P = bhn / (b+2h)$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante, qu'on résoudre avec la méthode itérative :

$$Q = b hn \frac{1}{n} \left( \frac{bh_n}{2h_n + b} \right)^{1/6} \sqrt{\frac{bh_n}{2h_n + b}} * \sqrt{0.1446}$$

**Tableau V.2 : Calcul de la profondeur normal**

Hn	Q(m3/s)
0,1	2,5580659
0,3	15,1169998
0,5	33,6784308
0,51	34,7243834
0,512	34,934762
0,514	35,1455337
0,516	35,3566972

## V. Etude des Ouvrages Annexes

On trouve finalement :  $h_n = 0,52\text{m}$

### ➤ Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Le calcul de la ligne d'eau dans le coursier est fait par un moyen informatique, à l'aide d'un logiciel CANAL21

Les données de base:

- Largeur du canal  $b=4.5\text{m}$ ;
- Longueur du coursier  $L_c=72.7\text{m}$ ;
- Débit évacué  $Q=35.34\text{ m}^3/\text{s}$ ;
- Pente du coursier  $i=14.46\%$ ;
- Coefficient de Strickler  $71.61$  ;

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau et la figure suivants :

**Tableau V. 3: Calcul de ligne d'eau**

Bief

Q (m <sup>3</sup> /s)	Strickler	I (m/m)	YN	YC	Régime	Lbief(m)
35.34	71.61	0.1446	0,52	1.85	NT	72.7

Section	Abscisse (m)	Pas(m)	Y (m)	Froude	HS(m)	J(mm/m)	V(m/s)
Amont	0	0	1,85	1	2,768	3,5	4,25
2	9,09	9,09	1,03	2,388	3,978	17,9	7,6
3	18,18	9,09	0,86	3,121	5,074	30,2	9,09
4	27,26	9,08	0,77	3,703	6,058	42,4	10,19
5	36,35	9,09	0,71	4,184	6,933	54,1	11,05
6	45,44	9,09	0,67	4,588	7,705	65,2	11,75
7	54,53	9,09	0,64	4,93	8,38	75,3	12,33
8	63,61	9,08	0,61	5,218	8,966	84,6	12,8
9	70,88	7,27	0,6	5,417	9,378	91,2	13,13
10	71,34	0,46	0,6	5,429	9,402	91,6	13,14
11	71,79	0,45	0,6	5,44	9,426	92	13,16
12	72,25	0,46	0,6	5,452	9,45	92,4	13,18
13	72,7	0,45	0,6	5,463	9,474	92,8	13,2

## V. Etude des Ouvrages Annexes

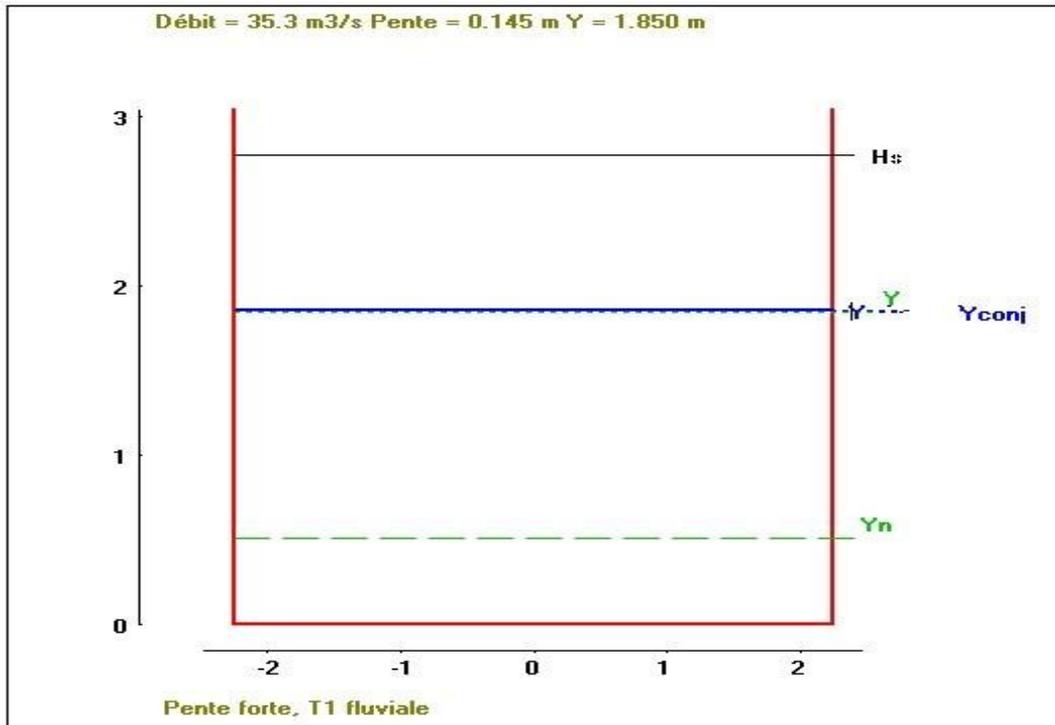


Figure V.1 : Calcul de ligne d'eau

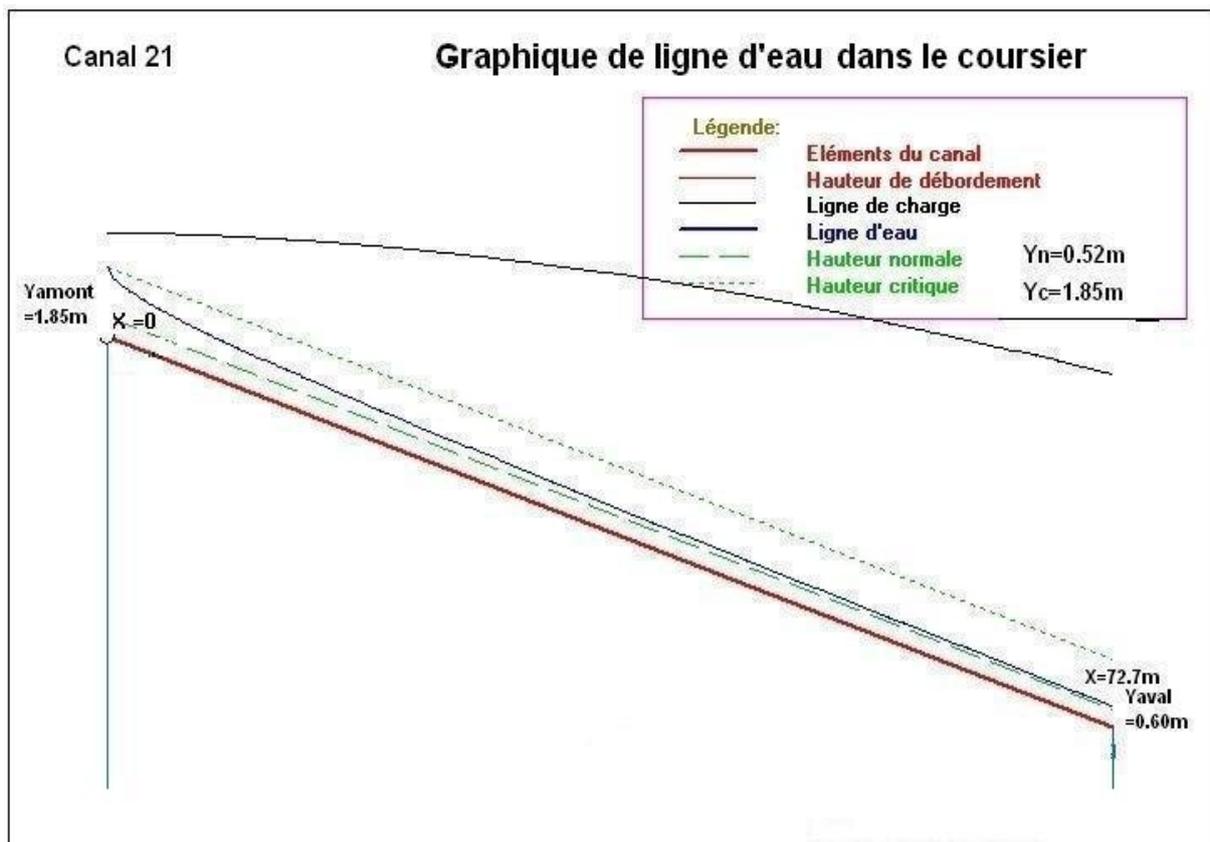


Figure V.2 : Graphique de la ligne d'eau dans le coursier

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est :  $y_2=0.6m$ .

La vitesse au fin coursier est:

$$V = \frac{Q}{b \cdot y_2} = 13.09 \text{ m/s}$$

### E) Bassin de dissipation

$$V = \frac{Q}{bh} \text{ à la sortie du coursier}$$

$h=0.60m$ ; par mesure de sécurité, nous avons adopté une hauteur de  $0.2m$  pour les murs de coursier.

$$b=4.5m$$

$$V=13.09 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}} = 5.40 \text{ Nombre de Froude}$$

Vitesse à l'entrée du bassin,  $V=13.09m/s$

$$4,5 < fr \leq 9 \quad \text{ressaut stable (stationnaire).}$$

Le ressaut se produit alors nettement. la mise en place de blocs, de déflecteurs permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval.

La vitesse d'entrée ne dépasse pas  $15m/s$ , on pourra utiliser le bassin de type II.

#### ➤ Calcul de la profondeur conjuguée $Y_2$

$F=5.40$  d'après le graphe qui donne le rapport  $\frac{Y_2}{Y_1}$ ;

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 6,5$$

$$Y_1 \quad \text{Et on a aussi} \quad Y_1 = 0,60m$$

$$\Rightarrow y_2 = 6,5 \cdot y_1 = 3.9m$$

#### ➤ Calcul de la longueur du bassin de dissipation

Elle est déterminée d'après le graphe qui donne le rapport  $\frac{L}{Y_2}$  en fonction du nombre de FROUDE (voir annexe).

$$F=5.4 \quad \text{et} \quad \frac{L}{Y_2} = 2.39$$

$$Y_2=3.9\text{m} \Rightarrow L=9.32\text{m}$$

Nous prenons:  $L=10\text{m}$

➤ **Dimensionnement des blocs Chicanes**

- La hauteur des blocs de chutes :  $h_1 = Y_1 = 0,60 \text{ m.}$
- La largeur des blocs de chutes :  $l_1 = Y_1 = 0,60 \text{ m.}$
- Espacement entre deux blocs de chutes :  $e_1 = Y_1 = 0,60 \text{ m.}$
- Hauteur des blocs Chicanes :  $h_2 = 0,2 Y_2 = 0,80 \text{ m.}$
- La largeur d'un bloc Chicane :  $l_2 = 0,75 Y_2 = 0,60 \text{ m.}$
- Espacement entre deux dents :  $e_2 = 0.75 Y_2 = 0.60 \text{ m.}$

**F) Canal de fuite**

- Le canal de fuite fait suite directement au bassin de dissipation, il sert à conduire l'eau évacuée jusqu'au cours d'eau.
- Le canal de fuite projeté est de section trapézoïdale de largeur  $b=4.5\text{m}$  et une pente.
- $i=0,21$ .

➤ **Hauteur critique**

Elle est donnée par la formule d'Agroskine:

$$h_{cr} = K \left( 1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105 \sigma_{cr}^2 \right)$$

$$\text{Avec } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \text{ et } \sigma_{cr} = \frac{K.m}{b};$$

Où:  $m$ : Fruit des talus,  $m=1$ ;

$b$ : Largeur du canal,  $b=4.5\text{m}$ .

D'où:

$$K=1.85$$

$$\sigma_{cr}=0,41$$

$$h_{cr}=1,63\text{m}$$

➤ **Pente critique**

$$i_{cr} = \frac{gh_{cr}}{C^2 R_{cr}}$$

$$S_{cr} = mh_{cr}^2 + Bh_{cr} = 10.36m^2$$

$$P_{cr} = B + 2h_{cr}\sqrt{1+m^2} = 9.47m$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = 1.09m$$

$$C_{cr} = 0.044; \quad n = 0,0225$$

$$i_{cr} = 0,0074 = 0,74\%$$

➤ **Profondeur Normale**

$$Q = S.C.\sqrt{Ri_{cr}}$$

Pour la hauteur normale nous avons:

$$S_n = mh_n^2 + bh_n$$

$$P_n = b + 2h_n\sqrt{1+m^2}$$

$$R_n = \frac{S_n}{P_n}$$

$$C = \frac{1}{n}R_n^{1/6}$$

L'équation du débit s'écrit alors:

$$Q = (mh_n^2 + bh_n) \left( \frac{1}{n} \right) \left[ \frac{mh_n^2 + bh_n}{b + 2h_n\sqrt{1+m^2}} \right]^{1/6} \sqrt{\frac{S_n}{P_n} i_{cr}}$$

Le Calcul Par Itération Donne :

Cette équation est vérifiée pour  $h_n = 1,52m$ .

➤ **Vitesse d'écoulement dans le canal de fuite**

$$Q = VS \Rightarrow V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{mh_n^2 + bh_n}$$

$$.AN: Q = 35.34 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$m = 1$$

$$h_n = 1.52m;$$

$$b = 4.5m;$$

$$V=3.86 \text{ m/s}$$

$$V > V_{adm} (1,42-1,86)$$

Le sol du canal est constitué par des blocs d'alluvions grossies.

La vitesse admissible correspondante à ce type de sol est :  $V_{adm} = (1,80 \div 2,20) \text{ m/s}$ .

Pour réduire la vitesse et son effet sur les parements du canal on prévoit un revêtement en enrochement du diamètre supérieur.

#### V.1.4 Vérification d'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

##### V.1.4.1 Entraînement d'air naturel

Le phénomène des écoulements aérés, revêt un grand intérêt dans le projet des canaux à forte pente (coursier), l'entraînement d'air dans l'écoulement, conduit à un mélange air-eau et le gonflement de l'écoulement non aéré.

Straub et Anderson ont démontré que l'aération de l'écoulement, commençait dans une zone, ou la couche limite atteignait la surface de l'eau, à partir d'une distance D de l'amont.

Des essais ainsi que des calculs, montrent que D, croit avec le débit spécifique q pour une rugosité et une pente du radier du coursier i données.

La position de D peut être exprimée par :

$$\frac{D}{n} = f\left(\left(\frac{q}{\sqrt{g \cdot n^3}}\right), i\right) \quad q = 8,6 \text{ m}^2/\text{s}, n=0,014 \quad \text{d'où } \frac{q}{\sqrt{g \cdot n^3}} = 1657,6 \quad \text{et } i = 15,4\%$$

$$D/n=14000$$

Ce qui donne  $D=196\text{m}$

Sachant que la longueur de notre coursier ne dépasse pas 100 m, on peut conclure que le phénomène d'entraînement d'air n'apparaît pas.

##### V.1.4.2 Vagues roulantes

Les vagues roulantes apparaissent lors d'un débit inférieur au débit de projet suite à un écoulement déstabilisé. Elles peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés.

Les deux conditions d'absence de vagues roulantes sont:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{b}{h} \leq (10 \div 12) \\ \text{et} \\ Fr^2 < 40 \end{array} \right.$$

Avec:

b: Largeur de coursier(m);

h: Profondeur d'eau minimale dans le coursier (m);

Fr: Nombre de Froude.

h=0,60m;

b=4.5m;    b/h=7.5

$$Fr^2 = \frac{V^2}{gh} = 29.16$$

Les deux conditions sont vérifiées donc pas d'apparition de vagues roulantes.

### V.1.5 Hauteurs des murs bajoyers

#### a) Chenal d'écoulement

Les hauteurs des murs bajoyers doivent atteindre le niveau de la crête du barrage, et ceci sur tout le long du chenal d'écoulement (Ncr=1339m NGA).

#### b) Coursier

La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suite:

$$H = y_2 + R$$

$$R = 0.6 + 0.05.V.(y_2)^{1/3} = 1.15\text{m}$$

$$H = 1.75\text{m.}$$

On adopte une valeur de H= 2m.

### V.2 Vidange de fond

#### Introduction

C'est un ouvrage primordial pour une retenue; il a pour rôle:

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages;
- Vider la tranche morte en fin de saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts solides) et des parties amont du collinaire (prise, vidange, parement amont de la digue);
- évacuer les crues pendant les travaux (crues de fréquence 2 à 10ans).
- Actuellement, on préfère équiper les pertuis de fond avec des vannes à ouverture totale.

A l'aval, les conduites débouchent dans un bassin d'amortissement où se produit la dissipation de l'énergie cinétique des veines liquides exceptées pour les jets d'eau qui assurent eux-mêmes la dissipation d'énergie.

Pour notre cas, l'ouvrage de vidange est constitué d'un orifice à l'amont suivi d'une conduite de longueur 88.6m et une pente de radier égale à 0.067.

Par mesure de sécurité l'ouvrage de vidange est muni de deux vannes en série à l'amont de la galerie, la première est une vanne de garde (Batardeau) et la deuxième vanne de contrôle.

#### V.2.1 Calcul du débit de vidange

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{V,F} = \frac{V_u}{T} + Q_r$$

Où :  $V_u$ : Volume utile en  $m^3$  ;

$T$  : temps de vidange en seconde estimé à 10 jours à raison de 16 heures par jour

$Q_r$ : Débit entrant dans la retenue pendant la vidange (il est

Pris égal à l'apport moyen interannuel de l'oued)

AN: AP% = 150000  $m^3$  ,  $T=576000$  s

$Q_r = (0.15 * 106 / 31.53 * 106)$   $m^3/s$ ;

$V_u = 76350$   $m^3$ ;

$$Q_{V,F} = 0.137 \text{ m}^3/s$$

**V.2.2 Calcul de la section de vidange de fond**

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gH}$$

La section de la vidange de fond est:

$$S = \frac{Q_{V,F}}{\mu \sqrt{2gH}}$$

Où: S: Section de la conduite de vidange;

$Q_{V,F}$ : Débit de vidange de fond.

H: Charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval.

H=12.8m

$$\mu : \text{Coefficient du débit} \quad \mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i}}$$

$\sum \xi_i$ : Somme des coefficients des pertes de charge (singulières+linéaires) ;

Au préalable nous prenons un coefficient de débit  $\mu=0,6$  que l'on vérifiera après.

AN:  $\mu=0,6$        $Q_{V,F}=0,137\text{m}^3/\text{s}$       H=12,80m

D'où:  $S=0,0144\text{m}^2$ ,

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = 0,14\text{m}$$

➤ **Correction du coefficient du débit**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i}}$$

$\sum \xi_i$ : Somme des coefficients des pertes de charge (Singulières plus linéaires);

➤ **Coefficients de perte de charge singulière**

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,5 \quad \xi_{\text{vanne de garde}} = 0,1 \quad \xi_{\text{vanne de réglage}} = 0,1 \quad \xi_{\text{sortie}} = 1$$

➤ **Coefficient de perte de charge linéaire**

$$\xi_{\text{lin}} = \frac{\lambda l}{D} \quad \lambda = \frac{125n^2}{D^{1/3}}$$

$\lambda$  : Coefficient de résistance linéaire ;

n : Coefficient de rugosité du béton n=0,014;

L : Longueur de la conduite, L=88.6m;

D : Diamètre de la conduite 0,140m.

D'où

$\zeta_{lin}$	29,8604095
$\zeta_{sing}$	1,7
$\zeta$	31,5604095
$\mu$	0,17524881
S	0,04928901
D	0,25057643

n	0,014
L(m)	88,6
D	0,14
$\lambda$	0,047183491
$\xi_{lin}$	29,86040946
$\xi_{sin}$	1,5
$\xi$	31,36040946
$\mu$	0,175789526
S	0,049289011

On prend un diamètre normalisé :

$$D_{vf} = 400\text{mm}$$

### ➤ Ecoulement en tunnel

Le débit maximum,  $Q_{max}=0,137 \text{ m}^3/\text{s}$ , sorte des vannes avec une vitesse de 2.78m/s et à l'aval des vannes, il coule dans la partie inférieure du tunnel polycentrique.

### V.3 L'ouvrage de prise d'eau

Les ouvrages de prise dans les réservoirs, des bassins de compensation ou des canaux doivent être conçus de manière à provoquer le minimum de perturbations dans la conduite d'amenée.

Ils ont pour but la satisfaction en eau en quantité et en qualité compatible à sa destination à l'aval.

#### V.3.1 Conduite de vidange et de prise d'eau en charge

Nous avons opté pour une variante où les deux ouvrages (prise et vidange) sont regroupés en un seul ouvrage.

Cette variante est envisageable lorsque le débit prélevé est inférieur à 3 m<sup>3</sup>/s et il n'y a pas de risque de l'apport solide.

## V. Etude des Ouvrages Annexes

### V.3.2 Dimensionnement de la conduite de prise :

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation des régions situées à l'aval du barrage.

La distribution mensuelle de la demande est représentée dans le tableau ci –après :

**Tableau V.4 : Distribution de la consommation**

Mois	Consommation (U80%)
Octobre	0
Novembre	0
Décembre	0
Janvier	0
Février	0
Mars	0
Avril	2700
Mai	8100
Juin	18000
Juillet	25200
Août	21600
Septembre	14400
Total	90000

La détermination de la dimension de la conduite de prise se fera suivant le débit maximum demandé à l'aval.

D'après la répartition mensuelle de la consommation on a le volume maximum est dans le mois juillet (25200) m<sup>3</sup>

Le débit maximum sera égal :

$$Q_{\max} = v_{\max} / T$$

Où  $v_{\max}$  : volume maximum (m<sup>3</sup>)

T : Temps de prise T=31jours

$$Q_{\max} = 0.011 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### ➤ Calcul du diamètre

$$\text{on a } Q_{\max} = \mu S \sqrt{2gZ}$$

Où :

$\mu$ : Coefficient de débit ;  $\mu = 0.3$

S : Section de la conduite.

Z : Charge d'eau correspondante à la prise la plus basse

et l'aval ; Z=4.6 m (entre le Niveau du volume mort et le niveau le plus bas dans la conduite de prise)

$$\text{On a } S = \frac{Q_{\max}}{\mu \sqrt{2gZ}}$$

$$S = 0.004 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } D = \sqrt{4S/\pi} \quad D = 72 \text{ mm}$$

Donc on prendra un diamètre normalisé 76 mm

### V.3.3 La vitesse de l'eau dans la conduite

$$V = 4Q_{\max}/\pi D^2$$

$$V = 2.73 \text{ m/s}$$

La vitesse de l'eau dans la conduite est importante, il y a un risque d'érosion, pour y remédier, on augmente le diamètre de la conduite;

On prend D=200 mm

$$\text{La vitesse sera égale à : } V = 4Q_{\max}/\pi D^2$$

$$V = 0.35 \text{ m/s}$$

La vitesse d'écoulement est acceptable.

N.B : Etant donné que le diamètre de la vidange de fond est le plus grand, cette conduite sera utilisée en deux fonctions (la vidange et la prise).

### Conclusion

La conduite de prise d'eau a un diamètre de 200 mm.

Le prélèvement des eaux se fait à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort. Les organes de commande seront regroupés avec ceux de la vidange

(400 mm) au pied aval de la digue.

# **Chapitre VI :**

## **Organisation de Chantier**

### Introduction

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

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 adopte une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient ;

### VI.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.

On peut distinguer les installations suivantes :

#### VI.1.1 Installations destinées au personnel

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

#### VI.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciment nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars .....).

#### VI.1.3 Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

#### VI.1.4 Installation destinée pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

#### VI.1.5 Les moyens de chantier

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci après :

## VI. Organisation de Chantier

- a) les compacteurs à pneus ;
- b) les rouleaux à pieds dameurs pour le compactage des sols fins ;
- c) les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- a) la décapeuse automotrice (motor scraper) ;
- b) la pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloigné du barrage ou a un relief très marqué.

### VI.2 Devis estimatif

Le devis estimatif et quantitatif est représenté dans les tableaux suivants :

**Tableau VI.01:Coût de terrassement**

N° Prix	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaires	Prix Total
I01	Décapage de la terre végétale	m <sup>3</sup>	2118.00	200.00	423 600.00
	Total Prix I01				<b>423 600.00</b>
I02	Déblai au niveau de l'évacuateur de crues				
	✕ Evacuateur de crues :	m <sup>3</sup>	207.00	200.00	41 400.00
	✕ Coursier :	m <sup>3</sup>	1 778.00	200.00	355 600.00
	Déblai au niveau de la clé d'ancrage				
		m <sup>3</sup>	2 259.00	200.00	451 800.00
	Déblai au niveau de la vidange de fond				
	m <sup>3</sup>	64.00	200.00	12 800.00	
Total prix I02				<b>861 600.00</b>	
I03	Excavation au niveau de la zone d'emprunt	m <sup>3</sup>	224.30	200.00	6 044 860.00
<b>MONTANT TOTAL</b>					<b>7 330 060.00</b>

## VI. Organisation de Chantier

### Tableau VI.02: Coût des remblais et revêtement

N° Prix	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaires	Prix Total
<b>II01</b>	Remblai en argile de la digue par couches successives de 20 cm d'épaisseur y compris toutes éventuelles sujétions :				
	✘ Digue :	m <sup>3</sup>	27305.60	300.00	8 191 680.00
	✘ Plate forme en aval	m <sup>3</sup>	1 265.00	300.00	379 500.00
	Total Prix II01				<b>8 571 180.00</b>
<b>II02</b>	la mise en place de la transition T <sub>1</sub> toutes éventuelles sujétions. Gravier :				
	✘ Digue :	m <sup>3</sup>	702.60	700.00	491 820.00
	Total Prix II02				<b>491 820.00</b>
<b>II03</b>	la mise en place de la transition T <sub>2</sub> toutes éventuelles sujétions. Sable:				
	✘ Digue :	m <sup>3</sup>	706.46	700.00	494 522.00
	Total Prix II03				<b>494 522.00</b>
<b>II04</b>	la mise en place de la Pierre :				
	✘ PavageDigue (crête):	m <sup>3</sup>	196.80	700.00	137 760.00
	✘ PavageCoursier :	m <sup>3</sup>	490.00	700.00	343 000.00
	✘ Pavage Canal de fuite :	m <sup>3</sup>	105.00	700.00	73 500.00
	Total Prix II04				<b>554 260.00</b>
<b>II05</b>	la mise en place des Rip Rap :				
	✘ Digue (Talus amont):	m <sup>3</sup>	1 449.00	700.00	1 014 300.00
	Total Prix II05				<b>1 014 300.00</b>
<b>II06</b>	Remblai en Terre végétale sur le talus aval :				
	✘ Digue (Talus aval):	m <sup>3</sup>	351.00	250.00	87 750.00
	Total Prix II06				<b>87 750.00</b>
<b>II07</b>	Pièrè au niveau du prisme de drainage				
	et du tapisdrainant	m <sup>3</sup>	900.00	700.00	630 000.00
	Total Prix II07				<b>630 000.00</b>
<b>MONTANT TOTAL</b>					<b>11 843 832.00</b>

Tableau VI.03: Coût des ouvrages en béton et béton armée

N°	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	P.U	P. TOTAL
III.01	Béton de propreté.	m <sup>3</sup>			
	<ul style="list-style-type: none"> <li>✕ Evacuateur de crue</li> <li>✕ Prise et vidange de fond</li> </ul>		11,00 6,51	6.000,00	39060
<b>Total III.01 :</b>			<b>161,14</b>		
III.02	Béton armé	m <sup>3</sup>			
	<ul style="list-style-type: none"> <li>✕ Evacuateur de crue</li> <li>✕ Prise et vidange de fond</li> </ul>		50,00 29 ,79	20.000,00	1595800
<b>Total III.02 :</b>			<b>1051,85</b>		
<b>MONTANT TOTAL</b>					<b>1634860,00</b>

Donc le montant totale de la retenue collinaire est de : 20,808. 10<sup>6</sup> DA.

### VI.3 Planification

#### VI.3.1 Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- installation des postes de travail ;
- observations instantanées ;
- analyse des tâches ;
- le chronométrage ;
- définition des objectifs et des attributions ;
- simplification des méthodes ;
- stabilisation des postes de travail.

#### VI.3.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

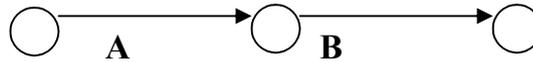
### VI.3.2.1 Méthodes basées sur le réseau

#### VI.3.2.1.1 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 :

- **Réseau à flèches**

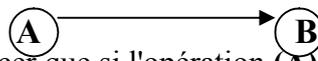
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

- **Réseau à nœuds**

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

#### VI.3.2.1.2 Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- × **Etablissement d'une liste des tâches**

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

- × **Détermination des tâches antérieures**

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- × **Construction des graphes partiels ;**

- × **Regroupement des graphes partiels ;**

- × **Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;**

- × **Construction du réseau ;**

#### VI.3.2.1.3 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 pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

**3<sup>ème</sup> phase** : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

### VI.3.2.3 Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

#### VI.3.2.3.1 Collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

**VI.3.2.3.2 Décomposition du projet**

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

**VI.3.2.3.3 Relations entre les tâches**

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

**VI.3.3 Paramètres de la méthode C.P.M**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

<b>DCP</b>	<b>TR</b>
<b>DFP</b>	<b>DCPP</b>
<b>DFPP</b>	<b>MT</b>

Avec :

- TR** : temps de réalisation ;
- DCP** : date de commencement au plus tôt ;
- DCPP** : date de commencement au plus tard ;
- DFP** : date de finition au plus tôt ;
- DFPP** : date de finition au plus tard ;
- MT** : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

**VI.2.3.1 Chemin critique (C.C)**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante

$$\mathbf{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{c.c} = D.T.P} \end{cases}$$

**VI.3.3.2 Attribution des durées de chaque opération**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$\mathbf{T = \frac{Q.N}{n}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \mathbf{Q = Quantité de travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre d'équipes} \end{cases}$$

### VI.3.4 Plannings

Il existe trois types de plan de travail :

#### VI.3.4.1 Plan de travail au plus tôt

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

#### VI.3.4.2 Plan de travail au plus tard (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

#### VI.3.4.3 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).

### VI.4 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne économie la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservi par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

#### VI.4.1 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.04 : Symboles des opérations**

<b>PHASES DES TRAVAUX</b>	<b>OPERATIONS</b>	<b>DURE (MOIS)</b>
<b>Phase 01</b> : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier;	A	1-2
<b>Phase 02</b> : décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ;	B	1-2
<b>Phase 03</b> : décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage ;	C	2
<b>Phase 04</b> : préparation des zones d'emprunt ;	D	2
<b>Phase 05</b> : déboisement de la cuvette ;	E	3
<b>Phase 06</b> : remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	F	1-2
<b>Phase 07</b> : approvisionnement du filtre	G	1-2
<b>Phase 08</b> : mise en place un système de drainage	H	2-3
<b>Phase 09</b> : remblai compacté	I	4-5
<b>Phase 10</b> : excavations de l'évacuateur de crues	J	1-2
<b>Phase 11</b> : génie civil de l'évacuateur de crues	K	2
<b>Phase 12</b> : revêtements de talus	L	3
<b>Phase 13</b> : équipements hydraulique	M	1-2
<b>Phase 14</b> : travaux des finitions	N	2

## VI. Organisation de Chantier

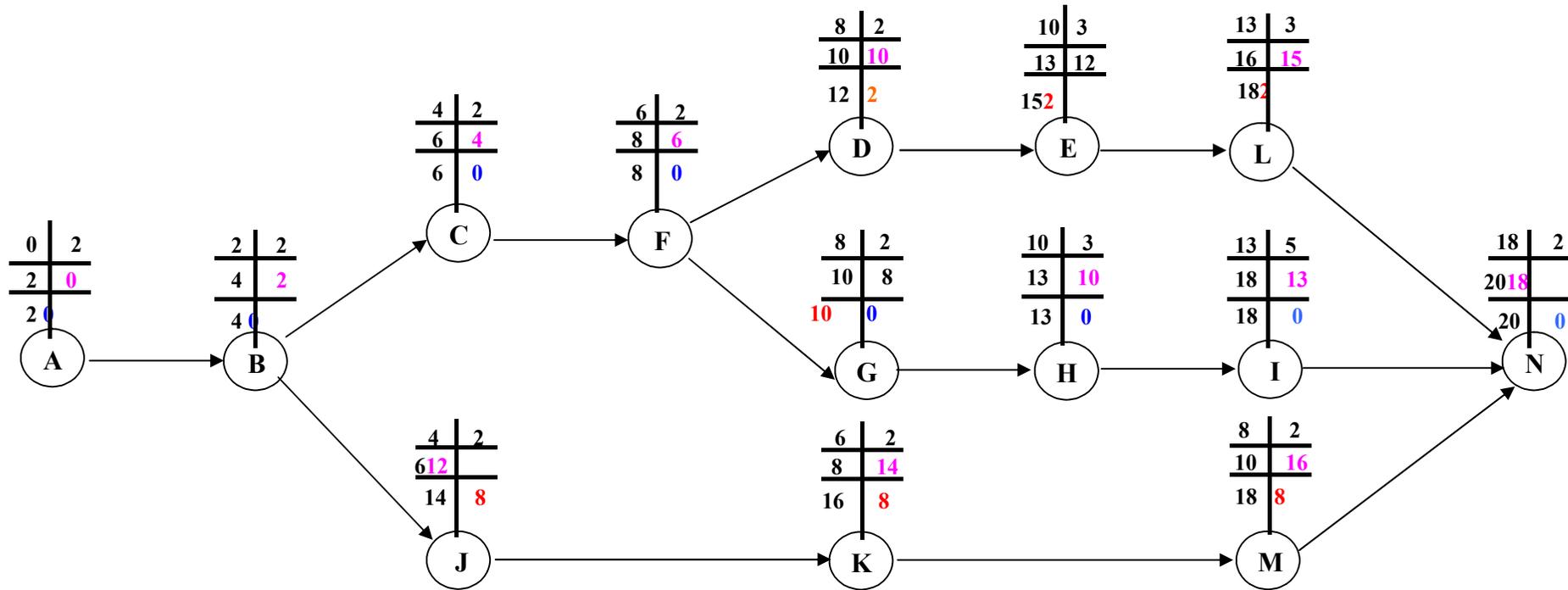


Figure VI.1 : Réseau à nœud

## VI. Organisation de Chantier

### VI.5 Détermination des chemins critiques

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.05: Détermination des chemins critiques**

OPERATION	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	2	0	2	0	2	0
B	2	2	4	2	4	0
C	2	4	6	4	6	0
D	2	8	10	10	12	2
E	3	10	13	12	15	2
F	2	6	8	6	8	0
G	2	8	10	8	10	0
H	3	10	13	10	13	0
I	5	10	18	13	18	0
J	2	4	6	12	14	8
K	2	6	8	14	16	8
L	3	13	16	15	18	2
M	2	8	10	16	18	8
N	2	18	20	18	20	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire Fridjouest égal à 20 mois.

### VI.6 Technologie des principaux travaux

#### VI.6.1 Exécution des voies d'accès

Pour l'accès à tous les ouvrages pendant la période de construction et d'exploitation, on prévoit une piste d'accès.

#### VI.6.2 Exécution des travaux de terrassement

Les travaux de terrassement sont exécutés avec le même matériel utilisé pour les voies d'accès.

- 1) Creusage et déplacement des terres à l'aide de bulldozer.
- 2) Humectage des matériaux, à l'aide d'un camion-citerne ou par un asperseur, elle est effectuée dans le cas où les matériaux sont trop secs.
- 3) Compactage des matériaux, dans notre cas on utilise un rouleau à pied, car notre sol est argileux.
- 4) Nivellement des talus, pour le canal de restitution le nivellement de talus se fait à l'aide d'une pelle niveleuse.

## VI. Organisation de Chantier

**Tableau VI.06 : Programme des travaux pour la réalisation du la retenue collinaire Guelibia**

<i>Phase de réalisation</i>	<i>Mois 01</i>	<i>Mois 02</i>	<i>Mois 03</i>	<i>Mois 04</i>	<i>Mois 05</i>	<i>Mois 06</i>	<i>Mois 07</i>	<i>Mois 08</i>	<i>Mois 09</i>	<i>Mois 10</i>	<i>Mois 11</i>	<i>Mois 12</i>	<i>Mois 13</i>	<i>Mois 14</i>	<i>Mois 15</i>	<i>Mois 16</i>	<i>Mois 17</i>	<i>Mois 18</i>	<i>Mois 19</i>	<i>Mois 20</i>
<i>Phase 01:Travaux de préparation,instalation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accée au chantier</i>	2																			
<i>Phase 02:Décapage et la réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au deroit de la conduite de vidange</i>			2																	
<i>Phase 03:Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage</i>					2															
<i>Phase 04:Préparation des zones d'emprunt</i>									2											
<i>Phase 05:Déboisement de la cuvette</i>											3									
<i>Phase 06:Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations</i>								2												
<i>Phase 07:Approvisionnement du filtre</i>									2											
<i>Phase 08:Mise en place un systeme de drainage</i>											3									
<i>Phase 09:Remblai compacté</i>																5				
<i>Phase 10:Excavation de l'évacuateur des crues</i>					2															
<i>Phase 11:Génie civile de l'évacuateur de crue</i>								2												
<i>Phase 12:Revêtement des talus</i>																4				
<i>Phase 13:Equipements hydraulique</i>										2										
<i>Phase 14:Travaux des finitions</i>																				2

# **Chapitre VII :**

## **Protection et Sécurité de Travail**

### Introduction

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourraient être tenus comme responsables en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

### VII.1 Causes des accidents de travail

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

#### VII.1.1 Causes humaines

Ces causes peuvent être :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de facilité.

#### VII.1.2 Causes techniques

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.

### VII.2 Conditions dangereuses dans le chantier

1. Installation non protégée ou mal protégée.
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
4. Protection individuelle inexistante.
5. Défauts dans la construction.
6. Eclairage défectueux.
7. Facteur d'ambiance impropre.
8. Conditions climatiques défavorables.

### VII.3 Actions dangereuses

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Agir sans prévenir ou sans autorisation.

4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
5. Imprudence durant le travail.
6. Suivre un rythme de travail inadapté.

### VII.4 Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être aérés et chauffés.

### VII.5 Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

- 1/ Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation.
- 2/ Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum.
- 3/ Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum, cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30 m<sup>3</sup> d'air frais par personne et par heure. Elle permet le renouvellement de l'air pollué dégagé par les travailleurs, les infrastructures industrielles et les machines.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit :

On a :

$$Q = A_m \cdot N$$

Q : Débit d'air frais en (m<sup>3</sup>/h).

A<sub>m</sub> : L'alimentation Minimum (A<sub>m</sub> = 30 m<sup>3</sup> / h / personne)

N: Nombre de personne dans le lieu à aéré.

#### VII.5.1 Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation

##### Etude de dimensionnement du réseau de ventilation

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations, cette étude nécessite les points suivants :

- Etude détaillée des plans des ouvrage à aéré et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracés de canalisations simples comportant des coudes à grands rayons et des changements de sections des canalisations.
- Disposer les sorties des canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace à aérer.
- Déterminer le nombre et les dimensions de sortie sur la base du volume d'air ainsi que la vitesse admissible en ne perdant pas de vue les distances des conduites.

Il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placés en fins des conduites présentent des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.

➤ Calculer les dimensions des canalisations par l'une des méthodes suivantes :

**1. La méthode dynamique**

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau (VII-01).

**Tableau (VII.01) : vitesse de l'air dans les différentes canalisations**

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
2	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2 – 5)m/s	(3 – 6) m/s
4	Colonnes montantes	(1.5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
5	Pièces spécialisées (coudes ...)	(0.5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s

**2. Méthode d'équi friction**

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s).

Pour la détermination des différents diamètres des canalisations, on se référera à l'abaque de Wood.

Pour notre cas on utilise la méthode dynamique.

**VII.5.2 Calcul du diamètre des canalisations**

On a la formule donnant la section des canalisations en fonction du débit et de la vitesse :

$$S = Q / V \text{ (m}^2\text{)}.$$

Q: Débit d'air (m<sup>3</sup>/s).

V : Vitesse de circulation d'air dans la conduite.

On a encore :

$$Q = \frac{\pi.V.D^2}{4} \text{ (m}^3\text{/s)} \quad \text{D'où : } D = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi.V}} \text{ (m)}.$$

**Conclusion**

La prévention devrait tendre à être appuyée sur les critères défensifs uniquement mais aussi il faut créer des progrès techniques et scientifiques en ce qui concerne le matériel utilisé de point de vue confort et facilité de manipulation.

## **Conclusion générale :**

En conclusion on peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude de faisabilité et d'exécution d'un barrage et ces ouvrages annexes.

On peut aussi citer quelques impacts du présent barrage sur son environnement voir :

- La région va bénéficier de l'eau pour l'irrigation qui aidera les gens à faire de l'agriculture.
- La sur exploitation de la nappe sera limité en présence de l'eau de surface.
- Vis-à-vis la grandeur de la surface du lac artificiel proportionnellement à la surface ce dernier va créer un microclimat optimal pour cultiver les maraîchères.
- A l'aval le rechargement de la nappe diminuera en stockant de l'eau dans le barrage.
- Par conséquent il y a des espèces animales et végétales qui vont subir ce changement, ce dernier va déstabiliser leurs modes de vie.

En fin on souhaite que ce travail représente vraiment les efforts qu'on a mis en disposition pour l'effectuer.

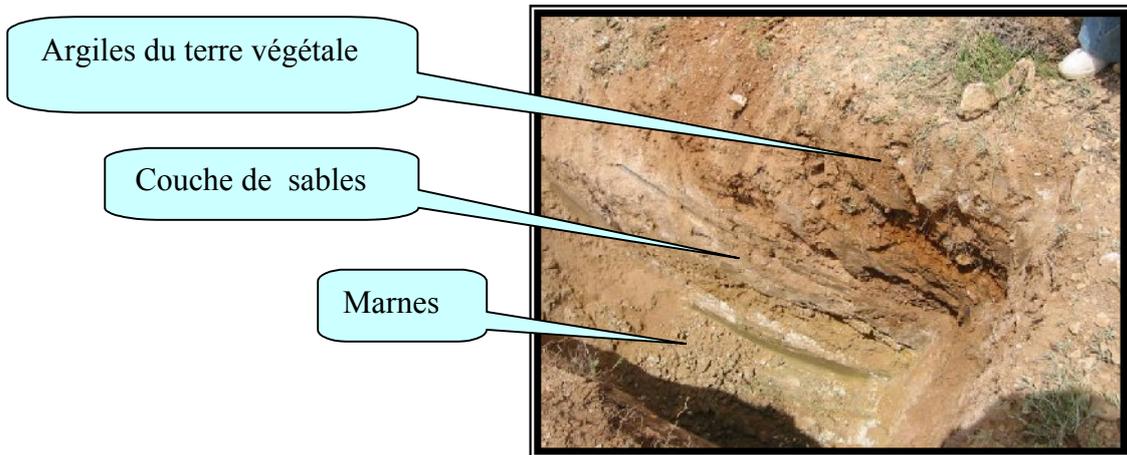
**Références bibliographiques :**

- 1. B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004**
- 2. B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : introduction au dimensionnement des retenus collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.**
- 3. M. ROCHE : Hydrologie de surface. ORSTOMP. Gauthier-Villars Editeur. Paris 1963**
- 4. GERARD DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemegref. France. 1997**
- 5. V. VOLKOV : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida. 1986**
- 6. R. ROLLEY : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris 1997**
- 7. CIGB : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95. 1994**
- 8. CIGB. Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53. 1986**
- 9. M. HASSANE : Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida. 1998**
- 10. CFGB : Barrages et développement durable en France. MEDD. France. Septembre 2003**
- 11. P. GALABRU : Equipement général des chantiers et terrassement. Eyrolles. Paris. 1971**
- 12. PAUL ROYET : La surveillance et l'entretien des petits barrages - Guide pratique – Ministère de l'environnement. CEMAGREF Edition 1994**
- 13. Wallter H.GRAF : Hydraulique fluviale .EPFL. LAUSANNE 2000**
- 14. Michel CARLIER : Hydraulique générale et appliquée. Edition Eyrolles. Paris 1972.**
- 15. Armando LENCASTRE : Hydraulique générale. Edition Eyrolles. Paris 2002.**
- 16. Willi H.HAGER : Constructions hydrauliques. EPFL. LAUSANNE 2000**

## ANNEXE A :

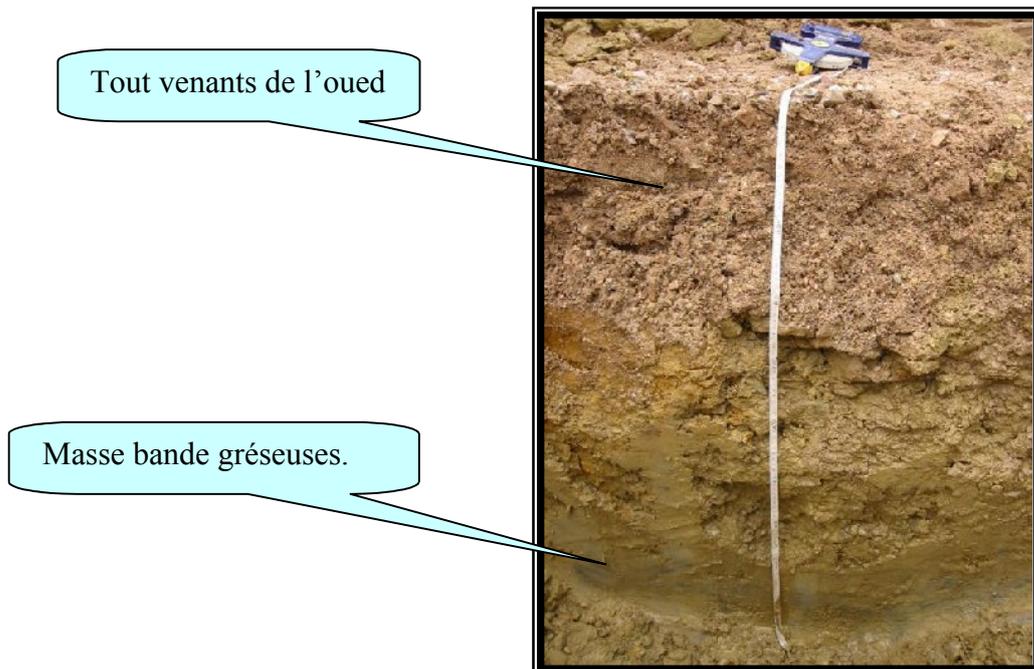
### PUITS REALISES AU NIVEAU DE L'AXE DE LA DIGUE

#### Fouille n°01 : SP1 (Rive Gauche)



### PUITS REALISES AU NIVEAU DE L'AXE DE LA DIGUE

#### Fouille n°02 : SP2 ( Lit d'oued )



**ANNEXE A :**

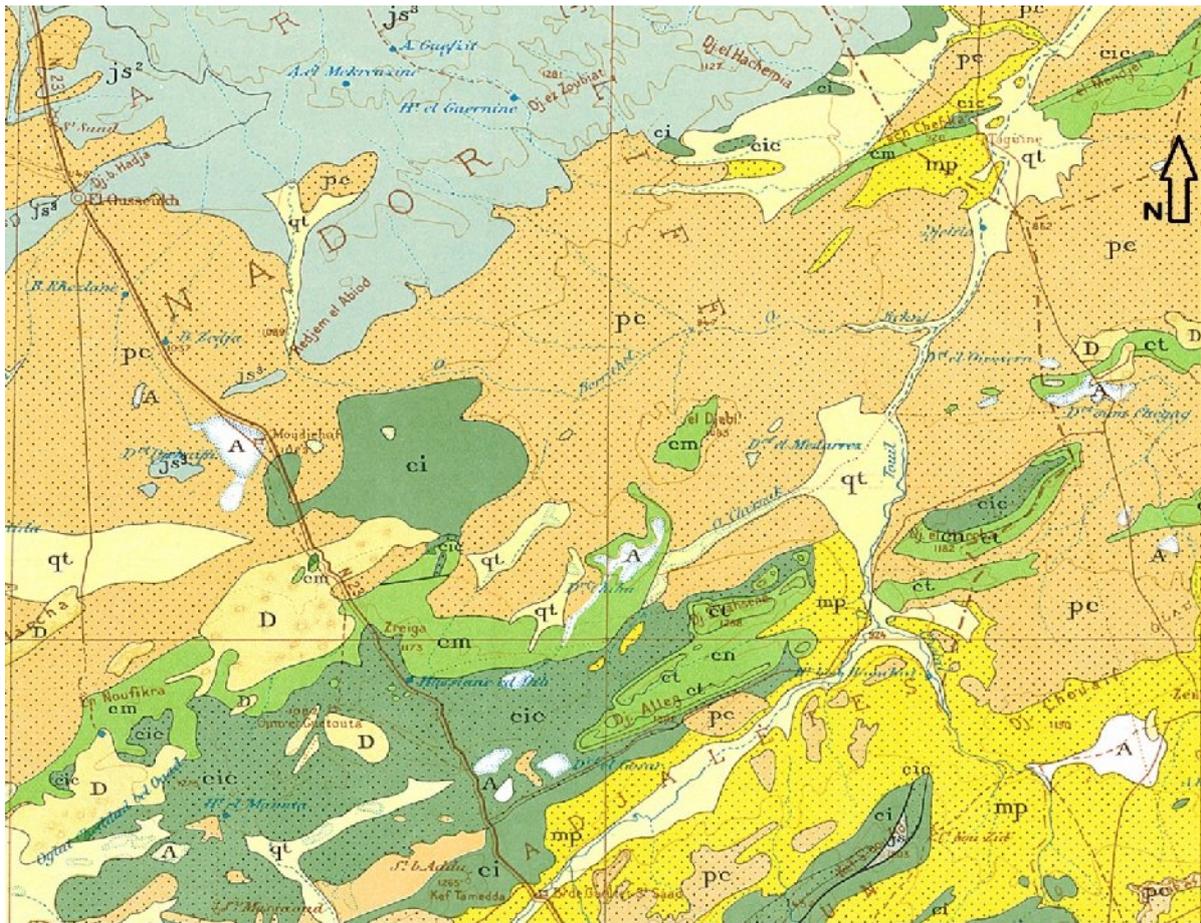
**PUITS REALISES AU NIVEAU DE L'AXE DE LA DIGUE**

**Fouille n°03 : SP3 (RiveDroite )**



Couche de sables

Couche des marnes

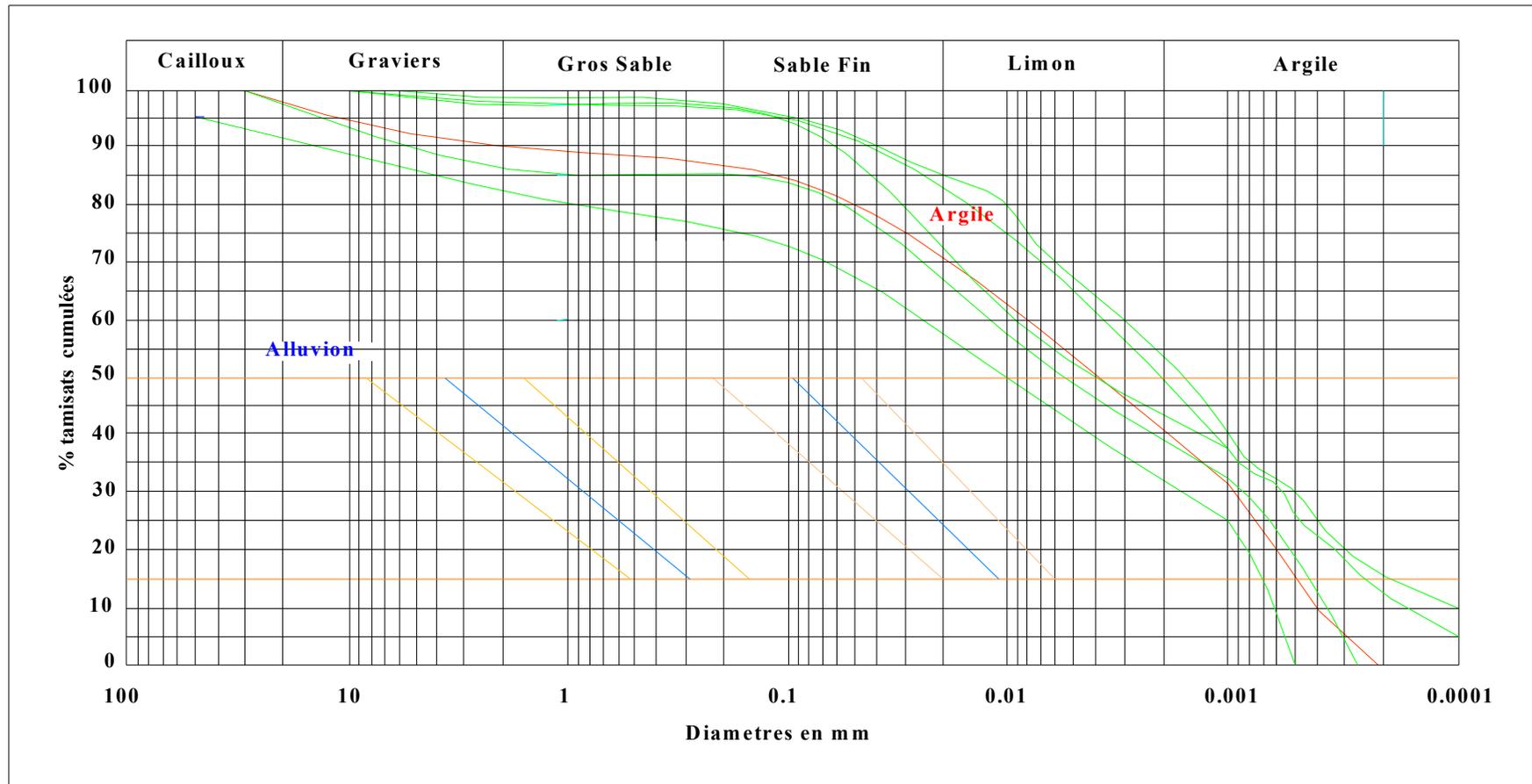


Carte géologique de la région d Aflou

1/100 000 1000m 0 1 2 3 4 5 6 km

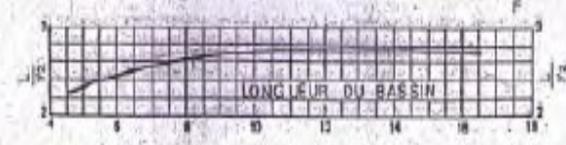
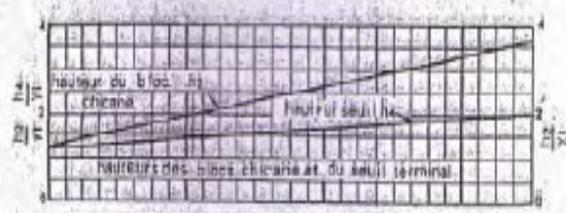
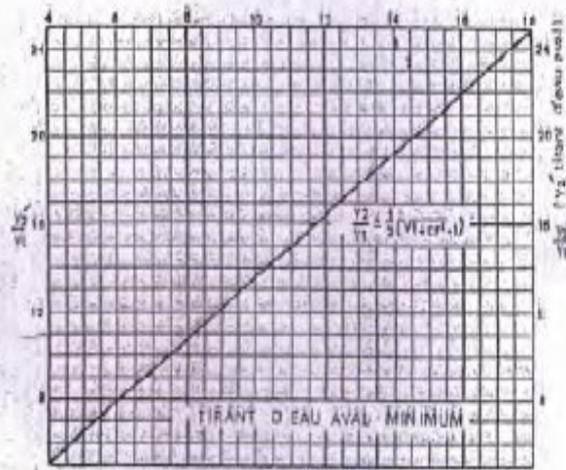
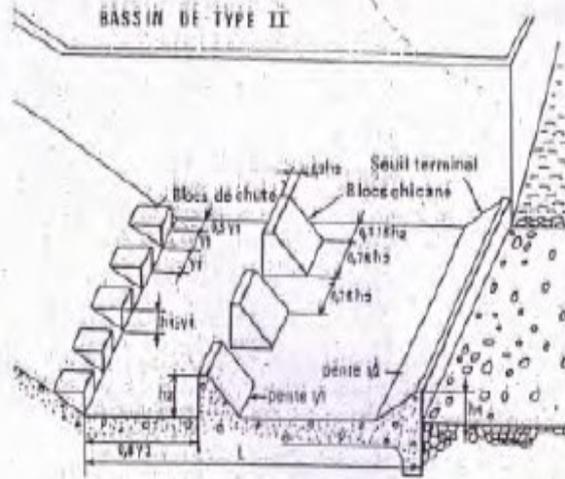
qt	Quaternaire continental: alluvions, regs, terrasses
qm	Quaternaire marin: plages anciennes et formations dunaires consolidées qui les accompagnent
qC	Calabrien: grès marins et formations dunaires associées
qV	Villafranchien: calcaires lacustres, argiles à lignite, cotches rouges
pV	Pliocène continental et Villafranchien non séparés (pV)
pc	Pliocène continental: poudingues, calcaires lacustres
p	Pliocène marin   conglomérats, marnes bleues, mollasses, grès et formations dunaires subordonnées
mp	Pontien (localement équivalent du mc)
ms	Miocène terminal marin et lagunaire: couches à Tripoli, marnes à gypse
mm	Miocène supérieur marin: calcaires, grès, argiles
mc	me Miocène continental antépontien
mi	Miocène inférieur marin (Burdigalien)
oa	Aquitancien continental (pouvant inclure localement la base du Burdigalien)
oc	Oligocène continental (pouvant inclure localement l'Éocène sup. continental)
o	Oligocène marin incluant localement l'Éocène supérieur)
em	Éocène moyen marin
ec	ec Éocène moyen et inférieur continental
ci	Éocène inférieur marin
es	es Crétacé supérieur marin
esc	esc Crétacé supérieur continental
esm	esm Crétacé supérieur marin non subdivisé
cm	cm Crétacé moyen (marin ou lagunaire)
en	en Cénomanien
e	e Crétacé marin non subdivisé
ci	Crétacé inférieur
cir	cir " récifère ou subrécifère
cic	cic " continentaux ou lagunaires
cj	Crétacé et Jurassique non séparés

## ANNEXE H :



**Fuseau granulometrique des materiaux**

# ANNEXE J :



Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE supérieur à 4,5 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin inférieure à 15 m/s (extrait de "design of small dams")

### Stabilité pour le cas de service Normal talus amont (R=22,27)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-6	2.23	0	0.05	-0.6	0.80	0.20	-0.119	0.159	0.454	0.908	0.424	0.067321	0	0.00	0	17.77	0.52902
-5	2.23	0	2.16	-0.5	0.87	8.57	-4.287	7.425	3.033	6.065	0.424	3.148293	0	0.00	0	17.77	22.8537
-4	2.23	0	3.93	-0.4	0.92	15.60	-6.240	14.297	2.986	5.973	0.424	6.062097	0	0.00	0	17.77	41.5811
-3	2.23	0	5.49	-0.3	0.95	21.79	-6.538	20.788	2.971	5.942	0.424	8.814217	0	0.00	0	17.77	58.0866
-2	2.23	0	6.61	-0.2	0.98	26.24	-5.248	25.708	2.986	5.973	0.424	10.90003	0	0.00	0	17.77	69.9367
-1	2.23	0	7.59	-0.1	0.99	30.13	-3.013	29.977	3.033	6.065	0.424	12.71013	0	0.00	0	17.77	80.3055
0	2.23	0	8.39	0	1.00	33.30	0.000	33.303	3.115	6.231	0.424	14.12058	0	0.00	0	17.77	88.7699
1	2.23	0	8.93	0.1	0.99	35.45	3.545	35.269	3.243	6.486	0.424	14.95408	0	0.00	0	17.77	94.4833
2	2.23	0	9.23	0.2	0.98	36.64	7.328	35.897	3.433	6.867	0.424	15.22047	0	0.00	0	17.77	97.6574
3	2.23	0	9.3	0.3	0.95	36.92	11.075	35.215	3.719	7.438	0.424	14.93119	0	0.00	0	17.77	98.3981
4	2.23	0	9.11	0.4	0.92	36.16	14.464	33.142	4.172	8.344	0.424	14.05234	0	0.00	0	17.77	96.3878
5	2.23	0	8.63	0.5	0.87	34.26	17.128	29.666	4.289	8.578	0.424	12.5786	0	0.00	0	17.77	91.3092
6	2.23	0	7.79	0.6	0.80	30.92	18.553	24.737	4.289	8.578	0.424	10.48862	0	0.00	0	17.77	82.4216
7	2.23	0.17	6.35	0.7	0.71	26.01	18.204	18.572	4.289	8.578	0.424	7.874404	0.17	0.73	0.3091583	17.77	69.3179
8	2.23	2.3	2.17	0.8	0.60	19.44	15.549	11.661	4.289	8.578	0.424	4.944464	2.3	9.86	4.1827303	17.77	51.8061
9	0.74	1.57	0	0.9	0.44	2.45	2.206	1.069	4.289	8.578	0.424	0.453061	1.57	6.73	2.8551681	17.77	6.5342
										kss	3.06457						
										kas	1.95076						



### Stabilité pour le cas de service Normal talus amont (R=27.26)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\emptyset$	N*tang $\emptyset$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\emptyset$	dn	a*Gn*dn
-2	2.4	0	1.3	-0.2	0.98	5.55	-1.111	5.441	2.986	5.973	0.424	2.307151	0	0.00	0	17.77	14.8031
-1	2.73	0	2.51	-0.1	0.99	12.20	-1.220	12.136	3.033	6.065	0.424	5.145645	0	0.00	0	17.77	32.5114
0	2.73	0	3.44	0	1.00	16.72	0.000	16.716	3.115	6.231	0.424	7.087726	0	0.00	0	17.77	44.5574
1	2.73	0	4.09	0.1	0.99	19.87	1.987	19.775	3.243	6.486	0.424	8.384736	0	0.00	0	17.77	52.9767
2	2.73	0	4.67	0.2	0.98	22.69	4.539	22.235	3.433	6.867	0.424	9.427597	0	0.00	0	17.77	60.4893
3	2.73	0	4.55	0.3	0.95	22.11	6.633	21.092	3.719	7.438	0.424	8.942946	0	0.00	0	17.77	58.9349
4	2.73	0	4.32	0.4	0.92	20.99	8.397	19.240	4.172	8.344	0.424	8.157778	0	0.00	0	17.77	55.9558
5	2.73	0	3.73	0.5	0.87	18.13	9.063	15.697	4.289	8.578	0.424	6.655612	0	0.00	0	17.77	48.3137
6	2.73	0.19	2.53	0.6	0.80	13.39	8.033	10.711	4.289	8.578	0.424	4.54146	0.19	0.81	0.3455299	17.77	35.6877
7	1.48	1.15	0	0.7	0.71	3.59	2.514	2.565	4.289	8.578	0.424	1.087409	1.15	4.93	2.0913652	17.77	9.5724

kss 3.41025  
kas 2.45188

### Stabilité pour le cas de service Normal talus amont (R=30.22)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\emptyset$	N*tang $\emptyset$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\emptyset$	dn	a*Gn*dn
-4	1.51	0	1.15	-0.4	0.92	3.09	-1.236	2.833	2.986	5.973	0.424	1.201158	0	0.00	0	17.77	8.23898
-3	3.02	0	3.15	-0.3	0.95	16.93	-5.080	16.153	2.971	5.942	0.424	6.848951	0	0.00	0	17.77	45.1353
-2	3.02	0	4.81	-0.2	0.98	25.86	-5.171	25.334	2.986	5.973	0.424	10.74171	0	0.00	0	17.77	68.9209
-1	3.02	0	6.14	-0.1	0.99	33.01	-3.301	32.841	3.033	6.065	0.424	13.92447	0	0.00	0	17.77	87.978
0	3.02	0	7.17	0	1.00	38.54	0.000	38.543	3.115	6.231	0.424	16.34225	0	0.00	0	17.77	102.737
1	3.02	0	7.89	0.1	0.99	42.41	4.241	42.201	3.243	6.486	0.424	17.89317	0	0.00	0	17.77	113.053
2	3.02	0	8.31	0.2	0.98	44.67	8.934	43.769	3.433	6.867	0.424	18.55793	0	0.00	0	17.77	119.071
3	3.02	0	8.4	0.3	0.95	45.16	13.547	43.075	3.719	7.438	0.424	18.26387	0	0.00	0	17.77	120.361
4	3.02	0	8.14	0.4	0.92	43.76	17.503	40.104	4.172	8.344	0.424	17.00423	0	0.00	0	17.77	116.635
5	3.02	0.19	7.31	0.5	0.87	40.51	20.253	35.080	4.289	8.578	0.424	14.87372	0.19	0.81	0.3455299	17.77	107.97
6	3.02	2.92	3.46	0.6	0.80	37.21	22.324	29.765	4.289	8.578	0.424	12.62041	2.92	12.52	5.3102489	17.77	99.1737
7	3.02	4.41	0.25	0.7	0.71	29.45	20.612	21.028	4.289	8.578	0.424	8.915936	4.41	18.91	8.0199307	17.77	78.4865
8	0.91	1.28	0	0.8	0.60	2.46	1.966	1.475	4.289	8.578	0.424	0.625246	1.28	5.49	2.3277804	17.77	6.55107

kss 2.48903  
kas 1.80912

### Stabilité pour le cas de service Normaltalus aval (R=20.21)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-5	0.19	0.17	0	-0.5	0.87	0.07	-0.034	0.059	3.033	6.065	0.424	0.025025	0.17	0.52	0.218597	16.24	0.16602
-4	2.02	1.91	0	-0.4	0.92	8.14	-3.256	7.461	2.986	5.973	0.424	3.163535	1.91	5.70	2.4184252	16.24	19.831
-3	2.02	3.38	0	-0.3	0.95	14.41	-4.322	13.743	2.971	5.942	0.424	5.826893	3.38	10.04	4.2580861	16.24	35.0936
-2	2.02	4.62	0	-0.2	0.98	19.69	-3.938	19.294	2.986	5.973	0.424	8.180451	4.62	13.80	5.8498033	16.24	47.9682
-1	2.02	5.65	0	-0.1	0.99	24.08	-2.408	23.961	3.033	6.065	0.424	10.15935	5.65	17.13	7.2651361	16.24	58.6624
0	2.02	6.47	0	0	1.00	27.58	0.000	27.576	3.115	6.231	0.424	11.69241	6.47	20.16	8.5461402	16.24	67.1762
1	2.02	7.08	0	0.1	0.99	30.18	3.018	30.025	3.243	6.486	0.424	12.73065	7.08	22.96	9.7355268	16.24	73.5097
2	2.02	7.49	0	0.2	0.98	31.92	6.385	31.279	3.433	6.867	0.424	13.26225	7.49	25.72	10.903337	16.24	77.7666
3	2.02	7.69	0	0.3	0.95	32.78	9.833	31.267	3.719	7.438	0.424	13.25704	7.69	28.60	12.126023	16.24	79.8431
4	2.02	6.66	0.99	0.4	0.92	31.95	12.778	29.279	4.172	8.344	0.424	12.41425	6.66	27.79	11.781625	16.24	77.8202
5	2.02	5.81	1.55	0.5	0.87	30.34	15.168	26.272	4.289	8.578	0.424	11.13943	5.81	24.92	10.565941	16.24	73.8999
6	2.02	5.62	1.12	0.6	0.80	27.98	16.788	22.385	4.289	8.578	0.424	9.491032	5.62	24.10	10.220411	16.24	68.1608
7	2.02	5.71	0.02	0.7	0.71	24.41	17.086	17.432	4.289	8.578	0.424	7.390984	5.71	24.49	10.384083	16.24	59.4605
8	2.02	4.01	0	0.8	0.60	17.09	13.673	10.255	4.289	8.578	0.424	4.348058	4.01	17.20	7.2924994	16.24	41.6347
9	0.61	1.37	0	0.9	0.44	1.76	1.587	0.769	4.289	8.578	0.424	0.325893	1.37	5.88	2.4914524	16.24	4.29546

kss 1.92822

kas 1.67039



### Stabilité pour le cas de service Normal talus aval (R=22.55)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\emptyset$	N*tang $\emptyset$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\emptyset$	dn	a*Gn*dn
-3	2.49	0.9	0	-0.3	0.95	4.73	-1.419	4.511	2.971	5.942	0.424	1.912541	0.9	2.67	1.1338099	16.24	11.5187
-2	2.55	2.56	0	-0.2	0.98	13.77	-2.755	13.496	2.986	5.973	0.424	5.722214	2.56	7.64	3.2414495	16.24	33.5537
-1	2.55	3.9	0	-0.1	0.99	20.98	-2.098	20.879	3.033	6.065	0.424	8.852597	3.9	11.83	5.0148727	16.24	51.1169
0	2.55	4.92	0	0	1.00	26.47	0.000	26.472	3.115	6.231	0.424	11.22415	4.92	15.33	6.498765	16.24	64.4859
1	2.55	5.71	0	0.1	0.99	30.72	3.072	30.569	3.243	6.486	0.424	12.96111	5.71	18.52	7.8516748	16.24	74.8404
2	2.55	6.18	0	0.2	0.98	33.25	6.650	32.580	3.433	6.867	0.424	13.81378	6.18	21.22	8.9963447	16.24	81.0006
3	2.55	6.33	0	0.3	0.95	34.06	10.218	32.490	3.719	7.438	0.424	13.77568	6.33	23.54	9.9814985	16.24	82.9667
4	2.55	6.13	0	0.4	0.92	32.98	13.193	30.229	4.172	8.344	0.424	12.81707	6.13	25.58	10.844048	16.24	80.3453
5	2.55	5.53	0	0.5	0.87	29.75	14.877	25.768	4.289	8.578	0.424	10.92557	5.53	23.72	10.056739	16.24	72.4811
6	2.55	4.4	0	0.6	0.80	23.67	14.205	18.939	4.289	8.578	0.424	8.030289	4.4	18.87	8.001745	16.24	57.6704
7	2.08	2.53	0	0.7	0.71	11.10	7.773	7.930	4.289	8.578	0.424	3.362151	2.53	10.85	4.6010034	16.24	27.0485

kss 1.86766  
kas 1.35539

### Stabilité pour le cas de service Normal talus aval (R=23.42)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	2.34	2.66	0	-0.4	0.92	13.13	-5.253	12.037	2.986	5.973	0.424	5.103704	2.66	7.94	3.3680686	18.96	37.3516
-3	2.34	4.37	0	-0.3	0.95	21.58	-6.473	20.583	2.971	5.942	0.424	8.727027	4.37	12.98	5.5052771	18.96	61.3634
-2	2.34	5.8	0	-0.2	0.98	28.64	-5.727	28.058	2.986	5.973	0.424	11.89673	5.8	17.32	7.343909	18.96	81.4434
-1	2.34	6.99	0	-0.1	0.99	34.51	-3.451	34.339	3.033	6.065	0.424	14.55992	6.99	21.20	8.988195	18.96	98.1533
0	2.34	7.94	0	0	1.00	39.20	0.000	39.203	3.115	6.231	0.424	16.62205	7.94	24.74	10.487844	18.96	111.493
1	2.34	8.65	0	0.1	0.99	42.71	4.271	42.494	3.243	6.486	0.424	18.01764	8.65	28.05	11.894394	18.96	121.463
2	2.34	9.12	0	0.2	0.98	45.03	9.006	44.119	3.433	6.867	0.424	18.70659	9.12	31.31	13.276159	18.96	128.063
3	2.34	9.35	0	0.3	0.95	46.16	13.849	44.038	3.719	7.438	0.424	18.67224	9.35	34.77	14.743604	18.96	131.292
4	2.34	9.3	0	0.4	0.92	45.92	18.367	42.084	4.172	8.344	0.424	17.84378	9.3	38.80	16.451819	18.96	130.59
5	2.34	5.95	3	0.5	0.87	41.87	20.937	36.263	4.289	8.578	0.424	15.37559	5.95	25.52	10.820541	18.96	119.087
6	2.34	5.64	2.6	0.6	0.80	38.68	23.206	30.941	4.289	8.578	0.424	13.11905	5.64	24.19	10.256782	18.96	109.996
7	2.34	5.64	1.42	0.7	0.71	33.76	23.633	24.111	4.289	8.578	0.424	10.22287	5.64	24.19	10.256782	18.96	96.0178
8	2.34	5.22	0	0.8	0.60	25.77	20.619	15.464	4.289	8.578	0.424	6.556709	5.22	22.39	9.4929792	18.96	73.2991
9	0.78	1.8	0	0.9	0.44	2.96	2.666	1.291	4.289	8.578	0.424	0.54751	1.8	7.72	3.2734411	18.96	8.42518

kss 1.36804  
kas 1.15811

### Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=21.73)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\theta$	N*tang $\theta$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\theta$	dn	a*Gn*dn	
-3	1.82	1.3	0	-0.3	0.95	4.99	-1.498	4.762	2.971	5.942	0.424	2.019221	1.3	3.86	1.6377254	18.96	14.198	
-2	2.16	2.63	0	-0.2	0.98	11.99	-2.397	11.744	2.986	5.973	0.424	4.979588	2.63	7.85	3.3300829	18.96	34.0896	
-1	2.16	3.73	0	-0.1	0.99	17.00	-1.700	16.915	3.033	6.065	0.424	7.171805	3.73	11.31	4.7962757	18.96	48.3476	
0	2.16	4.55	0	0	1.00	20.74	0.000	20.737	3.115	6.231	0.424	8.792522	4.55	14.17	6.0100368	18.96	58.9763	
1	2.16	5.27	0	0.1	0.99	24.02	2.402	23.898	3.243	6.486	0.424	10.13282	5.27	17.09	7.2466421	18.96	68.3088	
2	2.16	5.71	0	0.2	0.98	26.02	5.205	25.498	3.433	6.867	0.424	10.8112	5.71	19.60	8.3121566	18.96	74.012	
3	2.16	5.93	0	0.3	0.95	27.03	8.108	25.782	3.719	7.438	0.424	10.93144	5.93	22.05	9.3507561	18.96	76.8636	
4	2.16	5.89	0	0.4	0.92	26.84	10.738	24.603	4.172	8.344	0.424	10.43175	5.89	24.57	10.419485	18.96	76.3451	
5	2.16	5.58	0	0.5	0.87	25.43	12.716	22.024	4.289	8.578	0.424	9.33828	5.58	23.93	10.147667	18.96	72.3269	
6	2.16	4.93	0	0.6	0.80	22.47	13.481	17.975	4.289	8.578	0.424	7.621474	4.93	21.15	8.9655915	18.96	63.9017	
7	2.16	3.86	0	0.7	0.71	17.59	12.315	12.563	4.289	8.578	0.424	5.326899	3.86	16.56	7.0197126	18.96	50.0326	
8	1.65	2.19	0	0.8	0.60	7.62	6.100	4.575	4.289	8.578	0.424	1.939669	2.19	9.39	3.9826867	18.96	21.684	
											kss	1.67539						
											kas	1.220144						



### Stabilité pour le de finde construction talus aval (R=23.42)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	2.34	2.66	0	-0.4	0.92	13.13	-5.253	12.037	2.986	5.973	0.424	5.103704	2.66	7.94	3.3680686	18.96	37.3516
-3	2.34	4.37	0	-0.3	0.95	21.58	-6.473	20.583	2.971	5.942	0.424	8.727027	4.37	12.98	5.5052771	18.96	61.3634
-2	2.34	5.8	0	-0.2	0.98	28.64	-5.727	28.058	2.986	5.973	0.424	11.89673	5.8	17.32	7.343909	18.96	81.4434
-1	2.34	6.99	0	-0.1	0.99	34.51	-3.451	34.339	3.033	6.065	0.424	14.55992	6.99	21.20	8.988195	18.96	98.1533
0	2.34	7.94	0	0	1.00	39.20	0.000	39.203	3.115	6.231	0.424	16.62205	7.94	24.74	10.487844	18.96	111.493
1	2.34	8.65	0	0.1	0.99	42.71	4.271	42.494	3.243	6.486	0.424	18.01764	8.65	28.05	11.894394	18.96	121.463
2	2.34	9.12	0	0.2	0.98	45.03	9.006	44.119	3.433	6.867	0.424	18.70659	9.12	31.31	13.276159	18.96	128.063
3	2.34	9.35	0	0.3	0.95	46.16	13.849	44.038	3.719	7.438	0.424	18.67224	9.35	34.77	14.743604	18.96	131.292
4	2.34	9.3	0	0.4	0.92	45.92	18.367	42.084	4.172	8.344	0.424	17.84378	9.3	38.80	16.451819	18.96	130.59
5	2.34	8.95	0	0.5	0.87	44.19	22.095	38.269	4.289	8.578	0.424	16.22624	8.95	38.39	16.276277	18.96	125.676
6	2.34	8.24	0	0.6	0.80	40.68	24.411	32.547	4.289	8.578	0.424	13.80007	8.24	35.34	14.985086	18.96	115.706
7	2.34	7.06	0	0.7	0.71	34.86	24.401	24.894	4.289	8.578	0.424	10.5549	7.06	30.28	12.839164	18.96	99.1363
8	2.34	5.22	0	0.8	0.60	25.77	20.619	15.464	4.289	8.578	0.424	6.556709	5.22	22.39	9.4929792	18.96	73.2991
9	0.78	1.8	0	0.9	0.44	2.96	2.666	1.291	4.289	8.578	0.424	0.54751	1.8	7.72	3.2734411	18.96	8.42518

kss 2.10389  
kas 1.74802

### Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=20.21)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\emptyset$	N*tang $\emptyset$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\emptyset$	dn	a*Gn*dn
-5	0.19	0.17	0	-0.5	0.87	0.07	-0.034	0.059	3.033	6.065	0.424	0.025025	0.17	0.52	0.218597	16.54	0.16909
-4	2.02	1.91	0	-0.4	0.92	8.14	-3.256	7.461	2.986	5.973	0.424	3.163535	1.91	5.70	2.4184252	16.54	20.1973
-3	2.02	3.38	0	-0.3	0.95	14.41	-4.322	13.743	2.971	5.942	0.424	5.826893	3.38	10.04	4.2580861	16.54	35.7419
-2	2.02	4.62	0	-0.2	0.98	19.69	-3.938	19.294	2.986	5.973	0.424	8.180451	4.62	13.80	5.8498033	16.54	48.8543
-1	2.02	5.65	0	-0.1	0.99	24.08	-2.408	23.961	3.033	6.065	0.424	10.15935	5.65	17.13	7.2651361	16.54	59.746
0	2.02	6.47	0	0	1.00	27.58	0.000	27.576	3.115	6.231	0.424	11.69241	6.47	20.16	8.5461402	16.54	68.4171
1	2.02	7.08	0	0.1	0.99	30.18	3.018	30.025	3.243	6.486	0.424	12.73065	7.08	22.96	9.7355268	16.54	74.8676
2	2.02	7.49	0	0.2	0.98	31.92	6.385	31.279	3.433	6.867	0.424	13.26225	7.49	25.72	10.903337	16.54	79.2031
3	2.02	7.69	0	0.3	0.95	32.78	9.833	31.267	3.719	7.438	0.424	13.25704	7.69	28.60	12.126023	16.54	81.318
4	2.02	7.65	0	0.4	0.92	32.61	13.042	29.884	4.172	8.344	0.424	12.6707	7.65	31.92	13.532948	16.54	80.8951
5	2.02	7.36	0	0.5	0.87	31.37	15.685	27.167	4.289	8.578	0.424	11.51882	7.36	31.57	13.384737	16.54	77.8285
6	2.02	6.74	0	0.6	0.80	28.73	17.236	22.982	4.289	8.578	0.424	9.744276	6.74	28.91	12.257218	16.54	71.2723
7	2.02	5.73	0	0.7	0.71	24.42	17.096	17.441	4.289	8.578	0.424	7.395021	5.73	24.58	10.420454	16.54	60.592
8	2.02	4.01	0	0.8	0.60	17.09	13.673	10.255	4.289	8.578	0.424	4.348058	4.01	17.20	7.2924994	16.54	42.4038
9	0.61	1.37	0	0.9	0.44	1.76	1.587	0.769	4.289	8.578	0.424	0.325893	1.37	5.88	2.4914524	16.54	4.37481

kss 3.33828

kas 2.20608

### Stabilité pour le cas de fin de vidange rapide talus amont (R=22.27)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\emptyset$	N*tang $\emptyset$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\emptyset$	dn	a*Gn*dn
-6	2.23	0	0.05	-0.6	0.80	0.20	-0.119	0.159	0.454	0.908	0.424	0.067321	0	0.00	0	17.76	0.52872
-5	2.23	0	2.16	-0.5	0.87	8.57	-4.287	7.425	3.033	6.065	0.424	3.148293	0	0.00	0	17.76	22.8409
-4	2.23	0	3.93	-0.4	0.92	15.60	-6.240	14.297	2.986	5.973	0.424	6.062097	0	0.00	0	17.76	41.5577
-3	2.23	0	5.49	-0.3	0.95	21.79	-6.538	20.788	2.971	5.942	0.424	8.814217	0	0.00	0	17.76	58.0539
-2	2.23	0	6.61	-0.2	0.98	26.24	-5.248	25.708	2.986	5.973	0.424	10.90003	0	0.00	0	17.76	69.8973
-1	2.23	0	7.59	-0.1	0.99	30.13	-3.013	29.977	3.033	6.065	0.424	12.71013	0	0.00	0	17.76	80.2603
0	2.23	0	8.39	0	1.00	33.30	0.000	33.303	3.115	6.231	0.424	14.12058	0	0.00	0	17.76	88.7199
1	2.23	0	8.93	0.1	0.99	35.45	3.545	35.269	3.243	6.486	0.424	14.95408	0	0.00	0	17.76	94.4301
2	2.23	0	9.23	0.2	0.98	36.64	7.328	35.897	3.433	6.867	0.424	15.22047	0	0.00	0	17.76	97.6025
3	2.23	0	9.3	0.3	0.95	36.92	11.075	35.215	3.719	7.438	0.424	14.93119	0	0.00	0	17.76	98.3427
4	2.23	0	9.11	0.4	0.92	36.16	14.464	33.142	4.172	8.344	0.424	14.05234	0	0.00	0	17.76	96.3335
5	2.23	0	8.63	0.5	0.87	34.26	17.128	29.666	4.289	8.578	0.424	12.5786	0	0.00	0	17.76	91.2578
6	2.23	0	7.79	0.6	0.80	30.92	18.553	24.737	4.289	8.578	0.424	10.48862	0	0.00	0	17.76	82.3752
7	2.23	0.17	6.35	0.7	0.71	26.01	18.204	18.572	4.289	8.578	0.424	7.874404	0.17	0.73	0.3091583	17.76	69.2789
8	2.23	2.3	2.17	0.8	0.60	19.44	15.549	11.661	4.289	8.578	0.424	4.944464	2.3	9.86	4.1827303	17.76	51.7769
9	0.74	1.57	0	0.9	0.44	2.45	2.206	1.069	4.289	8.578	0.424	0.453061	1.57	6.73	2.8551681	17.76	6.53052

kss 3.06457  
kas 1.95116



### Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (R=27.26)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	2.4	0	1.3	-0.2	0.98	5.55	-1.111	5.441	2.986	5.973	0.424	2.307151	0	0.00	0	17.76	14.7948
-1	2.73	0	2.51	-0.1	0.99	12.20	-1.220	12.136	3.033	6.065	0.424	5.145645	0	0.00	0	17.76	32.4931
0	2.73	0	3.44	0	1.00	16.72	0.000	16.716	3.115	6.231	0.424	7.087726	0	0.00	0	17.76	44.5323
1	2.73	0	4.09	0.1	0.99	19.87	1.987	19.775	3.243	6.486	0.424	8.384736	0	0.00	0	17.76	52.9469
2	2.73	0	4.67	0.2	0.98	22.69	4.539	22.235	3.433	6.867	0.424	9.427597	0	0.00	0	17.76	60.4552
3	2.73	0	4.55	0.3	0.95	22.11	6.633	21.092	3.719	7.438	0.424	8.942946	0	0.00	0	17.76	58.9018
4	2.73	0	4.32	0.4	0.92	20.99	8.397	19.240	4.172	8.344	0.424	8.157778	0	0.00	0	17.76	55.9243
5	2.73	0	3.73	0.5	0.87	18.13	9.063	15.697	4.289	8.578	0.424	6.655612	0	0.00	0	17.76	48.2865
6	2.73	0.19	2.53	0.6	0.80	13.39	8.033	10.711	4.289	8.578	0.424	4.54146	0.19	0.81	0.3455299	17.76	35.6676
7	1.48	1.15	0	0.7	0.71	3.59	2.514	2.565	4.289	8.578	0.424	1.087409	1.15	4.93	2.0913652	17.76	9.56701

kss 3.41025  
kas 2.45226

### Stabilité pour de vidange rapide talus amont (R=30.22)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	1.51	0	1.15	-0.4	0.92	3.09	-1.236	2.833	2.986	5.973	0.424	1.201158	0	0.00	0	17.76	8.23434
-3	3.02	0	3.15	-0.3	0.95	16.93	-5.080	16.153	2.971	5.942	0.424	6.848951	0	0.00	0	17.76	45.1099
-2	3.02	0	4.81	-0.2	0.98	25.86	-5.171	25.334	2.986	5.973	0.424	10.74171	0	0.00	0	17.76	68.8821
-1	3.02	0	6.14	-0.1	0.99	33.01	-3.301	32.841	3.033	6.065	0.424	13.92447	0	0.00	0	17.76	87.9285
0	3.02	0	7.17	0	1.00	38.54	0.000	38.543	3.115	6.231	0.424	16.34225	0	0.00	0	17.76	102.679
1	3.02	0	7.89	0.1	0.99	42.41	4.241	42.201	3.243	6.486	0.424	17.89317	0	0.00	0	17.76	112.99
2	3.02	0	8.31	0.2	0.98	44.67	8.934	43.769	3.433	6.867	0.424	18.55793	0	0.00	0	17.76	119.004
3	3.02	0	8.4	0.3	0.95	45.16	13.547	43.075	3.719	7.438	0.424	18.26387	0	0.00	0	17.76	120.293
4	3.02	0	8.14	0.4	0.92	43.76	17.503	40.104	4.172	8.344	0.424	17.00423	0	0.00	0	17.76	116.57
5	3.02	0.19	7.31	0.5	0.87	40.51	20.253	35.080	4.289	8.578	0.424	14.87372	0.19	0.81	0.3455299	17.76	107.909
6	3.02	2.92	3.46	0.6	0.80	37.21	22.324	29.765	4.289	8.578	0.424	12.62041	2.92	12.52	5.3102489	17.76	99.1178
7	3.02	4.41	0.25	0.7	0.71	29.45	20.612	21.028	4.289	8.578	0.424	8.915936	4.41	18.91	8.0199307	17.76	78.4423
8	0.91	1.28	0	0.8	0.60	2.46	1.966	1.475	4.289	8.578	0.424	0.625246	1.28	5.49	2.3277804	17.76	6.54739

kss 2.48903  
kas 1.8094