

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE**  
**SCIENTIFIQUE**  
**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE**  
**« ARBAOUI Abdellah »**

**DEPARTEMENT SPECIALITES**

# **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME**  
**D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE**

**Spécialité : Conception des Ouvrages Hydrotechniques**

## **THEME**

**ETUDE DE FAISABILITE DE LA RETENUE COLLINAIRE**  
**MAIF SUR OUED TLETA**  
**COMMUNE OUED DJER (W. BLIDA)**

**Présenté par :**  
**M<sup>r</sup> BAALI SAMIR**

**Promotrice :**  
**M<sup>me</sup> ADDOU. A**

**Devant le jury composé de :**

**Président :** M<sup>r</sup> M. K. MIHOUBI  
**Examineurs:** M<sup>r</sup> M. BACHIR CHERIF  
M<sup>r</sup> A. AMMARI  
M<sup>me</sup> N. HADJ SADOUK  
M<sup>me</sup> M. LATROUS  
M<sup>me</sup> S. BERBACHE

**Juin 2010**


# Remerciement

*Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.*


*Et « quiconque ne remercie pas les gens, ne remercie pas Dieu »*


*Je remercie fortement ma promotrice: M<sup>me</sup> ADDOU ANISSA de m'avoir orienté par ses conseils judicieux et pour son aide précieuse dans le but de mener à bien ce travail.*


*Mes remerciements vont également à :*

 *Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.*

*Je tiens à remercier aussi :*

 *Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail*

 *Le corps d'enseignants et les étudiants de l'ENSH*

 *Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.*

*Samir*

# Dédicace

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en  
signe de respect et de reconnaissance envers :*

*Ma mère*

*Mon père*

*Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils  
ont fait preuve pour que je réussisse.*

*Je le dédie également à*

*Mes frères et mes sœurs: Mohammed, Samia, Fatima et  
Ibtisem*

*Mes ami: Mohammed, Ammar, Salah, Bouzar, Anouar,  
Mouh14, Abbas Abdelkader, Abdelsamed, Moustafa, Karim,  
boumedién ....*

*En un mot, à toute ma famille, mes amis et tous ceux qui ont  
contribué de près ou de loin à ma formation*

*Samir*

بسم الله الرحمن الرحيم

"وجعلنا من الماء كل شيء حيا"

### ملخص:

قمنا في هذا العمل بدراسة تقنية شاملة على مسطوي وادله الح (ولاية الملائشيلة) سد دم ن اجل تزويد المنطقة بمياه السقي ما يقارب 32 هكتار من الأراضي الفلاحية المجاورة. بعد دراسة جيولوجية و هيدولوجية معمقة قمنا بتصميم السلا الذي يبلغ ارتفاعه 16م و سعة تقارب 0.147 مليون متر مكعب بتوقفنا على وثباته و فيمما يتعلق بالإنجاز قمنا بتنبؤ بحجمه مع مراعاة الإنجاز.

### Résumé :

Dans le présent mémoire nous avons fait une étude technique complète sur l'oued Tleta (Wilaya de Blida) pour l'implantation d'un petit barrage, destiné à l'irrigation d'une superficie de 32 ha.

Après une étude géologique précise et complète, suivie d'une étude hydrologique approfondie nous avons dimensionné notre ouvrage ayant une hauteur de 16 m, et une capacité de 0.147 millions m<sup>3</sup> puis on a implanté la digue et on a vérifié sa stabilité. Pour la réalisation nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

### Abstract:

In the present report we made a complete technical study on oued of Tleta (Wilaya of Blida) for the establishment of small dam, intended for the irrigation of a surface of 32 ha.

After a geological investigation specifies and supplement followed by a through hydrological study we dimensioned a small dam 16 m height and a capacity of 0,147 million m<sup>3</sup> then one established the dam and one checked his stability. For the realization we prepared an explanatory note containing the various of calculation.



# Sommaire

## Chapitre I : Etude Topographique

Introduction: .....	2
I.1 Situation géographique : .....	2
I.2 Caractéristiques morphologiques : .....	3
I.3 Choix du site du barrage : .....	3
I.4 Choix de l'axe du barrage : .....	4
Conclusion : .....	4

## Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

II.1 Etude géologique : .....	5
Introduction : .....	5
II.1.1 Situation géographique : .....	5
II.1.2 Sismicité de la région : .....	7
II.1.3 Tectonique régionale : .....	7
II.1.4 Géologie régionale : .....	7
II.1.5 Géologie et hydrogéologie sommaire du bassin versant de la retenue : .....	7
II.1.5.1 Géologie du bassin versant : .....	7
II.1.5.2 Hydrogéologie du bassin versant : .....	8
II.1.6 Analyse lithologique de la cuvette : .....	8
II.1.7 Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue : .....	8
II.1.8 Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise de la digue : .....	8
➤ Perméabilité : .....	8
➤ Etanchéité : .....	8
II.1.9 Fondation de la digue et ses ouvrages annexes : .....	9
1) Corps de la digue : .....	9
2) Evacuateur de crue : .....	9
3) La prise d'eau et la vidange de fond : .....	9
II.1.10 Matériaux de construction de la retenue collinaire : .....	9
1) Matériaux d'étanchéité : .....	9
2) Matériaux de Rip-Rap (enrochement) : .....	9
Conclusion générale et recommandation .....	9
II.2 Etude géotechnique : .....	10
II.2.1 Prospection géotechnique du terrain : .....	10
II.2.2 Au niveau de l'axe de la digue: .....	11
II.2.3 Interprétation de la reconnaissance .....	11
II.2.4 Essais de laboratoire: .....	11
II.2.4.1 Mode opératoire des essais : .....	11
II.2.4.2 Terrains d'assise et de fondation de la digue : .....	12
II.2.4.2.1 Résultats des données géotechniques des fouilles : .....	12
II.2.4.2.2 Résultats des sondages électriques : .....	14
II.2.4.3 Matériaux de construction de la digue : .....	14
➤ Matériaux d'étanchéité : .....	14
➤ Matériaux pour filtre, transition et drainage : .....	16
➤ Matériaux d'enrochement (Rip-Rap) : .....	16
CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS : .....	16

## Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction: .....	17
III.1 Le bassin versant : .....	17
III.1.1 Caractéristiques générales du bassin versant : .....	17
III.1.2 Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant : .....	18
III.1.2.1 Caractéristiques géographiques du bassin versant : .....	18
III.1.2.2 Caractéristiques physiques du bassin versant : .....	19
A) Les caractéristiques géométriques : .....	19
1) La surface du bassin versant : .....	19
2) Le périmètre : .....	19
B) Caractéristiques hydro morphologiques : .....	19
1) Indice de compacité de Gravelieus $K_c$ : .....	19
2) Coefficient d'allongement : .....	19
3) Rectangle équivalent : .....	20
C) Caractéristiques hydrographiques : .....	20
D) Paramètre du relief : .....	21
1) Courbe et répartition hypsométrique : .....	22
2) Altitude moyenne du bassin versant : .....	24
3) Les indices : .....	25
E) Caractéristiques physiographiques : .....	26
1) Densité de drainage $D_d$ : .....	26
2) Densité du thalweg élémentaire: .....	26
3) Coefficient de torrentialité : .....	26
4) Temps de concentration du bassin versant $t_c$ : .....	27
5) Vitesse de ruissellement : .....	27
III.1.3 Caractéristiques climatiques du bassin versant : .....	29
III.1.3.1 Température : .....	29
III.1.3.2 Evaporation : .....	30
III.1.3.3 Le vent: .....	31
III.1.3.4 Précipitation : .....	32
a) Données disponibles : .....	32
III.2.1 Répartition de la pluie moyenne dans l'année : .....	32
III.2.2 Estimation des pluies journalières maximales : .....	33
III.3 Les précipitations maximales journalières : .....	33
III.3.1 Choix de la loi d'ajustement. ....	34
III.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL. ....	34
III.3.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Laplace Gauss (Loi normale) : .....	36
III.3.4 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (Loi log-normal) : .....	38
III.3.5 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités: .....	40
III.3.6 Etudes des apports : .....	41
III.3.6.1 Estimation de l'apport moyen annuel ( $A_0$ ) : .....	41
III.3.6.2 Caractéristiques de l'écoulement : .....	43
III.3.6.3 Coefficient de variation : .....	44
III.4 Irrégularité des apports : .....	45
III.4.1 Estimation fréquentielle des apports : .....	45
III.4.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel: .....	45
III.5 Etude des crues: .....	46
III.5.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue: .....	46
III.5.1.1 Hydrogramme de crue: .....	48

III.5.2 Estimation de la crue de projet:.....	51
III.5.3 Transport solide :.....	52
III.5.4 Formules empiriques :.....	53
III.5.5 Calcul du volume mort :.....	54
III.5.6 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface » :.....	55
III.6 Régularisation : .....	58
III.6.1 Répartition des besoins : .....	58
III.6.2 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ ( $Hm^3$ ):.....	58
III.6.3 Calcul du volume utile :.....	59
III.6.3.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes:.....	59
III.6.3.2 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :.....	61
III.7 Laminage des crues :.....	67
A) Méthode de KOTCHERINE : .....	67
A.1) Estimation du débit de crue laminée :.....	67
A.2) Estimation de la charge au dessus du déversoir :.....	68
III.8 Etude d'optimisation :.....	73
III.8.1 Calcul du coût approximatif de la digue : .....	73
III.8.1.1 Calcul de la revanche : .....	74
III.8.1.2) Largeur en crête : .....	75
1) Formule de KNAPEN T : .....	75
2) Formule de E- F-PREECE :.....	75
3) Formule Anonyme (simplifiée) : .....	75
4) Formule pratique :.....	75
III.8.1.3 Calcul le volume et le coût de la digue : .....	75
III.8.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues : .....	76
III.8.2.1 Coût du déversoir : .....	76
III.8.2.2Calcul du coût du coursier :.....	77
III.8.3 le coût total du barrage :.....	78
III.8.4 Laminage pour un déversoir de largeur $b=10$ m :.....	80
Conclusion:.....	86

## Chapitre IV : Etude des variantes digue

Introduction :.....	87
IV-1- Le choix du site du barrage : .....	87
IV-2- Le choix du type de barrage : .....	87
➤ La topographie du site:.....	87
➤ La morphologie de la vallée :.....	87
➤ Les conditions géologiques et géotechniques : .....	88
➤ Les matériaux de construction : .....	88
IV-3- Les variantes à choisir : .....	88
❖ Barrage en terre homogène : .....	88
❖ Barrage zoné a noyau d'argile :.....	89
❖ Barrage en enrochement avec masque en béton :.....	89
IV.4. Définition de profil général du barrage :.....	89
IV.4.1. Hauteur de barrage : .....	89
IV.4.1.1. Calcul de la revanche :.....	89
a) Formule de STEVENSON GAILLARD :.....	89
b- Formule de MALLET et PAQUANT :.....	89
c- Formule Simplifiée : .....	90
IV.4.2. Largeur en crête : .....	90

1) Formule de KNAPEN T : .....	90
2) Formule de E- F-PREECE : .....	90
3) Formule Anonyme (simplifiée) : .....	90
4) Formule pratique : .....	90
IV.4.3. La longueur en crête : .....	91
IV.4. 4. Fixation du choix définitif du type de barrage : .....	92
✓ Etude comparative : .....	92
IV.4.5. Pentes des talus : .....	92
IV.4.6. Les bermes .....	93
A) Talus amont : .....	93
B) Talus aval : .....	93
IV.5. Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus : .....	93
1- le talus aval : .....	93
2- le talus amont : .....	93
IV.5.1. Etanchéité du barrage .....	94
A) Le Noyau : .....	94
*Dimensionnement du noyau: .....	94
B) Les drains : .....	95
B.1) Dimensionnement du drain tapis : .....	95
B.2) Dimensionnement du drain vertical : .....	95
B.3) Dimensionnement du drain prisme: .....	96
IV.6. Etude Technico-économique : .....	96
IV.6.1. Barrage Homogène en argile avec drain vertical : .....	97
IV.6.1.1. Recharge (argile) : .....	97
IV.6.1.2. Matériaux de protection : .....	98
IV.6.1.3. Filtre et drains: .....	100
IV.6.1.4. Prisme de drainage: .....	101
IV.6.1.5. Tapis drainant: .....	102
IV.6.2. Barrage Zoné a noyau d'argile : .....	102
IV.6.2.1. le Noyau : .....	102
IV.6.2.2. Recharge : .....	103
IV.6.2.3. Filtre et drains: .....	103
IV.6.3. Barrage en enrochement avec masque en béton : .....	104
IV.6.3.1. Recharge (enrochement) : .....	104
IV.6.3.2. masque en béton : .....	105
IV.7. Estimation du coût des variantes : .....	105
IV.8. Comparaison financière des trois variantes : .....	106
Conclusion : .....	106

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

Conception de la digue: .....	107
V.1. Définition de profil général de la retenue : .....	107
V.1.1. Hauteur de barrage : .....	107
1- Calcul de la revanche : .....	107
a) Formule de STEVENSON GAILLARD : .....	107
b) Formule de MALLET et PAQUANT : .....	108
c) Formule Simplifiée : .....	108
Conclusion : .....	108

2 -Calcul le tassement du barrage :	108
V.1.2. La largeur en crête :	108
V.1.3.La longueur en crête :	109
V.1.4.pentes des talus :	109
V.1.5.Les bermes.....	110
A-Talus amont :	110
B-Talus aval :	110
V.2.Protection de la Crête :	110
V.3. Protection des talus :	110
➤ le talus aval :	110
➤ talus en amont.....	111
V.4. Drainages :	112
V.4.1. Prisme de drainage :	113
V.4.1.1.Dimensionnement du prisme aval :	113
V.4.2. tapis de drainage :	113
V.4.2.1.Dimensionnement du drain tapis :	114
V.5. la clé d'étanchéité :	114
V.6. Les hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre :	114
V.6.1.Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite) :	115
V.6.2. Calcul des fuites à travers la fondation :	116
V.6.3.Calcul des filtres: .....	116
1. Règles des filtres :	116
2. Détermination de la courbe granulométrique des filtres :	117
3-) Vérification de l'absence de RENARD dans le sol des filtres :	118
Conclusion: .....	119
V.7. Volume des travaux.....	119

## Chapitre VI : Etude de stabilité de la digue

VI.1.Généralités sur l'étude de stabilité des pentes (barrage).....	120
VI.2 Méthode de FELLENIUS :	121
VI.3.Ordre de calcul :	123
VI.3.1. Détermination du centre de glissement par la méthode de FANDEEV :	123
VI.3.2. Les efforts agissants sur une partie de glissement :	124
VI-3.3.Calcul des forces appliquées à chaque tranche :	124
VI.4.Clasement des forces :	125
VI.5. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :	127
1) Retenue pleine (fonctionnement normal) :	127
a) avec effet de séisme :	127
b) Sans l'effet de séisme :	127
2) Retenue vide (fin de construction) :	127
a) avec effet de séisme :	127
b) Sans l'effet de séisme :	127
3) Calcul du Ks pour le cas de vidange rapide :	127
a) Avec effet de séisme :	127
b) Sans effet de séisme :	127
Conclusions et recommandations: .....	128

## Chapitre VII : Etude des variantes des ouvrages annexes

Introduction :	129
VII.1.Ouvrage de Prise d'eau :	129
VII.1.1.Type de prise :	129
a) Prise d'eau en charge :	129
b) Prise d'eau flottante :	129
c) Tour de prise :	129
VII.1.2.Choix de la variante :	130
VII.2.Ouvrage de vidange :	130
VII.2.1.Conduite de vidange en charge :	130
VII.2.2.Conduites à écoulement libre :	130
VII.2.3. Choix de la variante :	130
VII.3.Ouvrage d'évacuateur de crues :	131
VII.3.1.Critères de choix de l'évacuateur de crue :	131
VII.3.2.Différents types des évacuateurs de crues.	132
a) L'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral :	132
b) L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal :	132
VII.3.3. Choix de la variante :	132

## Chapitre VIII : Etude des ouvrages annexes

Introduction:	133
VIII.1.1 Dimensionnement hydraulique :	133
VIII.1.1.1 Canal d'amenée :	133
VIII.1.1.2 Déversoir :	134
VIII.1.1.3. Chenal d'écoulement :	135
VIII.1.1.4 Calcul du convergent :	136
a) Le largeur initiale ( $B_c$ ) et finale ( $b_c$ ).	136
b) Longueur du chenal ( $L_c$ ).	136
c) La pente de fond ( $i_0$ ).	136
VIII.1.1.5 Le coursier :	137
01- Largeur du coursier :	137
02- Longueur du coursier :	137
03- La profondeur critique :	137
04- Pente critique :	137
05- Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :	138
VIII.1.1.6. Dissipateur d'énergie :	139
VIII.1.1.6.1.Dimensionnement du bassin :	139
VIII.1.1.7. Canal de restitution :	140
VIII.1.2. Conception de l'évacuateur de crues :	141
III.1.2.1. Hauteur des murs bajoyers :	141
VIII.2. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :	142
VIII.2.1 Calcul du débit de vidange :	142
VIII.2.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et sa diamètre :	143
VIII.3. Dimensionnement de la prise d'eau :	144
Conclusion :	145
VIII.4. Volume des travaux	145

## Chapitre IX : Organisation de chantier

Introduction:	146
IX.1 Organisation technique de préparation :	146
IX .2 Travaux de réalisation :	147
IX. 2.1 Travaux de terrassements:	147
IX. 2.2 Travaux d'excavations :	147
IX.2.3 Travaux sur la digue.....	147
IX.2.4 Travaux secondaires:.....	148
IX.4 Réalisation du barrage en terre :	148
IX.4.1 Les moyens de chantier :	148
Les moyens humains :	148
- Les engins de terrassement :	148
-Le matériel de bétonnage :	149
- Le matériel spécifique :	149
IX.5 La succession des opérations de chantier :	149
1- Travaux préparatoires :	150
2- Exécution des travaux :	150
IX.6 Mode d'exécution des travaux :	150
IX.6.1 Travaux préparatoires :	150
a) La préparation des terrains :	150
b)- L'implantation des ouvrages :	151
c)- Dérivation des eaux :	151
IX.6.2 Exécution des ouvrages:.....	151
a) Les fouilles - tranchées d'ancrage :	151
b) Le remblai en terre compactée :	152
c) La confection des filtres et des drains :	152
d) Mise en œuvre de dispositifs d'étanchéité :	152
e) Protection des talus :	152
f) Compactage :	152
IX.7. Le devis estimatif :	153
IX.8 La planification :	153
IX.8.1 Définition de la planification :	153
IX.8.2 Techniques de la planification :	254
IX.8.2.1 méthodes basées sur le réseau :	154
IX.8.2.1.1 Définition du réseau :	154
IX.8.2.1.2 Construction du réseau :	154
IX.8.2.2 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :	155
IX.8.2.3 Les étapes de la planification :	155
IX.8.2.3.1 Collection des informations :	155
IX.8.2.3.2 Décomposition du projet :	155
IX.8.2.3.3 Relations entre les tâches :	155
IX.8.3 Les paramètres de la méthode C.P.M :	155
IX.8.3.1 Chemin critique (C.C) :	156
IX.8.3.2 Attribution des durées de chaque opération :	156
IX.8.4 Les plannings :	156
IX.8.4.1 Plan de travail au plus tôt :	156
IX.8.4.2 Plan de travail au plus tard : (PTPP).....	156
IX.8.4.3 Plan de travail intermédiaire :	156

IX.9 Délai de construction et programme des travaux :.....	157
IX.9.1 Symboles des différentes opérations :.....	157
IX.10 DETERMINATION DES CHEMINS CRITIQUES : .....	159
CONCLUSION: .....	161

## **Chapitre X : Protection et sécurité de chantier**

Introduction : .....	162
X-1/ Causes des accidents de travail :.....	162
X-1-1/ Causes humaines : .....	162
X-1-2/ Causes techniques :.....	162
X-2/ Conditions dangereuses dans le chantier : .....	163
X-3/ Actions dangereuses : .....	163
X-4/ Mesures préventives : .....	163
X-5/ Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation:.....	163
X-6/ Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel : .....	165
X-6-1/: Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :.....	165
1. La méthode dynamique :.....	166
2. Méthode d'équi friction :.....	166
X-6-2/: Calcul du diamètre des canalisations :.....	166
Conclusion : .....	166



## *La liste des tableaux*

Tableau N°II.1: Caractéristiques géotechniques de la rive droite.....	12
Tableau N° II.2 : Caractéristiques géotechniques de la rive gauche.....	12
Tableau N°II.3: Caractéristiques géotechniques de lit d'oued.....	13
Tableau N° II.4: Caractéristiques mécanique de lit d'oued.....	13
Tableau N°II.5 : Résultats des sondages électriques rive droite.....	14
Tableau N°II.6 : Résultats des sondages électriques rive gauche.....	14
Tableau N°II.7 : Résultats des sondages électriques lit de l'oued.....	14
Tableau N°II.8: Caractéristiques géotechniques du matériau d'étanchéité.....	15
Tableau N° II.9: Caractéristiques mécanique du matériau d'étanchéité.....	15
Tableau N°III.1 : Calcul des surfaces cumulées .....	23
Tableau N°III.2 : Résultats de calcul.....	24
Tableau N°III.3 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	28
Tableau N° III.4: Caractéristique de station de BOUMEDFAA MF.....	29
Tableau N°III.5 : Températures moyennes de la station de Mouzaia.....	29
Tableau N°III.6 : Répartition mensuelle moyenne de l'évaporation.....	30
Tableau N°III.7 : Répartition mensuelle moyenne de la vitesse de vent.....	31
Tableau N°III.8: caractéristique de la station.....	32
Tableau N°III.9 : Répartition mensuelle de la précipitation (station de BOUMEDFAA MF) 1969/2008.....	32
Tableau N°III.10 : Caractéristiques de la série avec N=39ans.....	34
Tableau N°III.11: Résultats d'ajustement à la loi de GUMBEL.....	36
Tableau N° III.12 : Résultats d'ajustement à la loi NORMAL.....	37
Tableau N° III.13 : Résultats d'ajustement à la loi LOG NORMALE.....	38
Tableau N°III.14 : Les pluies maximales journalières fréquentielle.....	40
Tableau N°III.15 : Pluies et intensités de courte durée pour les différentes fréquences.....	40
Tableau N° III.16 : Récapitulatif des résultats des apports.....	43
Tableau N°III.17: Récapitulatif des résultats de coefficient de variation.....	45
Tableau N°III.18 : Les apports fréquents.....	45
Tableau N°III.19 : Répartition mensuelle des apports.....	46
Tableau N°III.20 : Débit maximum de crue pour différent période de retour (Formule de MALLET-GAUGHTER).....	47
Tableau N°III.21 : Débit maximum de crue pour différentes périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY).....	47
Tableau N° III.22: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de TERRAZA).....	48
Tableau N° III.23 : Récapitulatif des résultats de débit de crue.....	48
Tableau N°III.24: Débits fréquents calculés.....	48
Tableau N°III.25 : débits fréquents pour la construction des hydrogrammes de crue.....	49
Tableau N°III.26 : Catégories des dommages résultant des crues.....	51
Tableau N°III.27: Crue de projet recommandée.....	51
Tableau N°III.28 : Choix de la crue de projet.....	52
Tableau N°III.29 : Récapitulatif des résultats de transport solide.....	54
Tableau N°III.30 : La surface et le volume en fonction de l'altitude.....	56
Tableau N°III.31: Répartition mensuelle des besoins.....	58
Tableau N°III.32 : Répartition mensuelle des apports.....	59
Tableau N°III.33 : La régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	60
Tableau N°III.34: Valeurs de $\delta$ en fonction des conditions hydrogéologiques.....	61
Tableau N°III.35 : Le volume des pertes dans la retenue.....	63

Tableau N°III.36 : La régularisation saisonnière tenant compte des pertes de la première approximation.....	64
Tableau N° III.37: Le volume des pertes dans la retenue. ....	65
Tableau N°III.38 : La régularisation saisonnière tenant compte des pertes de la deuxième approximation.....	66
Tableau N°III.39: Données initiales. ....	69
Tableau N°III.40: 1 <sup>ère</sup> Etape de calcul. ....	69
Tableau N°III.41 : 2 <sup>ème</sup> Etape de calcul.....	70
Tableau N°III.42: 3 <sup>ème</sup> Etape de calcul.....	70
Tableau N°III.43: Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine. ....	73
Tableau N°III.44 : différentes largeurs en crête. ....	75
Tableau N°III.45 : coût et volume de la digue. ....	76
Tableau N°III.46: Coût de déversoir. ....	77
Tableau N°III.47: coût de coursier. ....	78
Tableau N°III.48: coût total de la retenue. ....	78
Tableau N°III.49: Volumes et débit déversant. ....	80
Tableau N°III.50: Le laminage.....	82
Tableau N°III.51: Les caractéristiques du barrage.....	86
Tableau N°IV.1: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête. ....	91
Tableau N°IV.2: Valeurs indicatives des pentes des talus. ....	92
Tableau N°IV.3: Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids. ....	94
Tableau N°IV.4: volume de recharge (Argile).....	97
Tableau N°IV.5: Volume d'enrochement (Rip Rap) talus amont (e=0.5m).....	98
Tableau N°IV.6: Volume de gravier, talus amont (e=0.2m).....	98
Tableau N°IV.7: Volume de sable, talus amont (e=0.2m).....	99
Tableau N°IV.8: Volume d'enrochement (e=0.3m). ....	99
Tableau N°IV.9: Volume de gravier (e=0.4m). ....	100
Tableau N°IV.10: Volume de sable (e=0.3m).....	100
Tableau N°IV.11: Volume d'enrochement. ....	101
Tableau N°IV.12: Volume de gravier (e=0.2m). ....	101
Tableau N°IV.13: Volume de sable (e=0.2m).....	102
Tableau N°IV.14: Volume de gravier et sable du tapis drainant. ....	102
Tableau N°IV.15: Volume de noyau.....	102
Tableau N°IV.16: Volume de la recharge.....	103
Tableau N°IV.17: Volume du sable.....	103
Tableau N°IV. 18: Volume de la recharge. ....	104
Tableau N°IV.19: Volume du masque en béton. ....	105
Tableau N°IV.19: Le coût des différentes variantes. ....	106
Tableau N°V.1: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête. ....	109
Tableau N°V.2: Valeurs indicatives des pentes des talus. ....	109
Tableau N°V.3: Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et le poids. ....	111
Tableau N°V.4: Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues. ....	112
Tableau N°V.5: Coordonnées de la parabole de Kozeny. ....	115
Tableau N°V.6: Récapitulatif des résultats de la 1 <sup>ère</sup> couche de filtre. ....	118
Tableau N°V.7: Récapitulatif des résultats de la 2 <sup>ème</sup> couche de filtre. ....	118
Tableau N°VI.1: Coefficient de stabilité admissible des talus. ....	120
Tableau N°VI.2: valeurs de K <sub>1</sub> , K <sub>2</sub> en fonction de pente de talus.....	123
Tableau N°VI.3 : Les rayons des cercles de glissement. ....	123
Tableau N°VI.4 : Caractéristique géotechnique.....	126
Tableau N°VI.5 : Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement. ....	128

Tableau N°VIII.1 : Coordonnés de profil de Greaguer.....	134
Tableau N°VIII.2 : Caractéristique du canale.....	138
Tableau N°VIII.3 : Calcul de la ligne d'eau.....	138
<u>Tableau N°IX.1: Le devis estimatif et quantitatif.....</u>	<u>153</u>
<u>Tableau N°IX.2: Symboles des opérations.....</u>	<u>157</u>
Tableau N°IX.2: Détermination des chemins critiques.....	159
Tableau N°IX.3: Programme des travaux pour la réalisation du la retenue collinaire Maif..	160
Tableau N°X.1: Plan de sécurité.....	164
Tableau N°X.2: Vitesse de l'air dans les différentes canalisations.....	166

## La liste des figures

Figure N° I.1 : Situation géographique de la Commune de Oued Djer – Wilaya de Blida.....	3
Figure N°II.1: Extrait de la carte géologique de Marengo N°62 au 1/50.000.....	6
Figure N°III.1 : Bassin versant de la retenue Maif sur oued Tleta Commune de Oued Djer – W. Blida.....	18
Figure N°III.2 : Réseau hydrographique du bassin versant de la retenue Maif sur oued Tleta .....	21
Figure N°III.3 : Topographie du bassin versantT de la retenue Maif sur oued Tleta .....	22
Figure N°III.4 : Courbe hypsométrique du bassin versant .....	23
Figure N°III.5 : Rectangle équivalent .....	23
Figure N°III.6: Répartition des températures mensuelle (Station de Mouzaia).....	30
Figure N°III.7: Répartition mensuelle moyenne de l'évaporation. ....	31
Figure N°III.8: Répartition mensuelle moyenne de la vitesse de vent. ....	31
Figure N°III.8 : Répartition mensuelle des précipitations (station de BOUMEDFAA MF). ....	33
Figure N°III.9 : La droite d'ajustement avec loi de GUMBEL .....	36
Figure N°III.10 : La droite de l'ajustement avec loi NORMAL. ....	37
Figure N° III.11 : La droite de l'ajustement avec loi LOG NORMAL. ....	39
Figure N°III.12: Comparaison graphique entre les trois lois.....	39
Figure N°III.13 : Intensité de courte durée pour les différentes fréquences.....	41
Figure N°III.14: Hydrogramme des crues.....	50
III.5.6 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface » : .....	55
Figure N°III.15: Courbe capacité hauteur - surface.....	57
Figure N°III.16: $Q_{\text{laminé}} = f(h)$ . ....	71
Figure N°III.17: $Q_{\text{laminé}} = f(V)$ . ....	72
Figure N°III.18: Courbe d'optimisation.....	79
Figure N°III.19: Courbe des débits déversants.....	81
Figure N° III.20: Hydrogramme de débit entrant et sortant. ....	85
Figure N°VI.1 : Calcul de stabilité, méthode de FELLENIUS.....	121
Figure N°VI.2 : Les forces qui agissent sur une tranche .....	124

## La liste des planches

**Planche N°01** : Coupe géologique suivant l'axe de la digue.

**Planche N°02** : Plan d'aménagement.

**Planche N°03** : Profil en long suivant l'axe de la digue.

**Planche N°04** : Coupe type de la digue.

**Planche N°05** : Coupe en travers de la digue

**Planche N°06** : Schémas de calcul de stabilité

**Planche N°07** : profil et vue en plan de l'évacuateur des crues

**Planche N°08** : Coupe en travers de l'évacuateur des crues

# INTRODUCTION GENERALE

Le développement du secteur hydraulique suppose la maîtrise des ressources en eau, parmi les quelles les eaux de surface qui ont une importance vitale pour l'homme, irrigation et l'industrie.

Depuis plusieurs décennies, l'édification des retenues collinaires a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau.

Vue la situation critique qu'elle connue la wilaya de **BLIDA** surtout que cette région à un caractère agricole ce qui oblige la réalisation des retenues collinaires a proximité des zones agricoles et cela pour compenser le déficit en besoin en eau d'irrigation

L'objet de cette étude est l'étude de faisabilité d'une retenue collinaire sur Oued **Tleta** dans la wilaya de **BLIDA** qui est de priorité agricole.

## **Chapitre I : Situation topographique.**

### **Introduction:**

Avant de commencer l'étude d'un barrage qui permet en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

Les données topographiques nécessaires concernent le bassin versant de barrage, la vallée de l'oued à l'amont et l'aval du barrage, le site de barrage les zones d'emprunts des matériaux de construction de la digue. Dans ce chapitre, nous décrivons les méthodes utilisées pour la recherche de sites et ses résultats. D'une manière générale, le choix de l'emplacement d'un barrage se fait par étapes en opérant une sélection parmi les sites présumés de moins en moins nombreux selon la procédure suivante :

- Analyse des cartes topographiques.
- Reconnaissance du terrain par des études géologique et topographique.
- Estimation de la structure du terrain au moyen de la prospection géologique ou d'autres techniques possibles
- Vérification de la structure du terrain au moyen du test de forage, de l'essai de perméabilité ou d'autres techniques possibles
- Estimation du mécanisme d'écoulement des eaux à partir des résultats de l'observation des oueds.
- A cela s'ajoute au besoin, les données hydrologiques et météorologiques, telles que la pluviométrie et le débit du cours d'eau, est également collectées pour déterminer la nécessité du barrage.

D'autre part, la gestion et l'entretien du barrage nécessitent une participation active de la communauté locale. Il faut donc mener une étude socio-économique afin de déterminer la possibilité de la participation des habitants.

### **I.1 Situation géographique :**

La retenue de Maif sera implantée sur l'Oued Tleta, au Sud-ouest de la Commune de Oued Djer à une distance de: 5.5 kilomètre environ.

D'après la La carte d'état major de Blida Nj-31-III-61-Ouest–Echelle: 1/25.000 Ses coordonnées sont:

X =485.328km

Y =348.614 km

Z =313.000 m, NGA



Figure N° I.1 : Situation géographique de la Commune de Oued Djer – Wilaya de Blida

### **I.2 Caractéristiques morphologiques :**

Le site d'étude par son relief donne un aspect d'une zone de vallée assez plate avec des versant assez faible parfois douce et des dénivelées moins importantes donnant une configuration d'une large cuvette favorisant un choix limité d'axe.

### **I.3 Choix du site du barrage :**

Le choix d'un site apte pour la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions techniques et économiques est basé essentiellement sur les connaissances et les conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques du site.

Parmi les critères déterminants du choix d'un site d'une retenue collinaire, on distingue les différents points suivants :

- Garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans la retenue ;



- Bonne géologie pour l'emplacement du barrage et de la retenue ;
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume du barrage sera minimum.
- Choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter la création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

Lors de la préparation d'un inventaire de sites possibles des barrages dans la région, et sur la base des résultats géologiques et des conditions topographiques, nous choisissons l'axe le plus économique et le plus stable.

#### **I.4 Choix de l'axe du barrage :**

L'analyse des différents paramètres naturels (topographique, géologique,...) ainsi que l'aspect artificiel du milieu urbanistique (humain) donne les solutions adéquates pour le futur de la région.

En générale Le bassin versant de oued Tleta fait partie du grand bassin versant du côtier Algérois (Bassin 02 selon le découpage de l'ANRH).constitue une limite hydrologique située immédiatement au sud Est de la ville de Blida, au nord Est entourée par les monts de AFFROUN.

Les altitudes dans la région oscillent entre 313m NGA et 741 m NGA et la plus basse se trouve dans la vallée des oueds (313 m NGA pour oued Tleta).

#### **Conclusion :**

D'après la morphologie du site et les paramètres topographique, on a constaté que oued Tlata peut dans son lit contenir un ouvrage de retenue collinaire.



## Chapitre II : Etude géologique et géotechnique.

### II.1 Etude géologique :

#### Introduction :

L'étude géologique de la retenue collinaire est basée essentiellement sur les données Recueillies sur le terrain tel que les observations faites sur le site après plusieurs visites de reconnaissances, et les résultats obtenues par la réalisations des puits et des sondages en différents endroits de la retenue (zone d'emprunt et dans l'axe de la digue) avec analyse descriptive (lithologie) des formations géologiques rencontrées dans le levé géologique du site et sa cuvette.

La recherche, la collecte et l'exploitation de la documentation existent sur la zone d'études (carte géologique, topographique et les différents documents).

#### II.1.1 Situation géographique :

La région de la présente étude de la retenue collinaire se situe à plus de 40 kilomètre au Sud Ouest de la ville de Blida (Chef lieu de la Wilaya), précisément dans la Commune de Oued Djer.

Le bassin versant de oued Tleta fait partie du grand bassin versant du côtier Algérois (Bassin 02 selon le découpage de l'ANRH).

Le bassin versant est situé dans :

La carte d'état major de Blida Nj-31-III-61-Ouest–Echelle: 1/25.000

L'axe de la retenue caractérisé selon la carte d'état major de Blida par les coordonnées suivantes :

$$X = 485.328 \text{ km}$$

$$Y = 348.614 \text{ km}$$

$$Z = 313.000 \text{ m, NGA}$$

La géologie du bassin versant de la retenue collinaire sur Oued Tleta est illustrée par l'extrait de la carte géologique ci-après dans la (figure N°II.01)

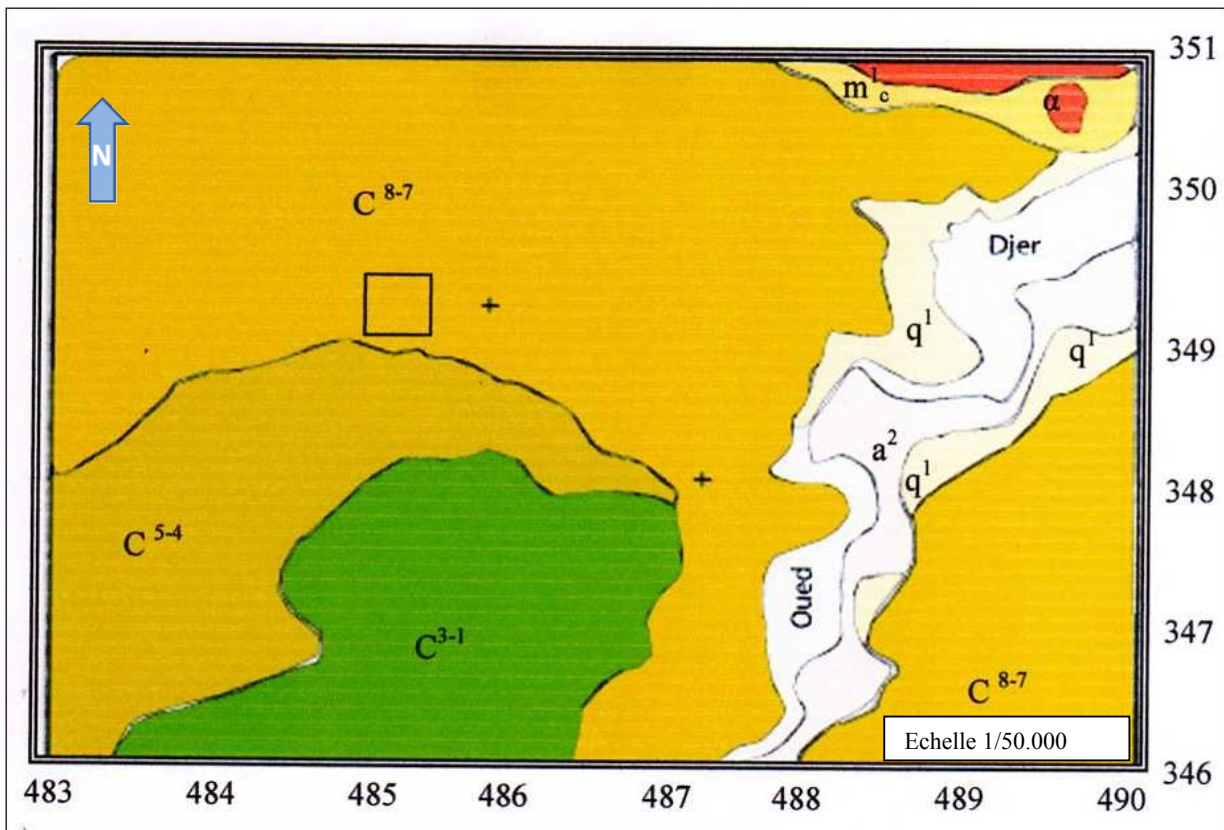


Figure N°II.01: Extrait de la carte géologique de Marengo N°62 au 1/50.000.

**Légende:**

<b>A</b>	<b>Alluvions actuelles sables et graviers</b>	<b>C<sup>8-7</sup></b>	<b>Sénonien : marnes</b>
<b>a<sup>2</sup></b>	<b>Alluvions récentes : limoneuse</b>	<b>C<sup>5-4</sup></b>	<b>Cénomanien : calcaires et marnes</b>
<b>q<sup>1</sup></b>	<b>Alluvions anciennes de vallée : cailloux</b>	<b>C<sup>3-1</sup></b>	<b>Albien : argiles, grés</b>
<b>m<sup>1c</sup></b>	<b>Miocène : calcaires à lithothamnium</b>	<b>α</b>	<b>Andésites et tufs andésitiques</b>

**II.1.2 Sismicité da la région :**

L'activité sismique en Algérie est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaines et eurasiennes, en mouvement compressif permanent.

Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescriptions réglementaires contenues dans le R.P.A (règles parasismiques Algériennes) en prenant en considération 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'il présente pour la vie économique et sociale de la communauté.

Le site de la retenue collinaire Maif est situé dans la zone « III »

**II.1.3 Tectonique régionale :**

Généralement la géologie structurale de la région étudiée est caractérisée par un grand nombre d'accidents (fissure, faille principale et secondaire).

Les monts d'atlas Blidéen sont formes d'une suite d'anticlinale et synclinaux d'age créacé laissant apparaître par endroits des terrains d'age triasique.

La Mitidja et l'Atlas Blidéen sont deux zones d'activité sismique intéressante.

**II.1.4 Géologie régionale :**

La géologie de l'Algérie septentrionale a fait l'objet de plusieurs études durant ce dernier siècle afin d'arriver à une synthèse géologique du Nord de l'Algérie qui est d'une extrême complexité.

Le secteur d'étude situe entre la chaîne des monts de Afroun au nord-est et la chaîne des monts de Nador au Sud. Ces dernières font partie de d'atlas Blidéen sont formées d'une suite d'anticlinale et synclinaux d'age créacé laissant apparaître par endroit des terrains d'age triasique.

Pour une meilleure connaissance de conditions géologiques de la zone d'étude, nous allons nous intéresser dans un premier temps à la géologie à l'échelle du bassin versant puis dans un deuxième temps à l'échelle de la digue et de la retenue. Cela nous permettra de mieux cerner les facteurs d'érosion du transport solide, l'infiltration et fuites possibles, la stabilité des sols et l'influence de la lithologie de la retenue sur la qualité du sol.

**II.1.5 Géologie et hydrogéologie sommaire du bassin versant de la retenue :****II.1.5.1 Géologie du bassin versant :**

La géologie du bassin, versant est caractérisé par la présence des formations géologiques suivantes :

**A:** Alluvions actuelles, sables et graviers.

**a<sup>2</sup>:** Alluvions récentes, limoneuses.

**q<sup>1</sup>:** Alluvions anciennes de vallée, cailloux

**m<sup>1</sup><sub>c</sub>:** Miocène, calcaires à lithothamnium

**C<sup>8-7</sup>:** Sénonien, marnes

**C<sup>5-4</sup>:** Cénomaniens, calcaires et marnes

**C<sup>3-1</sup>:** Albien, argiles, grès

**α :** Andésites et eufs andésitiques

### **II.1.5.2 Hydrogéologie du bassin versant :**

De point de vue hydrogéologie nous avons remarqué la présence d'une nappe phréatique aquifère (libre) de nature faible dans la cuvette de part et d'autre des rives de l'oued, cette nappe est formée de dépôts d'alluvions d'âge quaternaire (A, a<sup>2</sup>, q<sup>1</sup>).

(Gravier, Galets, Débris, Polygénique, Hétérométrique arrondi à sub-arrondi)

Cette nappe est alimentée directement par pluviométrie et par faible source.

Leur substratum est formé de marnes compactes d'âge cénomanien.

L'écoulement des eaux souterraines se fait de l'ouest vers le nord-est avec un niveau statique (N.S) de 3m, la qualité chimique de l'eau est acceptable.

L'écoulement des eaux de l'oued est important durant les périodes hivernales.

### **II.1.6 Analyse lithologique de la cuvette :**

Elle est essentiellement basée sur les observations faites lors de la campagne de prospection géologique de terrain.

La cuvette et l'emplacement de l'axe de la digue sont caractérisés par une formation imperméable.

La faille n'existe pas mais la cuvette est formée par un synclinal (fosse).

L'épaisseur de l'alluvionnaire perméable varie de 4 à 5 m

### **II.1.7 Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue :**

La réalisation des fouilles au niveau de l'axe de la digue, laisse apparaître une couche d'Argile limoneuse avec trace de sable peu argileux, sur une profondeur 3 m.

Sur les deux rives gauche et droite de la digue le terrain est constitué par les Argiles limoneuses avec trace de sable et de gravier jaunâtre à grise à 3m de profondeur.

### **II.1.8 Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise de la digue :**

#### **➤ Perméabilité :**

Les argiles limoneuses qui existent dans la vallée de la retenue collinaire Maif sont imperméables. Leur perméabilité est de l'ordre de 10<sup>-8</sup> cm/s.

**➤ Etanchéité :**

L'étanchéité de l'assiette de la retenue est entièrement assurée par les Argiles limoneuses. Pour pouvoir assurer une étanchéité totale au niveau de zone d'emprise de la digue et éviter le phénomène de Renard, il est nécessaire de décaper les matériaux altérés en surface de la zone d'assise.

**II.1.9 Fondation de la digue et ses ouvrages annexes :****1) Corps de la digue :**

La digue sera ancrée partout dans les argiles limoneuses après décapage de son toit généralement altéré. En revanche, au fond de la vallée, elle doit être ancrée de (4 à 5) m de profondeur.

**2) Evacuateur de crue :**

Implanté sur côté Ouest de la retenue collinaire, ayant comme assise de fondations les argiles limoneuses.

**3) La prise d'eau et la vidange de fond :**

Elles seront implantées au fond du thalweg de la retenue collinaire Maif, elles seront fondées dans les alluvions.

**II.1.10 Matériaux de construction de la retenue collinaire :****1) Matériaux d'étanchéité :**

Les matériaux d'étanchéité destinés pour la digue sont les argiles qui situent à environ de 2 Km du site (à la droite de l'autoroute reliant la commune de oued Djar et Chiffa)

**2) Matériaux de Rip-Rap (enrochement) :**

La protection du talus amont de la digue (en terre homogène) se fait par des pierres de carrière sous forme de blocs de 200 à 300 mm de diamètre pour pouvoir garantir une protection suffisante et durable du talus amont de la digue vis-à-vis des mouvements des vagues.

**Conclusion générale et recommandation**

Les résultats des données géologiques et hydrogéologiques évoquées ci-dessus, nous permettent de faire la conclusion et les recommandations suivantes :

La structure géologique du substratum (Argile limoneuse) et son comportement hydrogéologique ne s'opposent guère à la réalisation d'une digue en terre homogène et d'opter pour un ancrage de (4 à 5) m au fond du thalweg. Il est nécessaire de décaper les matériaux altérés en surface de la zone.

L'étanchéité de site et son assiette sont assurées par la fondation d'argile limoneuse.

Les matériaux argileux nécessaires à l'étanchéité de la digue sont largement disponibles dans la cuvette.

Les enrochements pour la protection des talus seront les pierres de carrière sous forme de blocs de 200 à 300 mm.

Ainsi toutes les conditions géologiques et hydrogéologiques sont favorables pour la réalisation d'une digue en terre homogène sur le site de la retenue collinaire Maif commune de Oued Djer willaya de Blida.

## **II.2 Etude géotechnique :**

L'étude géotechnique de la retenue collinaire Maif est basée essentiellement sur les visites de reconnaissance de terrain au cours desquelles on a le programme suivant :

- Prospection in situ (exécution des fouilles, tranchées et sondages avec des prélèvements des échantillons de sol en différents endroits à différentes profondeurs) ;
- Travaux de laboratoire (essais géotechniques et chimiques du sol prélevé).

### **II.2.1 Prospection géotechnique du terrain :**

**Une fouille** de 4.00 m de profondeur a été exécutée au moyen d'une pelle mécanique sur la zone d'emprunt. Dimensions des puits : «3m\* 3m\*4m »

**Trois sondages électriques verticaux** ont été exécutés au niveau de l'axe de la digue.

Les échantillons de sol ont été mis dans des sacs étanches afin de préserver leur teneur initiale.

**Trois sondage** carottés dont 2 sondages (S1, S3) de 15m de profondeur implantés au niveau des versant et (S2) de 17m de profondeur situé approximativement au niveau de l'axe de l'oued.

**Trois fouilles** dénommées F01, F02 et F03, ont été exécutées au moyen d'une pelle mécanique soit sur les rives, soit dans le lit d'oued. Leurs profondeurs sont comme suit :

F01 = 3.00 m	<b>rive droite ;</b>
F02 = 3.00 m	<b>rive gauche ;</b>
F03 = 3.00 m	<b>lit d'oued.</b>

Dimensions des puits : «3.00\* 3.00\*3.00»m

Les échantillons de sol ont été mis dans des sacs étanches afin de préserver leur teneur initiale.

Ceci dans le but de connaître et déterminer la structure géomécanique des terrains d'assise et de fondation de la digue et ses ouvrages annexes, ainsi que l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction de la retenue collinaire.

Des échantillons ont été prélevés et soumis au laboratoire aux essais suivants :

- Teneur en eau naturelle ( $W_n$ );
- Densité sèche  $\gamma_d$  ;
- Granulométrie – sédimentométrie ;

- Limites d'Atterberg ( $W_L$ ,  $W_p$ ,  $I_p$ );
- Cisaillement rectiligne non consolidé, non drainé (UU) ;
- Proctor normal (OPN);
- Analyse chimique;
- Essais de perméabilité (K).

### **II.2.2 Au niveau de l'axe de la digue:**

#### **II.2.3 Interprétation de la reconnaissance**

##### **➤ Coupes lithologiques des sondages**

###### **• Sondage S1 :**

- 0,00 à 3,00 m : Graviers, galets, débris, polygénique.
- 3,00 à 15 m : Marnes, indurée à compacte et schiste.

###### **• Sondage S2 :**

- 0,00 à 4,00 m : Argiles brunâtre, sableuses, dépôts des alluvions.
- 4,00 à 17 m : Marnes, indurée à compacte et schiste.

###### **• Sondage S3 :**

- 0,00 à 3,00 m : Graviers, galets, débris, polygénique.
- 3,00 à 15 m : Marnes, indurée à compacte et schiste.

##### **❖ Coupes lithologiques des fouilles (voir Annexe A)**

###### **• fouilles F01 : rive droite,**

0,00 à 3,00 m : Argile limoneuse avec trace de sable et de gravier jaunâtre à grise

###### **• fouilles F02 : rive gauche,**

0,00 à 3,00 m : Sable limono-argileux

###### **• fouilles F03 : lit d'oued,**

0,00 à 3,00 m : Argile limoneuse avec trace de sable

#### **II.2.4 Essais de laboratoire:**

##### **II.2.4.1 Mode opératoire des essais :**

Essai de cisaillement rectiligne ont été exécutés sur des échantillons de sols non consolidés et non drainés sous des contraintes normales (1 ; 2 ; 3) bars avec une vitesse de cisaillement de 1 mm/min.

Essais de compactage : effectués sur des échantillons de sols selon proctor normal (pression constante).

**II.2.4.2 Terrains d'assise et de fondation de la digue :****II.2.4.2.1 Résultats des données géotechniques des fouilles :****➤ Rive droite :**

- Argile limoneuse avec trace de sable et de gravier, jaunâtre à grise de consistance ferme.

Les essais d'identification et de classification ont été réalisés sur ce matériau (voir Annexe A.4) ont donnés les résultats suivants :

**Tableau N°II.1:** Caractéristiques géotechniques de la rive droite.

Pourcentage de gravier	2.48 %.
Pourcentage de sable	9.80 %.
Pourcentage des éléments fins	87.72 %.
Limite de liquidité ( $W_L$ )	62.00 %
Limite de plasticité ( $W_p$ )	30.59 %
Indice de plasticité ( $I_p$ )	31.41
Le coefficient de perméabilité (K)	$4.00 \cdot 10^{-10}$ m/sec
Poids volumique apparent ( $\gamma_h$ )	1.928 gr/cm <sup>3</sup>
Teneur en eau naturelle ( $W_n$ )	21.69 %
Teneur en carbonates ( $CaCO_3$ )	19 %

Source CTH d'Oran

D'après l'abaque de Casagrand (Voir Annexe A.12), ce sont des matériaux argileux (argiles limoneuses), très plastiques, pratiquement imperméable.

**➤ Rive gauche :**

- Sable limono-argileux. Il contient 28 % des fines.

Les essais d'identification et de classification ont été réalisés sur la fraction fine (voir Annexe A.5), ont donnés les résultats suivants :

**Tableau N° II.2 :** Caractéristiques géotechniques de la rive gauche.

Limite de liquidité ( $W_L$ )	47.00 %
Limite de plasticité ( $W_p$ )	27.98 %
Indice de plasticité ( $I_p$ )	20.98
Poids volumique apparent ( $\gamma_h$ )	1.799 gr/cm <sup>3</sup>
Teneur en eau naturelle ( $W_n$ )	10.20%
Le coefficient de perméabilité (K)	$1.15 \cdot 10^{-10}$ m/sec
Teneur en carbonates ( $CaCO_3$ )	14 %

Source CTH d'Oran



D'après l'abaque de Casagrand (Voir Annexe A.12), ce sont des matériaux argileux (argiles limoneuses), peu plastiques, pratiquement imperméable.

➤ **Lit d'oued :**

- Argile limoneuse avec trace de sable, de coloration verdâtre.

Les essais d'identification réalisés Les essais d'identification et de classification ont été réalisés sur ce matériau (voir Annexe A.6), ont donnés les résultats suivants :

**Tableau N°II.3:** Caractéristiques géotechniques de lit d'oued.

Pourcentage de sable	9.80 %.
Pourcentage des éléments fins	90.20 %
Limite de liquidité ( $W_L$ )	55.10 %
Limite de plasticité ( $W_p$ )	25.54 %
Indice de plasticité ( $I_p$ )	29.56
Le coefficient de perméabilité (K)	$1.15 \cdot 10^{-10}$ m/sec
Poids volumique apparent ( $\gamma_h$ )	1.927 gr/cm <sup>3</sup>
Teneur en eau naturelle ( $W_n$ )	25.54 %
Teneur en carbonates ( $CaCO_3$ )	08 %

Source CTH d'Oran

D'après l'abaque de Casagrand (Voir Annexe A.12), ce sont des matériaux argileux (argiles limoneuses), très plastiques, pratiquement imperméable.

**Caractéristique mécanique :** (voir Annexe A.7 et Annexe A.8)

**Tableau N° II.4:** Caractéristiques mécanique de lit d'oued.

La cohésion non drainé ( $C_u$ )	0.98 bars
L'angle de frottement interne non drainé ( $\phi_u$ )	11°
Pression de consolidation ( $P_c$ )	1.8 kg/cm <sup>2</sup>
Coefficient de compressibilité ( $C_c$ )	20.7%

Source CTH d'Oran

**II.2.4.2.2 Résultats des sondages électriques :**

➤ **Rive Droite :**

**Tableau N°II.5 :** Résultats des sondages électriques rive droite.

N°	OHM/M	Profondeur (m)	Symbole	Formation géologique
1	87-95	1-4	$q^1$	Carapace de calcaire gréseux et marnes indurées.
2	70-80	4-10	$C^{5-4}$	Marnes feuilletées indurées.
3	80-102	10-75	$C^{5-4}$	Marnes, schiste parfois avec intercalation de calcaire gréseux.

➤ **Rive Gauche :**

**Tableau N°II.6 :** Résultats des sondages électriques rive gauche.

N°	OHM/M	Profondeur (m)	Symbole	Formation géologique
1	90-99	1-3	$C^{5-4}$	marnes et calcaire gréseux.
2	60-90	3-8	$C^{5-4}$	Marnes.
3	80-135	8-75	$C^{5-4}$	Marnes, schisteuses parfois intercalations du calcaire.

➤ **Lit de l'Oued :**

**Tableau N°II.7 :** Résultats des sondages électriques lit de l'oued.

N°	OHM/M	Profondeur (m)	Symbole	Formation géologique
1	30-60	1-5	$A, a^2, q^1$	Alluvions.
2	20-70	5-10	$C^{5-4}$	Marnes humides.
3	70-110	10-50	$C^{5-4}$	Marnes schisteuses.

**II.2.4.3 Matériaux de construction de la digue :**

➤ **Matériaux d'étanchéité :**

- Argile limoneuse avec trace de sable et de gravier, de coloration jaunâtre à marron.

Les essais d'identification et de classification ont été réalisés sur ce matériau (voir Annexe A.9), ont donnés les résultats suivants :

**Tableau N°II.8:** Caractéristiques géotechniques du matériau d'étanchéité.

Pourcentage de gravier	9.22 %
Pourcentage de sable	9.30 %
Pourcentage des éléments fins	81.48 %
Limite de liquidité ( $W_L$ )	62.00 %
Limite de plasticité ( $W_p$ )	30.59 %
Indice de plasticité ( $I_p$ )	31.41
Le coefficient de perméabilité (K)	$1.25 \cdot 10^{-8}$ m/sec
Poids volumique apparent ( $\gamma_h$ )	1.746 T/m <sup>3</sup>
Teneur en eau naturelle ( $W_n$ )	21.69 %
Teneur en carbonates ( $CaCO_3$ )	05 %
Poids volumique sec ( $\gamma_d$ )	1.49 T/m <sup>3</sup>
Poids volumique de saturation ( $\gamma_{sat}$ )	1.76 T/m <sup>3</sup>

Source CTH d'Oran

D'après l'abaque de Casagrand (Voir Annexe A.12), ce sont des matériaux argileux (argiles limoneuses), très plastiques, pratiquement imperméable.

**Caractéristique mécanique :** (voir Annexe A.10, Annexe A.11)

**Tableau N° II.9:** Caractéristiques mécanique du matériau d'étanchéité.

La cohésion non drainé ( $C_u$ )	0.32 bars
L'angle de frottement interne non drainé ( $\phi_u$ )	15.24°
Teneur en eau optimale ( $W_{opm}$ )	17.5 %
Le poids volumique sec maximal ( $\gamma_d$ )	1.78 T/m <sup>3</sup>
Degrés de saturation ( $S_r$ )	94.11%

Source CTH d'Oran

➤ **Matériaux pour filtre, transition et drainage :**

Ce type de matériaux destinés à la protection du corps de la digue doivent être exploités des carrières calcaires existantes dans les environs de la retenue et doivent avoir un fuseau granulométrique obéissant aux critères de TERZAGUI en partant du fuseau granulométrique des matériaux de base argileux.

➤ **Matériaux d'enrochement (Rip-Rap) :**

Les matériaux nécessaires à la protection du talus amont de la digue contre les mouvements des vagues d'eau de la retenue collinaire seront exploités des carrières.

Les blocs de calcaires destinés à la protection du talus amont de la digue, doivent être mis en place sous forme des gros blocs de 200 à 300 mm de diamètre afin d'assurer leur stabilité contre les mouvement des vagues.

**CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS :**

L'analyse des données obtenues sur le terrain et au laboratoire dans le cadre de cette chapitre que ce soit au niveau de l'assise de fondation de la digue et ses ouvrages annexes ou, à une échelle plus grande, au niveau des versants de la retenue collinaire Maif, nous a permis de faire les conclusions et les recommandations suivantes :

L'assiette destinée à recevoir la retenue collinaire est caractérisée par des formations géologiques qui sont des argiles limoneuses, cette formation présente une bonne assise pour la réalisation d'une digue en terre homogène.

Il est recommandé un ancrage de (4 à 5) m. Il est nécessaire de décaper les matériaux altérés en surface de la zone d'assise.

Le site de la retenue est stable, le seul problème pouvant se développer après la réalisation est le phénomène de l'érosion. La digue sera réalisée avec des sols argileux, par conséquent, la protection des talus de celle-ci par des enrochements est nécessaire.

L'étanchéité du site de la retenue et sa cuvette est totalement garantie par l'abondance des argiles

Les matériaux argileux destinés à l'étanchéité de la digue seront exploités de la zone d'emprunt située sur la cuvette de la retenue, elle est constituée par des argiles limoneuses de haute plasticité et pratiquement imperméables.

## **Chapitre III : Etude hydrologique.**

### **Introduction:**

L'étude hydrologique de projet a pour but l'estimation et la précision de tous les paramètres hydrologiques de conception nécessaire pour la dimension définitive des ouvrages: apports moyens et fréquentiels, distribution interannuelle des apports, débits maximaux instantanés, volume et hydrogramme de la crue, apports solides, ainsi que les calculs relatifs à la régularisation de l'écoulement.

Au niveau de faisabilité pour l'exécution d'une retenue collinaire, l'étude hydrologique, et comme partie de celle ci, l'établissement des paramètres hydrologiques de conception, sont déterminants et entrent dans le cadre des tâches primaires à effectuer dans cette étape de travail. Ces paramètres permettront de connaître les potentialités et la capacité du bassin versant pour produire des écoulements, ainsi qu'évaluer, en première approximation, les paramètres pour le dimensionnement des différents objets des ouvrages annexes, leurs coûts, principalement leur capacité de stockage et les caractéristiques des ouvrages d'évacuation de crues (évacuateur de crues, etc.). Dans ce but l'étude hydrologique devra considérer:

- la description du bassin versant
- la détermination de l'apport moyen interannuel
- la détermination des apports fréquentiels.
- une analyse de crues: l'estimation du temps de concentration, le débit maximal et le volume de la crue
- l'estimation des volumes de l'apport solide pour déterminer la capacité de la retenue.

### **III.1 Le bassin versant :**

#### **III.1.1 Caractéristiques générales du bassin versant :**

Le bassin versant représente, en principe, l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique et de ses effets. Plus précisément, le bassin versant qui peut être considéré comme un " système " est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire. Le bassin versant en une section droite d'un cours d'eau, est donc défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section. Il est entièrement caractérisé par son exutoire, à partir duquel nous pouvons tracer le point de départ et d'arrivée de la ligne de partage des eaux qui le délimite. Généralement, la ligne de partage des eaux correspond à la ligne de crête.

### **III.1.2 Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant :**

Les caractéristiques physico-géographiques (surface du bassin versant, la forme du bassin, la pente et le réseau de drainage) du bassin versant ont été déterminées sur la base de la carte d'état major de Blida Nj-31-III-61-Ouest–Echelle: 1/25.000.

#### **III.1.2.1 Caractéristiques géographiques du bassin versant :**

Géographiquement, le bassin versant de l'oued Tleta est situé au Sud-Ouest du chef lieu de la wilaya de Blida plus précisément dans la commune de Oued Djer.

L'oued principal étant l'oued Tleta. Il reçoit sur son parcours plusieurs affluents. L'écoulement principal se fait d'Ouest vers l'Est.

D'après la carte d'état major de Blida Nj-31-III-61-Ouest–Echelle: 1/25.000 les coordonnées du site sont :

X =485.328km

Y =348.614 km

Z =313.000 m, NGA

Le bassin versant est montré sur le plan de situation (**Figure N°III.1**)

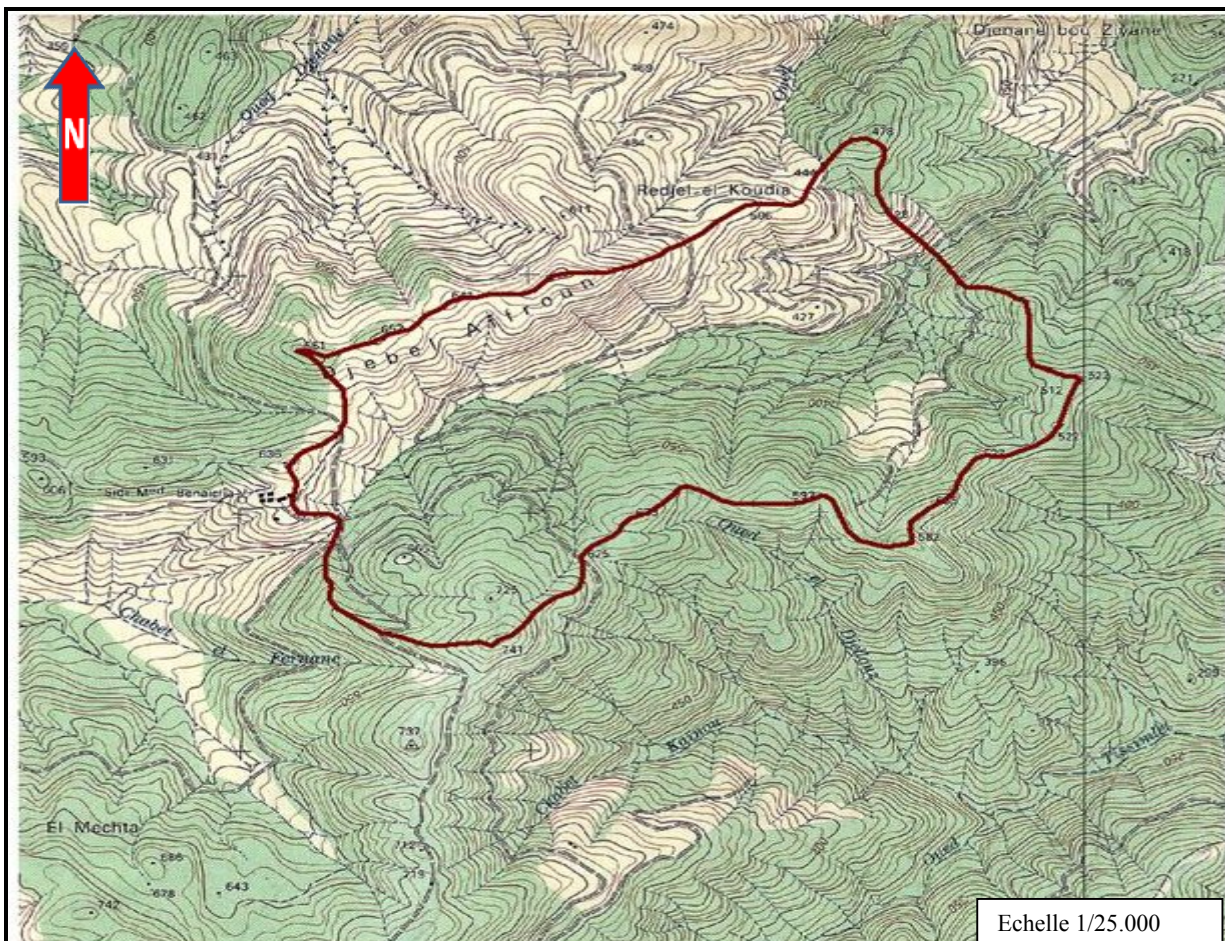


Figure N°III.1 : Bassin versant de la retenue Maif sur oued Tleta Commune de Oued Djer – W. Blida

**III.1.2.2 Caractéristiques physiques du bassin versant :**

**A) Les caractéristiques géométriques :**

**1) La surface du bassin versant :**

La surface du bassin versant est déterminée avec l'emploi du planimètre, il est déterminé à partir de la surface obtenue de la projection horizontale du territoire délimité par la ligne de partage superficielle. Par planimétrie sur la carte d'état major de Blida Nj-31-III-61-Ouest-Echelle: 1/25.000, la surface du bassin est:

$$S = 3.02 \text{ km}^2$$

**2) Le périmètre :**

Il correspond à la longueur de la limite extérieure du bassin, on le déterminera à l'aide d'un curvimètre .on mesure le périmètre P du bassin versant ; soit:

$$P = 8.63 \text{ km}$$

**B) Caractéristiques hydro morphologiques :**

**1) Indice de compacité de Gravelius Kc :**

Appelé aussi indice de forme, cet indice caractérisant la forme du bassin versant est le rapport entre le périmètre du bassin P et la circonférence du cercle Pc de rayon R ayant la même superficie S que le bassin.

$$K_C = \frac{P}{P_C} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad P_C = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} \dots\dots\dots (III.1)$$

$$K_C = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (III.2)$$

Avec :

P : périmètre du bassin versant (Km)

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

AN:  $K_C = 1,39$

Si K<sub>C</sub> = 1 => bassin ramassé

Si K<sub>C</sub> > 1 => bassin allongé

Selon la valeur de K<sub>C</sub> on pourra dire que notre bassin est de forme allongé.

**2) Coefficient d'allongement :**

Ce coefficient est obtenu par la relation suivante:

$$K_P = \frac{P^2}{S} \dots\dots\dots (III.3)$$

P : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant.

AN:  $K_p = 24.66$

**3) Rectangle équivalent :**

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

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2 * (L + l) \quad \text{et} \quad S = L * l \quad \rightarrow (1) \dots\dots\dots(III.4)$$

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

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \rightarrow (2) \dots\dots\dots(III.5)$$

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

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left( 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.6)$$

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.7)$$

Avec L : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l : largeur du rectangle équivalent en (Km)

AN :  $L = 3.39$  et  $l = 0.89$

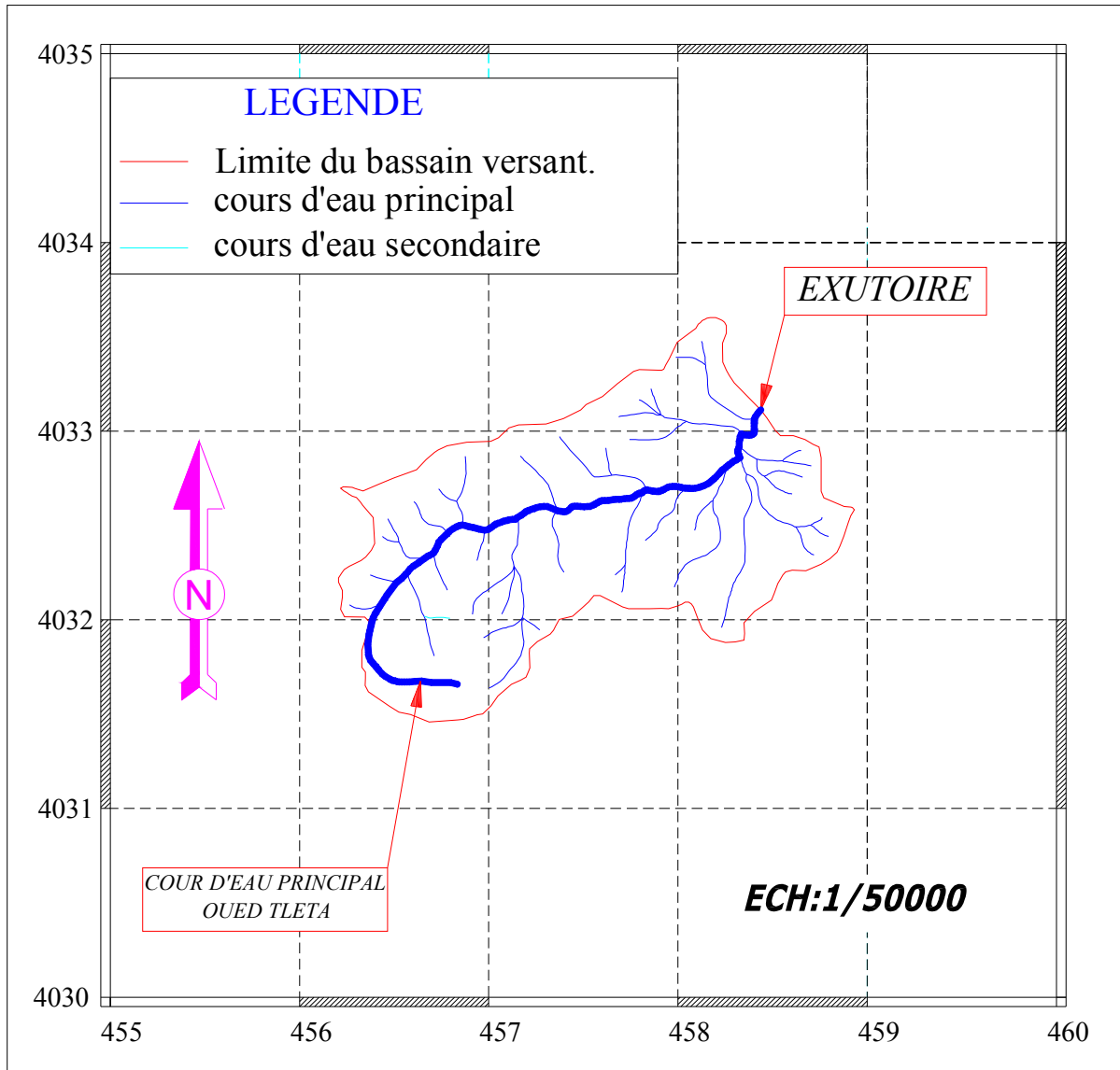
**C) Caractéristiques hydrographiques :**

La région se présente généralement comme une région au relief ondulé et aux pentes relativement faibles sur le versant Ouest et assez pentu sur le versant Est. La plus grande partie du bassin versant de l'oued Tleta se situe entre 313 et 740 m.

La région est drainée par un réseau hydrographique dense, constitué par une multitude de petits oueds qui se développent continuellement en raison de la nature meuble des terrains qu'ils traversent. Cette situation met en évidence le phénomène prononcé de l'érosion et la stérilité du sol. L'oued principal étant l'oued Tleta proprement dit. Il reçoit sur son parcours plusieurs affluents. L'écoulement principal se fait du Ouest vers l'Est.

Par ailleurs, le plan de la figure N°III.2 donne les limites du bassin versant et le réseau hydrographique correspondant.





**Figure N°III.2 :** Réseau hydrographique du bassin versant de la retenue Maif sur oued Tleta  
Commune de Oued Djer – W. Blida.

**D) Paramètre du relief :**

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou des caractéristiques suivants :

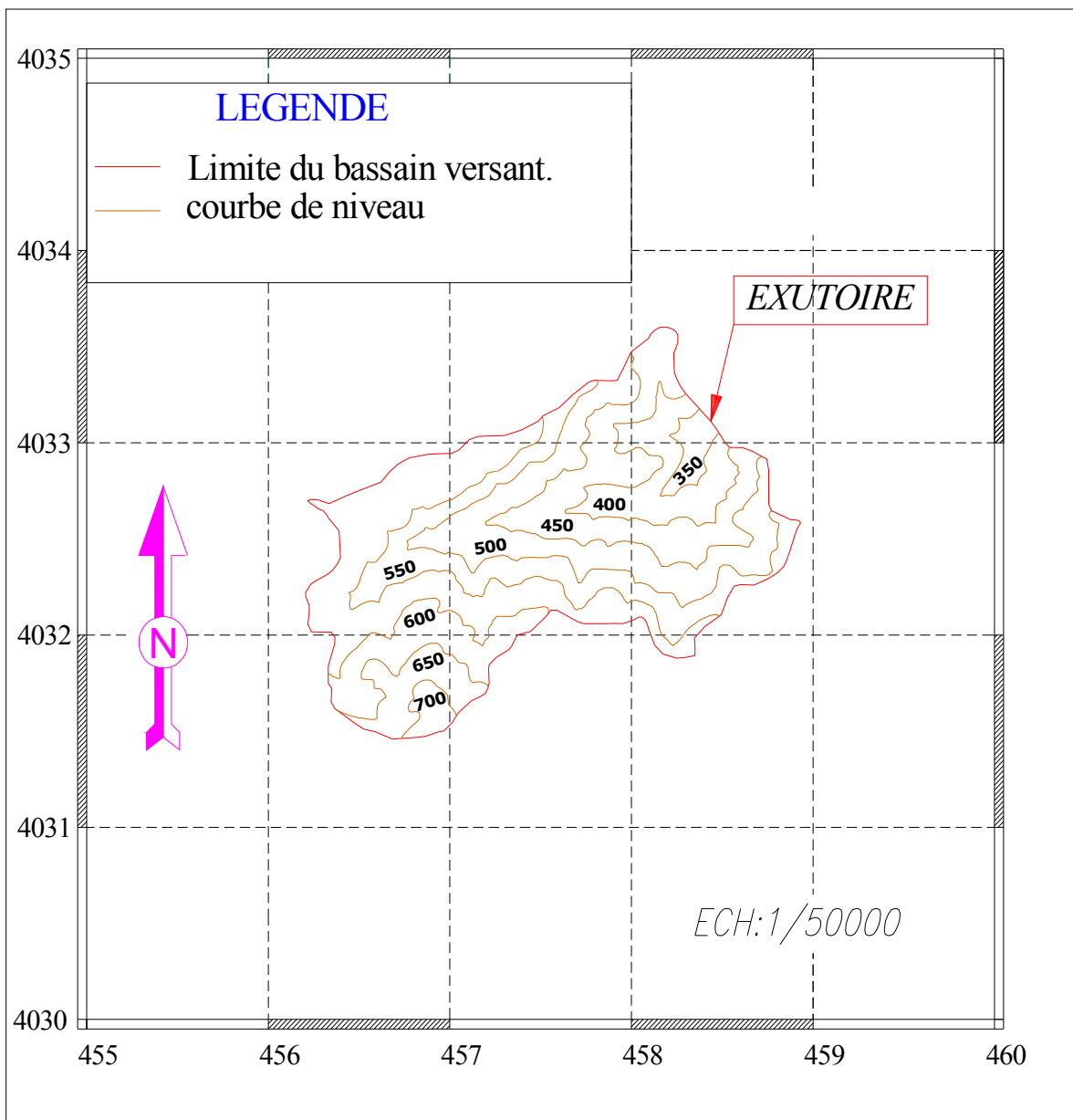
- La courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne
- L'indice de pente globale  $I_g$ .
- L'indice de pente roche  $I_p$
- L'indice de pente moyenne du bassin versant  $I_m$

**1) Courbe et répartition hypsométrique :**

La courbe hypsométrique (Figure N°III.4) fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude.

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

Les mesures effectuées sur la carte topographique (Figure N°III.3) à l'échelle 1/25000°.sont résumée dans le **Tableau N°III.1**



**Figure N°III.3 :** Topographie du bassin versantT de la retenue Maif sur oued Tleta  
Commune de Oued Djer (W. Blida)

Tableau N°III.1 : Calcul des surfaces cumulées

Altitude	Altitude moyenne	Surfaces partielles	Surfaces partielles	surfaces cumulées	Surfaces cumulées
(m)	(m)	(km2)	(%)	(km2)	(%)
741-700	720,5	0,054	1,79	0,054	1,79
700-650	675	0,161	5,33	0,215	3,57
650-600	625	0,263	8,71	0,478	8,90
600-550	575	0,706	23,37	1,184	17,61
550-500	525	0,46	15,23	1,644	40,98
500-450	475	0,535	17,71	2,179	56,21
450-400	425	0,503	16,65	2,682	73,92
400-350	375	0,272	9,00	2,954	90,57
350-313	331,5	0,066	2,18	3,02	100,00

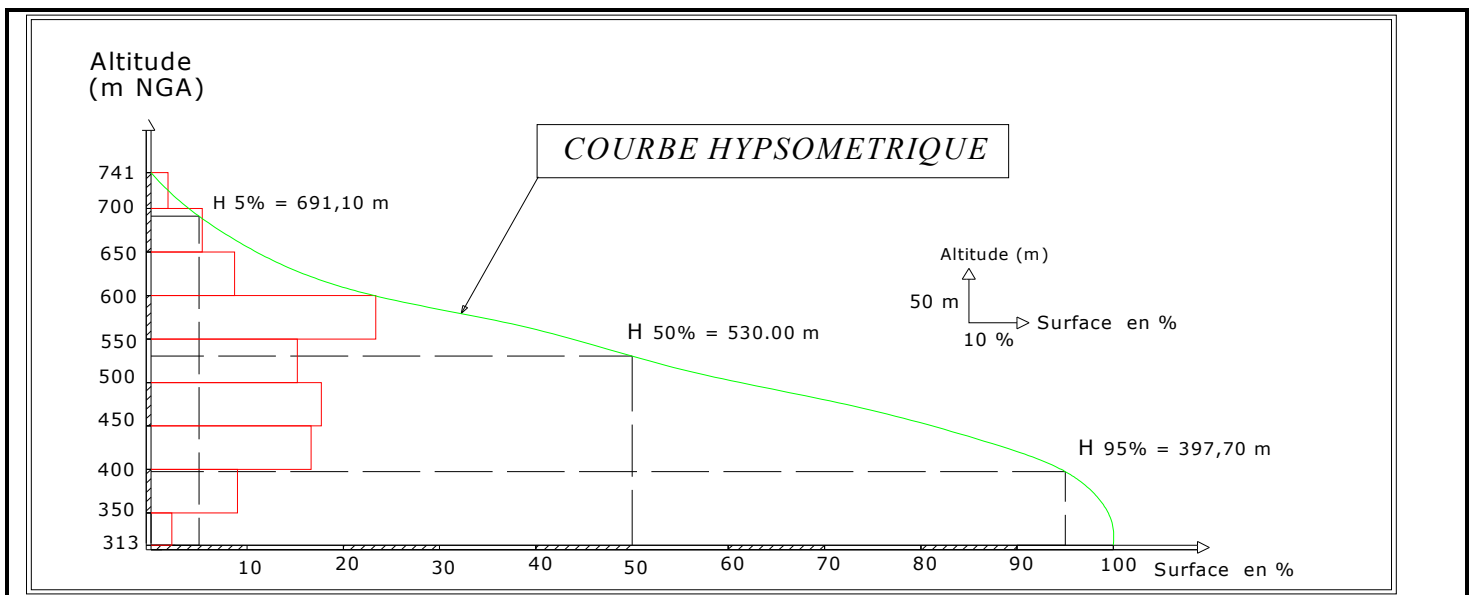


Figure N°III.4: Courbe hypsométrique du bassin versant.

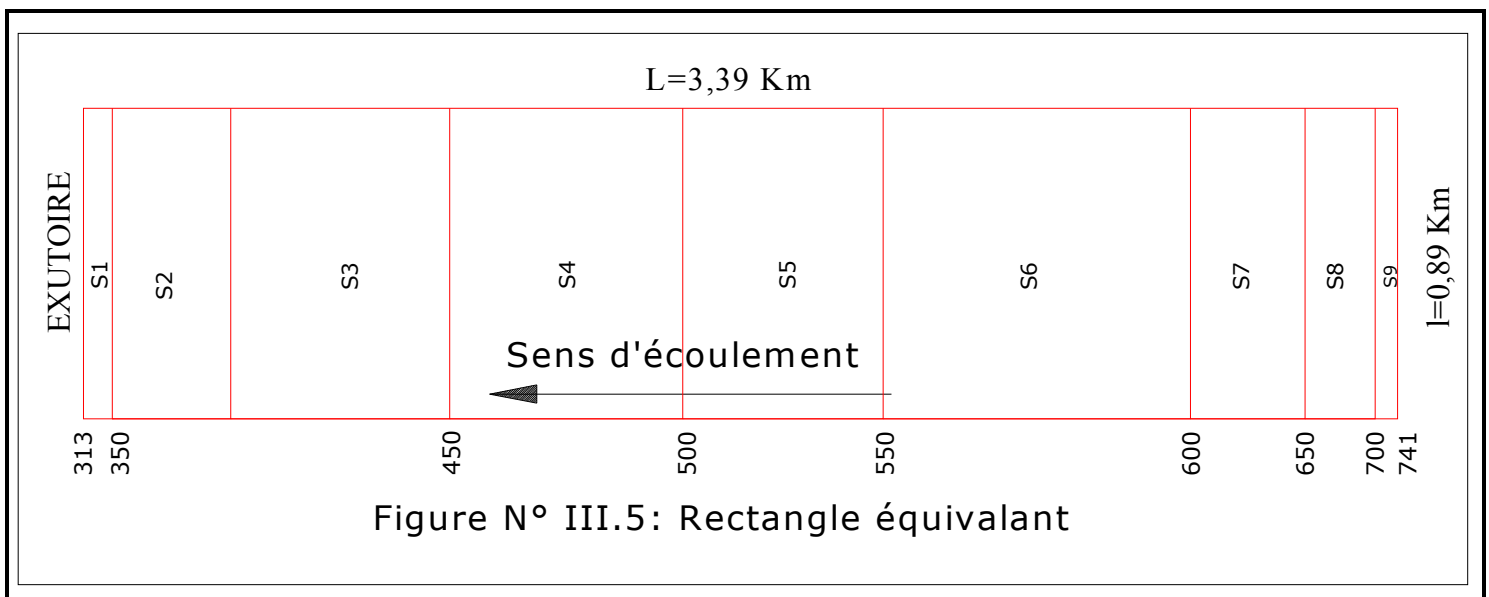


Figure N° III.5: Rectangle équivalent

**2) Altitude moyenne du bassin versant :**

Celle-ci est donnée par deux procédés :

✓ **Altitude médiane :**

C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%. C'est l'altitude médiane.

**$H_{50\%} = 530.00 \text{ m.}$**

✓ **Altitude moyenne:**

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

$$H_{\text{moy}} = \sum \frac{S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots (III.8)$$

Avec :

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

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

**Tableau N°III.2 : Résultats de calcul.**

Altitude (m)	Hi (m)	Si (km2)	Si.Hi (km2.m)
741-700	720,5	0,054	38,91
700-650	675	0,161	108,68
650-600	625	0,263	164,38
600-550	575	0,706	405,95
550-500	525	0,46	241,50
500-450	475	0,535	254,13
450-400	425	0,503	213,78
400-350	375	0,272	102,00
350-313	331,5	0,066	21,88
<b>Somme</b>	<b>/</b>	<b>3,02</b>	<b>1551,19</b>

AN:  **$H_{\text{moy}} = 513.64 \text{ m}$**

**3) Les indices :**

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

❖ **Indices de pente :**

✓ **Indice de pente de Roche (Ip) :**

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

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} \dots\dots\dots (III.9)$$

L : Longueur de rectangle équivalent (m)

$S_i$  : Surface partielle correspondante (%).

AN : **Ip=1.21**

✓ **Indice de pente globale Ig : (P.Dubreuil, 1974) :**

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent. On prend deux points  $S_1$  et  $S_2$  sur l'axe des abscisses tel que 90% de la surface du bassin versant soit comprise entre ces deux valeurs et que 5% de la surface totale du bassin versant soit inférieure à  $S_1$  et 5% soit supérieure à  $S_2$ .

Les altitudes correspondantes sont lues sur la courbe hypsométrique. Il est donné par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (III.10)$$

Avec

D : Dénivelée entre  $H_{5\%}$  et  $H_{95\%}$

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

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

AN:  $D = 691.1 - 397.7 = 293.4$  m

**$I_g = 86.55$  m/km  $\Rightarrow$  **Ip = 8.655 %**** Donc on a un indice de pente globale très fort

✓ **Indice de pente moyenne du bassin versant Im :**

Il est donné par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H \cdot (0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \dots\dots\dots (III.11)$$

Avec : ΔH : Dénivelée (m).

l<sub>i</sub> : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2,3....n (m).

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

AN : **Im=347.83 m/km**

❖ **Conclusion:**

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

**E) Caractéristiques physiographiques :**

**1) Densité de drainage Dd :**

C'est le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs « L<sub>i</sub> » du bassin versant, à la surface « S ». Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en Km/Km<sup>2</sup>.

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (III.12)$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$  : La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 16.14 Km.

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

AN : **Dd =5.34 km/km<sup>2</sup>**

**2) Densité du thalweg élémentaire:**

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (III.13)$$

N<sub>1</sub> : Nombre de thalwegs d'ordre 1, N<sub>1</sub>= 40

S : Superficie du bassin versant.

AN : **F<sub>1</sub> = 13.25 thalweg/km<sup>2</sup>**

**3) Coefficient de torrentialité :**

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (III.14)$$

AN: **C<sub>t</sub> = 70.76 Km<sup>-3</sup>**

D'après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure que le chevelu hydrographique est dense, ce qui traduit que notre bassin est bien drainé.

**4) Temps de concentration du bassin versant  $t_c$  :**

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire .Il existe plusieurs formules .Dans le contexte algérien et pour les grands bassins versants, il y a plusieurs formules pour calculer le temps de concentration.

✓ **Formule de GIANDOTTI :**

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III.15)$$

- Avec : S : surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>) ;
- L<sub>cp</sub> : longueur de cours d'eau principal (Km) ;
- T<sub>c</sub> : temps de concentrations exprimé en heure
- H<sub>moy</sub> : altitude moyenne (m) ;
- H<sub>min</sub> : altitude minimale (m) ;

AN : **T<sub>c</sub>=1.06 heures**

✓ **Formule de KIRPICH :**

$$T_c = 0,6615 \cdot L_p^{0,77} \cdot i_{moy}^{0,385} \dots\dots\dots (III.16)$$

- Avec :
- L<sub>p</sub> : Longueur du cours d'eau principal (km) ;
- i<sub>moy</sub> : Pente moyenne du bassin versant.

AN : **T<sub>c</sub> = 1.03 heure**

**5) Vitesse de ruissellement :**

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain et dans le micro-reseau hydrographique, des eaux météoriques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel.

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (III.17)$$

- L : Longueur du thalweg principal (Km)
- T<sub>c</sub> : Temps de concentration (h)

AN : **V<sub>r</sub> = 3.18 Km/h**

Les principales caractéristiques morphologiques du bassin versant sont répertoriées dans le tableau suivant :

Tableau : N°III.3 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km <sup>2</sup>	3.02
Périmètre		P	km	8.63
Longueur du thalweg principal		L	km	3.37
Indice de compacité		K <sub>C</sub>	/	1.39
Coefficient d'allongement		K <sub>P</sub>	/	24.66
Rectangle équivalent	longueur	L <sub>r</sub>	km	3.39
	largeur	l <sub>r</sub>	Km	0.89
Altitudes	maximale	H <sub>max</sub>	m. NGA	741
	moyenne	H <sub>moy</sub>	m. NGA	513.64
	médiane	H <sub>med</sub>	m. NGA	530.00
	minimale	H <sub>min</sub>	m. NGA	313
Indice de pente de Roche		I <sub>P</sub>	/	1.21
Indice de pente globale		I <sub>g</sub>	m/Km	86.55
Indice de pente moyenne		I <sub>m</sub>	m/Km	347.83
Densité de drainage		D <sub>d</sub>	Km/Km <sup>2</sup>	5.34
Coefficient de torrentialité		C <sub>t</sub>	Km <sup>-3</sup>	70.76
Temps de concentration		T <sub>c</sub>	h	1.06
Vitesse de ruissellement		V <sub>r</sub>	Km/h	3.18



**III.1.3 Caractéristiques climatiques du bassin versant :**

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

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

Pour notre zone d'étude, la station la plus représentative et celle qui dispose le plus d'enregistrements est la station de BOUMEDFAA MF (Code 02.10.17)

**Station de référence:**

Compte tenu du manque de stations climatologiques dans la zone d'étude, on a pris en considération les observations faites dans les stations de référence suivantes :

- Pour les données météorologiques on a pris les observations enregistrées dans la station de Mouzaia.
- Pour les données climatologiques on a pris les observations enregistrées dans la station de BOUMEDFAA MF

**Tableau N° III.4:** Caractéristique de station de BOUMEDFAA MF.

Nom de la station	Code	Coordonnées		Altitudes (mN.G.A)	Nombre des observations	
		X (Km)	Y (Km)		Ans	période
BOUMEDFAA MF	02.10.17	480.05	341.25	270	40	1969-2008

**III.1.3.1 Température :**

En Algérie, la présence du Sirocco, un vent chaud et sec qui vient de Sahara, est caractéristique. Les températures maximales ont pour origine ce phénomène particulier, qui est accompagné par une humidité qui s'en trouve réduite.

Dans le **Tableau N°III.5** sont portées les températures moyennes annuelles dans la station de Mouzaia pour une période de 18 années.

**Tableau N°III.5 :** Températures moyennes de la station de Mouzaia.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Moyenne
T°C St Mouzaia	25,96	22,23	17,84	14,66	13,57	13,89	15,85	17,38	20,99	25,71	28,78	29,48	20,53

La répartition mensuelle de la température est représentée dans la **Figure N°III.6**

L'ensemble des données de températures montre que l'hiver est très froid et l'été très chaud.

Les températures moyennes diminuent pendant les trois mois d'hiver, (Décembre, Janvier, Février) à (13,57°C) et elles progressent pendant les trois mois d'été (Juin, Juillet, Août) jusqu'à (29,48°C),

l'écart entre ces deux extrêmes donne une amplitude thermique de (15,91 °C). Quant à la température moyenne elle est de 20,53 °C.

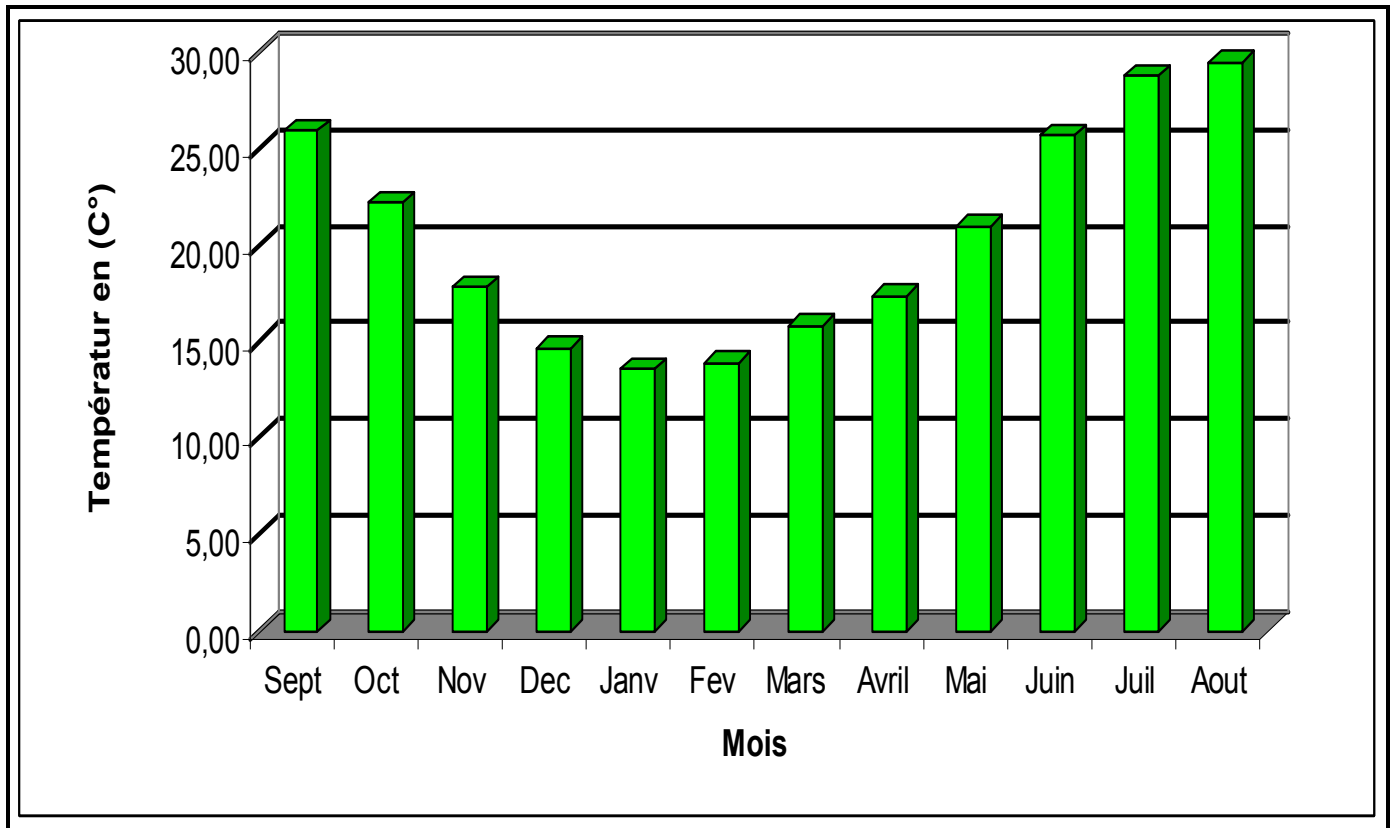


Figure N°III.6: Répartition des températures mensuelle (Station de Mouzaia).

**III.1.3.2 Evaporation :**

Les données disponibles pour l'évaporation sont celles mesurées aux stations de Mouzaia (1988 – 2006).

L'évaporation moyenne annuelle retenue est donc de 96,95 mm, comme on le remarque dans le **Tableau N°III.6**, elle est minimale durant les mois d'hiver (Janvier et Février), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (Juillet et Août).

**Tableau N°III.6 :** Répartition mensuelle moyenne de l'évaporation.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Moyenne
Evaporation (mm)	117,1	97,98	73,13	61,89	58,99	54,12	70,45	86,58	100,65	134,07	154,8	153,66	96,95

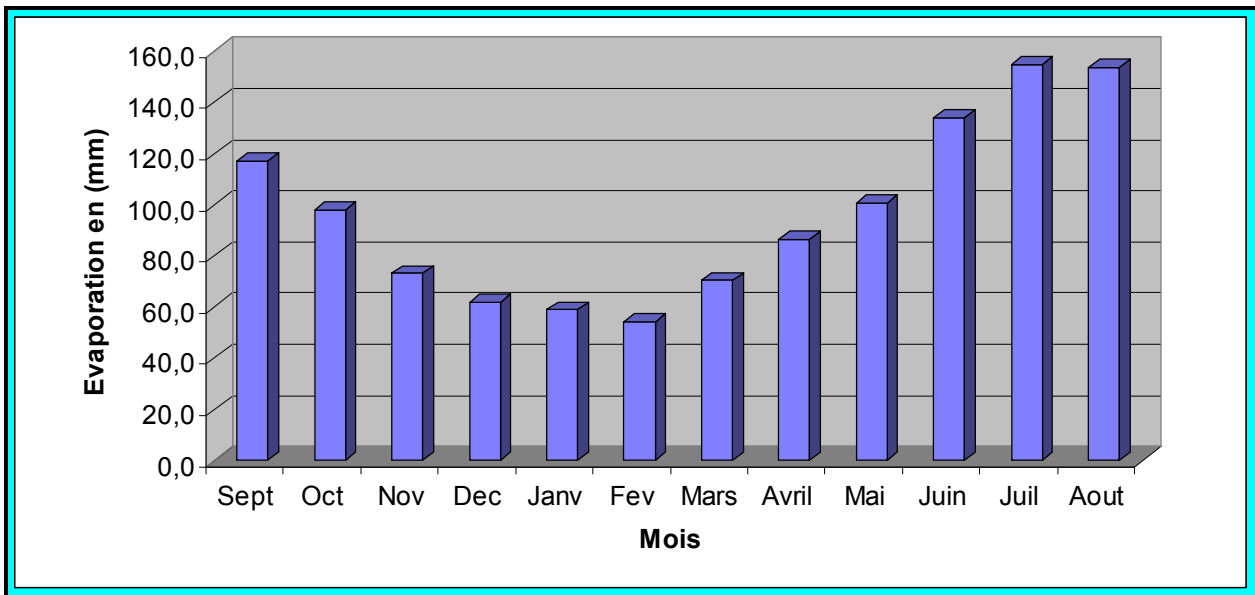


Figure N°III.7: Répartition mensuelle moyenne de l'évaporation.

**III.1.3.3 Le vent:**

Les vitesses moyennes mensuelles sont de 3,5 m/s environ, sans grandes variations d'un mois à un autre (les minimales à 3,04 m/s et les maximales à 3,91 m/s).

Tableau N°III.7 : Répartition mensuelle moyenne de la vitesse de vent.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Vitesse de vent (km/h)	3,48	3,04	3,48	3,51	3,54	3,55	3,91	3,43	3,14	3,58	3,33	3,58

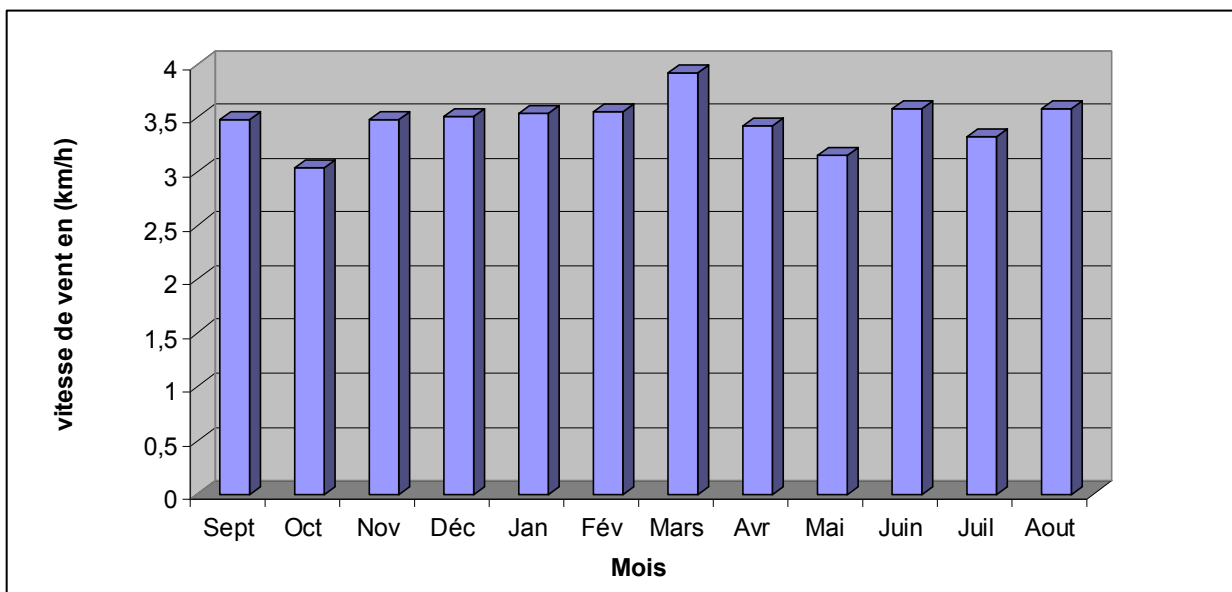


Figure N°III.8: Répartition mensuelle moyenne de la vitesse de vent.

**III.1.3.4 Précipitation :****a) Données disponibles :**

La station pluviométrique la plus proche du bassin de Oued Tleta est la station de BOUMEDFAA MF (Code 02.10.17) qui est la plus représentative, tant pour sa période d'observation que pour sa proximité de notre zone d'étude.

**Tableau N°III.8:** caractéristique de la station.

Nom	Code	Coordonnées			Années d'observation
		X (km)	Y (km)	Z (m, NGA)	
BOUMEDFAA MF	02-10-17	678,70	282,65	270	40

**III.2.1 Répartition de la pluie moyenne dans l'année :**

Le **Tableau N°III.9** reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

**Tableau N°III.9 :** Répartition mensuelle de la précipitation (station de BOUMEDFAA MF) 1969/2008

Mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Somme
P (mm)	22,91	46,18	56,90	79,07	69,73	58,85	68,85	47,73	30,46	7,53	1,72	3,80	493,74
P %	4,64	9,35	11,52	16,01	14,12	11,92	13,95	9,67	6,17	1,52	0,35	0,77	100,00

L'examen des données pluviométriques exprimées dans le tableau précédent et l'histogramme des précipitations permet de tirer les conclusions suivantes :

- ✓ La hauteur des pluies annuelles est de 493.74 mm/an
- ✓ La hauteur des pluies mensuelles varie entre 1.72 mm au mois de juillet : le mois le plus sec de l'année et 79.07 mm au mois de décembre, le mois le plus pluvieux de l'année.
- ✓ La répartition saisonnière des pluies montre que la plus grande partie des précipitations tombe pendant l'hiver avec 42.05% du total annuel des pluies, suivi du printemps et de l'automne, respectivement avec 29.79% et 25.51%.
- ✓ Par contre, l'été est la saison sèche de l'année de type méditerranéen, correspondant à 2.64 % de la pluviosité de l'année.

La répartition mensuelle de la précipitation est présentée dans la **Figure N°III.8**

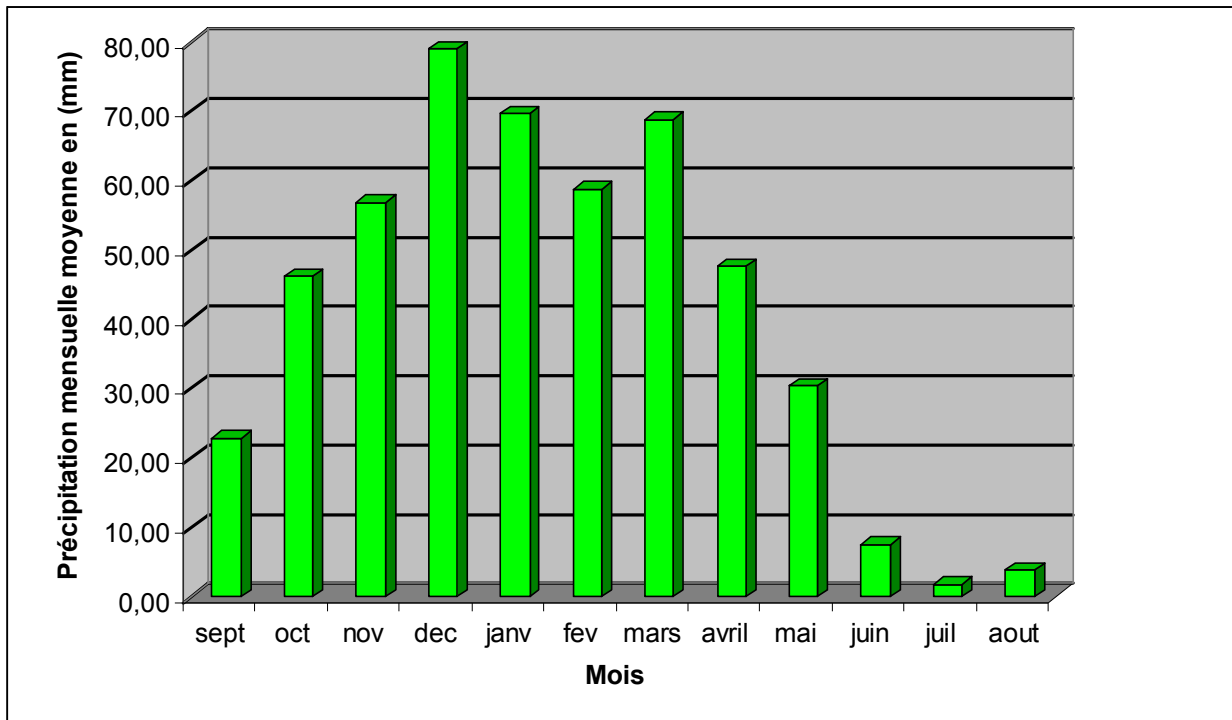


Figure N°III.8 : Répartition mensuelle des précipitations (station de BOUMEDFAA MF).

### III.2.2 Estimation des pluies journalières maximales :

Pour l'étude des pluies maximales journalières, nous avons retenu la station de **BOUMEDFAA MF** (Code 02-10-05).

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

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

### III.3 Les précipitations maximales journalières :

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

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- ✓ Classer la série des précipitations par ordre croissant ;
- ✓ Calcul de la fréquence expérimentale ;
- ✓ Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;
- ✓ Ajuster graphiquement la loi choisie ;
- ✓ Calculer le quantile et son intervalle de confiance

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le Tableau N°III.11.

Tableau N°III.10 : Caractéristiques de la série avec N=39 ans.

caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=40} Xi$	2037.2mm
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=40} Xi}{n}$	50.93mm
L'écart type « $\sigma_x$ » ; Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{40} (Xi - \bar{X})^2}{40}}$	21.19 mm
Coefficient de variation « Cv » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,42
L'exposant climatique :	b=0.44	

**Remarque :**

L'exposant climatique pour notre région (b=0.44) est donné par l'ARNH.

**III.3.1 Choix de la loi d'ajustement.**

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

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

- 1)-la loi de Gumbel.
- 2)-la loi de Laplace Gauss (Loi normale).
- 3)-la loi de Galton (Loi log-normale).

**III.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.**

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots \dots \dots (III.18)$$

Tel que :

$1/\alpha$  : la pente de la droite de GUMEL

$y$  : variable réduite de GUMBEL

$x$  : précipitation maximale journalière (mm)

$x_0$  : ordonnée à l'origine en(mm)

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

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

-classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.

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

$$F ( x ) = \frac{m - 0 . 5}{n} \dots\dots\dots(III.19)$$

$m$  : rang de précipitation

$n$  : nombre d'observations (40)

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

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

-calculer les paramètres d'ajustement «  $\alpha$  » et «  $x_0$  »

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

Les résultats des ajustements par la loi de « GUMBEL » des pluies maximales journalières a été fait par le logiciel **Hyfran** pour les différentes périodes de retour sont donnés dans le Tableau N°III.11.

Le tracé des droites est représenté sur papier GUMBEL dans la figure N°III.9.

- Gumbel (Méthode des Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations : 40

**Paramètres :**

U            41,57

Alpha      14.69

**Quantiles**

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

$T = 1/ (1-q)$

Tableau N°III.11: Résultats d'ajustement à la loi de GUMBEL.

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance
1000.0	0.9990	143	13.7	116 - 170
500.0	0.9980	133	12.4	108 - 157
200.0	0.9950	119	10.8	98.2 - 140
100.0	0.9900	109	9.52	90.5 - 128
50.0	0.9800	98.9	8.28	82.7 - 115
20.0	0.9500	85.2	6.64	72.2 - 98.2
10.0	0.9000	74.6	5.42	64.0 - 85.2
5.0	0.8000	63.6	4.20	55.4 - 71.8

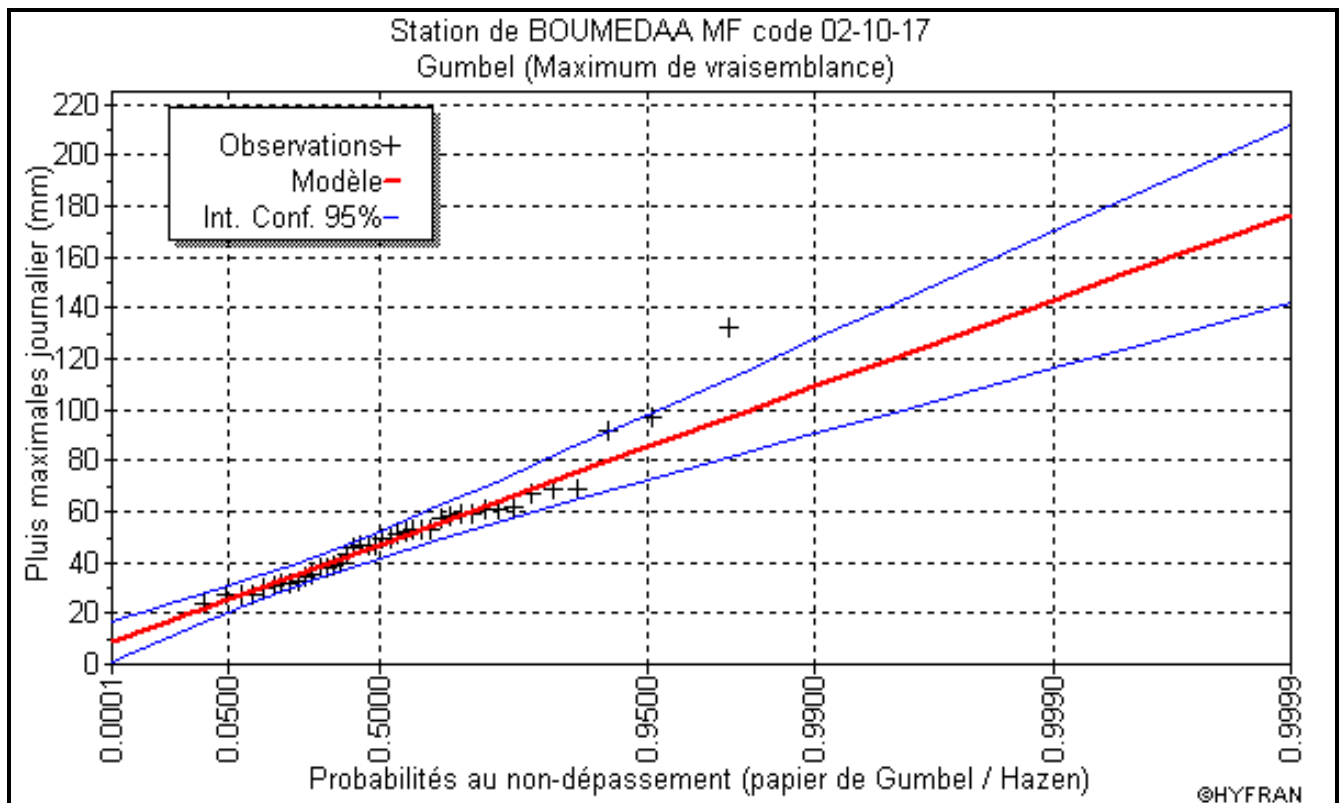


Figure N°III.9: La droite de l'ajustement avec loi de GUMBEL.

**III.3.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Laplace Gauss (Loi normale) :**

Calcul des fréquences expérimentales (au non dépassement):

$$T = \frac{1}{1 - q} \quad \text{et:} \quad F(x) = \frac{m - 0.5}{N}$$

M: numéro d'ordre de la valeur.

N : taille de l'échantillon.

Paramètres d'ajustement à la loi normale,  $X_{p\%} = X_{moy} + \delta U_{p\%}$

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

$\delta$  : écart-type.



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

Les résultats des ajustements par la loi «NORMALE» des pluies maximales journalières a été fait par le logiciel **Hyfran** pour les différentes périodes de retour et sont donnés dans le Tableau N°III.12.

Le tracé des droites est représenté sur papier GUMBEL dans la Figure N°III.10.

- Log normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations : 40

**Paramètres**

Mu 50.50, Sigma 21,1442

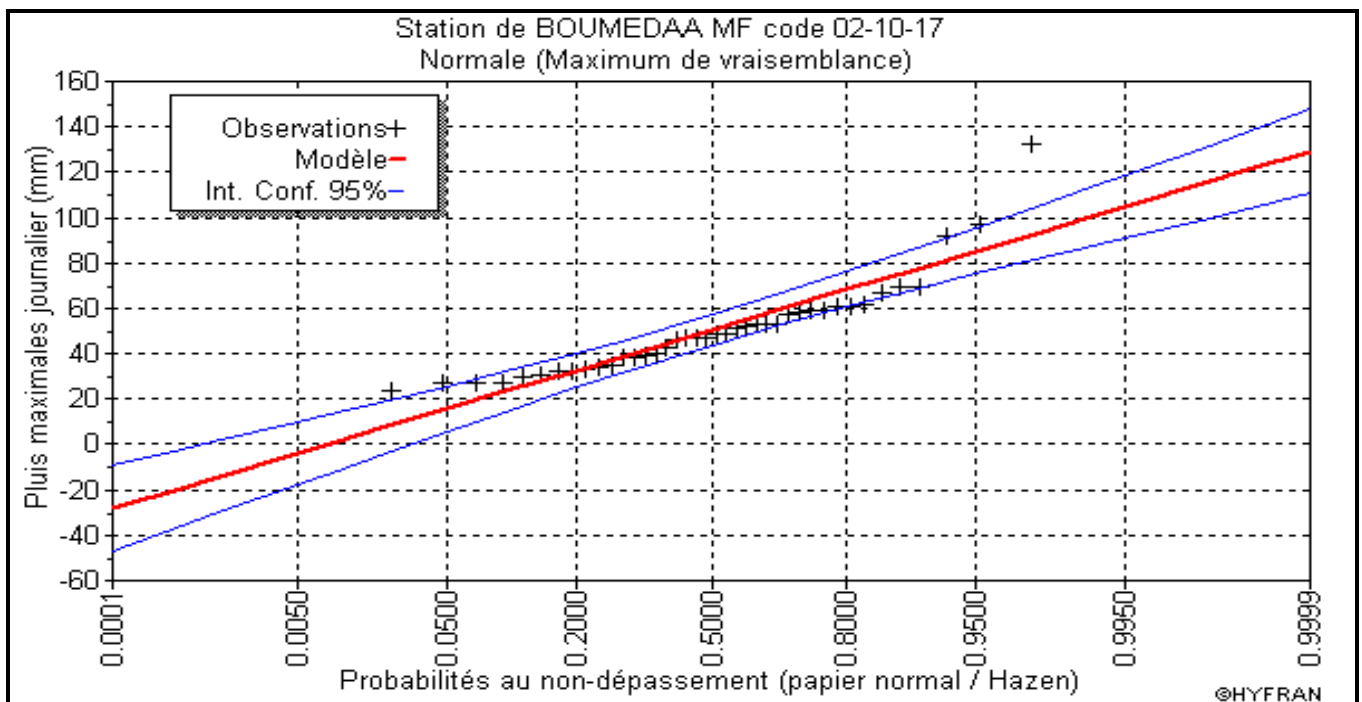
**Quantiles**

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

$T = 1 / (1-q)$

**Tableau N° III.12 : Résultats d'ajustement à la loi NORMAL**

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance
1000.0	0.9990	116	8.12	99.9 - 132
500.0	0.9980	111	7.66	96.3 - 126
200.0	0.9950	105	7.02	91.2 - 119
100.0	0.9900	99.7	6.50	87.0 - 112
50.0	0.9800	93.9	5.95	82.3 - 106
20.0	0.9500	85.3	5.17	75.2 - 95.4
10.0	0.9000	77.6	4.54	68.7 - 86.5
5.0	0.8000	68.3	3.90	60.6 - 75.9



**Figure N°III.10 : La droite de l'ajustement avec loi NORMAL.**



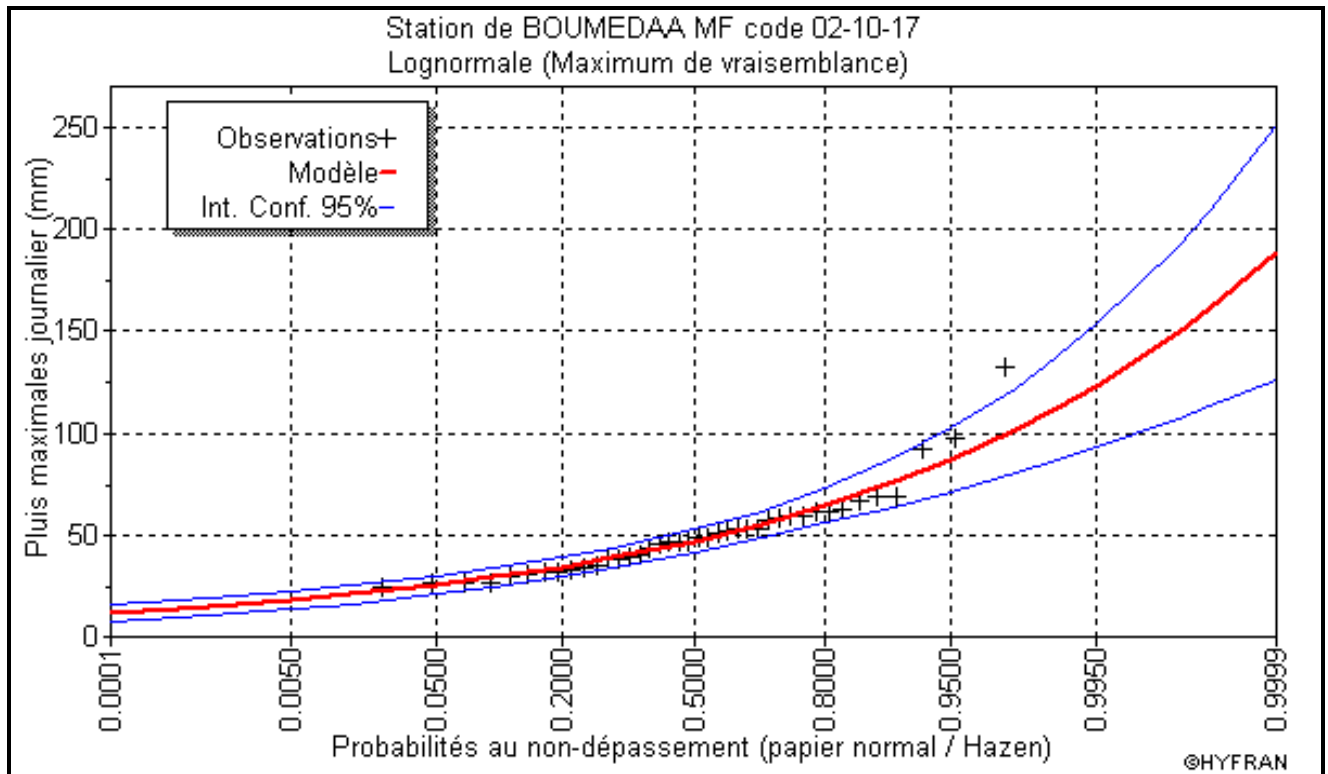


Figure N° III.11 : La droite de l'ajustement avec loi LOG NORMAL.

Avec la comparaison des trois graphes des droites de régression obtenues par les trois ajustements on a la figure N°III.12 :

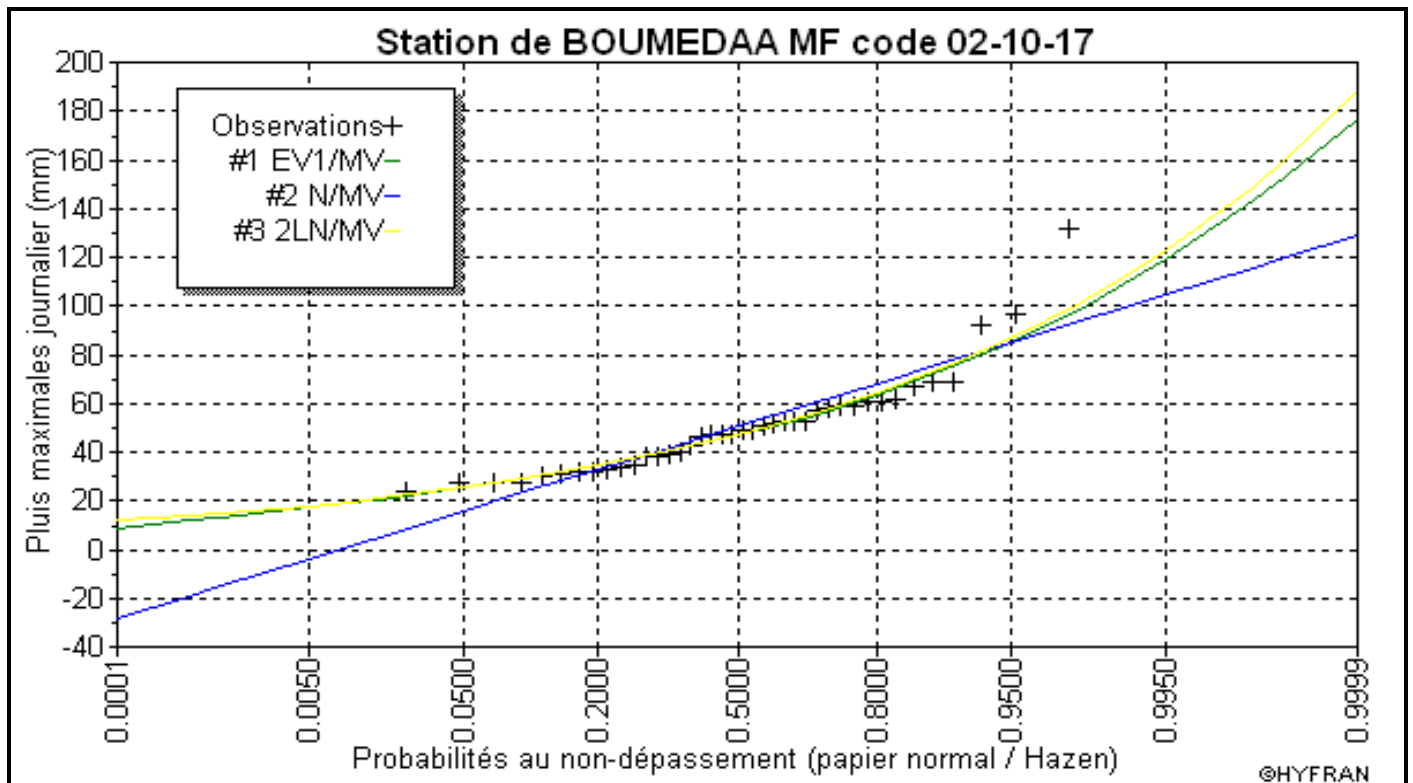


Figure N°III.12: Comparaison graphique entre les trois lois.

❖ Conclusion:

D'après les trois schémas on conclut que les pluies maximales journalières suivent la loi Log normale car presque tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de HENRY.

**Tableau N°III.14 :** Les pluies maximales journalières fréquentielle.

PERIODE DE RETOUR (AN)	1000	100	50	20	10
Fréquence	0,999	0,99	0,98	0,95	0,90
P <sub>max j</sub> (mm)	149	112	101	86,9	75,9

**III.3.5 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités:**

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la loi de BODY.

$$P_{CT} = P_{max j} \left( \frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III.22)$$

P<sub>CT</sub> : Pluie de courte durée de même fréquence que P<sub>max j</sub> % (mm).

P<sub>max, j</sub> : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

T: Temps en heures.

b : Exposant climatique (donnée) b = 0,44

Les résultats de calcul de P<sub>tc</sub> et I<sub>0</sub> (intensité) sont donnés dans le tableau N°III.15.

Les courbes des intensités pour les différentes fréquences sont représentées sur la figure N°III.13.

**Tableau N°III.15 :** Pluies et intensités de courte durée pour les différentes fréquences.

Temps (h)	Fréquence									
	0,999		0,99		0,98		0,95		0,9	
	P <sub>CT</sub>	I <sub>0</sub>	P <sub>CT</sub>	I <sub>0</sub>	P <sub>CT</sub>	I <sub>0</sub>	P <sub>CT</sub>	I <sub>0</sub>	P	I <sub>0</sub>
h	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)
1	36,80	36,80	27,66	27,66	24,95	24,95	21,46	21,46	18,75	18,75
1,06	37,76	35,62	28,38	26,78	25,60	24,15	22,02	20,78	19,23	18,15
2	49,93	24,96	37,53	18,76	33,84	16,92	29,12	14,56	25,43	12,72
4	67,73	16,93	50,91	12,73	45,91	11,48	39,50	9,88	34,50	8,63
6	80,96	13,49	60,86	10,14	54,88	9,15	47,22	7,87	41,24	6,87
8	91,89	11,49	69,07	8,63	62,29	7,79	53,59	6,70	46,81	5,85
10	101,37	10,14	76,19	7,62	68,71	6,87	59,12	5,91	51,64	5,16
12	109,83	9,15	82,56	6,88	74,45	6,20	64,06	5,34	55,95	4,66
14	117,54	8,40	88,35	6,31	79,68	5,69	68,55	4,90	59,87	4,28
16	124,65	7,79	93,70	5,86	84,50	5,28	72,70	4,54	63,50	3,97
18	131,28	7,29	98,68	5,48	88,99	4,94	76,57	4,25	66,88	3,72
20	137,51	6,88	103,37	5,17	93,21	4,66	80,20	4,01	70,05	3,50
22	143,40	6,52	107,79	4,90	97,21	4,42	83,64	3,80	73,05	3,32
24	149,00	6,21	112,00	4,67	101,00	4,21	86,90	3,62	75,90	3,16

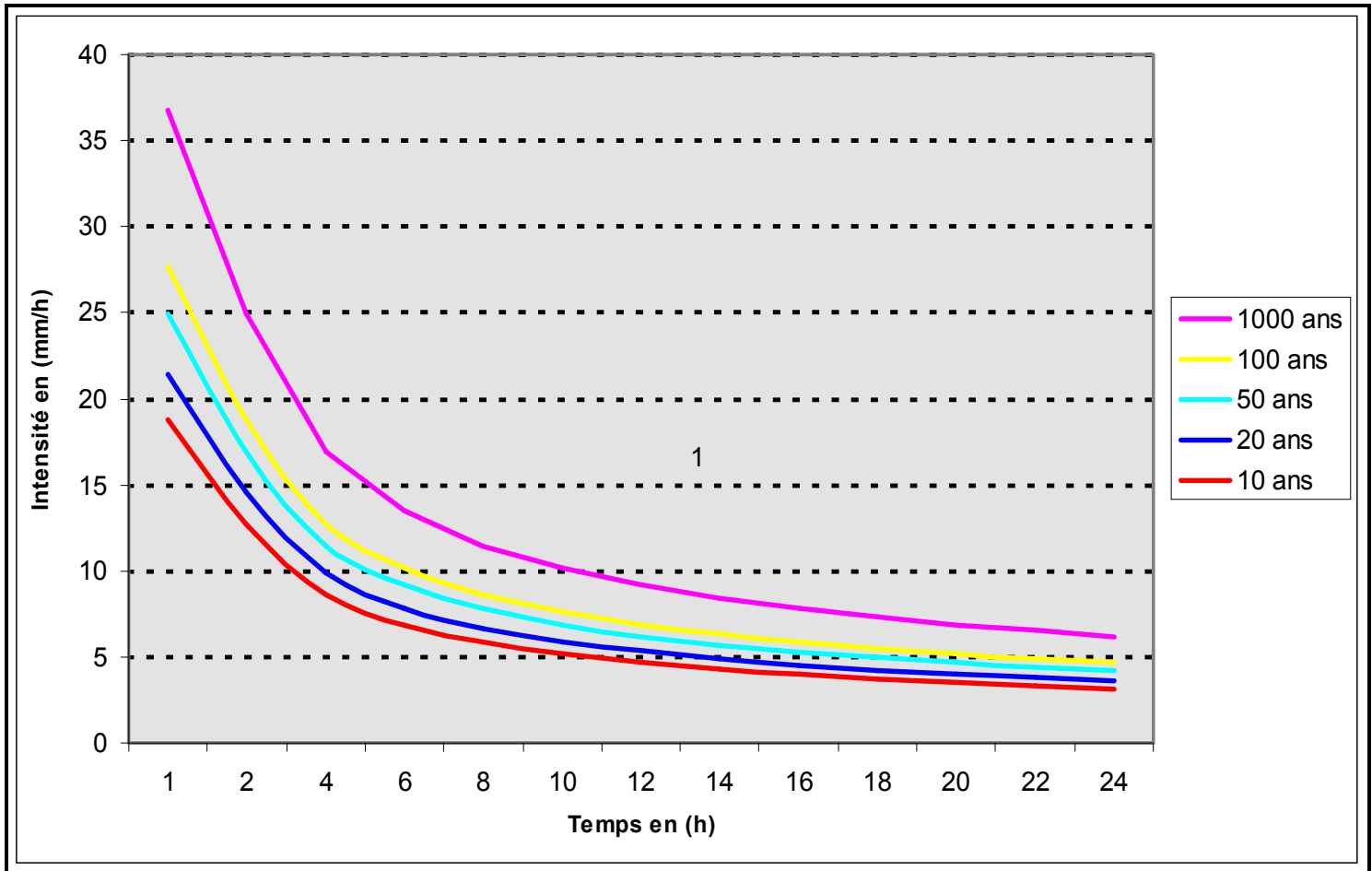


Figure N°III.13 : Intensité de courte durée pour les différentes fréquences.

**III.3.6 Etudes des apports :**

**III.3.6.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A<sub>0</sub>) :**

Compte tenu de l'absence de station hydrométrique dans le bassin versant et dans la région d'étude, les apports liquides sont déterminés par le biais des formules empiriques valables pour le Nord de l'Algérie.

- La valeur de la pluie moyenne annuelle P = 493.74mm.

**A) Formule de l'A.N.R.H :**

On a :

$$A_{moy} = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (III.23)$$

P : Pluie moyenne annuelle (m).

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

AN: **A<sub>0</sub>=0,349Hm<sup>3</sup>**

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (III.24)$$

AN: **L<sub>e</sub>= 122,19mm**

**B) Formule de MEDINGUER:**

On a:

$$L_e = 1,024 (P_{moy} - 0.26)^2 \dots\dots\dots (III.25)$$

$L_e$  : lame d'eau écoulée (mm).

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

AN :  $L_e = 0.0559 \text{ m}$

Et le rapport sera donc :

$$A_0 = L_e * S$$

AN :  $A_0 = 0.169 \text{ Hm}^3$

**C) Formule de TURC :**

$$L_e = P_{moy} - D \dots\dots\dots (III.26)$$

$P_{moy}$  : Pluie moyenne annuelle (mm).

$D$  : Déficit de l'écoulement (mm) .

$$D = \left[ \frac{P_{moy}}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{P_{moy}}{L}\right)^2}} \right] \text{ (mm)} \dots\dots\dots (III.27)$$

$L$  : Variable théorique  $L = 300 + 25 T_{moy} + 0.05 (T_{moy})^3$ .

$T_{moy}$  : Température moyenne annuelle

AN :  $L = 1245.90$  ;  $D = 480.23 \text{ mm}$  ,  $L_e = 13.51 \text{ mm}$

$A_0 = 0.041 \text{ Hm}^3$

**D) Formule de SAMIE :**

$$L_e = P_0^2 (293 - 2.2 \sqrt{S}) \dots\dots\dots (III.28)$$

$L_e = 70.495 \text{ mm}$

$A_0 = L_e . S$

AN :  $A_0 = 0.213 \text{ Hm}^3$

**E) Formule de CHAUMONT :**

$L_e = (1 - 10^{-kP^2})P$  avec  $k = 0.18 - 0.01 \log S = 0.175$

$L_e = 93.56$

$A_0 = 0,283 \text{ hm}^3$

Avec :

$L_e$  : lame d'eau écoulée

$A_0$  : apport moyen en ( $10^6 \text{ m}^3$ )

$S$  : surface en ( $\text{km}^2$ )

P : précipitation moyenne en (m)

Les résultats sont récapitulés dans le tableau N°III.16 :

**Tableau N° III.16** : Récapitulatif des résultats des apports.

FORMULE	A <sub>0</sub> (M M <sup>3</sup> )
ANRH	0,349
MEDINGUER	0.369
TURC	0.041
SAMIE	0.213
CHAUMONT	0,283

❖ **Conclusion :**

Vu les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre. On a choisi la plus commode donc on adopte pour **A<sub>0</sub>=0,349Mm<sup>3</sup>** donnée par la formule de l'A.N.R.H.

**III.3.6.2 Caractéristiques de l'écoulement :**

**a) Module de l'écoulement :**

Il est donné par :  $M_e = A_0 / T$  ..... (III.29)

A<sub>0</sub> : Apport moyen annuel (mm).

T : Temps d'une année en secondes  $T = 3.1536.10^7$  s

AN : **M<sub>e</sub>=11.07 l/s**

**b) Module de l'écoulement relatif :**

On a :  $M_{er} = M_e / S_{bv}$ ..... (III.30)

M<sub>e</sub> : Module de l'écoulement (l/s)

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

AN : **M<sub>er</sub>=3,67 l/s/Km<sup>2</sup>**

**c) Lamé d'eau écoulee :**

$$L_e = A_0/S_{BV}.$$

AN : **L<sub>e</sub>=115.56mm**

**d) Coefficient de l'écoulement:**

Il est donné par :  $C_e = L_e / P_{moy}$  ..... (III.31)

AN : **C<sub>e</sub>=0.23**

**III.3.6.3 Coefficient de variation :**

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

**1. Formule de SOKOLOVSKY :**

$$v = 0.78 - 0.29 \log q - 0.063 \log (S + 1) \dots\dots\dots (III.32)$$

q : Module de l'écoulement relatif

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

AN :  **$C_v=0.58$**

**2. Formule de OURKGUIPROVODKHOZ:**

$$C_v = \frac{0.7}{q^{0.125}} \dots\dots\dots (III.33)$$

q : module de l'écoulement relatif

AN:  **$C_v=0.59$**

**3. Formule de L'ANTONOV :**

$$C_v = 0.7 / (S + 1000)^{0.097} \dots\dots\dots (III.34)$$

AN:  **$C_v=0.36$**

**4. Formule de KRISTEKLY MENKEL:**

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot q^{0.27})$$

q : module de l'écoulement relatif

AN :  **$C_v=0.55$**

**5. Formule Algérienne de N.N PADOUM:**

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

$$C_v=0.93 K / M_0^{0.23} \dots\dots\dots (III.35)$$

Avec : K : coefficient de réduction K= (0.25-1.00) on prend K=0,7

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

**$C_v = 0.519$**

Les résultats sont récapitulés dans le Tableau N°III.17.



**Tableau N°III.17:** Récapitulatif des résultats de coefficient de variation.

Formule	Le coefficient de variation Cv
SOKOLOVSKI	0.58
OURKGUIPROVODKHOZ	0.59
ANTONOV	0.36
KRISTEKLY MENKEL	0.55
Algérienne de N.N PADOUM	0.519

❖ **Conclusion :**

Le coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc :  $C_v=0.519$  donnée par la formule Algérienne de N.N PADOUM.

**III.4 Irrégularité des apports :**

**III.4.1 Estimation fréquentielle des apports :**

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

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

- A% : Apport de fréquence donnée.
- $\mu$  : Variable réduite de Gauss.
- $A_0$  : Apport moyen annuel ( $Hm^3$ ).
- $C_v$  : Coefficient de variation.

$$A\% = \frac{0,349}{\sqrt{0.519^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\log((0.519)^2 + 1)}}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le Tableau N°III.18.

**Tableau N°III.18 :** Les apports fréquentiels.

PERIODE DE RETOUR (AN)	4 / 5	10	50	100	1000
Fréquence (%)	80	10	2	1	0.1
La variable réduite "u"	-0,841	1,282	2,054	2,327	3,091
Apport ( $Mm^3$ )	0,236	0,468	0,600	0,655	0.838

**III.4.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel:**

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

Tableau N°III.19 : Répartition mensuelle des apports.

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC.	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOU
Pluies mensuelles (%)	4,64	9,35	11,52	16,01	14,12	11,92	13,95	9,67	6,17	1,52	0,35	0,77
A (Mm <sup>3</sup> )	0,016	0,033	0,040	0,056	0,049	0,042	0,049	0,034	0,022	0,005	0,001	0,003
A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	0,0110	0,0221	0,0272	0,0378	0,0333	0,0281	0,0329	0,0228	0,0146	0,0036	0,0008	0,0018

**III.5 Etude des crues:**

Les crues sont des écoulements variables dans lesquels les débits atteignent des valeurs importantes.

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

Les paramètres définissant une crue sont :

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

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul des débits de période de retour 100, 50, 20, et 10 ans et l'application de la méthode de l'hydrogramme synthétique pour la détermination du débit de période de retour 100ans.

**III.5.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue:**

**1. Formule de MALLET-GAUTHIER :**

On a:  $Q_{\max p\%} = 2K \log(1+20.P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4\log T - \log S} \dots\dots\dots (III.37)$

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

$P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne annuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (3.02Km<sup>2</sup>).

L : Longueur de cours d'eau principal (3,37Km).

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : K (1-3)

On prend K = 2.

T : Période de retour (an).

Le Tableau N°III.20 nous donne tous les résultats de calcul.

Tableau N°III.20 : Débit maximum de crue pour différent période de retour (Formule de MALLET-GAUTHTER).

PERIODE DE RETOUR	100	50	20	10
Fréquence	1%	2%	5%	10%
Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	19.91	18.45	16,32	14.5

**2. Formule de SOKOLOVSKY :**

On a :  $Q_{\max p\%} = \frac{0.28 * (Pct - H_0) * \alpha_{p\%} * F * \bar{S}}{T_m}$  ..... (III.38)

H<sub>0</sub> : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie H<sub>0</sub>=7 mm

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

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{Pct\%} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{Pct\%} + \sqrt{H_0}}$$

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

- ✓ Pour S < 50 Km<sup>2</sup>                      γ = 2
- ✓ Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable      2 ≤ γ ≤ 2.5
- ✓ Pour un bassin boisé avec un sol perméable            3 ≤ γ ≤ 4

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

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

T<sub>m</sub>=T<sub>c</sub>=1.06 h.

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau N°III.21.

Tableau N°III.21 : Débit maximum de crue pour différentes périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY).

PERIODE DE RETOUR (AN)	100	50	20	20
Fréquence	1%	2%	5%	10%
P <sub>ct</sub> (mm)	28.38	25.6	22.02	19.23
α <sub>p%</sub>	0,33	0,31	0,28	0,25
Q <sub>max p%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	6.75	5.59	4.02	2.93

**3. Formule de TURRAZA:**

On a :  $Q_{\max p\%} = \frac{C * I_t * S}{3.6}$  ..... (III.39)

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

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

$I_{tc}$  : Intensité des pluies pendant une durée égale au temps de concentration pour une fréquence donnée (mm/h).

**Tableau n° III.22:** Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de TURRAZA).

PERIODE DE RETOUR (AN)	100	50	20	10
C	0,7	0,699	0,666	0,6
$I_{tc}$	26,78	24.15	20.78	18.15
$Q_{max}$ (m <sup>3</sup> /s)	15.72	13.55	11.61	9.14

Les résultats de calcul par les différentes formules sont donnés dans le Tableau N°III.23.

**Tableau N° III.23 :** Récapitulatif des résultats de débit de crue.

FORMULE	$Q_{1\%}$ (M <sup>3</sup> /S)	$Q_{2\%}$ (M <sup>3</sup> /S)	$Q_{5\%}$ (M <sup>3</sup> /S)	$Q_{10\%}$ (M <sup>3</sup> /S)
Mallet - Gauthier	19.91	18.45	16,32	14.5
Sokolovsky	6.75	5.59	4.02	2.93
Turraza	15.72	13.55	11.61	9.14

#### ❖ Conclusion :

On prend le débit de crue calculé par La formule de **MALLET- GAUTHIER**, dont le débit à été calculé en fonction de la période considérée et la pluie moyenne journalière, ainsi les caractéristiques générales du bassin versant.

**Tableau N°III.24:** Débits fréquentiels calculés.

Période de retour (ans)	100	50	20	10
Fréquence	1%	2%	5%	10%
$Q_{max}$ (m <sup>3</sup> /s)	19.91	18.45	16,32	14.5

#### III.5.1.1 Hydrogramme de crue:

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

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

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

a) **Pour le temps de montée:**

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left( \frac{t}{t_m} \right)^2 \dots\dots\dots (III.40)$$

$T_m = t_c$  : Temps de montée.

b) **Pour la décrue:**

$$Q_{\text{déc}} = Q_{\text{max}} \left( \frac{t_d - t}{t_d} \right)^3 \dots\dots\dots (III.41)$$

Avec:  $t_d = \delta t_m$  (Sokolovski)

$\delta$  : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2 — 4) , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin, on prend  $\delta=3$ .

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (100; 50 ; 20 ; 10) ans, sont donnés dans le Tableau N°III.25.

**Tableau N°III.25 : débits fréquentiels pour la construction des hydrogrammes de crue.**

Temps (h)	Qmax(10%) (m3/s)	Qmax (5%) (m3/s)	Qmax (2%) (m3/s)	Qmax(1%) (m3/s)
0	0	0	0	0
0,25	0,80655927	0,90779637	1,02627714	1,10748932
0,5	3,2262371	3,63118548	4,10510858	4,42995728
0,75	7,25903346	8,17016732	9,2364943	9,96740388
1	12,9049484	14,5247419	16,4204343	17,7198291
<b>1,06</b>	<b>14,5</b>	<b>16,32</b>	<b>18,45</b>	<b>19,91</b>
1,25	11,3419964	12,7656124	14,4317126	15,5737343
1,5	8,67942639	9,76884405	11,0438219	11,9177503
1,75	6,47001762	7,28211638	8,23253966	8,8840035
2	4,67149753	5,25785101	5,94407789	6,41444936
2,25	3,24159362	3,64846951	4,12464844	4,45104338
2,5	2,13803341	2,40639347	2,7204632	2,93574105
2,75	1,31854439	1,48404444	1,67773407	1,81049785
3	0,74085406	0,83384402	0,94267292	1,01726926
3,25	0,36268992	0,40821376	0,46149166	0,49801078
3,5	0,14177948	0,15957525	0,18040217	0,19467789
3,75	0,03585024	0,04035006	0,04561633	0,04922608
4	0,00	0,00	0,00	0,00

Les hydrogrammes de crues sont représentés par la Figure N°III.14

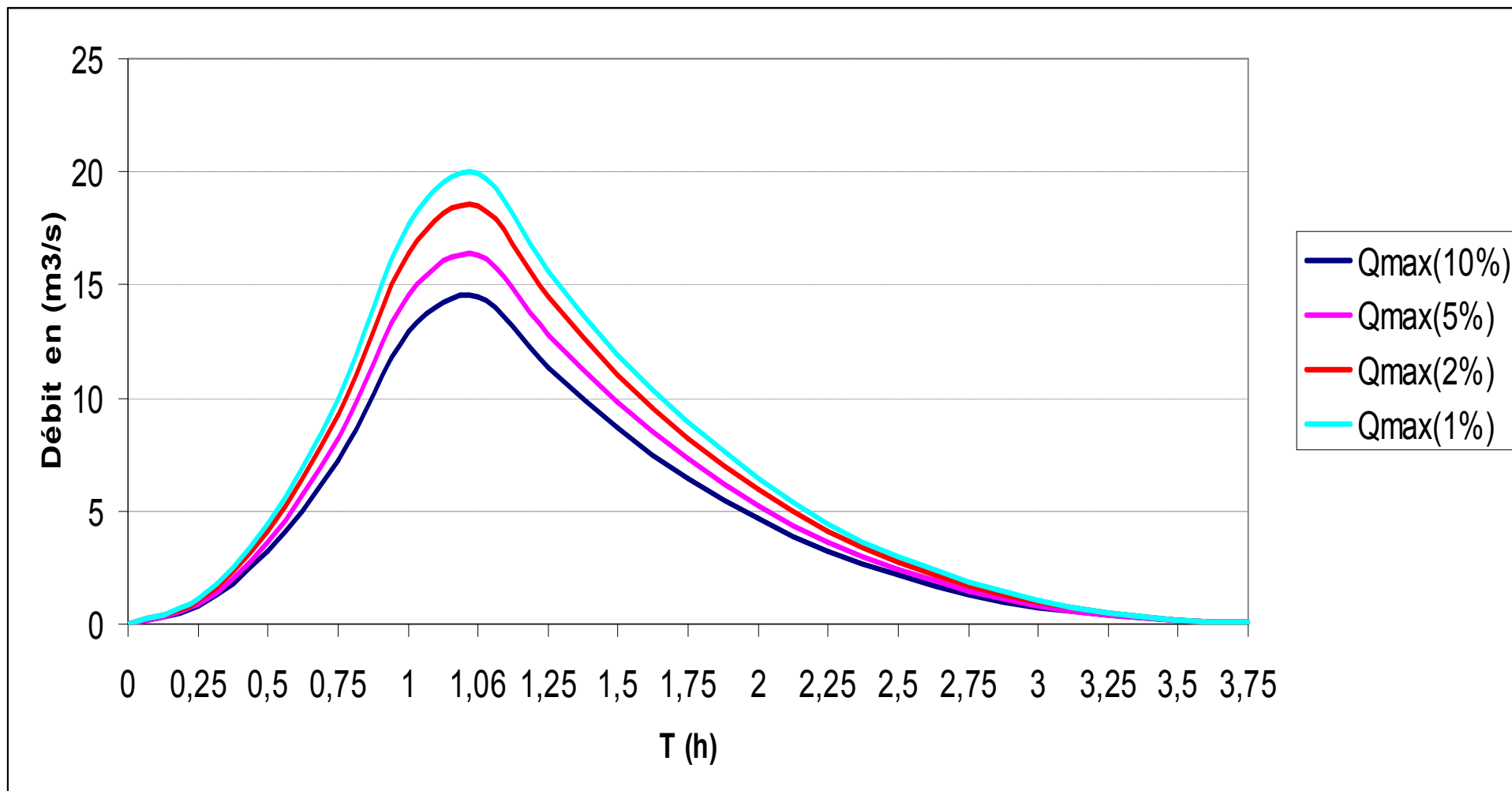


Figure N°III.14: Hydrogramme des crues.

**III.5.2 Estimation de la crue de projet:**

La crue de projet est la crue maximale que l’ouvrage doit être capable d’évacuer. Le passage de cette crue doit se faire sans causer à l’ouvrage de dommages qui pourraient avoir des conséquences graves pour l’aval. En outre le laminage de la crue par la retenue ne doit pas provoquer de submersion dommageable à l’amont.

Pour son estimation nous nous reportons aux recommandations de plusieurs comités (R.Rolley, 1977), on site :

- ✓ Le comité national Australien des grands barrages (CNAGB)
- ✓ Le CEMAGREF (ex : C.T.G.R.E.F).

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

- 1-/ Méthode du gradient des valeurs extrêmes.
- 2-/ Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable –débits maximum probable).

Recommandations du comité national Australien des grands barrages (voir Tableau N°III.26)

**Tableau N°III.26 : Catégories des dommages résultant des crues.**

<b>Dommmages élevés</b>	<b>Dommmages importants</b>	<b>Dommmages faibles</b>
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d’autre centre d’activité à l’aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toute fois. Pas de développement urbain et nombre limité d’édifices à l’aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables : dommages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d’habitation, dommage au barrage lui-même et à d’autres réservoirs à l’aval.	Pertes économiques appréciables. Dommages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d’autres réservoirs à l’aval.	Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et chemin vicinaux.
Le barrage est essentiel à l’activité économique et les réparations ne sont pas possibles.	Réparation possible du barrage. Disponibilité des sources de secours pour la fourniture en eau ou en électricité.	Réparation du barrage possible, pertes indirectes faibles.

**Tableau N°III.27: Crue de projet recommandée.**

Catégories des dommages	Crue de projet recommandée 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 la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficielle–perméabilité...)

- On doit calculer l'indice global "Ig" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r .$$

telque :

$I_a$  : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).

$I_d$  : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).

$I_r$  : représente les risques.

- **SI :**

1/ Le risque est faible ( $I_g = 1$ ), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2/ Le risque est moyen ( $I_g = 2$ ), on dimensionne l'évacuateur des crues pour une crue centennale avec vérification de la crue cinq centennale et parfois millénaire.

3/ Le risque est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

**Tableau N°III.28 : Choix de la crue de projet.**

LE RISQUE	RISQUE FAIBLE	RISQUE MOYEN (MODERE)	RISQUE IMPORTANT
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	$Q_{max}(1\%) +$ revanche	$Q_{max}(1\%) +$ revanche majorée avec vérification pour $Q_{max}(0.1\%)$ et $Q_{max}(0.2\%)$	$Q_{max}(0.1\%)$

Pour notre cas, on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines - volume d'emménagement relativement faible), donc on accepte un risque moyen ( $I_g = 2$ ) et on opte pour la crue centennale :

**D'où  $Q=19.91m^3/s$**

**III.5.3 Transport solide :**

L'écoulement de sédiments est le composant solide du torrent qui coule par la voie. Le transport des solides est entamé avec les processus d'érosion qui se produisent dans les rivières



du bassin versant vers le courant hydrique. Du point de vue hydrologique pratique, ce qui nous intéresse c'est l'écoulement qui afflue au réseau de drainage; lequel comprend à son tour, par rapport à la rivière et à la vallée d'inondation, l'érosion des berges, le transport par le courant et la déposition du matériau dans différents tronçons.

Vu l'absence de données sur les apports solides, le transport solides en suspension particulièrement, les formules empiriques sont utilisées pour la détermination du taux de dégradation spécifique.

**III.5.4 Formules empiriques :**

**a) Formule de TIXERONT:**

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit :

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15} \dots\dots\dots (III.42)$$

Avec :

T<sub>s</sub> : le transport solide en (t/Km<sup>2</sup>/an).

L<sub>0</sub> : la lame écoulée en (mm).

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

**AN :** **T<sub>s</sub>=713,66 (t/Km<sup>2</sup>/an)**

**b) Formule de Fournier :**

$$T_a = \frac{1}{36} \left( \frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2.65} \left( \frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \dots\dots\dots (III.43)$$

Avec :

T<sub>a</sub> : Taux d'abrasion en (t/Km<sup>2</sup>an)

P<sub>m</sub> : Pluie mensuelle moyenne annuelle du moins le plus pluvieux =79,07mm;

P<sub>A</sub>: Pluie moyenne annuelle = 493.74mm;

h= 45%(H<sub>max</sub> - H<sub>min</sub>) [m];

H<sub>max</sub> : Altitude maximale = 741m;

H<sub>min</sub> : Altitude minimale = 313m;

S : Surface du bassin versant = 3,02Km.

AN: P<sub>m</sub>= 79,07mm

P<sub>A</sub>=493.74mm

h= 741m.

S=3,02Km<sup>2</sup>.

D'où **T<sub>a</sub>=1763,88 t/Km<sup>2</sup>/an**

**C) Formule de Tixeron-Sogreah**

$$T_a = 75 \times Y^{0.15} \dots\dots\dots (III.44)$$

Avec:

Y: lame d'eau écoulée de l'apport moy annuel (Le = 115.56mm)

$$T_a = 152.93 \text{ t/km}^2.\text{an}$$

Le tableau présente les valeurs du transport solide selon les différentes méthodes

**Tableau N°III.29 : Récapitulatif des résultats de transport solide.**

Méthode	Transport Solide (Tonne/km <sup>2</sup> .an)
Tixeront	713,66
M. Fournier	1763,88
Tixeron- Sogreah	152.93

On remarque que le taux d'abrasion est important, d'où il est nécessaire d'effectuer quelques travaux de protection contre l'envasement de la retenue collinaire, ces travaux portent sur :

- Les digues de décantation ;
- La bande forestière.

**❖ Conclusion :**

La formule de Tixeront est utilisée pour l'évaluation du taux de dégradation spécifique

**III.5.5 Calcul du volume mort :**

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

**1. Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple) :**

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{Q_s.T.S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III.45)$$

T : Durée de vie du barrage (15 ans);

$\gamma_s$  : Poids spécifique des sédiments (1,6 t/m<sup>3</sup>);

S : Surface du bassin versant (3,02 Km<sup>2</sup>)

D'où **V<sub>m</sub>=20205.5 m<sup>3</sup>** Pour 15 ans d'exploitation.

**2. Formule de TIXERONT :**

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 - 1.10) \frac{Q_s T}{\delta_s} (m^3) \dots\dots\dots (III.46)$$

Q<sub>s</sub> : Le débit solide (t/an).

$\delta s$  : Poids spécifique de la vase humide ( $\delta s = 1.6 \text{ t/m}^3$ ).

$$Q_s = T_s * S.$$

S : Superficie du bassin versant.

AN :  $Q_s = 2155,25 \text{ t/an}$

T : Délai de service ; T = 15 ans.

D'où :  $V_m = 0,021215 \text{ Mm}^3 \Rightarrow NV_m = 318.9 \text{ mNGA}$

❖ **Conclusion :**

D'après les résultats trouvés, on opte une valeur du volume mort égale à  $V_m = 0,021215 \text{ Mm}^3$  pour 15 ans d'exploitation.

**III.5.6 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface » :**

L'établissement du plan d'eau en courbe de niveau donne, d'une part les variations du volume de la retenue en fonction de la côte de la retenue normale et d'autre part la variation de la surface submergée de la retenue en fonction de la côte du plan d'eau, ce qui permettra de calculer les pertes par évaporation.

La cote minimale relevée est de 313.00m et la cote maximale de 731.00m, soit hauteur près de 18 mètres.

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

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

$$\Delta V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H$$

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

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

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

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

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau N°III.30.

Tableau N°III.30 : La surface et le volume en fonction de l'altitude.

HAUTEUR (m)	SURFACE (Km <sup>2</sup> )	Smoy (Km <sup>2</sup> )	ΔH (m)	ΔV (Mm <sup>3</sup> )	V (Mm <sup>3</sup> )
313	0	0,000480299	1	0,0004803	0
314	0,0007204485	0,00115184	1	0,00115184	0,0004803
315	0,0015832312	0,002373216	1	0,00237322	0,00163214
316	0,0031631999	0,00407839	1	0,00407839	0,00400535
317	0,0049935800	0,005992648	1	0,00599265	0,00808374
318	0,0069917158	0,008022458	1	0,00802246	0,01407639
319	0,0090532004	0,010117461	1	0,01011746	0,02209885
320	0,0111817217	0,01216029	1	0,01216029	0,03221631
321	0,0131388592	0,014223586	1	0,01422359	0,0443766
322	0,0153083126	0,016576627	1	0,01657663	0,05860019
323	0,0178449420	0,019247168	1	0,01924717	0,07517682
324	0,0206493936	0,022197476	1	0,02219748	0,09442398
325	0,0237455592	0,025842601	1	0,0258426	0,11662146
326	0,0279396419	0,030025042	1	0,03002504	0,14246406
327	0,0321104424	0,034046156	1	0,03404616	0,1724891
328	0,0359818690	0,038197101	1	0,0381971	0,20653526
329	0,0404123331	0,042575442	1	0,04257544	0,24473236
330	0,0447385509	0,047484119	1	0,047484119	0,2873078
331	0,0502296876				0,33479192

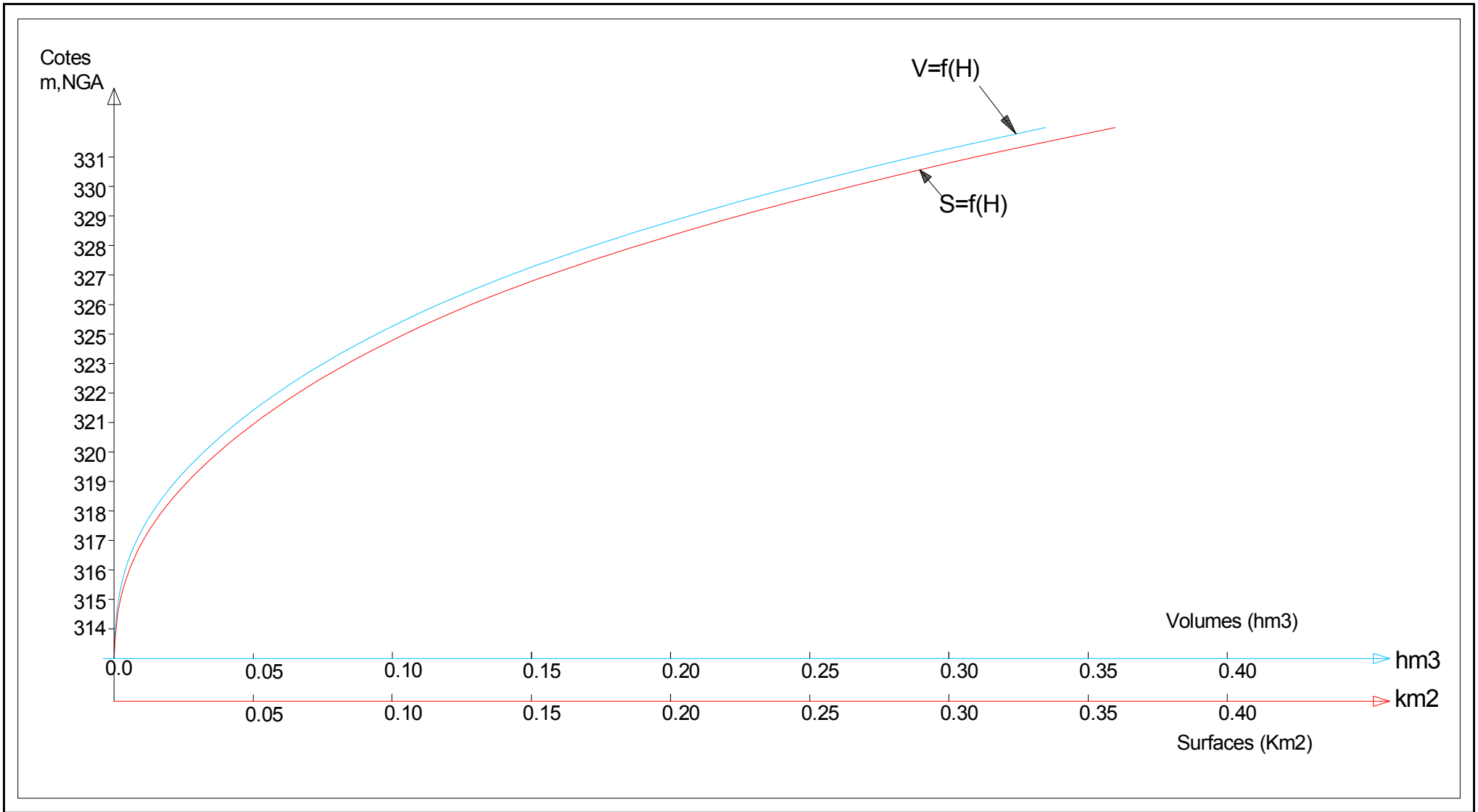


Figure N°III.15: Courbe capacité hauteur - surface

**III.6 Régularisation :**

La régularisation des débits permet de déterminer la meilleure façon de la restitution des eaux stockées. Le but est donc de satisfaire la demande en aval, que se soit en eau potable, en irrigation, pour la production de l'énergie électrique ou encore pour la navigation (grands barrages).

Différents types de régularisation sont utilisés :

- ❖ La régularisation saisonnière.
- ❖ La régularisation interannuelle. (impossible dans notre cas)

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- ❖ L'apport ( $A_{80\%}$  en  $M m^3$ ).
- ❖ La consommation totale ( $M m^3$ ).
- ❖ Les infiltrations et l'évaporation.
- ❖ Les courbes caractéristiques de la retenue (Figure N° III.15).

La régularisation saisonnière est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

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

Il s'agit donc de faire un bilan d'eau pendant une année avec un pas de calcul d'un mois et de trouver un optimum de régularisation.

**III.6.1 Répartition des besoins :**

Le but d'utilisation de la retenue collinaire sur Oued Tleta est de satisfaire les besoins agricoles.

Dans ce cas, la répartition mensuelle des besoins est comme suit :

La surface qu'on a à irriguer est de 32Ha

En posant la norme d'irrigation :  $N=6000 m^3/an /Ha$ .

**Tableau N°III.31: Répartition mensuelle des besoins.**

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOU
Besoin en eau( $Mm^3$ )	0,00672	0,003264	0,000192	0	0	0	0,00768	0,018432	0,03072	0,03456	0,047232	0,0432
Besoin en eau(%)	3,5	1,7	0,1	0	0	0	4	9,6	16	18	24,6	22,5

Source: Institut National d'Agronomie.

**III.6.2 Répartition mensuelle de l'apport  $A_{80\%}$  ( $Hm^3$ ):**

Les distributions moyennes mensuelles de l'apport moyen annuel et de l'apport correspondant à la fréquence de 80 % sur **oued Tleta** sont portées dans le tableau suivant :

Tableau N°III.32 : Répartition mensuelle des apports.

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOU
Pluies mensuelles (%)	4,64	9,35	11,52	16,01	14,12	11,92	13,95	9,67	6,17	1,52	0,35	0,77
A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	0,0110	0,0221	0,0272	0,0378	0,0333	0,0281	0,0329	0,0228	0,0146	0,0036	0,0008	0,0018

**III.6.3 Calcul du volume utile :**

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

- L'apport annuel A<sub>80%</sub>.
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.

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

**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 "V<sub>s</sub>" et "V<sub>d</sub>".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

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

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

**III.6.3.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes:**

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le Tableau N°III.33

$$V_s = 0,175456 \text{ M m}^3$$

$$V_d = 0,134912 \text{ M m}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'ou : } V_u = V_d \quad \text{Alors} \quad V_u = 0,134912 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m \dots\dots\dots(III.48)$$

D'où :

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 0,134912 + 0,021215 = 0,156127 \text{ Mm}^3$$

$V_{NNR} = 0,156127 \text{ Mm}^3$



$NNR = 326,47 \text{ m.NGA}$

Tableau N°III.33 : La régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.

Mois	A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	U <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	A-U (Mm <sup>3</sup> )	1 <sup>ère</sup> consigne d'exploitation			2 <sup>ème</sup> consigne d'exploitation		
				V <sub>ri</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>rf</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>rf</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S (Mm <sup>3</sup> )
sep	0,011	0,00672	0,00428	0,021215	0,021215		0,016935	0,021215	0,00428
oct	0,0221	0,00672	0,01538	0,025495	0,025495		0,005835	0,021215	0,01538
nov	0,0272	0,000192	0,027008	0,040875	0,040875		0,000331	0,021215	0,020884
dec	0,0378	0	0,0378	0,067883	0,067883		0,027339	0,027339	
jan	0,0333	0	0,0333	0,105683	0,105683		0,065139	0,065139	
fév	0,0281	0	0,0281	0,138983	0,138983		0,098439	0,098439	
mas	0,0329	0,00768	0,02522	0,167083	0,156127	0,010956	0,126539	0,126539	
avr	0,0228	0,018432	0,004368	0,181347	0,156127	0,02522	0,151759	0,151759	
mais	0,0146	0,03072	-0,01612	0,160495	0,156127	0,004368	0,156127	0,156127	
juin	0,0036	0,03456	-0,03096	0,140007	0,140007		0,140007	0,140007	
juil	0,0008	0,047232	-0,046432	0,109047	0,109047		0,109047	0,109047	
aout	0,0018	0,0432	-0,0414	0,062615	0,062615		0,062615	0,062615	
				0,021215	0,021215		0,021215	0,021215	



**III.6.3.2 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :**

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ◆ Pertes par évaporation.
- ◆ Pertes par infiltration.

**A) Pertes par évaporation :**

On a:  $V_{ep} = E_s \cdot S_{moy}$  .....(III.49)

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

$E_s$  : évaporation mensuelle (m).

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

$V_{moy}$  : volume moyen  $\left[ V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right]$  .....(III.50)

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

**B) Pertes par infiltration :**

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

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

$V_{if}$  : volume perdu a cause de l'infiltration.

$\delta$  : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminées d'après le Tableau N°III.36.

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

$V_{rf,i}$  et  $V_{rf,i+1}$  :les volumes de la retenue de deux mois successifs. Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)

**Tableau N°III. 34:** Valeurs de  $\delta$  en fonction des conditions hydrogéologiques.

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

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

Les volumes des pertes sont considérés comme consommés, pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante :

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

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

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

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

### La première approximation :

D'après le Tableau N°III.37 on a :

$$V_s = 0,167939 \text{ Mm}^3 \quad \text{Et} \quad V_d = 0,149136 \text{ Mm}^3.$$

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

$$V_u = V_d = 0,149136 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 0,021215 + 0,149136 = 0,170351 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = 0,170351 \text{ Mm}^3$$

⇒

$$\text{NNR} = 326,93 \text{ m.NGA}$$

$$\zeta = \frac{0,149136 - 0,134912}{0,134912} \cdot 100, \quad \zeta = 10,54 \%$$

Le calcul des pertes est représenté dans le Tableau N°III.35 :

Tableau N°III.35 : Le volume des pertes dans la retenue.

Mois	$V_{\text{moy}}$ [Mm <sup>3</sup> ]	$S_{\text{moy}}$ [km <sup>2</sup> ]	$E_s$ [mm]	$V_{\text{ep}}$ [Mm <sup>3</sup> ]	$V_{\text{inf}}$ [Mm <sup>3</sup> ]	Pertes [Mm <sup>3</sup> ]
Sep	0,023355	0,0093	117,05	0,001088565	0,00017516	0,001263728
Oct	0,033185	0,0114	97,977778	0,001116947	0,00024889	0,001365834
Nov	0,054379	0,0147	73,127778	0,001074978	0,00040784	0,001482821
Déc	0,086783	0,0196	61,888889	0,001213022	0,00065087	0,001863895
Janv	0,122333	0,0246	58,994118	0,001451255	0,0009175	0,002368753
Fév	0,1475550	0,0287	54,117647	0,001553176	0,00110666	0,002659839
Mars	0,1561270	0,03	70,45	0,0021135	0,00117095	0,003284453
Avr	0,156127	0,03	86,58125	0,002597438	0,00117095	0,00376839
Mai	0,148067	0,0288	100,65	0,00289872	0,0011105	0,004009223
Juin	0,124527	0,025	134,07059	0,003351765	0,00093395	0,004285717
Juil	0,085831	0,0194	154,83529	0,003003805	0,00064373	0,003647537
Août	0,041915	0,0128	153,65882	0,001966833	0,00031436	0,002281195

Tableau N°III.36 : La régularisation saisonnière tenant compte des pertes de la première approximation.

Mois	A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	U <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	Pertes(Mm <sup>3</sup> )	A-(U+P) (Mm <sup>3</sup> )	1 <sup>ère</sup> Consigne d'exploitation			2 <sup>ème</sup> Consigne d'exploitation		
					V <sub>ri</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>rf</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>rf</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S (Mm <sup>3</sup> )
Sep	0,011	0,00672	0,00126373	0,003016273	0,021215	0,021215		0,01819873	0,021215	0,00301627
Oct	0,0221	0,00672	0,00136583	0,014014166	0,02423127	0,024231273		0,00720083	0,021215	0,01401417
Nov	0,0272	0,000192	0,00148282	0,025525179	0,03824544	0,038245438		0,0194424	0,021215	0,0017726
Dec	0,0378	0	0,00186389	0,035936105	0,06377062	0,067069648		0,04496758	0,04496758	
Jan	0,0333	0	0,00236875	0,030931247	0,09970672	0,099706723		0,08090368	0,080903683	
Fév	0,0281	0	0,00265984	0,025440161	0,13063797	0,13063797		0,11183493	0,11183493	
Mas	0,0329	0,00768	0,00328445	0,021935548	0,15607813	0,156078131		0,13727509	0,137275091	
Avr	0,0228	0,018432	0,00376839	0,011140034	0,17801368	0,170350672	0,007663006	0,15921064	0,159210639	
Mais	0,0146	0,03072	0,00400922	-0,020129223	0,18149071	0,170350672	0,011140034	0,170350672	0,170350672	
Juin	0,0036	0,03456	0,00428572	-0,035245717	0,15022145	0,15022145		0,15022145	0,15022145	
Juil	0,0008	0,047232	0,00364754	-0,050079537	0,11497573	0,114975733		0,11497573	0,114975733	
Aout	0,0018	0,0432	0,0022812	-0,043681195	0,0648962	0,064896195		0,0648962	0,064896195	
					0,021215	0,021215		0,021215	0,021215	

**La deuxième approximation :**

D'après le Tableau N°III.38 on a :

$V_s = 0,168156 \text{ Mm}^3$  Et  $V_d = 0,149781 \text{ Mm}^3$ .

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

$$V_u = V_d = 0,149781 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 0,021215 + 0,149781 = 0,170996 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = 0,170996 \text{ Mm}^3 \quad \Rightarrow \quad \text{NNR} = 326,95 \text{ m.NGA}$$

$$\zeta = \frac{0,149781 - 0,149136}{0,149136} \cdot 100, \quad \zeta = 0,43 \%$$

Le calcul des pertes est représenté dans le Tableau N°III.37 :

**Tableau N° III.37:** Le volume des pertes dans la retenue.

Mois	$V_{\text{moy}}$ [Mm <sup>3</sup> ]	$S_{\text{moy}}$ [km <sup>2</sup> ]	$E_s$ [mm]	$V_{\text{ep}}$ [Mm <sup>3</sup> ]	$V_{\text{inf}}$ [Mm <sup>3</sup> ]	Pertes [Mm <sup>3</sup> ]
Sep	0,022723136	0,0092	117,05	0,00107686	0,00017042	0,001247284
Oct	0,031238355	0,0111	97,977778	0,00108755	0,00023429	0,001321841
Nov	0,052657543	0,0144	73,127778	0,00105304	0,00039493	0,001447972
Déc	0,083388186	0,0191	61,888889	0,00118208	0,00062541	0,001807489
Janv	0,115172346	0,0235	58,994118	0,00138636	0,00086379	0,002250154
Fév	0,1433581	0,0281	54,117647	0,00152071	0,00107519	0,002595891
Mars	0,1632144	0,0309	70,45	0,00217691	0,00122411	0,003401013
Avr	0,170350672	0,0318	86,58125	0,00275328	0,00127763	0,004030914
Mai	0,160286061	0,0305	100,65	0,00306983	0,00120215	0,00427197
Juin	0,132598591	0,0263	134,07059	0,00352606	0,00099449	0,004520546
Juil	0,089935964	0,02	154,83529	0,00309671	0,00067452	0,003771226
Août	0,043055598	0,0129	153,65882	0,0019822	0,00032292	0,002305116

Tableau N°III.38 : La régularisation saisonnière tenant compte des pertes de la deuxième approximation.

Mois	A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	U <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	Pertes(Mm <sup>3</sup> )	A-(U+P) (Mm <sup>3</sup> )	1 <sup>ère</sup> Consigne d'exploitation			2 <sup>ème</sup> Consigne d'exploitation		
					V <sub>ri</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>rf</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>rf</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S (Mm <sup>3</sup> )
sep	0,011	0,00672	0,00124728	0,003032716	0,021215	0,021215		0,01818228	0,021215	0,00303272
oct	0,0221	0,00672	0,00132184	0,014058159	0,02424772	0,024247716		0,00715684	0,021215	0,01405816
nov	0,0272	0,000192	0,00144797	0,025560028	0,03830588	0,038305875		0,01993034	0,021215	0,00128466
dec	0,0378	0	0,00180749	0,035992511	0,0638659	0,067069648		0,04549037	0,044967578	
jan	0,0333	0	0,00225015	0,031049846	0,09985841	0,099858415		0,08148288	0,080903683	
fév	0,0281	0	0,00259589	0,025504109	0,13090826	0,13063797		0,11253273	0,11183493	
mas	0,0329	0,00768	0,00340101	0,021818987	0,15641237	0,156078131		0,13803684	0,137275091	
avr	0,0228	0,018432	0,00403091	0,011140034	0,17823136	0,170350672	0,007880684	0,15985582	0,159210639	
mais	0,0146	0,03072	0,00427197	-0,02039197	0,18149071	0,170350672	0,011140034	0,170995858	0,170350672	
juin	0,0036	0,03456	0,00452055	-0,035480546	0,1499587	0,149958702		0,15060389	0,15022145	
juil	0,0008	0,047232	0,00377123	-0,050203226	0,11447816	0,114975733		0,11512334	0,114975733	
aout	0,0018	0,0432	0,00230512	-0,043705116	0,06427493	0,064896195		0,06492012	0,064896195	
					0,020570	0,021215		0,021215	0,021215	

**III.7 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 :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots(III.50)$$

Où :

Q : le débit entrant de la crue.

q : le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé)

S : la surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumule a l'instant (t) est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots(III.51)$$

Où :

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

IL existe plusieurs procédés de calcul, on cite :

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

**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 normal de la retenue (NNR).
4. les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

**A.1) Estimation du débit de crue laminée :**

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q\%}\right) \dots\dots\dots(III.52)$$

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 :

$$q_{lam} = Q\% \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right) \dots\dots\dots(III.53)$$

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,

**A.2) Estimation de la charge au dessus du déversoir :**

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

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(III.54)$$

Où :

$m$  : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport a 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; [ $g = 9,81m^2/s$ ];

$L$  : la largeur de déversoir,

$H$  : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 a 1.2 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 :

$$V_{moy} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \dots\dots\dots(III.55)$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversante par la même formule et  $L$  compris entre 4 et 18 mètres.

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(III.56)$$



$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{moy}^2}{2g} \dots\dots\dots(III.57)$$

Où :

$H_o$  : est la charge globale;

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

P : la hauteur de pelle.

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

Le débit laminé 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 L, Les relations s'ajustent automatiquement.

**Tableau N°III.39: Données initiales.**

Données initiales	
g	9,81 m <sup>2</sup> /s
α	1
Q <sub>1%</sub>	19,91m <sup>3</sup> /s
V <sub>crue 1%</sub>	78760m <sup>3</sup>
m	0,48
P	1,5 m

**Tableau N°III.40: 1<sup>ère</sup> Etape de calcul.**

b	H	débit	surface	vitesse	V <sub>forcé</sub>
(m)	(m)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>2</sup> )	(m/s)	(Mm <sup>3</sup> )
4	0,5	3,00680827	8	0,37585103	0,016304
6	0,6	5,92882819	12,6	0,47054192	0,019704
8	0,7	9,96156988	17,6	0,56599829	0,023204
10	0,8	15,2133802	23	0,66145131	0,026604
12	0,9	21,7839057	28,8	0,75638562	0,030204
14	1	29,7658833	35	0,85045381	0,033704
16	1,1	39,2463931	41,6	0,94342291	0,037304
18	1,2	50,3077754	48,6	1,03513941	0,041004

Tableau N°III.41: 2<sup>ème</sup> Etape de calcul.

H (m)	V <sub>moy</sub> (Mm <sup>3</sup> )	H <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Débit m <sup>3</sup> /s							
			b=4m	b=6 m	b=8 m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16m	b=18m
0,5	0,376	0,507	3,07	4,61	6,14	7,68	9,22	10,75	12,29	13,82
0,6	0,471	0,611	4,06	6,10	8,13	10,16	12,19	14,23	16,26	18,29
0,7	0,566	0,716	5,16	7,73	10,31	12,89	15,47	18,05	20,62	23,20
0,8	0,661	0,822	6,34	9,51	12,68	15,85	19,02	22,20	25,37	28,54
0,9	0,756	0,929	7,62	11,43	15,23	19,04	22,85	26,66	30,47	34,28
1	0,850	1,037	8,98	13,47	17,96	22,45	26,94	31,43	35,92	40,41
1,1	0,943	1,145	10,42	15,64	20,85	26,06	31,27	36,49	41,70	46,91
1,2	1,035	1,255	11,95	17,93	23,90	29,88	35,85	41,83	47,81	53,78

Tableau N°III.42: 3<sup>ème</sup> Etape de calcul.

H (m)	V <sub>forcé</sub> (Mm <sup>3</sup> )	q <sub>Laminé</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Débit m <sup>3</sup> /s							
			b=4m	b=6m	b=8m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16m	b=18m
0,5	0,016304	15,788	3,07	4,61	6,14	7,68	9,22	10,75	12,29	13,82
0,6	0,019704	14,929	4,06	6,10	8,13	10,16	12,19	14,23	16,26	18,29
0,7	0,023204	14,044	5,16	7,73	10,31	12,89	15,47	18,05	20,62	23,20
0,8	0,026604	13,185	6,34	9,51	12,68	15,85	19,02	22,20	25,37	28,54
0,9	0,030204	12,275	7,62	11,43	15,23	19,04	22,85	26,66	30,47	34,28
1	0,033704	11,390	8,98	13,47	17,96	22,45	26,94	31,43	35,92	40,41
1,1	0,037304	10,480	10,42	15,64	20,85	26,06	31,27	36,49	41,70	46,91
1,2	0,041004	9,544	11,95	17,93	23,90	29,88	35,85	41,83	47,81	53,78

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe  $q = f(h)$  comme le montre les figures N°III.16 et N°III.17.

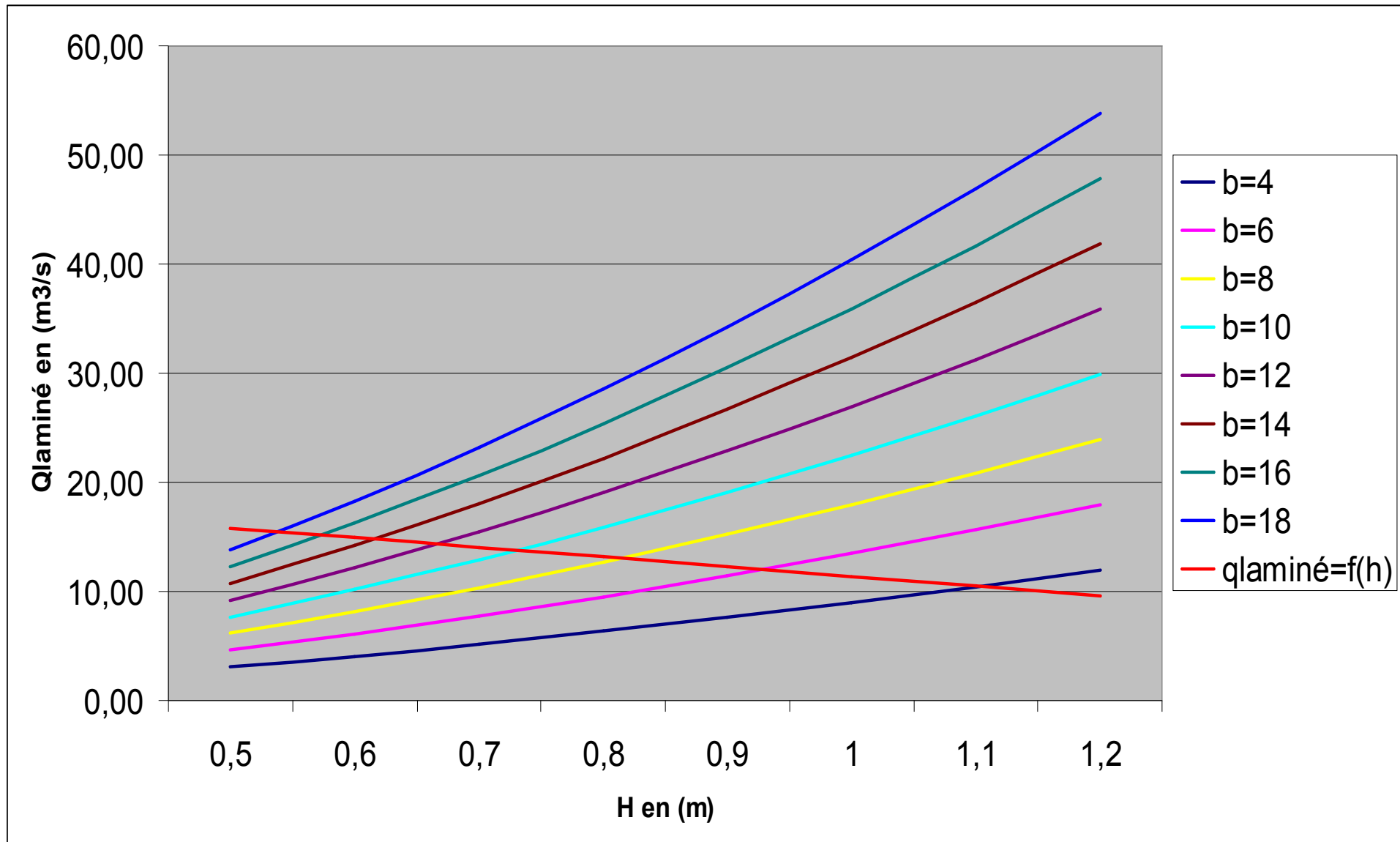


Figure N°III.16:  $Q_{\text{laminé}} = f(h)$ .

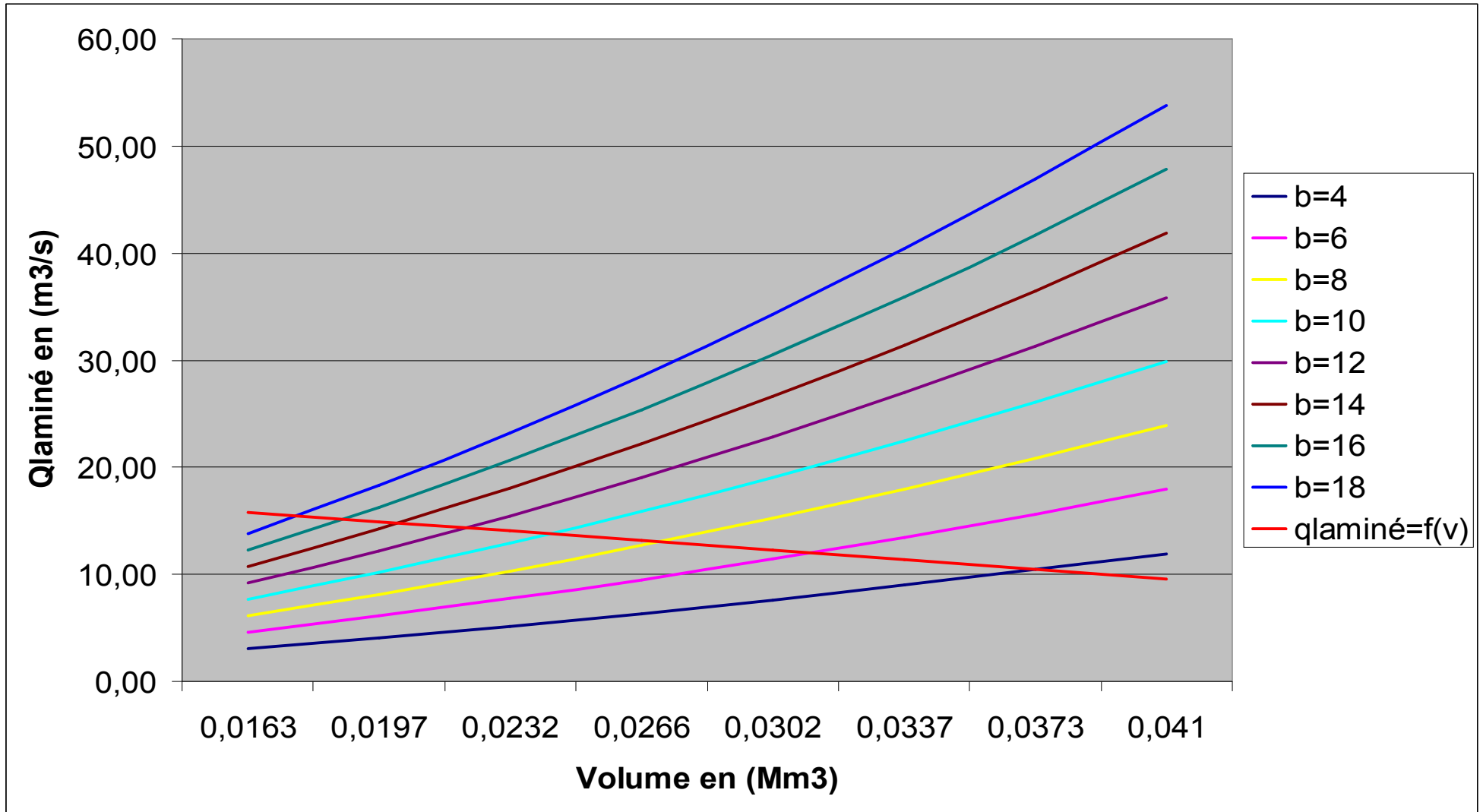


Figure N°III.17:  $Q_{\text{laminé}} = f(V)$ .

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

**Tableau N°III.43:** Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

b (m)	H (m)	NPHE (m)	q(m <sup>3</sup> /s)	V <sub>forcé</sub> (Mm <sup>3</sup> )
4	1,097	328,047	10,420	0,0375
6	0,931	327,881	12,000	0,0311
8	0,813	327,763	13,050	0,0273
10	0,728	327,678	13,210	0,0242
12	0,666	327,616	14,260	0,022
14	0,616	327,566	14,710	0,0202
16	0,575	327,525	15,100	0,0187
18	0,537	327,487	15,440	0,0176

**III.8 Etude d'optimisation :**

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

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

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

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

$$V_B = \Sigma V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots(III.58)$$

V<sub>i</sub> : le volume du barrage à la cote i.

L<sub>i</sub> : Distance entre deux coupes voisines.

$$S_i : \text{Section transversale correspondante à la coupe } i \left[ S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right] \dots\dots\dots(III.59)$$

$$B_i : \text{Largeur de base } [B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b]$$

m<sub>1</sub>, m<sub>2</sub> : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

$$H_i : \text{Hauteur de la tranche au point } i \left[ H_i = NNR - C_f + R + h_{\text{dév}} + T \right] \dots\dots\dots(III.60)$$

R : Revanche en (m).

T : Tassement en (m).

**III.8.1.1) Calcul de la revanche :**

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

**a) Formule de STEVENSON GAILLARD :**

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec} \quad H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(III.61)$$

$$V = 1.5 + 2 \cdot H \dots\dots\dots(III.62)$$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètres [F = 0.25 km].

**A.N :**

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{0.25} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{0.25} = 0.74 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1.5 + 2 \cdot H = 1.5 + 2 \cdot 0.74 = 2.98 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.75 \cdot 0.74 + \frac{2.98^2}{2 \cdot 9.81} = 1.01 \text{ m}$$

**b) Formule de MALLET et PACQUANT :**

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec} \quad H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(III.63)$$

**A.N :**

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{0.25} = 0.655 \text{ m}$$

$$V = 1.5 + 2 \cdot H = 1.5 + 2 \cdot 0.655 = 2.83 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.655 + \frac{2.83^2}{2 \cdot 9.81} = 1.07 \text{ m}$$

**c) Formule Simplifiée :**

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{F}$$

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{0.25} = 1.15 \text{ m}$$

**Conclusion :**

On prend la valeur le plus proche à la moyenne donc :

R = 1,01 m, obtenue par la méthode de STEVENSON GAILLARD

**III.8.1.2) Largeur en crête :**

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

**1) Formule de KNAPEN T :**

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(III.64)$$

**2) Formule de E- F-PREECE :**

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots(III.65)$$

**3) Formule Anonyme (simplifiée) :**

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots(III.66)$$

**4) Formule pratique :**

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(III.67)$$

H<sub>b</sub> : Hauteur du barrage [m];

$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + T.$
--------------------------------------

On admet une valeur de T=0,1m pour le tassement de la retenue, le Tableau N°III.44 nous donne les résultats du calcul pour les différentes largeurs et lames déversantes

**Tableau N°III.44 :** differetes largeurs en crete.

Largeur en crête du barrage (m)							
Largeurs déversantes (m)	Lames déversantes (m)	Tassements (m)	Hauteur du barrage (m)	Formules utilisées			
				KNAPEN	PREECE	SIMPLIFIEE	PRATIQUE
4	1,097	0,1	16,157	6,63	5,42	6,10	6,70
6	0,931	0,1	15,991	6,60	5,40	6,07	6,66
8	0,813	0,1	15,873	6,57	5,38	6,05	6,64
10	0,728	0,1	15,788	6,56	5,37	6,03	6,62
12	0,666	0,1	15,726	6,54	5,36	6,02	6,61
14	0,616	0,1	15,676	6,53	5,36	6,01	6,60
16	0,575	0,1	15,635	6,52	5,35	6,00	6,59
18	0,537	0,1	15,597	6,52	5,34	5,99	6,58

On opte pour une largeur de crête égale à : **6m.**

**III.8.1.3 Calcul le volume et le coût de la digue :**

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

**Tableau N°III.45 : coût et volume de la digue.**

Largeur déversante (m)	Volume de la digue (m <sup>3</sup> )	Coût de la digue (million DA)
4	101502,1122	40,60084488
6	98759,81468	39,50392587
8	96839,70658	38,73588263
10	95471,53884	38,18861553
12	94481,44413	37,79257765
14	93687,80279	37,47512112
16	93040,21383	37,21608553
18	92442,5799	36,97703196

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5, et le prix du mètre cube du remblai est estimé à 400 DA.

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

**III.8.2.1 Coût du déversoir :**

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profil Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...),pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant à la suite l'instabilité de l'ouvrage. Le coefficient de débit est  $m = 0.44$

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

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1,80} \dots\dots\dots(III.68)$$

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

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S \cdot L$$

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

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à 35000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :



Tableau N°III.46: Coût de déversoir.

Coût du déversoir			
Largeurs déversantes	Section	Volume du béton	Coût du déversoir
(m)	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(millions DA)
4	1,9148	7,6592	0,268072
6	1,7801	10,6806	0,373821
8	1,6759	13,4072	0,469252
10	1,5957	15,957	0,558495
12	1,5336	18,4032	0,644112
14	1,4813	20,7382	0,725837
16	1,4367	22,9872	0,804552
18	1,3937	25,0866	0,878031

**III.8.2.2 Calcul du coût du coursier :**

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

La longueur approximative du coursier est 72 m (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \dots\dots\dots(III.69)$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale respectivement 0,5 et 0,4 mètre et le coût des terrassements égale à 1000 DA..

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e, \text{max}})^{0,4} \dots\dots\dots(III.70)$$

Le volume du déblai est donné par :

$$V_{\text{déblai}} = \sum \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots(III.71)$$

$s_i, s_{i+1}$  : les section des coupes déterminer après la carte topographique.

$d$  : la distance entre deux coupes.

Le tableau N°III.47 nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau N°III.47: coût de coursier.

Largeurs déversantes	Débits déversants	largeur de coursier	surface de béton	volume de béton	volume de déblais	coût de béton	coût de déblais	coût total
(m)	(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(millionDA)	(millionDA)	(millionDA)
4	10,42	2,55	3,277	235,928	591,60	8,257	0,237	8,494
6	12	2,70	3,351	241,269	625,97	8,444	0,250	8,695
8	13,05	2,79	3,397	244,588	647,33	8,561	0,259	8,820
10	13,79	2,86	3,428	246,832	661,77	8,639	0,265	8,904
12	14,26	2,89	3,597	259,020	670,70	9,066	0,268	9,334
14	14,71	2,93	3,666	263,923	679,09	9,237	0,272	9,509
16	15,1	2,96	3,781	272,233	686,24	9,528	0,274	9,803
18	15,44	2,99	3,894	280,387	692,38	9,814	0,277	10,091

**III.8.3 le coût total du barrage :**

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné dans le Tableau N°III.48.

Tableau N°III.48: coût total de la retenue.

largeurs déversantes	coût de la digue	coût de l'évacuateur de crue		coût total
		(millions de DA)		
(m)	(millions de DA)	déversoir	coursier	(millions de DA)
4	40,60084488	0,27	8,494	49,36
6	39,50392587	0,37	8,695	48,57
8	38,73588263	0,47	8,820	48,02
10	38,18861553	0,56	8,904	47,65
12	37,79257765	0,64	9,334	47,77
14	37,47512112	0,73	9,509	47,71
16	37,21608553	0,80	9,803	47,82
18	36,97703196	0,88	10,091	47,95

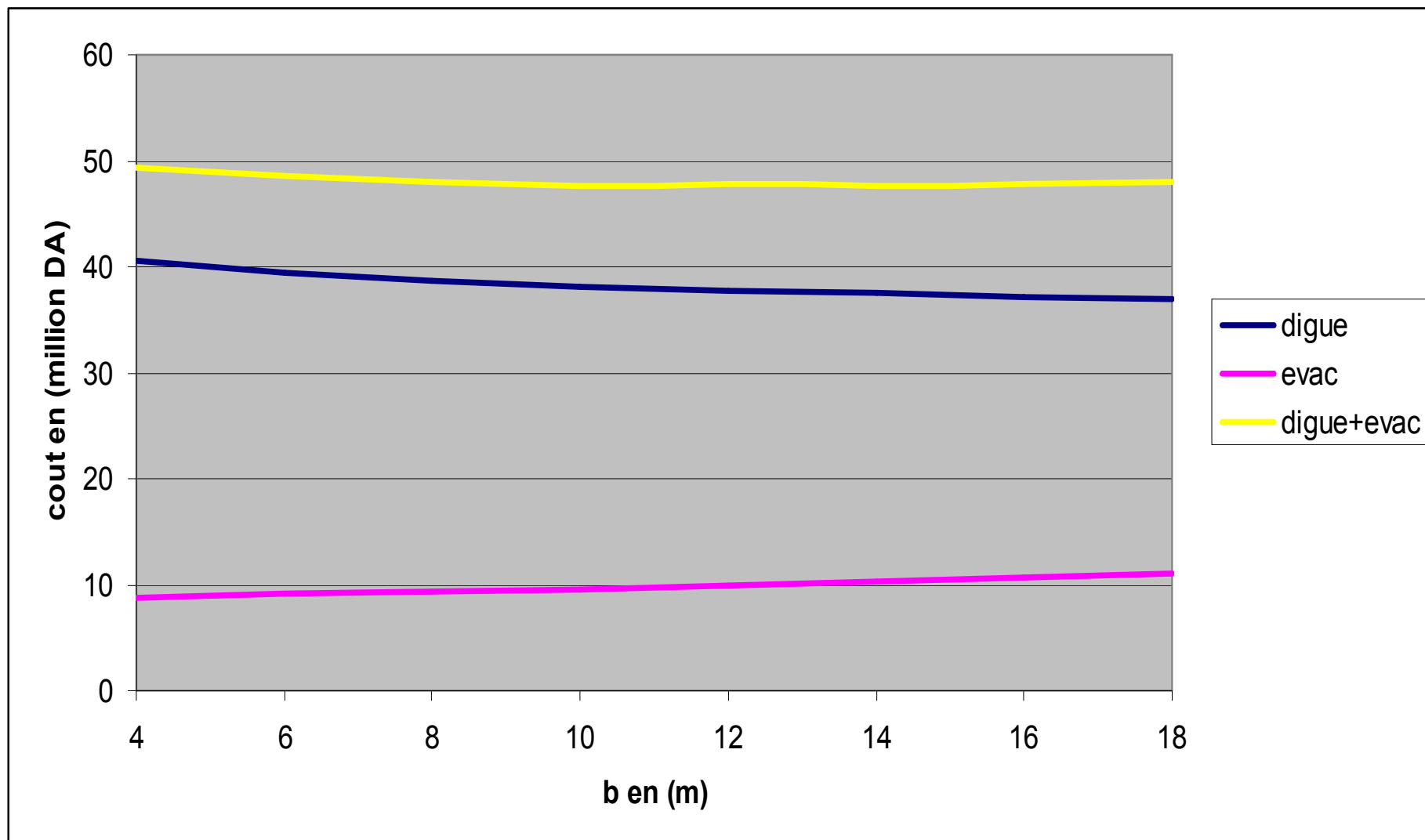


Figure N°III.18: Courbe d'optimisation.

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure N°III.18, la largeur déversante donnant le coût minimum est **10m**.

Donc la hauteur du barrage est :

$$H_b = 15,79 \text{ m}$$

Et le niveau de crête est :

<b>Crête = 328,79 m</b>
-------------------------

### **III.8.4 Laminage pour un déversoir de largeur $b=10 \text{ m}$ :**

Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au dessus du déversoir est calculée et tracée

**Tableau N°III.49:** Volumes et débit déversant.

Cote (m)	Hd (m)	q (m <sup>3</sup> /s)	1/2q ΔT (m <sup>3</sup> )	V (H) (m <sup>3</sup> )	V+1/2q ΔT (m <sup>3</sup> )
326,95	0	0	0	0,170996	0,170996
327	0,05	0,2377	0,000106969	0,1725	0,172606969
327,05	0,1	0,6723	0,000302554	0,1741	0,174402554
327,1	0,15	1,2352	0,000555828	0,1757	0,176255828
327,15	0,2	1,9017	0,000855753	0,1773	0,178155753
327,2	0,25	2,6577	0,001195951	0,179	0,180195951
327,25	0,3	3,4936	0,001572118	0,1806	0,182172118
327,3	0,35	4,4024	0,001981095	0,1823	0,184281095
327,35	0,4	5,3787	0,002420434	0,1839	0,186320434
327,4	0,45	6,4181	0,002888165	0,1856	0,188488165
327,45	0,5	7,5170	0,003382659	0,1873	0,190682659
327,5	0,55	8,6723	0,003902539	0,189	0,192902539
327,55	0,6	9,8814	0,004446621	0,1907	0,195146621
327,6	0,65	11,1419	0,005013873	0,1924	0,197413873
327,65	0,7	12,4520	0,005603383	0,1942	0,199803383
327,678	0,728	13,2065	0,005942926	0,1955	0,201442926

On trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir (figure N°III.19).

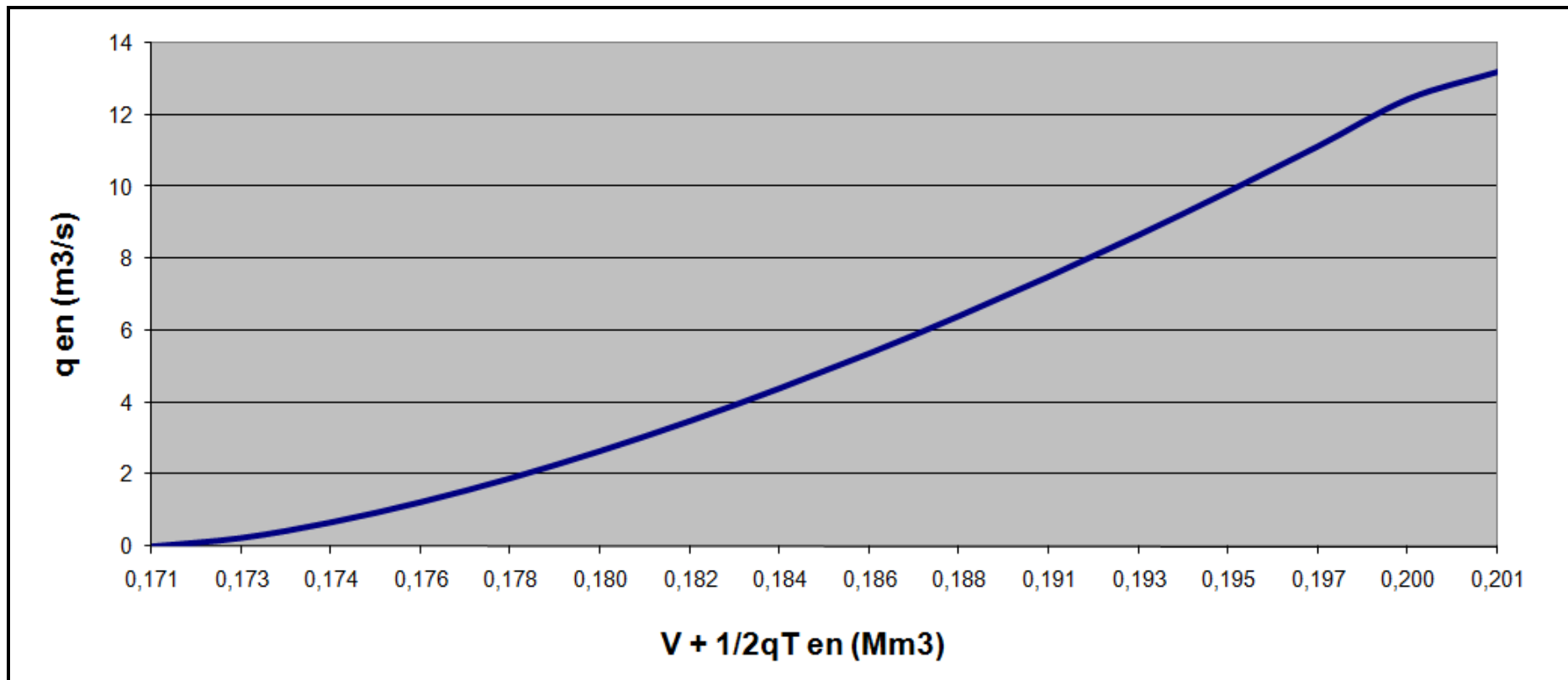


Figure N°III.19: Courbe des débits déversants.

Tableau N°III.50: Le laminage.

Temps (h)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>moy</sub> - q (m <sup>3</sup> /s)	(Q <sub>moy</sub> - q) Δt (m <sup>3</sup> )	V+1/2.q.Δt (m <sup>3</sup> )	q (m <sup>3</sup> /s)
0	0	0,55374466	0,55374466	498,370194	170996	0
0,25	1,10748932	2,7687233	2,7007233	2430,65097	171494,3702	0,068
0,5	4,42995728	7,19868058	6,66368058	5997,312522	173925,0212	0,535
0,75	9,96740388	13,84361649	11,29261649	10163,35484	179922,3337	2,551
1	17,7198291	18,81491455	11,60191455	10441,7231	190085,6885	7,213
1,06	19,91	17,74186715	6,04786715	1028,137416	200527,4116	11,694
1,25	15,5737343	13,7457423	0,5392423	134,810575	201442,926	13,2065
1,5	11,9177503	10,4008769	-2,5791231	-2321,21079	201577,7366	12,98
1,75	8,8840035	7,64922643	-4,34277357	-	199256,5258	11,992
2	6,41444936	5,43274637	-4,36625363	3908,496213	195348,0296	9,799
2,25	4,45104338	3,693392215	-	3929,628267	191418,4013	7,719
2,5	2,93574105	2,37311945	4,025607785	3623,047007	187795,3543	5,923
2,75	1,81049785	1,413883555	-3,54988055	-	184600,4618	4,396
3	1,01726926	0,75764002	2,982116445	3194,892495	181916,557	3,236
3,25	0,49801078	0,346344335	-2,47835998	2683,904801	179686,033	2,334
3,5	0,19467789	0,121951985	-	2230,523982	177897,1429	1,684
3,75	0,04922608		1,987655665	-	176491,2997	1,203
4	0	0,02461304	1,562048015	1405,843214	175430,7514	0,877
4,25	0	0	-1,17838696	1060,548264	174641,4514	0,644
4,5	0	0	-0,877	-789,3	174061,8514	0,481
			-0,644	-579,6		
			-0,481	-432,9		

4,75	0					
		0	-0,376	-338,4	173628,9514	0,376
5	0					
		0	-0,303	-272,7	173290,5514	0,303
5,25	0					
		0	-0,25	-225	173017,8514	0,25
5,5	0					
		0	-0,212	-190,8	172792,8514	0,212
5,75	0					
		0	-0,181	-162,9	172602,0514	0,181
6	0					
		0	-0,155	-139,5	172439,1514	0,155
6,25	0					
		0	-0,134	-120,6	172299,6514	0,134
6,5	0					
		0	-0,117	-105,3	172179,0514	0,117
6,75	0					
		0	-0,102	-91,8	172073,7514	0,102
7	0					
		0	-0,089	-80,1	171981,9514	0,089
7,25	0					
		0	-0,078	-70,2	171901,8514	0,078
7,5	0					
		0	-0,068	-61,2	171831,6514	0,068
7,75	0					
		0	-0,06	-54	171770,4514	0,06
8	0					
		0	-0,052	-46,8	171716,4514	0,052
8,25	0					
		0	-0,045	-40,5	171669,6514	0,045
8,5	0					
		0	-0,04	-36	171629,1514	0,04
8,75	0					
		0	-0,035	-31,5	171593,1514	0,035
9	0					
		0	-0,031	-27,9	171561,6514	0,031
9,25	0					
		0	-0,027	-24,3	171533,7514	0,027
9,5	0					
		0	-0,023	-20,7	171509,4514	0,023
9,75	0					
		0	-0,02	-18	171488,7514	0,02
10	0					

		0	-0,019	-17,1	171470,7514	0,019
10,25	0	0	-0,016	-14,4	171453,6514	0,016
10,5	0	0	-0,014	-12,6	171439,2514	0,014
10,75	0	0	-0,013	-11,7	171426,6514	0,013
11	0	0	-0,011	-9,9	171414,9514	0,011
11,25	0	0	-0,01	-9	171405,0514	0,01
11,5	0	0	-0,008	-7,2	171396,0514	0,008
11,75	0	0	-0,007	-6,3	171388,8514	0,007
12	0	0	-0,006	-5,4	171382,5514	0,006
12,25	0	0	-0,005	-4,5	171377,1514	0,005
12,5	0	0	-0,0045	-4,05	171372,6514	0,0045
12,75	0	0	-0,004	-3,6	171368,6014	0,004
13	0	0	-0,0035	-3,15	171365,0014	0,0035
13,25	0	0	-0,001	-0,9	171361,8514	0,001
13,5	0				171360,9514	0,0001



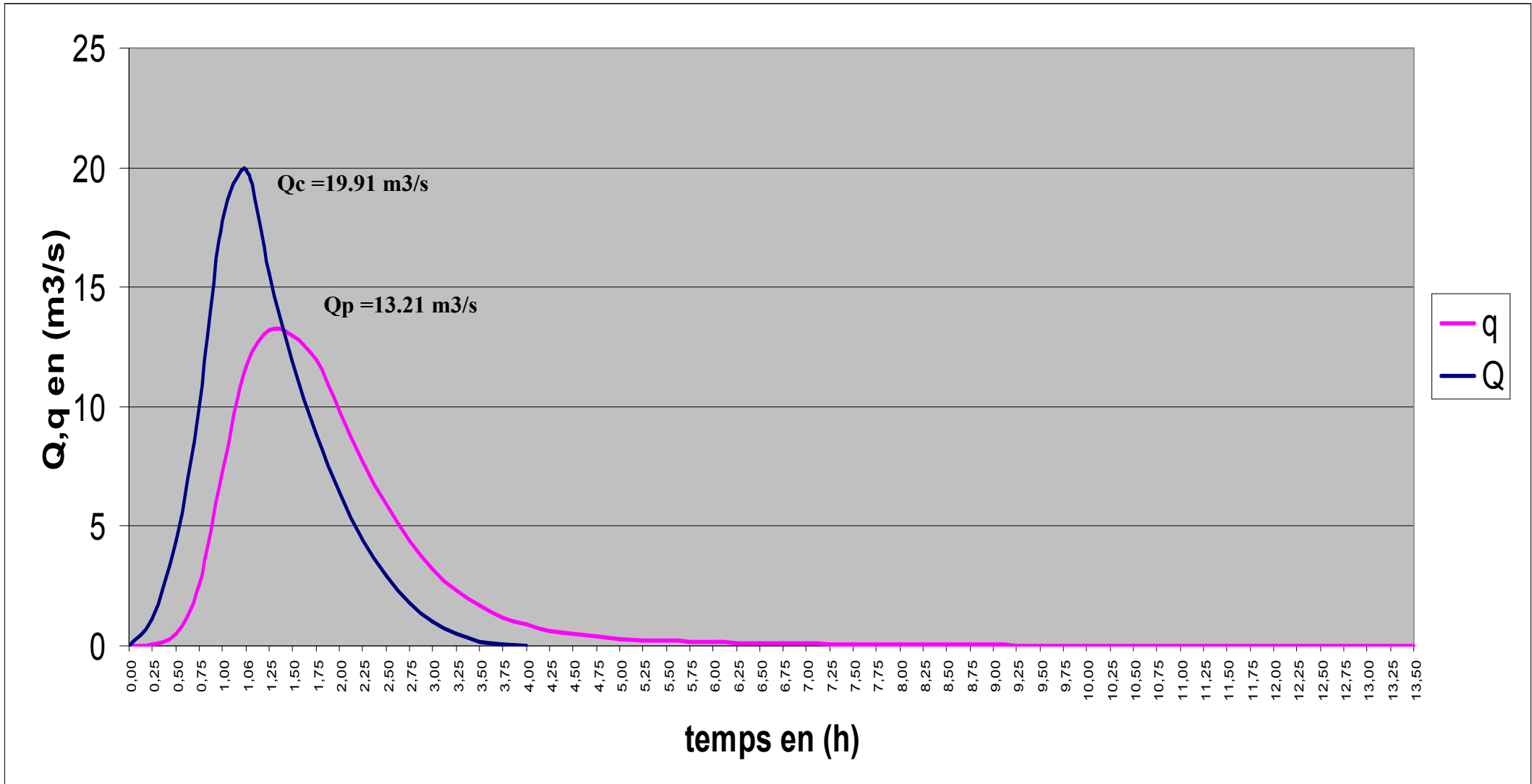


Figure N° III.20: Hydrogramme de débit entrant et sortant.

Tableau N°III.51: Les caractéristiques du barrage.

Dénomination	Unité	Quantité
Volume mort	M.m <sup>3</sup>	0.021215
Volume utile	M.m <sup>3</sup>	0.149781
Volume au niveau normal de la retenue	M.m <sup>3</sup>	0.170996
Cote de fond (▼ fond)	m	313.00
Cote au niveau mort (▼NVM)	m	318.90
Cote au niveau normal de retenue (▼NNR)	m	326.95
Cote de plus hautes eaux (▼NPHE)	m	327.678
Cote de la crête (▼Crête)	m	328.788
Largeur de déversoir	m	10
La hauteur de charge déversée.	m	0.728
Le débit évacué	m <sup>3</sup> /s	13.21

### **Conclusion:**

D'après l'étude hydrologique on constate que la hauteur de la retenue collinaire est égale à 13.95m au niveau d'eau normal avec un volume mort de 0.021Mm<sup>3</sup> et un volume utile de 0.149Mm<sup>3</sup>, la surface à irrigué est égale à 32 Ha.

Le débit évacué par l'évacuateur des crues est égale à 13.21 m<sup>3</sup>/s avec un largeur de déversoir est égale à 10m et une charge déversante de 0.728m.

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

### **Introduction :**

Les barrages en terre peuvent être constitués de matériaux de construction de caractéristiques variées, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs leurs caractéristiques sont comprises dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme terre couvre tous une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que les latérites, des schistes et grés tendres...etc.

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

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

### **IV-1- Le choix du site du barrage :**

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

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

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

### **IV-2- Le choix du type de barrage :**

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

#### **➤ La topographie du site:**

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

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

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

précédé à l'amont par un élargissement de la vallée .Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai, un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations permettent.

➤ **Les conditions géologiques et géotechniques :**

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

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

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

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

➤ **Les matériaux de construction :**

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

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

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

**IV-3- Les variantes à choisir :**

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

❖ **Barrage en terre homogène :**

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus facile à réaliser, mais il faut prévoir un drainage efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont, Pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméables.

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration, le drain est constitué de matériaux grossiers.

❖ **Barrage zoné a noyau d’argile :**

Souvent l’hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d’envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d’un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

La fonction d’étanchéité est assurée par un noyau étanche réaliser en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci.

Le noyau interne a le grand avantage d’être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l’inconvénient d’être difficilement réparable en cas de fuite.

❖ **Barrage en enrochement avec masque en béton :**

La réalisation d’un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenable, difficulté de mise en oeuvre,....

Le masque en béton est une paroi étanche plaqué sur le talus amont du barrage.

Le masque en béton présente l’avantage de pouvoir être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l’agression extérieure mécanique, thermique, abrasivité.....etc.

**IV.4. Définition de profil général du barrage :**

**IV.4.1. Hauteur de barrage :**

**IV.4.1.1. Calcul de la revanche :**

**a) Formule de STEVENSON GAILLARD :**

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :  $H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (IV.2)$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 0.25 kilomètre.

**A.N :**  $H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,25} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,25} = 0,736$

D’où :  $V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,736 = 2,972$

Donc :  $R = 0,75 \cdot 0,736 + \frac{2,972^2}{2 \cdot 9,81} = 1,00 \text{ m}$

**b- Formule de MALLET et PACQUANT :**

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.3)$$

Avec :  $H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F}$  .....(IV.4)

**A.N :**  $H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{0,25} = 0,665 \text{ m}$

$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,665 = 2,83 \text{ m/s}$

Donc :  $R = 0,665 + \frac{2,83^2}{2 \cdot 9,81} = 1,07 \text{ m}$

**c- Formule Simplifiée :**

$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F}$  .....(IV.5)

$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,25} = 1,15 \text{ m}$

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1,50m à 2 m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur, et pour notre cas on opte une valeur de **1,50m**.

Donc :  $H_b = \text{NNR} - C_r + h_{\text{dév}} + R + t$  .....(IV.6)

✓ **Calcul le tassement du barrage :**

Pour les barrages dont la hauteur ne dépasse pas 20 m on peut préalablement prendre le tassement égal à

(0.5 ÷ 2) % de la hauteur du barrage.

Pour les petits barrages on calcule le tassement d' après la formule:

$T = 0.01 H_b$

T=Tassement de la crête du barrage

H<sub>b</sub>=Hauteur du barrage

$H_b = 326,95 - 313 + 0,728 + 1,50 + 0,16 = \mathbf{16,3m}$ .

**IV.4.2. Largeur en crête :**

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

**1) Formule de KNAPEN T :**

$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b}$  ..... (IV.7)

**2) Formule de E- F-PREECE :**

$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1$  ..... (IV.8)

**3) Formule Anonyme (simplifiée) :**

$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3$  ..... (IV.9)

**4) Formule pratique :**

$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b}$  ..... (IV.10)

Avec : H<sub>b</sub> : Hauteur du barrage [m];

**Tableau N°IV.1:** Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	$b_{cr}$ -m-
KNAPPEN	6,66
EF PREECE	5,44
PRATIQUE	6,72
SIMPLIFIEE	6,12
MOYENNE	6,24

On opte pour une largeur de crête égale à **6m**.

#### **IV.4.3. La longueur en crête :**

La longueur en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à **222.25m**.

#### **IV.4.4. Fixation du choix définitif du type de barrage :**

On dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution d'un barrage en terre homogène ou pseudo-zoné s'impose comme une solution la plus économique. Le barrage pseudo-zoné est une variante du barrage homogène qui consiste à répartir les matériaux dans le corps du barrage en fonction de leur granularité ou de leur humidité, mais sans que des filtres de séparation ne soient nécessaires. Il ne s'agit donc pas de véritables zones délimitées avec précision.

Par exemple, on pourra réaliser un barrage homogène où les matériaux les plus fins sont placés à l'amont et les plus grossiers à l'aval ; ou bien les matériaux les plus humides sont placés au centre. Les barrages pseudo-zonés sont drainés exactement comme les barrages homogènes, le drain ne constitue pas une séparation entre deux zones réputées différentes, contrairement à la plupart des barrages zonés.

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

Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir à une étanchéité artificielle. Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géo membrane et la paroi moulée.

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

- facilité de la réalisation ;
- zones d'emprunt
- existences de carrière de matériaux de construction ;
- distance des zones d'emprunt ;
- conditions climatiques (températures, précipitations,...) ;
- sismologie ;
- volume des matériaux de construction
- dispositif d'étanchéité ;
- technologie de réalisation, coûts,....

✓ **Etude comparative :**

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

**IV.4.5. Pentes des talus :**

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimal, le Tableau IV.2 donne les différentes valeurs des pentes des talus amont et aval pour chaque type du barrage en fonction de son hauteur :

**Tableau N°IV.2:** Valeurs indicatives des pentes des talus.

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



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

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

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

#### **IV.4.6. Les bermes**

##### **A) Talus amont :**

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposées une berme de largeur 3m à la cote 320m NGA.

##### **B) Talus aval :**

Les bermes au talus aval sert à l'évacuation des eaux de ruissellement, pour notre cas nous avons proposées une berme de largeur 3m à la cote 321m NGA.

#### **IV.5. Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de**

##### **Protection des talus :**

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

##### **1- le talus aval :**

sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé au fur à mesure des travaux de terrassement. On fait un enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3m).

##### **Remarque :**

On a évité d'enherber le parement du talus aval car les racines de la végétation risquent de favoriser des fissures au niveau du talus, on peut atteindre à des glissements d'argile.

##### **2- le talus amont :**

sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues  $h_v$  et leur vitesse de propagation  $V$  par la formule suivante :

$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots (IV.11)$$

Où  $e$  : Epaisseur de l'enrochement en [m];

$V$  : Vitesse de propagation des vagues en [m/s];

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique  $\theta$  du matériau d'enrochement.

La valeur de C est donnée par le Tableau N°IV.3.

**Tableau N°IV.3:** Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\gamma=2,50$	$\gamma=2,65$	$\gamma=2,80$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement  $e=0,25m$ , mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à  $0,3m$ .

**IV.5.1.Etanchéité du barrage**

**A) Le Noyau :**

Pour les deux premières variantes où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage.

Vers le sommet, le noyau doit être monté au dessus du niveau des plus hautes eaux jusqu'à la crête du barrage. Il doit être protégé à sa partie supérieure par une couche de sable ou de préférence, en traitant le sommet du barrage en chemin avec une chaussée enrobé en bitumineux.

Latéralement, nous disposons de part et d'autre du noyau un drain filtre.

**\*Dimensionnement du noyau:**

Niveau en crête:

$$N_{crN} = N_{CB} - 1 \text{ m} = 329.3 - 1 = 328.3 \text{ m}$$

La largeur en crête minimale du noyau est:

$$b_{min} = 1/6.H_b = 1/6 * 16.3 = 2.7 \text{ m} \dots\dots\dots (IV.12)$$

Donc on adopte:

$$b_{min} = 3.00 \text{ m}$$

La pente un talus amont et aval du noyau est :  $m = 0,75$ .

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

$$H_n = H_b - 1 = 16.3 - 1 = 15.3 \text{ m}$$

La largeur en base est:

$$b_{\text{base}} = 2 \cdot m_1 \cdot H_n + b_{\text{min}} = 2 \cdot 0.5 \cdot 15,3 + 3 = 18.3 \text{ m}$$

### B) Les drains :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec la fondation un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est le long du barrage et son rôle est de cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

#### B.1) Dimensionnement du drain tapis :

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

-La longueur du drain tapis est de :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (IV.13)$$

$L_b$  : Longueur transversale du barrage [ $L_b = 92.35$  m].

Donc : 
$$L_d = \frac{92.35}{3} = 30,78 \text{ m}$$

O prend  $L_d = 31 \text{ m}$

#### B.2) Dimensionnement du drain vertical :

Le drain vertical placé au centre du barrage constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de **1,5m**.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant, pour drainer les fondations, en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant.

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

$$N_{\text{dr}} = N_{\text{PHE}} = 327,68 \text{ m NGA}$$

**B.3) Dimensionnement du drain prisme:**

Hauteur:  $H_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots (IV.14)$

Avec :  $H_b$  : Hauteur du barrage ( $H_b = 16.3m$ )

On prend  $H_{dr} = 0,18 H_b$

On aura :  $H_{dr} = 2.93m$

Donc on adopte:  $H_p = 3.00m$

Largeur en crête:  $b_p = (1/3 \div 1/4) H_{dr} \dots\dots\dots (IV.15)$

On prend  $b_p = 1/3 h_{dr}$

Ce qui donne:  $b_p = 1,00m$

Fruits des talus :  $m_1 = (1 \div 1,75)$

$m_2 = (1,5 \div 2,5)$

Donc on prend :  $m_1 = 1,25$

$m_2 = 2,5$

**IV.6. Etude Technico-économique :**

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \dots\dots\dots (IV.16)$$

Où :  $N_{cr}$  : Côte de la crête du barrage.

$N_{pi}$  : Côte du pied du barrage dans la section i.

L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i" est déterminée ainsi :

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

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

$B_{pi}$  : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) \cdot H_{bi}$$

Où :  $m_1, m_2$  : Fruit du talus amont et aval.

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d$$

Avec :

d : Distance horizontale séparant deux sections successives  $S_i$  et  $S_{i+1}$

En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

Sur la base du volume de différents matériaux utilisés pour la construction du barrage pour les différentes variantes, et les prix unitaires pratiqués par l'agence nationale des barrages et du transfert (ANBT), nous déterminons les coûts des différentes variantes.

#### **IV.6.1. Barrage Homogène en argile avec drain vertical :**

C'est une variante très économique et très étanche mais seulement, il faudrait disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante de l'ordre de 1,5 à 2 fois le volume du remblai.

Le degré d'hétérogénéité des matériaux de la zone d'emprunt ainsi que leur disponibilité en quantité insuffisante constituent un handicap majeur dans le choix de cette variante.

Pour un barrage homogène en argile limoneuse d'une hauteur de 16.3 mètres, les pentes des talus amont varié entre  $[2,5 \div 3]$  et aval :  $[2 \div 2,5]$ .

##### **IV.6.1.1. Recharge (argile) :**

**Tableau N°IV.4:** volume de recharge (Argile).

N°	$S_i (m^2)$	$S_{moy} (m^2)$	$d_i (m)$	Volume ( $m^3$ )
1	0	1,029	1,38	1,42002
2	2,058	33,665	24,55	826,47575
3	67,33	135,23	23,42	3167,0866
4	203,13	318,23	24,08	7662,9784
5	433,33	597,59	34,4	20557,096
6	761,85	635,77	43,4	27592,418
7	509,69	360,22	22,75	8195,005
8	210,75	140,94	24,63	3471,3522
9	71,13	36,615	21,86	800,4039
10	2,1	1,05	1,76	1,848
11	0			
Volume total				72276,08387

**IV.6.1.2. Matériaux de protection :****Tableau N°IV.5:** Volume d'enrochement (Rip Rap) talus amont (e=0.5m).

N°	Si (m <sup>2</sup> )	S <sub>mov</sub> (m <sup>2</sup> )	di (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	0	0,1785	1,38	0,24633
2	0,357	1,9005	24,55	46,657275
3	3,444	4,827	23,42	113,04834
4	6,21	8,274	24,08	199,23792
5	10,338	11,415	34,4	392,676
6	12,492	12,255	43,4	531,867
7	12,018	10,3155	22,75	234,677625
8	8,613	6,4995	24,63	160,082685
9	4,386	2,394	21,86	52,33284
10	0,402	0,201	1,76	0,35376
11	0			
Volume total				1731,179775

**Tableau N°IV.6:** Volume de gravier, talus amont (e=0.2m).

N°	Si (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	di (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	0	0,119	1,38	0,16422
2	0,238	1,267	24,55	31,10485
3	2,296	3,218	23,42	75,36556
4	4,14	5,516	24,08	132,82528
5	6,892	7,61	34,4	261,784
6	8,328	8,17	43,4	354,578
7	8,012	6,877	22,75	156,45175
8	5,742	4,333	24,63	106,72179
9	2,924	1,596	21,86	34,88856
10	0,268	0,134	1,76	0,23584
11	0			
Volume total				1154,11985

**Tableau N°IV.7:** Volume de sable, talus amont (e=0.2m).

N°	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_{moy}$ (m <sup>2</sup> )	$d_i$ (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	0	0,119	1,38	0,16422
2	0,238		24,55	31,10485
3	2,296	3,218	23,42	75,36556
4	4,14	5,516	24,08	132,82528
5	6,892	7,61	34,4	261,784
6	8,328	8,17	43,4	354,578
7	8,012	6,877	22,75	156,45175
8	5,742	4,333	24,63	106,72179
9	2,924	1,596	21,86	34,88856
10	0,268	0,134	1,76	0,23584
11	0			
Volume total				1154,11985

**Tableau N°IV.8:** Volume d'enrochement (e=0.3m).

N°	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_{moy}$ (m <sup>2</sup> )	$d_i$ (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	0	0,0615	1,38	0,08487
2	0,123		24,55	37,19325
3	2,907	4,4295	23,42	103,73889
4	5,952	8,139	24,08	195,98712
5	10,326	11,5605	34,4	397,6812
6	12,795	11,082	43,4	480,9588
7	9,369	7,2225	22,75	164,311875
8	5,076	3,747	24,63	92,28861
9	2,418	1,2585	21,86	27,51081
10	0,099	0,0495	1,76	0,08712
11	0			
volume total				1499,842545

**IV.6.1.3. Filtre et drains:****Tableau N°IV.9: Volume de gravier (e=0.4m).**

N°	Si (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	di (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	0	0,536	1,38	0,73968
2	1,072		1,87	45,9085
3	2,668	3,468	23,42	81,22056
4	4,268		24,08	122,0856
5	5,872	5,274	34,4	181,4256
6	4,676		43,4	159,4516
7	2,672	1,872	22,75	42,588
8	1,072		24,63	13,20168
9	0	0,536		
Volume total				646,62122

**Tableau N°IV.10: Volume de sable (e=0.3m).**

N°	Si (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	di (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	0	0,402	1,38	0,55476
2	0,804		1,4025	34,431375
3	2,001	2,601	23,42	60,91542
4	3,201		24,08	91,5642
5	4,404	3,9555	34,4	136,0692
6	3,507		43,4	119,5887
7	2,004	1,404	22,75	31,941
8	0,804		24,63	9,90126
9	0	0,402		
Volume total				484,965915



**IV.6.1.4. Prisme de drainage:**

**Tableau N°IV.11: Volume d'enrochement.**

N°	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	0	1,4375	6,26	8,99875
2	2,875			
3	9,5	6,1875	6,92	42,8175
4	19,875	14,6875	14,08	206,8
5	9,5	14,6875	16,54	242,93125
6	2,875	6,1875	8,41	52,036875
7	0	1,4375	9,67	13,900625
volume total				567,485

**Tableau N°IV.12: Volume de gravier (e=0.2m).**

N°	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	0	0,16	6,26	1,0016
2	0,32			
3	0,64	0,48	6,92	3,3216
4	0,96	0,8	14,08	11,264
5	0,64	0,8	16,54	13,232
6	0,32	0,48	8,41	4,0368
7	0	0,16	9,67	1,5472
Volume total				34,4032

**Tableau N°IV.13: Volume de sable (e=0.2m).**

N°	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	0	0,16	6,26	1,0016
2	0,32			
3	0,64	0,48	6,92	3,3216
4	0,96	0,8	14,08	11,264
5	0,64	0,8	16,54	13,232
6	0,32	0,48	8,41	4,0368
7	0	0,16	9,67	1,5472
volume total				34,4032

**IV.6.1.5. Tapis drainant:****Tableau N°IV.14:** Volume de gravier et sable du tapis drainant.

Tapis drainant					
Sable e=20cm			Gravier e=30cm		
S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> (m)	Volume (m <sup>3</sup> )	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
5,44	81,6	443,904	8,16	81,600	665,856

**IV.6.2. Barrage Zoné a noyau d'argile :**

Le principal avantage de cette variante est que tous les matériaux nécessaires à sa confection sont disponibles à bon escient à proximité du site du barrage ; cela permet d'une part de réduire significativement les dépenses liées aux engins de transport pour l'acheminement des matériaux, et d'autre part, la proximité de la zone d'emprunt permet de gagner énormément en temps en écourtant le délai de réalisation, bref on dira que la variante est très économique et pratique. Cependant la réalisation délicate des zones de transition et du filtre constitue une difficulté majeure dans la conception de l'ouvrage.

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 33m, les pentes des talus amont varié entre [2,5 ÷ 3] et aval [2÷ 2,5].

**IV.6.2.1. le Noyau :****Tableau N°IV.15:** Volume de noyau.

N°	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>mo</sub> y (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	0	0	1,38	0
2	0	7,6725	24,55	188,359875
3	15,345	31,95	23,42	748,269
4	48,555	73,1575	24,08	1761,6326
5	97,76	130,43845	34,4	4487,08268
6	163,1169	137,94345	43,4	5986,74573
7	112,77	80,6684	22,75	1835,2061
8	48,5668	31,96745	24,63	787,3582935
9	15,3681	7,68405	21,86	167,973333
10	0	0	1,76	0
11	0			
Volume total				15962,62761

**IV.6.2.2. Recharge :****Tableau N°IV.16: Volume de la recharge.**

N°	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>mov</sub> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	0	1,0291	1,38	1,420158
2	2,0582	25,9482	24,55	637,02831
3	51,8964	103,2369	23,42	2417,808198
4	154,5774	245,0737	24,08	5901,374696
5	335,57	467,1528	34,4	16070,05632
6	598,7356	497,829	43,4	21605,7786
7	396,9224	279,55135	22,75	6359,793213
8	162,1803	108,97285	24,63	2684,001296
9	55,7654	28,93085	21,86	632,428381
10	2,0963	1,04815	1,76	1,844744
11	0			
<b>volume total</b>				<b>56311,53392</b>

**IV.6.2.3. Filtre et drains:****Tableau N°IV.17: Volume du sable**

N°	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>mov</sub> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	0	0	1,38	0
2	0	0,552	24,55	13,5516
3	1,104	1,752	23,42	41,03184
4	2,4	3,063	24,08	73,75704
5	3,726	4,3335	34,4	149,0724
6	4,941	4,5285	43,4	196,5369
7	4,116	3,318	22,75	75,4845
8	2,52	1,851	24,63	45,59013
9	1,182	0,591	21,86	12,91926
10	0	0	1,76	0
11	0			
<b>Volume total</b>				<b>607,94367</b>
<b>Volume du sable de noyau total</b>				<b>1215,887</b>

**IV.6.3. Barrage en enrochement avec masque en béton :**

C'est un ouvrage intéressant et très stable car la résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids propre du massif, il supporte assez bien les tassements et ne soumet sa fondation qu'à des pressions modérées; cependant c'est un ouvrage dont la réalisation est généralement coûteuse suite aux différentes opérations de désagrégation mécaniques des roches préexistantes ainsi que de leur mise en place pour le remblai.

L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivant :

$$e = 0,3 + 0,001 \cdot H$$

**H :** hauteur du barrage égale 16.3 m

**A.N :**  $e = 0,30. + 0,001 * 16.3 = 0,3163.m$

Pour la sécurité on prend l'épaisseur de béton est  $e = 0,5m$

**IV.6.3.1. Recharge (enrochement) :**

**Tableau N°IV. 18:** Volume de la recharge.

N°	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_{moy}$ (m <sup>2</sup> )	$d_i$ (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	0	0,83995	1,38	1,159131
2	1,6799			
3	71,9913	35,99565	24,55	883,6932075
		145,9153	23,42	3417,336326
4	219,8393	340,67355	24,08	8203,419084
		630,8768	34,4	21702,16192
5	461,5078	668,91185	43,4	29030,77429
		385,1793	22,75	8762,829075
6	232,7807	155,80015	24,63	3837,357695
		40,4896	21,86	885,102656
7	78,8196	1,0798	1,76	1,900448
		0		
8	2,1596			
9	0			
Volume total				76725,73383

**IV.6.3.2. masque en béton :****Tableau N°IV.19:** Volume du masque en béton.

N°	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_{moy}$ (m <sup>2</sup> )	$d_i$ (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	0	0,305	1,38	0,4209
2	0,61	3,37	24,55	82,7335
3	6,74	9,4025	23,42	220,20655
4	12,065	14,99	24,08	360,9592
5	17,915	19,71	34,4	678,024
6	21,505	21,1025	43,4	915,8485
7	20,7	17,93	22,75	407,9075
8	15,16	12,0575	24,63	296,976225
9	8,955	4,88	21,86	106,6768
10	0,805	0,4025	1,76	0,7084
11	0			
Volume total				3070,461575

**IV.7. Estimation du coût des variantes :**

Le Tableau N°IV.19, donne les différents coûts des variantes.

**Tableau N°IV.19:** Le coût des différentes variantes.

variante	Matériaux	Quantité (m <sup>3</sup> )	Prix unit (DA)	Coût (DA)	Totale (DA)
homogène	Recharge (argile)	72276,08387	300	28910433,548	37924359,110
	Enrochement	3231,02232	1500	4846533,480	
	Graviers	2501,00027	1000	2501000,270	
	Sables	2082,989765	800	1666391,812	
Zoné	Recharge	56311,53392	600	33786920,349	49124012,876
	Noyau	15962,62761	400	6385051,045	
	Enrochement	3231,02232	1500	4846533,480	
	Graviers	1854,37905	1000	1854379,050	
	Sables	2813,91119	800	2251128,952	
Avec masque	Recharge (enrochement)	76725,73383	1500	115088600,748	191850140,123
	masque en béton	3070,461575	25000	76761539,375	

#### **IV.8. Comparaison financière des trois variantes :**

A travers le tableau N°IV.19, il apparaît clairement que nous ne pouvons nous orienter que vers la 1<sup>ère</sup> variante car elle est la plus économique possible et la plus facile à mettre en place techniquement. Mais avant tout rappelons que la 1<sup>ère</sup> variante est celle du barrage homogène entièrement constitué d'argiles imperméables.

#### **Conclusion :**

En tenant compte de ces conditions, nous avons opté pour un barrage en terre homogène vu les avantages qu'il présente.

Ce barrage en terre homogène soit à la rigueur remplir les conditions suivantes :

- avoir une imperméabilité suffisante ;
- insoluble dans l'eau ;
- avoir une faible teneur en matière organique (<5%) ;
- ne pas se fissurer sous l'effet des tassements ;
- avoir une grande résistance au cisaillement et une densité sèche maximale.
- Le coût du barrage doit être le plus économique possible.

## Chapitre V : Etude de la variante retenue de la digue.

### Conception de la digue:

La digue de la retenue collinaire sur Oued Tleta est une digue dite homogène et sera construite uniquement avec des argiles limoneuses.

La composition constructive sera comme suit:

- Fondation ancrée à 5,00 mètres pour éviter le niveau alluvionnaire.
- Filtre horizontal (tapis drainant) avec un prisme aval.
- Des recharges argileuses mélangées avec des alluvions.
- Revêtements sur les talus amont et aval de la digue.

Le niveau de la crête a été arrêté à la côte 329.30 m N.G.A

La signification des principaux termes utilisée dans la conception et dans la construction de ces structures hydrauliques est comme suit :

**a) Crête:** Facilite la circulation sur le barrage une fois terminée, elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage.

**b) Clé d'ancrage:** elle permet de couper ou de diminuer le flux d'eau à travers la fondation et d'allonger le chemin de filtration.

**c) Bermes:** elles permettent la réalisation et la réparation des revêtements de talus. En outre, elles donnent la stabilité aux digues et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur les surfaces des talus aval, en contribuant à éviter l'érosion. Ils servent aussi d'appui aux revêtements des talus en amont.

**d) Revêtements:** Ils protègent les talus contre l'action des vagues (en amont) et de la pluie (en aval).

**e) Filtres et drainages:** Il s'agit de dispositifs qui contrôlent et évacuent les eaux infiltrées à l'intérieur des barrages.

Recharge: Le massif en amont ou en aval qui donne, en général, la stabilité au barrage.

### V.1. Définition de profil général de la retenue :

#### V.1.1. Hauteur de barrage :

##### 1- Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

**a) Formule de STEVENSON GAILLARD :**

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (V.1)$$

$$\text{Avec } H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (V.2)$$

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

F: largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit être inférieure à 18 kilomètres [F = 0.25 km].

$$\underline{\text{A.N.}}: H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,25} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,25} = 0,736\text{m}$$

$$\text{D'où : } V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,736 = 2,972\text{m/s}$$

$$\text{Donc : } R = 0,75 \cdot 0,736 + \frac{2,972^2}{2 \cdot 9,81} = 1,00 \text{ m}$$

**b) Formule de MALLET et PACQUANT :**

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \quad \text{Avec } H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (V.3)$$

$$\underline{\text{A.N.}}: H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{0,25} = 0,665\text{m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,665 = 2,83 \text{ m/s}$$

$$\text{Donc : } R = 0,665 + \frac{2,83^2}{2 \cdot 9,81} = 1,07 \text{ m}$$

**c) Formule Simplifiée :**  $R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F}$  ,  $R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,25} = 1,15 \text{ m}$

**Conclusion :**

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1,50m à 2m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur, et pour notre cas on opte une valeur de **1,50m**.

**2 -Calcul le tassement du barrage :**

Pour les barrages dont la hauteur ne dépasse pas 20 m on peut préalablement prendre le tassement égal à (0.5 ÷ 2) % de la hauteur du barrage. Pour les petits barrages on calcule le tassement d'après la formule:  $T = 0.01 H_b$

T=Tassement de la crête du barrage

$H_b$ =Hauteur du barrage

$$\text{D'où : } H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + T. = 326,95 - 313 + 0,728 + 1,5 + 0,16 = 16,3 \text{ m}$$

**V.1.2. La largeur en crête :**

Pour les digues dont les hauteurs sont inférieures à 10m, la largeur de la crête ne doit pas être inférieure à 3 m. Pour les digues de hauteur supérieure à 10m, la largeur de la crête sera égale à 1/3 de la hauteur de la digue, mais en général il est recommandable que la largeur soit de (4 à 6)m.



1) **Formule de KNAPPEN T :**  $b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b}$  ..... (V.4)

2) **Formule de E- F-PREECE :**  $b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1$  ..... (V.5)

3) **Formule Anonyme (simplifiée) :**  $b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3$  ..... (V.6)

4) **Formule pratique :**  $b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b}$  ..... (V.7)

Hb : Hauteur du barrage [m];

**Tableau N°V.1:** Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	$b_{cr}$ -m-
KNAPPEN	6,66
EF PREECE	5,44
PRATIQUE	6,72
SIMPLIFIEE	6,12
MOYENNE	6,24

On opte pour une largeur de crête égale à **6m**.

### **V.1.3.La longueur en crête :**

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à 222.25m

### **V.1.4.pentes des talus :**

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales.

**Tableau N°V.2:** Valeurs indicatives des pentes des talus.

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

Pour les calculs préliminaires, nous adoptant les valeurs suivantes ; valeurs que nous retiendrons si toutefois la stabilité est assurée

- talus amont 1 :3

- talus aval 1:2,5

### **V.1.5.Les bermes**

#### **A-Talus amont :**

Une berme est projetée au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, donc nous aurons une berme de largeur 3 m à la cote 320 m NGA.

#### **B-Talus aval :**

les bermes au talus aval sert a l'évacuation des eaux de ruissellement, il y a une berme au talus aval, berme est disposée 3 m à la cote 321 m NGA avec une largeur de 3m.

### **V.2.Protection de la Crête :**

La crête du barrage en tant qu'élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable elle est réalisée avec pente de 2 pour mille dans les deux cotés. Elle peut servir pour les passages de service.

La crête est revêtue de par un mélange constitué de gros graviers bitumés de 20cm , et elle doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, et la couche de protection doit être bien compactée.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage).

### **V.3. Protection des talus :**

Les talus de la digue doivent nécessairement être protégés contre toute action pouvant contribuer à leur altération.

Les talus de la digue sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

#### **➤ le talus aval :**

On doit concevoir le revêtement pour éviter la possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau.

Pour sa protection, l'utilisation d'une (pierres) avec des épaisseurs entre 0.20 et 0,3 m est très commune.

La rigole sur berme aval a pour but de véhiculer les eaux de précipitation vers la rigole de pied de la digue pour finir dans le lit de l'oued.

la projection d'une rigole après le dispositif de drainage a pour fonction de véhiculer les eaux d'infiltration et les eaux superficielles vers le lit de l'oued.

➤ **talus en amont**

L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'à une profondeur minimale, Pour cela, on utilise communément un enrochement sur la couche de filtre dont l'épaisseur peut être calculée par les méthodes suivantes:

✓ **Première méthode :**

$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots (V.8)$$

Où : e : Epaisseur de l'enrochement en [m];

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s] (2,83 m/s);

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique  $\theta$  du matériau d'enrochement. ( $\gamma_p=2.5 \text{ g/cm}^2$ )

La valeur de C est donnée par le tableau suivant.

**Tableau N°V.3:** Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et le poids.

PENTE DU TALUS	VALEUR DE ' C ' POUR DIFFERENTS POIDS		
	$\theta =2,50$	$\theta =2,65$	$\theta =2,80$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Par interpolation linéaire : C =0.028 **D'où : e = 0.224m**

En analysant les résultats obtenus, on peut conclure que l'épaisseur à retenir pour la suite du dimensionnement de la digue est **e=40 cm**

Donc on retient une protection d'une épaisseur de 50 cm d'enrochements.

50% de l'enrochement doit avoir un poids unitaire "P" tel que:

$$P \geq 0,52 e^2 Gs \dots\dots\dots (V.9)$$

Le diamètre moyen d'un bloc réduit à la sphère équivalente sera:

$$Dp = 3 \sqrt{\frac{P}{0,524 Gs}} \text{ cm} \dots\dots\dots (V.10)$$

**Dp=25cm.**

✓ **deuxième méthode :**

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

**Tableau N°V.4:** Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	D <sub>min</sub> (m)
0 ÷ 0,3	0,3	0,2
0,3 ÷ 0,6	0,4	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,3
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,4
1,8 ÷ 2,4	0,7	0,45
2,4 ÷ 3	0,8	0,55

Pour des hauteurs de la vague 0,62 < H < 1,2 (m).

e = 0,45

D<sub>50 min.</sub> = 0,30 m

H = hauteur de la vague (m).

e = épaisseur de la couche d'enrochement (m).

D<sub>50</sub> = diamètre minimal du 50 % de la pierre.

**V.4. Drainages :**

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

Les conditions des drainages:

- a. Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.
- b. Ne pas permettre l'effet de Renard; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes.
- c. On doit contrôler son fonctionnement.

**V.4.1. Prisme de drainage :**

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. Sa hauteur minimale est en fonction du niveau d'eau en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur. On peut calculer sa hauteur par l'expression  $0.2 H$  où  $H$  est la hauteur du barrage.

**V.4.1.1. Dimensionnement du prisme aval :**

- **Fruits des talus :**

$m_1 = (1 \div 1,75)$  on prend  $m_1=1,25$

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

- **la hauteur du drain :**

$h_{dr} = (0,15 \div 0,2)H_{bcr} \dots\dots\dots (V.11)$

Où :

$H_{bcr}$  : Hauteur du barrage ;

**AN:**  $h_{dr}=0,18*16,30 =2,93$  m

Donc on adopte:  $H_p=3.00$ m

- **la largeur en sommet :**

Elle est donnée par :  $b_{dr}=(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4})h_{dr} \dots\dots\dots (V.12)$

**AN:**  $b_{dr}=\frac{1}{3} .3=1,00$  m

- **largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par :  $B=b_{dr}+(m_1+m_2)h_{dr} \dots\dots\dots (V.13)$

**AN:**  $B=1+ (1,25+2,5)*3=12,25$  m

**V.4.2. tapis de drainage :**

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue, la sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur, pour son dimensionnement il est recommandé d'utiliser des

épaisseurs minimales de  $e = 0.80$  m, par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre.

Un tapis filtrant horizontal est proposé, il sera disposé sur le tiers aval du sol de fondation, Les éléments les plus fins constituant la première couche horizontale de ce filtre, cependant la granulométrie des couches disposées augmente progressivement.

#### **V.4.2.1. Dimensionnement du drain tapis :**

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

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (V.14)$$

$L_d$  : Longueur du drain tapis en mètres ;

$L_b$  : Longueur transversale du barrage en mètres.

Donc : 
$$L_d = \frac{92.35}{3} = 30,78\text{m}$$

On prend  $L_d = 31$  m

#### **V.5. la clé d'étanchéité :**

D'après les résultats obtenus au laboratoire, on peut dire que le fond de la vallée de Oued Tleta est constitué généralement d'une couche alluvionnaire, où la présence d'un grand risque de pertes d'eau par infiltration au dessous du corps de la digue.

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméable.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui de la digue. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 5m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.30m. La largeur en base est de 4.0m, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est :  $m=1,0$ .

#### **V.6. Les hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre :**

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

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

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

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad \text{avec} \quad : \quad y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (V.15)$$

$$h = H_e; \quad d = B - L_{ta} - 0,7 * b$$

B : La largeur en base.

$$b = m_1 . h \quad \text{donc} \quad : \quad b = 41.38 \text{ m}$$

d = 32,38m est déterminée graphiquement

$$y_0 = 2,88 \text{ m}$$

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

$$y^2 = 5.76 x + 8.29$$

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

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 parement amont en B et tangente à la parabole. En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point (D) sensiblement situé a une distance de a :

$$a = \frac{Y_0}{2} = \frac{1}{2} (\sqrt{d^2 + H^2} - d) \dots\dots\dots (V.16)$$

AN :

$$a = \frac{2,88}{2} = 1,44 \text{ m}$$

**Tableau N°V.5:** Coordonnées de la parabole de Kozeny.

X(m)	-1,44	-1	-0,5	0	5,000	10	15,00	20	25	35
Y(m)	0	1,59	2,33	2,88	6,09	8,12	9,73	11,11	12,34	14,49

**V.6.1.Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite) :**

Le débit de fuite à travers le barrage est déterminé par la formule suivante :

$$Q_n = K . I . A \dots\dots\dots (V.17)$$

q<sub>n</sub>: débit d'infiltration (m<sup>3</sup> /s/ml).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité.

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par :  $I = \frac{dy}{dx}$  et :  $A = y . I$

Donc :  $q_n = K y \frac{dy}{dx}$  Avec :  $y \frac{dy}{dx} = y_0$

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

Sachant que :  $K = 1,25 . 10^{-8} \text{ m/s}$

$$q = 3,6 . 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$$

Le débit total a travers le barrage sera :

$$Q=q.L =9,00.10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit de perte en une année sera :

$$Q_{an}= 252,32 \text{ m}^3/\text{an}$$

Cette valeur de débit de fuite est sensiblement négligeable par rapport au volume d'eau stocké.

**V.6.2. Calcul des fuites à travers la fondation :**

Si B est l'épaisseur à la base de la zone imperméable du barrage et h la profondeur de la couche perméable de la fondation, le débit de fuite par mètre linéaire de barrage est donnée par

l'expression suivante :

$$q_f = \frac{K \cdot H}{0,88 + \frac{B}{h}} \dots\dots\dots (V.18)$$

$q_f$  : Débit de fuite à travers la fondation en [ $\text{m}^2/\text{s}$ ] ;

K : Coefficient de perméabilité moyen de la fondation en [ $\text{m}/\text{s}$ ] ;

H : Charge hydraulique en [m].

Précisons que cette formule n'est utilisable uniquement que si  $B > 2h$ , dans notre cas  $B=92.85\text{m}$  et  $h=5\text{m}$ .

On voit bien que  $B > 2h$  donc on peut aisément utiliser la formule.

AN:

$$q_f = \frac{1.2510^{-8} \cdot 16,3}{0,88 + \frac{92.85}{5}} = 1,05.10^{-8} \text{ m}^3/\text{s/m.l}$$

Le débit total de fuite à travers toute la fondation est de :

$$Q_f = q_f.L_{cr}=1,05.10^{-8}.222,25=2,33.10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit total de fuite est de :

$$Q_{tf} = Q_{bar} + Q_f \dots\dots\dots (V.19)$$

$$Q_{tot} = 9,25.10^{-6}+2,33.10^{-6}=1,158.10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

**V.6.3.Calcul des filtres:**

**1. Règles des filtres :**

Dans les passages ultérieurs, nous avons fait allusion à plusieurs reprises aux conditions de non entraînement des fines particules encore dénommées "conditions de filtres" ; la référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGUI.

Elles s'énoncent comme suit :

Soit  $d_x$  la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre x% en poids dépassant lors du tamisage granulométrique ;

Soit  $D_x$  celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.



➤ Condition de perméabilité  $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$  ..... (V.20)

➤ Condition de non entraînement des fines  $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$  ..... (V.21)

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :  $4 \cdot d_{85} > D_{15} > 5 \cdot d_{15}$

Le plus souvent pour les petits barrages, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition, la mise en place d'un filtre est alors inutile. En outre pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant on devra s'assurer de la condition d'uniformité à savoir :

$$2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8 \text{ ..... (V.23)}$$

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

**2. Détermination de la courbe granulométrique des filtres :**

$$D_{17}^F = \frac{D_{PV}}{0,32 \cdot \sqrt[6]{U_F} \cdot (1 + 0,05 \cdot U_F)} \cdot \frac{1-n}{n} \text{ ..... (V.24)}$$

$U_F$  : Coefficient d'homogénéité du sol du filtre [ $U_F = 15$ ].

$n$  : la porosité de filtre [ $n = 0,4 - 0,1 \cdot \log(U_F)$ ].

$D_{PV}$  : diamètre des particules soumises à un effet de voûte.

$$D_{PV} = (3 \text{ à } 4) \cdot d_{15}$$

$d_{15}$  : Diamètre des particules du sol protéger à 15%;

On déterminera aussi le diamètre minimum  $D_{min}$  en fonction de  $D_{17}$

$$D_{min} = \frac{D_{17}}{1 + 0,2 \cdot (1,7)^x} \text{ ..... (V.25)}$$

Où :  $x = 1 + 1,28 \cdot \log(U_F)$

Les autres valeurs de "Di" sont déterminées par la formule suivante :

$$D_i = [1 + 0,2 \cdot (0,1 \cdot i)^x] \cdot D_{min} \text{ ..... (V.26)}$$

**A.N :**  $d_{15} = 0,00118 \text{ mm ;}$

$d_{50} = 0,0057 \text{ mm ;}$

$d_{85} = 0,24 \text{ mm ;}$

$n = 0,45 - 0,1 \log(15) = 0,33$  et  $x = 1 + 1,28 \cdot \log(15) = 2,51$

Les résultats de la 1ère couche sont donnés dans le Tableau N°V.6.

**Tableau N°V.6:** Récapitulatif des résultats de la 1<sup>ère</sup> couche de filtre.

D <sub>pv</sub>	D <sub>17</sub>	D <sub>min</sub>	D <sub>10</sub>	D <sub>15</sub>	D <sub>20</sub>	D <sub>50</sub>	D <sub>60</sub>	D <sub>80</sub>	D <sub>100</sub>
(μ m)	(μ m)	(μ m)	(μ m)	(μ m)	(μ m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
4,72	10,897	6,199	7,439	9,629	13,261	0,076	0,118	0,235	0,407

Les résultats de la 2<sup>ème</sup> couche sont donnés dans le Tableau N°V.7.

**Tableau N°V.7:** Récapitulatif des résultats de la 2<sup>ème</sup> couche de filtre.

D <sub>pv</sub>	D <sub>17</sub>	D <sub>min</sub>	D <sub>10</sub>	D <sub>15</sub>	D <sub>20</sub>	D <sub>50</sub>	D <sub>60</sub>	D <sub>80</sub>	D <sub>100</sub>
(μ m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
38,517471	0,0889	0,05058	0,060696	0,0786	0,1082	0,6253	0,9588	1,9202	3,3241

**3-) Vérification de l’absence de RENARD dans le sol des filtres :**

✓ **Filtre N° 1 :**

➤ Pour qu’il n’y a pas le phénomène du RENARD il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (V.27)$$

D’après la courbe granulométrique de F<sub>1</sub> :

D<sub>5</sub> = 0,00642 mm; D<sub>10</sub>=0,00739 mm;

D<sub>17</sub>=0,0109mm ; D<sub>60</sub>=0,118mm ;

- η=D<sub>60</sub>/D<sub>10</sub> = 15,97 Coefficient d’hétérogénéité ;
- n<sub>0</sub>= 0,45 d’où n=0,33 ;
- D<sub>5</sub>/D<sub>17</sub>=0,59 > 0,38.
- La condition est vérifiée donc il n’y a pas de phénomène de RENARD dans ce cas.

➤ La condition de TERZAGUI (zone de transition) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,009629}{0,24} = 0,04 < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

✓ **Filtre N°2 :**

Pour qu’il n’y a pas le phénomène du RENARD il faut que :

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

D<sub>5</sub>/D<sub>17</sub>=0,59>0,45 : pour n=0,33; η=15.78.

La condition est vérifiée donc le phénomène de RENARD n’existe pas.

➤ La condition de TERZAGUI (zone de transition) :  $\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,0786}{2.228} = 0,035 < 4$

La condition est vérifiée.

**Conclusion:**

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur =15 cm.
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur =15cm.
- L'encrochement d'épaisseur = 30 cm.

**V.7. Volume des travaux**

Les volumes totaux des différents matériaux constituant le corps de barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$Vb = \sum_i^n Vi ; \quad Vi = \frac{Si + Si+1}{2} .d \dots\dots\dots (V.28)$$

d : Distance horizontale séparant deux sections successives Si et Si+1

En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction.

Les volumes de différents matériaux utilisés dans le corps de la digue sont résumés dans l'Annexe C.

## Chapitre VI : Etude de stabilité de la digue.

### VI.1. Généralités sur l'étude de stabilité des pentes (barrage)

La stabilité des barrages en terre est étudiée au moyen des méthodes utilisées plus généralement pour l'étude des pentes en mécanique des sols les plus courantes sont celles de FELLENIUS, BISHOPB, SPENCER, JANBU. Toutes sont des méthodes d'équilibre des forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies. Un facteur qui influe très fortement sur la stabilité est la pression interstitielle qui peut s'installer de façon durable dans le remblai.

- En raison des écoulements permanents à travers le remblai.
- En conséquence des variations des contraintes, résultantes de la construction, d'une vidange rapide, ou bien de séismes.

**Plusieurs configurations doivent être analysées :**

**Fonctionnement normal (talus aval) :** le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités.

**Fin de construction (talus aval et amont) :** pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées.

**Vidange rapide (talus amont) :** après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont.

Les coefficients de sécurité couramment admis en fonction de la classe du barrage sont groupés dans le Tableau N°VI.1

**Tableau N°VI.1:** Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,3 ÷ 1,2	1,2 ÷ 1,15	1,15 ÷ 1,1	1,1 ÷ 1,05
Spéciales (avec séisme)	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,05

Notre barrage fait partie de la classe III, les coefficients admissibles seront donc :

- Sans séisme :  $K_{ss,adm} = 1,15 - 1,1$
- Avec séisme :  $K_{as,adm} = 1,1 - 1,05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste la détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être inférieur ou égal au coefficient admissible «  $k_{adm}$  »

**VI.2 Méthode de FELLENIUS :**

Dans cette méthode on admet que la rupture a lieu suivant une surface de glissement en forme de cylindre circulaire et qu'elle se produit instantanément et simultanément le long de toute la surface. On considère d'autre part qu'il n'y a aucune interaction dans la 3<sup>ème</sup> dimension du barrage transversale à la vallée. Pour que cette approximation soit valable, la longueur du barrage le long de cette 3<sup>ème</sup> dimension doit représenter 2 à 3 fois la longueur de l'arc de rupture, cette hypothèse étant faite, on trace sur une coupe transversale du barrage plusieurs cercles de glissement et on cherche le cercle le plus critique c'est-à-dire celui qui présente le coefficient de sécurité le plus faible.

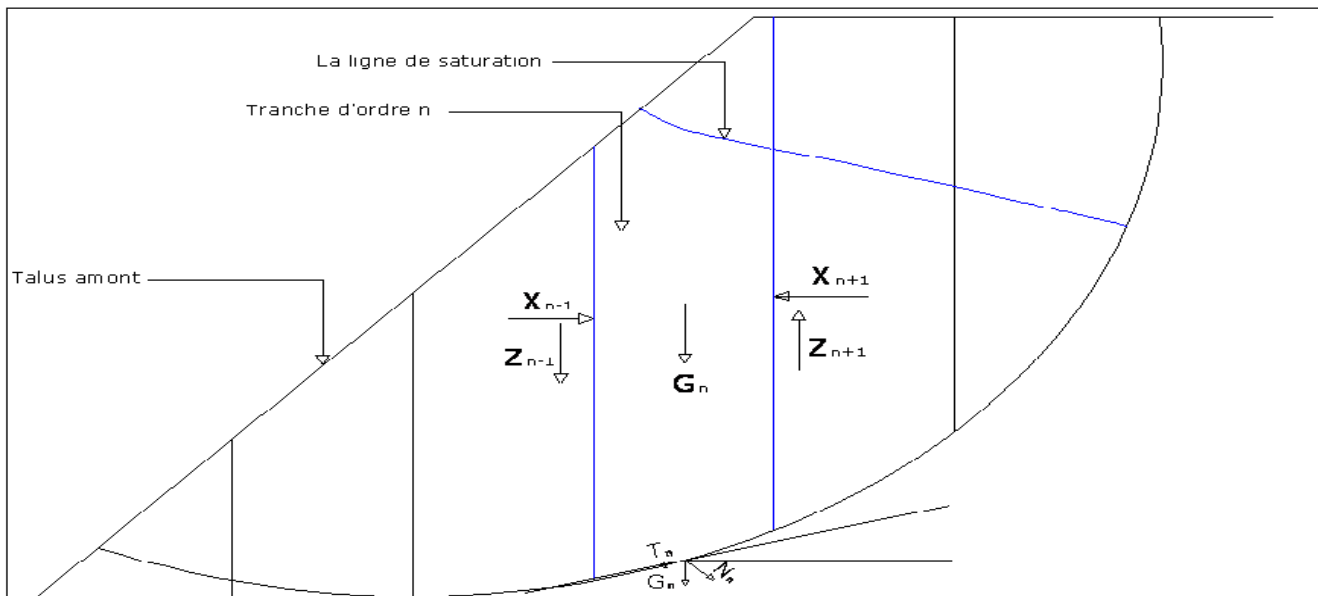


Fig N°VI.1 : Calcul de stabilité, méthode de FELLENIUS.

Telque :

$G_n$  : le poids de la tranche.

$N_n$  : la composante normale du poids ( $G_n$ ) de la tranche ramenée au niveau du cercle de glissement.

$T_n$  : la composante tangentielle du poids ( $G_n$ ) de la tranche ramenée au niveau du cercle de glissement.

$X_n, Y_n$  : les composantes de l'action de la tranche d'ordre (n-1) sur la tranche (n)

$X_{n+1}, Y_{n+1}$  : les composantes de l'action de la tranche d'ordre (n+1) sur la tranche (n).

Pour simplifier les calculs, FELLENIUS admet les hypothèses suivantes :

1) Au niveau de chaque tranche:

$$X_{n+1} - X_n = 0$$

$$Y_{n+1} - Y_n = 0$$

Ce qui revient à dire qu'il n'y a pas d'interaction.

2) La force tangentielle  $T_n$  a tendance à entraîner le glissement, elle est motrice.

3) La force  $N_n$  est stabilisatrice car elle mobilise le frottement interne, elle crée une force résistante

Le moment des forces résistantes est la somme de celui des forces de frottement et de celles de cohésion s'écrit :

$$\sum(N_n - P).Tg(\varphi).R + \sum C.dl.R. \dots\dots\dots(VI.1)$$

Tel que :  $P = U.dl \dots\dots\dots(VI.2)$

$U$  : la pression interstitielle,

$dl$  : longueur en arc de la tranche.

$R$  : rayon du cercle de glissement.

$\varphi$  : angle du frottement.

$C$  : la cohésion.

Le moment des forces motrices s'écrit :

$$\sum T_n.R = R. \sum T_n. \dots\dots\dots(VI.3)$$

Le coefficient de sécurité  $F$  est défini comme le du moment résistant au moment moteur :

$$F = \frac{\sum(N_n - P).Tg(\varphi) + C.dl}{\sum T_n} \dots\dots\dots(VI.4)$$

En tenant compte de séisme le coefficient de sécurité devient :

$$F = \frac{\sum(N_n - P).Tg(\varphi) + C.dl}{\sum T_n + \frac{a.G_n.d_n}{R}} \dots\dots\dots(VI.5)$$

Tel que :

a : Le coefficient de la séismicité.

dn : la distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

**VI.3.Ordre de calcul :**

**VI.3.1. Détermination du centre de glissement par la méthode de FANDEEV :**

1) Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.

2) Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.

3) Tracer les arcs des cercles de rayons  $R_1$  et  $R_2$  avec :

$$R_1 = K_1.H_b.$$

$$R_2 = K_2.H_b.$$

$H_b$  : Hauteur totale du barrage.

( $K_1-K_2$ ) : sont déterminés d'après le Tableau VI.2 en fonction de pente de talus.

**Tableau N°VI.2:** valeurs de  $K_1$ ,  $K_2$  en fonction de pente de talus.

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Pour notre cas :

**Tableau N°VI.3 :** Les rayons des cercles de glissement.

talus	Pente du talus	$K_1$	$K_2$	$R_1$ (m)	$R_2$ (m)
Amont	3	1,0	2,3	16.3	37,49
Aval	2,5	0,875	2,025	14,2625	33,0075

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons  $R_1$  ;  $R_2$  avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite un courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c.à.d entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur  $b=0.1R$ , pour le talus aval, les tranches se trouvant à droite dans le sens du glissement sont numérotées négativement, celles de gauche positivement contrairement au talus amont.

**VI.3.2. Les efforts agissants sur une partie de glissement :**

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

- 1) Poids de la tranche « G ».
- 2) Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
- 3) Forces de pressions interstitielles (U).
- 4) Forces de Cohésion.
- 5) L'effort du séisme.

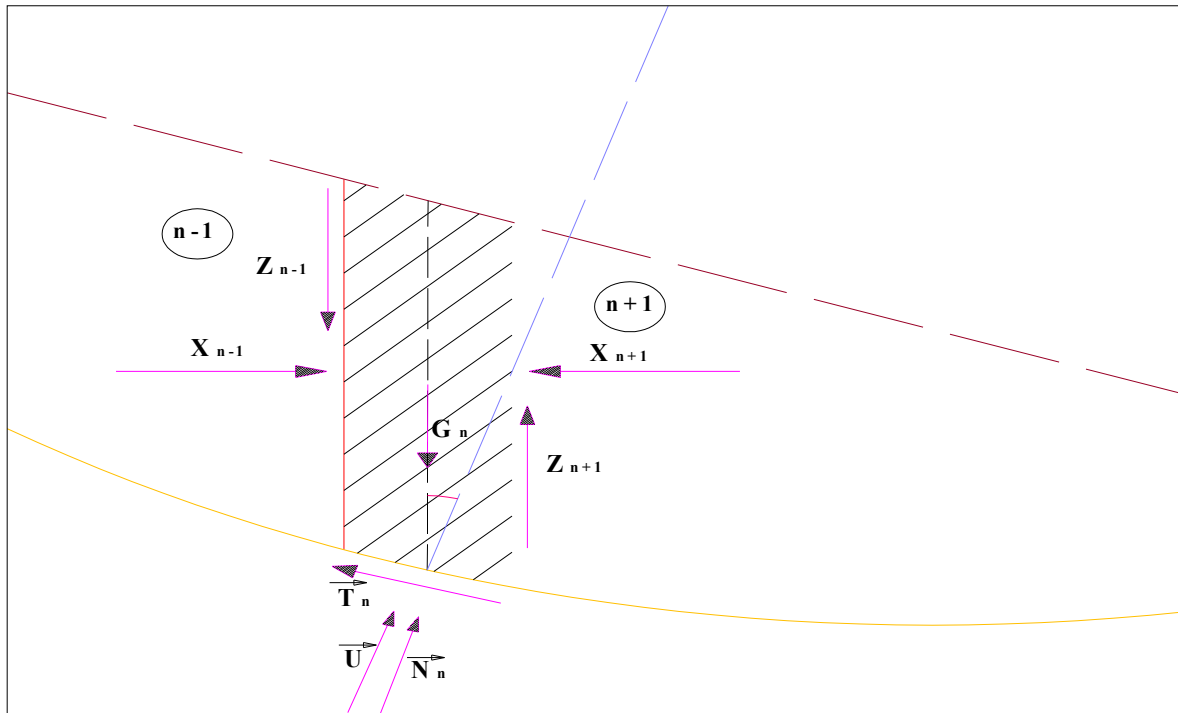


Fig N°VI.2 : Les forces qui agissent sur une tranche.

**VI-3.3.Calcul des forces appliquées à chaque tranche :**

**A) Force de pesanteur :**

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit :  $G_n = b (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2)$ . .....(VI.6)

$h_1, h_2$  : hauteurs des tranches.

$\gamma_1$ : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation. ( $\gamma_d$  : densité sèche).

$\gamma_2$ : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation. ( $\gamma_{sat}$  : le poids volumique du matériau de construction à l'état saturé).

$b$  : largeur de la tranche.

Cette force a deux composantes :

$-N_n = G_n \cdot \cos \alpha$  : qui est une force normale stabilisatrice.

$-T_n = G_n \cdot \sin \alpha$  : qui est une force déstabilisatrice tangentielle au cercle de glissement.



Avec : 
$$\text{Sin}(\alpha) = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{\text{nombre.total.des.tranches}} \dots\dots\dots(\text{VI.7})$$

$$\text{Cos}(\alpha) = \sqrt{1 - \text{Sin}^2\alpha} \dots\dots\dots(\text{VI.8})$$

Pour le cas d'une vidange rapide on utilise pour le calcul du poids de la tranche le poids volumique déjaugé,  $\gamma' = (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)$ .  $\dots\dots\dots(\text{VI.9})$

Avec :  $\gamma_{\text{sat}}$  : le poids volumique déjaugé.

$\gamma_w$  : le poids volumique de l'eau,  $\gamma_w = 1\text{T/m}^3$ .

**b) Forces de pression interstitielles :**

Dans le cas ou le réservoir est plein la force de pression interstitielle se calcule comme suit :

$$P = U.dl = \gamma_w .h .dl. \dots\dots\dots(\text{VI.10})$$

Avec :

U : pression interstitielle.

dl : longueur en arc de la tranche.

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau,  $\gamma_w = 1\text{T/m}^3$ .

h : hauteur de la tranche.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

**c) Forces de cohésion :**

$$F_c = C.dl. \dots\dots\dots(\text{VI.11})$$

Avec : C : Cohésion du sol considéré.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

**d) Forces dues au séisme :**

Ces forces sont considérées horizontales, appliquées aux centres des tranches et sont dues à l'accélération du mouvement provoqué par le séisme.

$$T = a .G_n. \dots\dots\dots(\text{VI.12})$$

Avec : a : Le coefficient de la séismicité (a = 0,25).

$G_n$  : Poids de la tranche.

**VI.4.Clasement des forces :**

On peut classer toutes ces forces comme suit :

**1) Les forces stabilisatrices :**

**a) Force de frottement :**

$$F_1 = N_n \text{tg} \varphi - U dl \text{tg}\varphi. \dots\dots\dots(\text{VI.13})$$

Avec:  $\varphi$  : Angle de frottement.

$dl$  : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

**b) Force de cohésion :**

$$F_c = C \cdot dl, \text{ Avec : } dl = \frac{b}{\cos(\alpha)} \dots\dots\dots(VI.14)$$

$b$  : largeur de la tranche.

$C$  : Cohésion du sol considéré.

Le moment des forces stabilisatrices par rapport au centre de glissement est donné par:

$$M_s = [ (N_n - U) \cdot dl \cdot \text{tg}\varphi + C \cdot dl ] R. \dots\dots\dots(VI.15)$$

$M_s$  : moment des forces stabilisatrices par rapport au centre de glissement

$R$  : rayon du cercle de glissement.

**2) Les forces déstabilisatrices (motrices) :**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle au cercle de glissement, elle tend à faire glisser la tranche du talus vers le bas.

Le moment de ces forces par rapport au centre du cercle de glissement est donné par :

$$M = R \cdot \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots(VI.16)$$

Dans le cas d'un séisme il y a une force particulière supposée horizontale qui tend à faire vibrer la tranche du talus. Le moment de cette force est :

$$M_T = a G_n d_n. \dots\dots\dots(VI.17)$$

Avec :  $M_T$  : moment des forces de séisme.

$a$  : Le coefficient de la séismicité ( $a = 0,25$ ).

$G_n$  : Poids de la tranche.

$d_n$  : la distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

**Remarque :** Les moments de toutes ces forces sont calculés par rapport au centre du cercle de glissement.

**Les caractéristiques géotechniques des sols :**

Elles sont représentées dans le Tableau N°VI.4.

**Tableau N°VI.4 :** Caractéristique géotechnique.

Paramètres	Unité	Corps du barrage
$\varphi$	Degré (°)	15.24°
$C$	T/m <sup>2</sup>	3.2
$\gamma_{sat}$	T/m <sup>3</sup>	1,76
$\gamma_d$	T/m <sup>3</sup>	1,49

**VI.5. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :**

**1) Retenue pleine (fonctionnement normal) :**

Le coefficient «  $K_s$  » est le rapport du moment des forces stabilisatrices sur les moments des forces motrices par rapport au centre de glissement donné par FELLENIUS.

**a) avec effet de séisme :**

$$K_s = \frac{\sum(N_n - P)tg\varphi + \sum CdL}{\sum G_n Sin(\alpha_n) + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots(VI.18)$$

**b) Sans l'effet de séisme :**

$$K_s = \frac{\sum(N_n - P)tg\varphi + \sum CdL}{\sum G_n Sin(\alpha_n)} \dots\dots\dots(VI.19)$$

**2) Retenue vide (fin de construction) :**

Pour le cas d'une retenue vide la pression interstitielle est nulle ( $p = 0$ ), on vérifie la stabilité avec et sans l'effet du séisme.

R : rayon du cercle de glissement.

**a) avec effet de séisme :**

$$K_{as} = \frac{\sum G_n Cos \alpha_n tg\varphi + \sum C.dl}{\sum G_n Sin \alpha_n + \frac{\sum aG_n d_n}{R}} \dots\dots\dots(VI.20)$$

**b) Sans l'effet de séisme :**

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n Cos \alpha_n tg\varphi + \sum C.dl}{\sum G_n Sin \alpha_n} \dots\dots\dots(VI.21)$$

**3) Calcul du  $K_s$  pour le cas de vidange rapide :**

$K_s$  est calculé seulement pour le talus amont. Et dans ce cas on calcule le poids de la tranche à l'aide du poids volumique déjaugée du matériau  $\gamma'$ .

**a) Avec effet de séisme :**

$$K_{as} = \frac{\sum(G_n Cos \alpha_n).tg\varphi + \sum Cdl}{\sum G_n Sin \alpha_n + \sum a \frac{G_n dn}{R}} \dots\dots\dots(VI.22)$$

**b) Sans effet de séisme :**

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n Cos \alpha_n tg\varphi + \sum Cdl}{\sum G_n Sin \alpha_n} \dots\dots\dots(VI.23)$$

Les résultats de calcul de stabilité sont représentés dans l'Annexe D, pour les différents rayons.

Tableau N°VI.5 : Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

CAS DE SOLLICITATION	COEFFICIENT DE SECURITE		
	Sans séisme (K <sub>ss,adm</sub> = 1.15 - 1.1)	Avec séisme (K <sub>s,adm</sub> = 1.1 - 1.05)	
Fin de construction	<b>Talus aval</b>		
	R1=29,50 m	2,32	1,31
	R2=33,92 m	2,27	1,28
	R3=36,86 m	2,26	1,25
	R4=37,51 m	2,29	1,3
	R5=38,85 m	2,29	1,3
	<b>Talus amont</b>		
	R4=29,32 m	2,10	1,18
	R2=36.00m	2,75	1,47
	R5=37,60 m	2,38	1,26
	R1=42,43 m	2,80	1,50
R3=43,35 m	2,45	1,32	
Fonctionnement normal	<b>Talus aval</b>		
	R1=29,50 m	2,32	1,31
	R2=33,92 m	2,27	1,28
	R3=36,86 m	2,16	1,21
	R4=37,51 m	2,29	1,30
R5=38,85 m	2,29	1,28	
Vidange rapide	<b>Talus amont</b>		
	R4=29,32 m	3,92	2,13
	R2=36.00m	4,34	2,34
	R5=37,60 m	3,03	1,71
	R1=42,43 m	4,39	2,39
R3=43,35 m	3,24	1,83	

**Conclusions et recommandations:**

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme. Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

On a calculé la stabilité des talus en utilisant les caractéristiques géotechniques ( $\phi_u$ ,  $C_u$ ) non drainé qui nous donne la stabilité à courte terme, pour calculer la stabilité à long terme il faut utiliser les caractéristiques géotechniques ( $\phi'$ ,  $C'$ ) drainé.

## **Chapitre VII : Etude des variantes des ouvrages annexes.**

### **Introduction :**

Pendant d'élaboration d'un projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour le retenu seront.

- 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.

Le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre retenue.

### **VII.1.Ouvrage de Prise d'eau :**

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau de la retenue et celui des plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

#### **VII.1.1.Type de prise :**

##### **a) Prise d'eau en charge :**

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton. Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de command au pied aval de la digue. En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

##### **b) Prise d'eau flottante :**

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante; l'inconvénient de celle-ci et celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

##### **c) Tour de prise :**

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

**VII.1.2.Choix de la variante :**

Vu la destination du retenue (irrigation des parcelles adjacentes), le prélèvement des eaux peut être effectué à un niveau unique, la qualité des eaux n'est pas d'une grande turbidité vu les apports solides faibles. L'ouvrage de prise en conduite permet la prise avec faible perte de charge, et un coût relativement faible par rapport aux deux autres variantes (flottantes, tour de prise), cela rend celle-ci la variante la plus adéquate.

**VII.2.Ouvrage de vidange :**

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus amont .....).
- De vider la tranche morte en fin saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire prise, parement amont de la digue).
- De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

**VII.2.1.Conduite de vidange en charge :**

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est en fonction du débit à évacuer.

**VII.2.2.Conduites à écoulement libre :**

Deux types de conduites peuvent être employées pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1--2) m de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

**VII.2.3. Choix de la variante :**

Pour des raisons pratiques et économiques, il a été préférable d'associer l'ouvrage de vidange à celui de prise d'eau.

Le tracé de la vidange de fond empruntera celui de la dérivation provisoire

❖ **Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite :**

- Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements.
- Prévoir une bonne assise pour la conduite.
- Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leur diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

Quelques dispositifs minima de vidange qu'ont doit tenir en compte sont donnés dans le Tableau N°VII.1.

**Tableau N°VII.1 : type de vidange de fond en fonction de  $H^2 \cdot \sqrt{V}$**

$H^2 \cdot \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
$\leq 30$	P V C ou Acier	(160 – 200) 300 en Acier	Une vanne en aval
30 à 100	Acier	300 - 400	
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	Une vanne de garde amont et une vanne avale
300 à 700		600 – 800	
700 à 1500		800 - 1200	
$\geq 1500$	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne réglable en

H : Hauteur du barrage (m).

V : Volume d'eau stocké (Hm<sup>3</sup>)

L'ouvrage de vidange sera constitué de deux vannes, une vanne de garde. (Batardeau) en amont et une autre en aval.

**VII.3.Ouvrage d'évacuateur de crues :**

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans crée d'érosion en aval risquant d'être dommageable pou la digue.

**VII.3.1.Critères de choix de l'évacuateur de crue :**

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. les difficultés de réalisation.
3. les exigences typographiques du site.

4. les exigences géologiques du site.
5. la facilité d'entretien.
6. la facilité de modification.
7. le coût de l'ouvrage.

### **VII.3.2. Différents types des évacuateurs de crues.**

#### **a) L'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral :**

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

#### **b) L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal :**

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages suivants :

- 1) Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- 2) Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- 1) Le coût peut être élevé.
- 2) La difficulté de modification.

### **VII.3.3. Choix de la variante :**

Différentes solutions ont été envisagées, mais; nous avons retenu l'évacuateur de surface qui présente plus d'avantages surtout sur le plan économique.

Pour des raisons topographiques et notamment l'accessibilité sur la crête de la digue, dans notre étude nous optons pour un évacuateur de surface à entonnement frontal sur la rive gauche.



## Chapitre VIII : Etude des ouvrages annexes.

### **Introduction:**

Le rôle de l'évacuateur de crues est de stabiliser le niveau de la retenue à la cote normale (326.95 m NGA) on évacuant le surplus qui arrive sous forme de crues ou d'apports continus.

Le fonctionnement de la retenue est tel qu'en assurant une réserve de secours, elle permet une alimentation d'eau continue pour les besoins d'irrigation pour une assez longue durée, cela nous oblige à assurer un écoulement rapide par le canal d'évacuation à partir du seuil de déversement jusqu'au lit de l'oued (le plus loin possible de la digue).

Les paramètres hydrauliques ont été dimensionnés pour la crue centennale, mais les ouvrages devront supporter même le passage d'une crue catastrophique (crue millénaire).

### **VIII.1.1 Dimensionnement hydraulique :**

Avant de procéder aux calculs hydrauliques, on doit vérifier la fiabilité de l'évacuateur de crues avec sa longueur déversante lors de l'évacuation de la crue centennale.

La charge au dessus de déversoir est acceptable de point de vue que le niveau des plus hautes eaux sera encore inférieur à la crête de la retenue.

Les calculs hydrauliques seront donc établis pour la même largeur déversante (10 m) et pour la même charge ( $h_{dév}=0,728$  m) et le même débit déversant ( $13.21$  m<sup>3</sup>/s).

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

- Un canal d'amenée.
- Un seuil déversant pour le control du débit.
- Un ouvrage intermédiaire comprend (chenal- convergeant- coursier).
- Un dissipateur d'énergie.
- Un canal de restitution.

#### **VIII.1.1.1 Canal d'amenée :**

Le canal d'amenée (canal d'approche) a pour but de canaliser les eaux d'évacuations vers le déversoir en garantissant un écoulement fluvial sur le seuil de déversement.

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}} \dots\dots\dots (VIII.1)$$

Q : Débit à évacuer [m<sup>3</sup>/s].

$S_{can}$  : Section du canal en [m<sup>2</sup>] et  $S_{can} = H \times b$ .

H : Charge d'eau [m] et  $H = h + P$ .

P : Hauteur de pelle en [m].

h : lame déversante en [m].

A.N : 
$$V_{ap} = \frac{13.21}{10 \cdot (0,728 + 1,5)} = 0.59 \text{ m/s}$$

$V_{ap} \leq V_{adm}$  tel que  $V_{adm}$  compris entre 4,4 et 10m/s donc pas de risque de l'érosion.

**VIII.1.1.2 Déversoir :**

Le déversoir est à seuil profilé (Creager), il est le mieux adapté pour l'écoulement de sorte que la lame d'eau déversante épouse le profil du déversoir.

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation :

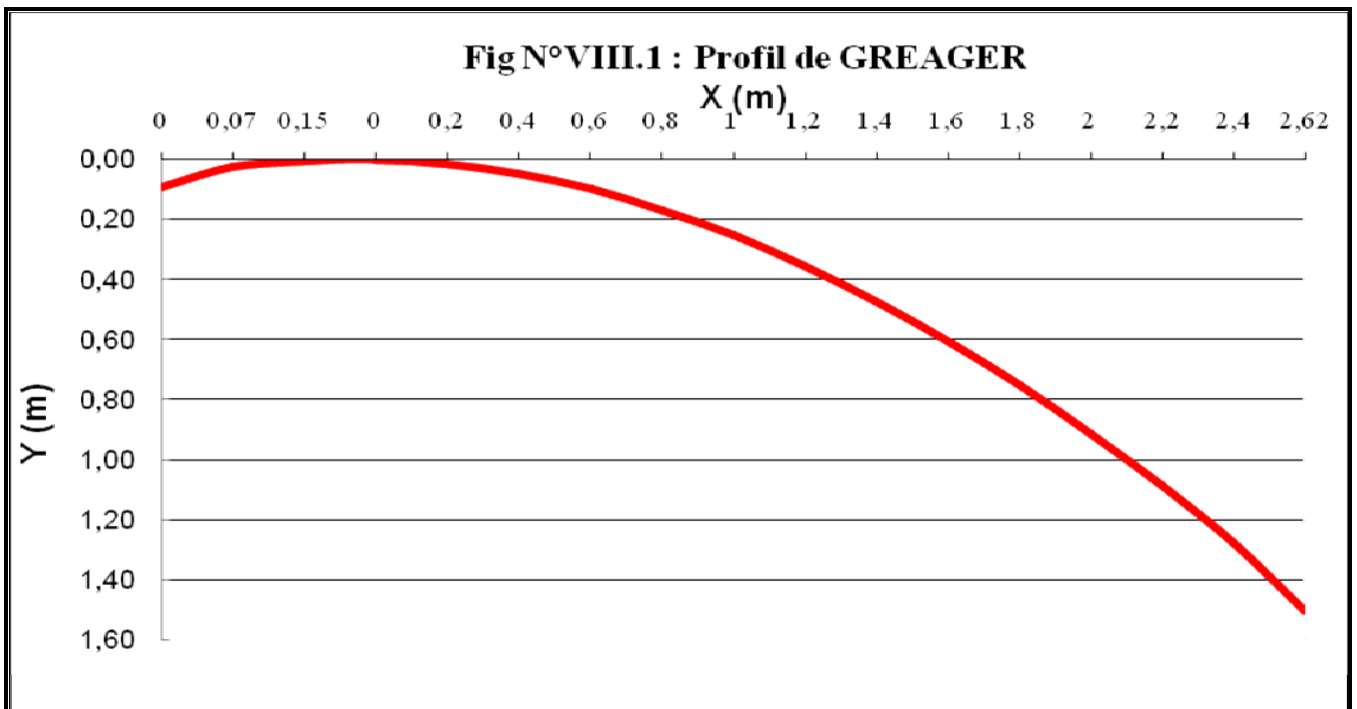
$$Y = \frac{X^{1,85}}{2 \cdot H^{0,85}} \dots\dots\dots (VIII.2)$$

H : Charge sur le déversoir en [m].

Les coordonnées du déversoir sont données dans le Tableau N°VIII.1, et le profil du déversoir est représenté dans la Fig N°VIII.1.

**Tableau N°VIII.1 : Coordonnés de profil de Greaguer.**

<b>X (m)</b>	0	0,07	0,15	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,2	2,4	2,62
<b>Y (m)</b>	0,09	0,03	0,01	0,00	0,01	0,05	0,10	0,17	0,25	0,35	0,47	0,60	0,75	0,91	1,09	1,28	1,50



**VIII.1.1.3. Chenal d'écoulement :**

La trace du chenal doivent être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial

La longueur du chenal est égale à 13.87 m

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique "y<sub>c</sub>" et la pente critique.

**- profondeur critique :**

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left( \frac{Q}{b} \right)^2} \dots\dots\dots (VIII.3)$$

Ou :

Q : débit de projet laminé (Q = 13.21 m<sup>3</sup>/s);

b : la largeur de déversoir.

**A.N :**

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81} \cdot \left( \frac{13,21}{10} \right)^2} = 0,56 \text{ m}$$

**- pente critique :**

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (VIII.4)$$

Avec :

R<sub>H</sub> : rayon hydraulique en [m];

I : pente en [m/m];

S : section mouillée;

K : coefficient de Manning –Strickler (K = 71)

Pour une section rectangulaire

$$I_{cr} = \left[ \frac{Q \cdot (b + (2 \cdot y_c))^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (VIII.5)$$

**A.N :**

$$I_{cr} = \left[ \frac{13,21 \cdot (10 + (2 \cdot 0,56))^{2/3}}{71 \cdot (10 \cdot 0,56)^{5/3}} \right]^2 \cdot 100\% = 0,28\%$$

I<sub>cr</sub> = 0.28% > I<sub>ch</sub> = 0.1%, donc la condition est vérifiée

**VIII.1.1.4 Calcul du convergent :**

**a) Le largeur initiale (Bc) et finale (bc).**

- ✓ La largeur initiale doit toujours correspondre à la longueur totale du déversement (bd = Bc).
- ✓ La largeur finale (bc) devra lier l'optimisation du coursier avec des recommandations de Sevchenko.

**b) Longueur du chenal (Lc).**

- ✓ La longueur devra lier la disponibilité de l'espace topographique avec les recommandations de Sevchenko.

**c) La pente de fond (i0).**

- ✓ Dans les transitions subcritiques, il est recommandé  $i_0 = 0$ , pour qu'il existe des méthodes pour sa conception.

La longueur du convergeant est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (B_c - b_c) \dots\dots\dots (VIII.6)$$

Tel que :

$B_c$  : est la largeur au plafond du bief amont

$b_c$  : est la largeur au plafond de la section de contrôle

**A.N :**

$$L = 2,5 (10 - 5) = 12.5 \text{ m}$$

**Recommandations de Sevchenko pour le dimensionnement du convergent :**

$$0.39 \leq \frac{b_T}{B_T} \leq 0.87 \text{ Condition à respecter:}$$

$$8.5^\circ \leq \theta \leq 23^\circ$$

Tel que :  $\theta = \arctan \frac{B_c - b_c}{2L_{con}} \dots\dots\dots (VIII.7)$

AN :

$$0.39 \leq \frac{b_T}{B_T} = \frac{10 - 5}{10} = 0.5 \leq 0.87 ,$$

$$\theta = \arctan \frac{10 - 5}{2 * 12.5} = 11,3^\circ ,$$

Les deux conditions sont vérifiées

**VIII.1.1.5 Le coursier :**

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

**01- Largeur du coursier :**

Elle est donnée par :

$$B = Q^{0.4} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(VIII.8)}$$

**A.N :**  $B = 13,21^{0.4} = 2.8 \text{ m}$

On prend B= 5 m

**02- Longueur du coursier :**

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 74 m.

**03- La profondeur critique :**

La condition de l'état critique est :  $\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1 \dots\dots\dots \text{(VIII.9)}$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} \dots\dots\dots \text{(VIII.10)}$$

B : est la largeur du coursier égale a 3 m.

**A.N :**  $h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{13,21^2}{g \cdot 5^2}} = 0,893m$

**04- Pente critique :**

$$I_{cr} = \left( \frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2 \dots\dots\dots \text{(VIII.11)}$$

S<sub>cr</sub> : Section critique (m<sup>2</sup>).

R<sub>cr</sub> : Rayon critique (m).

C<sub>cr</sub> : Coefficient de CHEZY

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6} \dots\dots\dots \text{(VIII.12)}$$

**A.N :**  $S_{cr} = B \cdot h_{cr} = 5 \cdot 0,893 = 4,465 \text{ m}^2$

$Pc_r = B + 2 \cdot h_{cr} = 5 + 2 \cdot 0.893 = 6,786 \text{ m}$

$$R_{c_r} = \frac{S_{c_r}}{P_{c_r}} = \frac{4,465}{6,786} = 0,66 \text{ m}$$

$$C_{c_r} = \frac{1}{0,014} \cdot 0,66^{1/6} = 66,65$$

Donc :

$$I_{c_r} = \left( \frac{13,21}{66,65 \cdot 4,465 \cdot 0,66^{1/2}} \right)^2 \cdot 100\% = 0,3\%$$

$$I_{\text{coursier}} = 0,23 > I_{c_r} = 0,3\%$$

**05- Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :**

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par moyen informatique ; avec logiciel CANALP.

**Tableau N°VIII.2 : Caractéristique du canale.**

Q (m <sup>3</sup> /s)	Strickler	I (m/m)	Y <sub>N</sub>	Y <sub>C</sub>	Régime	L <sub>bief</sub> (m)
13.21	71	0,23	0,223	0,893	NT	74

**Tableau N°VIII.3 : Calcul de la ligne d'eau.**

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)	J (m/m)
Amont	0	7.40	0.89	1,00	1.34	3.07
1	7.40	7.40	0.38	3.60100	2.84	42.07
2	14.80	7.40	0.31	4.88	4.01	80.26
3	22.20	7.40	0.27	6.01	5.15	80.26
4	29.60	7.40	0.26	6.36	5.52	124.79
5	37.00	7.40	0.24	7.17	6.41	140.84
6	44.40	7.40	0.24	7.17	6.41	182.13
7	51.80	7.40	0.23	7.65	6.96	208.88
8	59.20	7.40	0.23	7.65	6.96	208.88
9	66.60	7.40	0.22	8.17	7.36	241.05
Aval	74.00	7.40	0.22	8.17	7.36	241.05

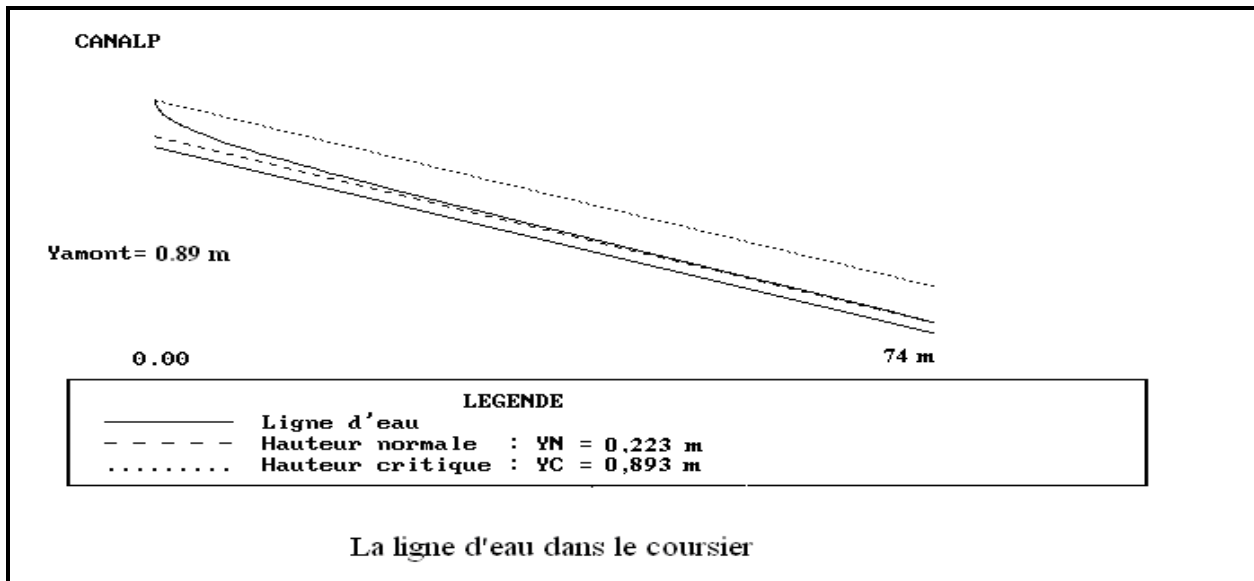


Figure N°VIII.2: La ligne d'eau dans le coursier.

On a : 
$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g h_c}} \dots\dots\dots (VIII.13)$$

Où : Fr : nombre de froude;  
 V : Vitesse de sortie du coursier.

Tel que :

$$V = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots (VIII.14)$$

AN : 
$$V = \frac{13,21}{5 \cdot 0,22} = 12,00\text{m/s}$$

$$Fr = \frac{12,00}{\sqrt{9,81 \cdot 0,22}} = 8,17$$

**VIII.1.1.6. Dissipateur d'énergie :**

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et la vitesse, on a :

$$1,0 \leq Fr \leq 1,7 \text{ Ressaut ondulé.}$$

$1,7 < Fr \leq 2,5$  Ressaut faible de petites apparitions en surface.

$2,5 < Fr \leq 4,5$  Ressaut oscillant.

$4,5 < Fr \leq 9$  Ressaut stable (Stationnaire).

$Fr > 9$  Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Froude est supérieur à 4.5, cela veut dire que le ressaut va se produire nettement. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée ne dépasse pas 15 m/s, alors le bassin de dissipation est de type II.

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut donc il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes (voir Annexe "E")

**VIII.1.1.6.1. Dimensionnement du bassin :**

De l'abaque de l'Annexe E.3 On a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 11,00 \quad \text{Et on a aussi} \quad Y_1 = 0,22$$

Donc :

$$Y_2 = 11,00 \cdot 0,22 = 2,42 \text{ m}$$

✓ **Largeur du bassin :**

De l'abaque de l'Annexe E.3 on a :

$$\frac{L_{\text{bas}}}{Y_2} = 2,61$$

Donc :  $L_{\text{bas}} = 2,61 \times 2,42 = 6.32 \text{ m.}$

On prend  $L_{\text{bas}} = 6.5 \text{ m}$

✓ **Dimensionnement des blocs Chicanes :**

De l'abaque de l'Annexe E.3 on a :

On a :

$$\frac{h_2}{Y_1} = 2,00 \quad ; \quad \frac{h_4}{Y_1} = 2,00$$

- La hauteur des blocs de chutes :  $h_1 = Y_1 = 0,22 \text{ m.}$
- La largeur des blocs de chutes :  $l_1 = Y_1 = 0,22 \text{ m.}$
- Espacement entre deux blocs de chutes :  $e_1 = Y_1 = 0,22 \text{ m.}$
- Hauteur du seuil denté :  $h_2 = 2 Y_1 = 0,44 \text{ m.}$
- La largeur d'une dent :  $l_2 = 0,75 h_2 = 0,33 \text{ m.}$



➤ Espacement entre deux dents :  $e_2 = 0.75 h_2 = 0,33 \text{ m}$ .

**VIII.1.1.7. Canal de restitution :**

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1 et une pente  $I_c = 0,6 \%$  a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

✓ **La hauteur critique :**

$$h_{cr} = \left( 1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K \dots\dots\dots (VIII.15)$$

Avec:  $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}}$  et :  $\sigma = \frac{K \cdot m}{b}$  [m = 1,5].

Donc :  $K = \sqrt[3]{\frac{13,21^2}{g \cdot 7^2}} = 0,71$  et  $\sigma = \frac{0,71 \cdot 1,5}{7} = 0,15$

D'où :  $h_{cr} = \left( 1 - \frac{0,15}{3} + 0.015 \cdot 0,15^2 \right) \cdot 0,71 = 0,69 \text{ m}$

✓ **Pente critique :**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots (VIII.16)$$

$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$  Donc :  $S_{cr} = 5,14 \text{ m}^2$

$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2}$  Donc :  $P_{cr} = 7,95 \text{ m}$

$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr}$  Donc :  $R_{cr} = 0,65 \text{ m}$

$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6}$  Donc :  $C_{cr} = 66,48$

$$I_{cr} = \frac{13,21^2}{5,14^2 \cdot 66,48^2 \cdot 0,65} \cdot 100\% = 0,23\%$$

✓ **La profondeur normale :**

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le « CANALP ».

**$h_n = 0.529 \text{ m}$**

✓ **La vitesse de l'écoulement :**

$$V = Q/S = C \sqrt{RI} \dots\dots\dots (VIII.17)$$

**A.N:**  $V = 66.48 \cdot \sqrt{0,65 \cdot 0,006} = 4,15 \text{ m/s}$

$V \geq V_{adm} (1,8 \text{ à } 2,2) \text{ m/s}$  ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

**VIII.1.2. Conception de l'évacuateur de crues :**

Après le dimensionnement hydraulique des éléments de l'évacuateur de crues, et le calcul de la ligne d'eau ; on doit vérifier l'apparition des phénomènes hydrauliques pour prévoir la hauteur finale des bajoyers.

**III.1.2.1. Hauteur des murs bajoyers :****1. Hauteur des murs à l'entrée du déversoir :**

On a :  $h_m = h_e + r$  ..... (VIII.18)

$h_m$  : Hauteur des murs bajoyers en [m].

$h_e$  : Lamme d'eau sur le déversoir [m].

$r$  : Revanche de sécurité (m) donnée par [ $r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$ ].

**A.N:**  $V = \frac{13.21}{10 * 0,728} = 1.81 \text{ m/s}$       donc :       $r = 0.78 \text{ m.}$

$$h_m = 0,728 + 0,78 = 1,51 \text{ m}$$

**2. Hauteur des murs du chenal :**

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête de la retenue.

**3. Hauteur des murs au début du coursier :**

On a :  $h_m = h_e + r$       et       $r = 0.61 + 0,14 V^{1/3}$

$V = \frac{13.21}{5 * 0,89} = 2.97 \text{ m/s}$       donc :       $r = 0.81 \text{ m.}$

$$h_m = 0,89 + 0,81 = 1,70 \text{ m}$$

**4. Hauteur des murs a la fin du coursier :**

On a :  $h_m = h_e + r$       et       $r = 0.61 + 0.14 V^{1/3}$

$V = \frac{13.21}{5 * 0,22} = 12.00 \text{ m/s}$       donc :       $r = 0.93 \text{ m}$

$$h_m = 0,22 + 0,93 = 1,15 \text{ m.}$$

**5) -Hauteur des murs dans le bassin de dissipation :**

On a:  $h_m = h_e + r$       et       $r = 0.61 + 0.14 V^{1/3}$

$V = \frac{13.21}{5 * 2.42} = 1.09 \text{ m/s}$       donc :       $r = 0.75 \text{ m}$

$$h_m = 2,42 + 0,75 = 3,17 \text{ m.}$$

**Remarque :**

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d’une épaisseur de 0.2m le long de tous les éléments de l’évacuateur de crues. Ces murs assurent l’acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l’aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

**VIII.2. Dimensionnement de l’ouvrage de vidange :**

**VIII.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 :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots (VIII.19)$$

$V_u$  : volume utile en [m<sup>3</sup>].

$T$  : temps de vidange en seconde estimé à 10 jours.

$Q_r$  : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

**A.N :** 
$$Q_{vf} = \frac{0,14978 \cdot 10^6}{10 \cdot 86400} + \frac{0,349 \cdot 10^6}{31,53 \cdot 10^6} = 0,19 \text{ m}^3/\text{s}$$

**$Q_{vf} = 0.19 \text{ m/s}$**

**VIII.2.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et sa diamètre :**

On a: 
$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \dots\dots\dots (VIII.20)$$

D’ou: 
$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}} \dots\dots\dots (VIII.21)$$

$Q_{vf}$  : Débit de la vidange de fond (m<sup>3</sup>/s).

$H$  : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l’aval en [m].

$\mu$  : Coefficient de débit :  $\mu \in [0,8 - 0,85]$ .

**A.N :** 
$$S = \frac{0,19}{0,8 \cdot \sqrt{2g \cdot 13,95}} = 0,014 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera : 
$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,014}{\pi}} = 0.133\text{m}$$

On prend un diamètre normalisé :  **$D_{vf} = 150 \text{ mm}$**

• **Correction du coefficient de débit  $\mu$ :**

On a : 
$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \dots\dots\dots (VIII.22)$$

$\sum \xi_I$  : Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

✚ **Coefficients des pertes de charge linéaires:**

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad \text{Avec :} \quad \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

$\lambda$  : Coefficient de perte de charge.

$n$  : Coefficient de rugosité [ $n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot s$ ].

$D$  : Diamètre de la conduite [ $D = 150 \text{ mm}$ ].

$L$  : longueur de la conduite de vidange en [m] ( $l = 104 \text{ m}$ ).

**A.N :**  $\lambda = 0.046, \quad \sum \xi_I = 31.9\text{m}$

**Coefficient des pertes de charge singulières:**

On a :  $\xi_{entrée} = 0,5, \quad \xi_{sortie} = 1, \quad \xi_{vannes} = (0,1 + 0,1) = 0,2$

Donc : 
$$\sum \xi_s = 1,2 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (31,9 + 1,7)}} = 0,17$$

$$S = \frac{0,19}{0,17 \cdot \sqrt{2g \cdot 13,95}} = 0,07\text{m}^2$$

D'ou : 
$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,07}{\pi}} = 0,3 \text{ m}$$

**$D_{vf} = 300 \text{ mm}$**

**VIII.3. Dimensionnement de la prise d'eau :**

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le Tableau III.32, le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

$$V_{max} = 0,047 \text{ Mm}^3.$$

**Donc :** 
$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} = \frac{0,047 \cdot 10^6}{31 \cdot 54000} = 0,03 \text{ m}^3/\text{s}$$

T : Temps de prise (T = 31 jours).

$$Q_{max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \dots\dots\dots (VIII.23)$$

$\mu$  : coefficient de débit :  $\mu = 0.3$

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval.

**A.N** 
$$S = \frac{0,03}{0,3 \cdot \sqrt{2g \cdot 8,95}} = 0,008 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,008}{\pi}} = 0,1 \text{ m}$$

**D = 100 mm**

**\*Correction du coefficient de débit  $\mu$  :**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_l}}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc : 
$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D}$$

AN : 
$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{0,046 \cdot 104}{0,1} = 55,02 \text{ m}$$

Donc : 
$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 55,02}} = 0,13$$

$$S = \frac{0,03}{0,13 \cdot \sqrt{2g \cdot 8,95}} = 0,017 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,017}{\pi}} = 0,147 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : **D = 150 mm**

**\* Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau :**

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{S} = \frac{0,03}{0,017} = 1,76 \text{ m/s} \dots\dots\dots \text{(VIII.24)}$$

**Conclusion :**

La conduite de prise d'eau a un diamètre de 150 mm.

Le prélèvement des eaux se fait à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort (321.95) NGA. Les organes de commande seront regroupés avec ceux de la vidange (500 mm) au pied aval de la digue.

**VIII.4. Volume des travaux**

Les volumes totaux du différentes matériaux constituant la construction de l'évacuateur des crues et le vidange de fond résumé dans l'Annexe E.

## **Chapitre IX : Organisation de chantier.**

### **Introduction:**

L'objectif de l'organisation de chantier est de réaliser l'ouvrage au moins dans les délais et avec le moindre coût.

Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

La réalisation des barrages nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques (modernes et rentables) destinés à excaver transporter, niveler et compacter les matériaux.

Donc, il est important de s'assurer que le chantier soit confié à une entreprise

Compétente et expérimentée et disposant de tous les moyens nécessaires pour l'exécution de tous les travaux dans de bonnes conditions.

Le délai de construction de l'aménagement hydraulique peut être change et cela en fonction des moyens de l'entreprise de construction.

Il est préférable de réaliser la digue pendant la période sèche de l'année, c'est pour cette raison que l'on n'a pas prévu un ouvrage de dérivation.

Le passage des crues de chantier a été prévu à travers la vidange de fond.

### **IX.1 Organisation technique de préparation :**

Les opérations essentielles de préparations dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réalisation l'exécution des travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

**1-**Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.

**2-**Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

**3-** L'installation et la réalisation des routes d'accès soient à l'intérieur ou à l'extérieur du chantier

**4-** L'installation de la base de vie, des entrepôts pour les matériaux de construction et les ateliers nécessaires pour la construction ainsi que l'alimentation en eau et en énergie électrique.

**5-** préparations des moyens humains et mécaniques pour la construction.

**IX.2 Travaux de réalisation :****IX. 2.1 Travaux de terrassements:**

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

**IX. 2.2 Travaux d'excavations :**

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, excavation et mise en dépôt des déblais suivant les étapes suivantes :

- 1- Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporter vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.
- 2- Excavation de la clé d'ancrage au-dessous de la digue, dont la contenance du choix sera utiliser pour la protection des talus, le drainage qui seront misent en dépôts, les quantités excédentaires seront véhiculés vers la décharge.
- 3- Remblai de la clé d'encrage à partir de la zone d'emprunt après compactage par couche.

**IX.2.3 Travaux sur la digue**

Les phases de construction de la digue peuvent être les suivantes :

- 1- Construction des premiers ouvrages provisoires de protection du chantier et pour l'évacuation des débits de constructions.
- 2- Remblai sur la fondation et construction du puisard d'entrée comme élément essentiel pour l'évacuation des débits de construction.
- 3- Remblai et compactage du corps de la digue par couche, parallèlement on procède à l'installation de la conduite ainsi de la tuyauterie de la vidange de fond avec les travaux de béton avec l'ouvrage de prise de vidange de sortie.
- 4- La protection en enrochement du talus amont et la construction du tapis drainant ainsi que le prisme de drainage on utilisant le maximum des matériaux excavés à partir de la zone d'emprunt et la tranché d'ancrage.
- 5- Aménagement du canal d'amenée et la construction du seuil de déversement avec le coursier et le bassin de dissipation.
- 6- La protection du talus aval et la crête de la digue, après avoir réalisé les routes et pistes d'accès d'entretien et d'exploitation.
- 7- Finalisation des ouvrages de sortie en aval aussi on procède à l'aménagement final du site et les corrections des alentours du barrage avec le reboisement des versants et la correction torrentielle.

**IX.2.4 Travaux secondaires:**

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

1- L'aménagement de la zone d'emprunt.

2- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.

3- Reboisement des zones à risque d'érosion au alentour du barrage.

Tous les travaux peuvent être exécutés à partir de l'automne de la première année de construction et au cours de la deuxième année sauf pendant la période humide.

**IX.4 Réalisation du barrage en terre :**

La bonne connaissance du site de barrage et la conception judicieuse d'un ouvrage bien adapté à son site ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage. Le soin apporté à l'exécution du barrage et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance primordiale pour la réussite des opérations de construction. Il est donc nécessaire d'assurer que le chantier est confié à tous les moyens nécessaires pour réaliser l'ouvrage dans les bonnes conditions.

**IX.4.1 Les moyens de chantier :**

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titre, références et compétence. Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacté les matériaux .

On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du petit barrage.

**Les moyens humains :**

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

**- Les engins de terrassement :**

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai- enrochement ...).



- Le bulldozer.
- Pelle mécanique.
- Chargeur à pneu ou à chenilles.
- Décapeuse.
- Les niveleuses et les camions.

Le compactage des remblais est une phase très importante parce que cette opération est liée d'une façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. On fait appel aux engins suivants:

- Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

#### **-Le matériel de bétonnage :**

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur .....).

#### **- Le matériel spécifique :**

On utilise comme matériel :

- Les engins de forage et d'injection.
- Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

#### **IX.5 La succession des opérations de chantier :**

Un des aspects caractérisant le mieux un barrage de petite et moyenne importance réside dans sa possibilité de construction en seule saison estivale. Il importe en effet de protéger le chantier pendant toute sa durée contre les risques de submersions par une crue de rivière. La concentration des opérations pendant une seule période sèche permet de diminuer considérablement, à risque égal, le calibre de la dérivation provisoire des eaux de la rivière destinée à isoler l'emprise du chantier des écoulements amont.

Au nord de l'Algérie, la saison favorable pour l'exécution d'un barrage en terre compacté se situe entre le mois de Mai et le mois de Septembre période au cours de laquelle les engins de terrassements peuvent travailler à leur rendement optimal.

L'enchaînement chronologique des différentes phases du chantier comprend les opérations suivantes :

**1- Travaux préparatoires :**

Installation du chantier, implantation des axes des Murs et mise en place éventuelle des déviations de circulation, reconnaissance complémentaires des ballastières.

Construction de la dérivation provisoire du cours d'eau (dans le cas de petits cours d'eau on peut utiliser la conduite de prise d'eau et de vidange de fond comme ouvrage de dérivation provisoire du cours d'eau, dans ce cas cet ouvrage est exécuté en début de chantier. Décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'ancrage du barrage.

- Préparation des zones d'emprunt.
- Déboisement et défrichage de la cuvette, démolition éventuelle d'infrastructure noyée.

**2- Exécution des travaux :**

- Remblaiement de la clé d'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel
- Mise en place de la conduite de prise d'eau et de vidange de fond.
- Approvisionnement des matériaux filtrants.
- Mise en place du système de drainage horizontal.
- Exécution du remblai et exécution simultanée du dispositif de filtre vertical.
- Génie civil des ouvrages de prise d'eau et de restitutions.
- Génie civil de l'évacuateur de crues.
- Mise en place de revêtement de talus.
- Mise en place des équipements hydromécaniques.
- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès, équipement divers et aménagement des abords

**IX.6 Mode d'exécution des travaux :****IX.6.1 Travaux préparatoires :****a) La préparation des terrains :**

La mise en place d'importantes quantités de matériaux prélevés dans le site ou approvisionnés de l'extérieur nécessite de larges dégagements d'espace autour de l'emprise de la digue, afin de ménager des aires de stockages et des pistes de circulations d'engins.

Les décapages de l'emprise de la digue, ainsi que des zones d'emprunt entraînent la mise en dépôt provisoire d'importantes quantités de terres végétales qu'il importe de stocker au voisinage de leur lieu de réutilisation afin de minimiser les distances de transport. La préparation du terrain inclut également les décapages et dessouchages de l'emprise totale des installations de chantier, le nettoyage de la cuvette (enlèvement des arbres) peut s'étaler jusqu'à la mise en eau de l'ouvrage.

**b)- L'implantation des ouvrages :**

Lors de l'exécution des plans à grande échelle nécessaires pour l'étude de l'ouvrage, il est prévu la mise en place d'une infrastructure topographique de base, c'est à dire un canevas géodésique et une maille de nivellement, qui sera utilisée pour le déroulement des phases ultérieures telles que l'implantation des ouvrages, le contrôle des travaux, le recollement la surveillance.

L'implantation des ouvrages consiste à matérialiser par rapport aux points de base mentionnés ci-dessus les éléments suivants :

\*L'axe de la Digue du petit barrage définie par les coupes en travers.

\*L'axe de la conduite de prise d'eau et vidange de fond.

\*L'axe de l'évacuateur de crues.

**c)- Dérivation des eaux :**

Nous avons vu que pour des ouvrages de moyenne importance, la concentration des opérations de chantier sur une seule saison estival permet parfois d'utiliser la conduite de prise d'eau et vidange de fond pour dériver les eaux du cours d'eau aménagé, combinant ainsi sur seul ouvrage plusieurs fonction .

\*Utilisation des eaux de la retenue (débit nominal d'équipement)

\*Vidange accidentelle du petit barrage.

\*Protection du chantier.

Le faible risque de crue importante pendant la période de construction permet généralement de définir des débits de même ordre de grandeur pour ces trois fonctions.

Le programme d'exécution des travaux devra être rigoureusement respecté tout le long du chantier.

La faible capacité d'évacuation de la conduite ne permettant pas, en général, d'évacuer des crues hivernales, il importe absolument que les travaux soient exécutés dans les délais prévus et toutes dispositions doivent être prises pour qu'aucun retard ne soit toléré au cours des différentes phases des travaux.

**IX.6.2 Exécution des ouvrages:****a) Les fouilles - tranchées d'ancrage :**

Le fond de la fouille sera soigneusement nettoyé et asséché de toute venue d'eau .les parties rocheuses seront décapées et nettoyées de tous débris de rocher altéré .

Si après décapage le substratum apparaît trop lisse, sa rugosité sera accrue par scarification ou piquage au marteau pneumatique. Dans le cas général, on arrosera le rocher en ayant soin de ne laisser se former aucune flaque d'eau avant la mise en place du remblai.

**b) Le remblai en terre compactée :**

L'exécution du remblai en terre compacté comprend les deux phases les plus importants du barrage en terre qui sont le prélèvement des matériaux en ballastières et le compactage du remblai.

Les matériaux argileuses brunes collationneuses provenant des zones d'emprunt dans laquelle a eu lieu des prélèvements des échantillons de sols, seront réutilisés pour le remblaiement de la digue.

Le compactage du remblai peut être réalisé à l'aide de dameurs mécaniques, de l'équipement de transport, de rouleaux à pneus avec des dispositifs vibrant ou le plus souvent de rouleaux à pied de moutons parfois remplacés par des rouleaux à grilles .

Dans notre cas de réalisation on opte pour rouleau à pied de mouton. Théoriquement ces rouleaux peuvent être calculés d'après les considérations sur l'énergie de compactage.

Le dispositif de nettoyage prévu pour détacher la terre qui s'accumule entre les pieds de rouleaux doit fonctionner dans les deux sens de marche.

**c) La confection des filtres et des drains :**

La granulométrie des matériaux des filtres est en fonction de la nature du remblai.

Le compactage des filtres s'effectue à l'aide d'un compacteur à pneu vibrant. On note que la circulation des engins au dessus des collecteurs et des drains n'est autorisé qu'après la mise en place d'une couche suffisante de remblai.

Les matériaux sont disposés en couches de 20 cm d'épaisseur à partir de camions à bennes ou rétro chargeurs et sont compactés. Le mode de mise en oeuvre doit respecter l'homogénéité granulaire des matériaux des différentes couches de filtres.

**d) Mise en oeuvre de dispositifs d'étanchéité :**

Lorsque la nature des terrains de la retenue ou celle des matériaux constitutifs de barrage ne permet pas d'obtenir une étanchéité suffisante, il y aura lieu de mettre en oeuvre des dispositifs de matériaux d'étanchéité dont les différents types ont été décrits. L'exécution d'un filtre drain sous-jacent au dispositif d'étanchéité est souvent nécessaire.

**e) Protection des talus :**

La crête est protégée par une couche des matériaux insensible à l'eau (un mélange gravier-bitume), bien compactés et résistant à la circulation des véhicules.

La mise en place des enrochements pour la protection des talus se fait à l'aide d'une pelle mécanique. Les enrochements seront posés sur des épaisseurs au moins égales à celle indiquées sur les plans d'exécution.

**f) Compactage :**

On compacte le sol dans le corps du barrage couche par couche par un rouleau. Pour atteindre la densité du projet, il faut faire de couche de sol de 30cm d'épaisseur avec 6 à 8 passes au rouleau

pour obtenir un remblai bien compacté. Un contrôle journalier doit être fait durant toute la période de réalisation du remblai. Pendant la saison d'été il faut augmenter la quantité d'eau pour l'humidification et pour faciliter le compactage.

**IX.7. Le devis estimatif :**

**Tableau N°IX.1: Le devis estimatif et quantitatif.**

Désignation		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Décapage de la terre végétale	La digue	m3	3521,07	160	563371,2
Térassage mécanique	La digue	m3	2802,58	280	1045214,8
	L'évacuateur de crue	m3	917,28		
	Le prise d'eau et vidange de fond	m3	13,05		
Ramblai d'argile	La digue	m3	65457,6	300	19637280
Ramblai en terre meuble	L'évacuateur de crue	m3	547,55	300	165819
	Le prise d'eau et vidange de fond	m3	5,18		
Gravier	La digue	m3	1276,22	1000	1635140
	Le prisme de drainage et tapis filtrant	m3	358,92		
Sable	La digue	m3	663,54	800	821392
	Le prisme de drainage et tapis filtrant	m3	363,2		
Enrochement	Le prisme de drainage et tapis filtrant	m3	2440,28	1200	6848724
	Talus aval	m3	960,68		
	L'évacuateur de crue	m3	12,38		
	Talus amont	m3	2293,93		
Béton de propreté	L'évacuateur de crue	m3	38,29	5000	222050
	Le prise d'eau et vidange de fond	m3	6,12		
Béton armé	La digue	m3	286,7	25000	13910000
	L'évacuateur de crue	m3	246,3		
	Le prise d'eau et vidange de fond	m3	23,4		
Montant total					44683172

**IX.8 La planification :**

**IX.8.1 Définition de la planification :**

Elle consiste à chercher constamment la meilleur 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.

### **IX.8.2 Techniques de la planification :**

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

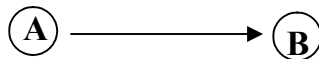
#### **IX.8.2.1 méthodes basées sur le réseau :**

##### **IX.8.2.1.1 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 :**

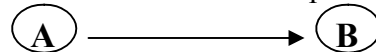
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

- **Réseau à noeuds :**

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.

##### **IX.8.2.1.2 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 ;**

**IX.8.2.2 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.

**IX.8.2.3 Les étapes de la planification :**

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

**IX.8.2.3.1 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.

**IX.8.2.3.2 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.

**IX.8.2.3.3 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.

**IX.8.3 Les paramètres de la méthode C.P.M :**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

### **IX.8.3.1 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

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{C.C}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

### **IX.8.3.2 Attribution des durées de chaque opération :**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

### **IX.8.4 Les plannings :**

#### **IX.8.4.1 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.

#### **IX.8.4.2 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).

#### **IX.8.4.3 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).



**IX.9 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 science 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 asservie 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.

**IX.9.1 Symboles des différentes opérations :****Tableau N°IX.2: Symboles des opérations.**

Phases des Travaux	Opérations	Duré (mois)
<i>Phase 01</i> : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier;	A	1
<i>Phase 02</i> : décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ;	B	1
<i>Phase 03</i> : décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage	C	2
<i>Phase 04</i> : préparation des zones d'emprunt ;	D	2
<i>Phase 05</i> : déboisement de la cuvette ;	E	3
<i>Phase 06</i> : remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	F	1
<i>Phase 07</i> : approvisionnement du filtre	G	2
<i>Phase 08</i> : mise en place un système de drainage	H	1
<i>Phase 09</i> : remblai compacté	I	4
<i>Phase 10</i> : excavations de l'évacuateur de crues	J	1
<i>Phase 11</i> : génie civil de l'évacuateur de crues	K	2
<i>Phase 12</i> : revêtements de talus	L	3
<i>Phase 13</i> : équipements hydraulique	M	1
<i>Phase 14</i> : travaux des finitions	N	2

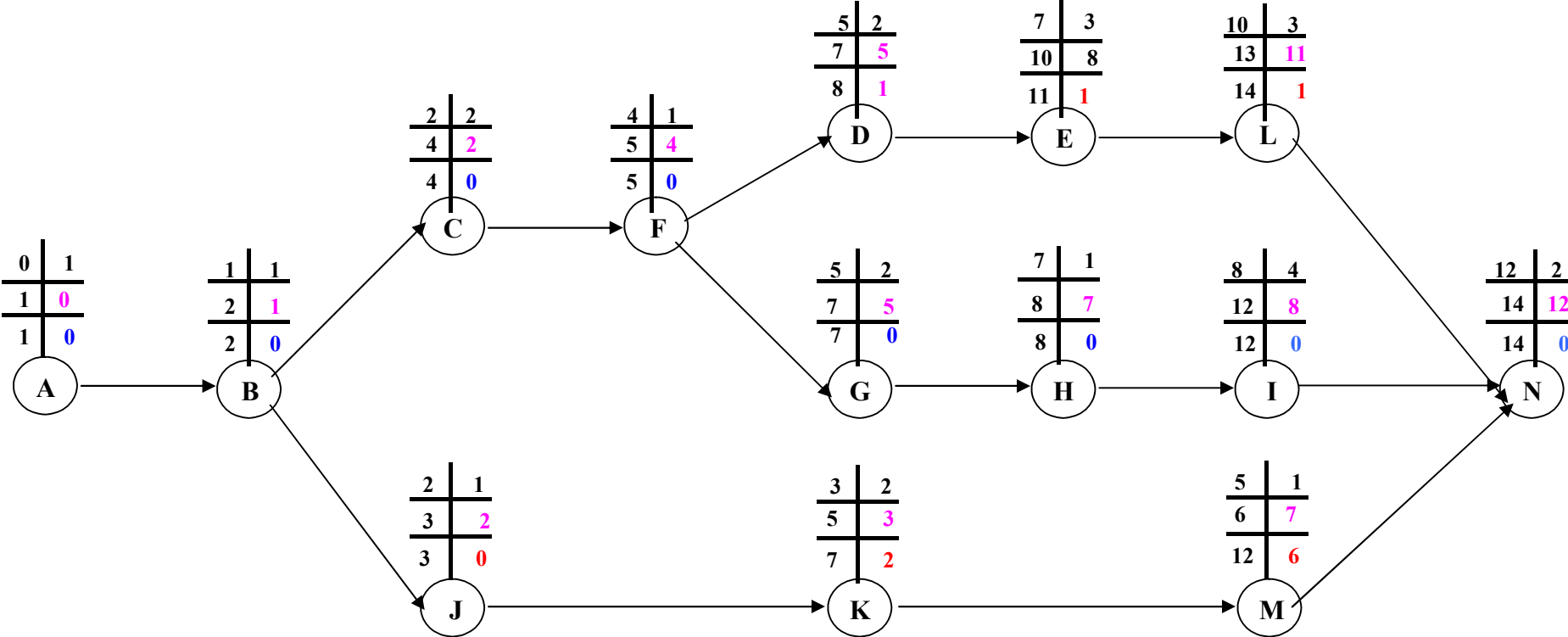


Figure IX.1: Réseau à nœuds

**IX.10 DETERMINATION DES CHEMINS CRITIQUES :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le Tableau N°IX.2.

**Tableau N°IX.2:** Détermination des chemins critiques.

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
<b>A</b>	1	0	1	0	1	0
<b>B</b>	1	1	2	1	2	0
<b>C</b>	2	2	4	2	4	0
<b>D</b>	2	5	7	5	8	1
<b>E</b>	3	7	10	8	11	1
<b>F</b>	1	4	5	4	5	0
<b>G</b>	2	5	7	5	7	0
<b>H</b>	1	7	8	7	8	0
<b>I</b>	4	8	12	8	12	0
<b>J</b>	1	2	3	2	3	0
<b>K</b>	2	3	5	3	7	2
<b>L</b>	3	10	13	11	14	1
<b>M</b>	1	5	6	7	12	6
<b>N</b>	2	12	14	12	14	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire Maif est égal à 14 mois

Tableau N°IX.3: Programme des travaux pour la réalisation du la retenue collinaire Maif

Phase de réalisation	Mois 01	Mois 02	Mois 03	Mois 04	Mois 05	Mois 06	Mois 07	Mois 08	Mois 09	Mois 10	Mois 11	Mois 12	Mois 13	Mois 14
<b>Phase01</b> : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier pour le chantier;	1													
<b>Phase 02</b> : décapage et réalisation de la portion de tranchée d’ancrage au droit de la conduite de dérivation provisoire; vidange		1												
<b>Phase 03</b> : décapages généraux et ouverture de la tranchée d’ancrage			2											
<b>Phase 04</b> : préparation des zones d’emprunt						2								
<b>Phase 05</b> : déboisement de la cuvette								3						
<b>Phase 06</b> : remblai de la tranche d’ancrage et des fondations					1									
<b>Phase 07</b> : approvisionnement du filtre						2								
<b>Phase 08</b> : mise en place un système de drainage								1						
<b>Phase 09</b> : remblai compacté									4					
<b>Phase 10</b> : excavations de l’évacuateur de crue			1											
<b>Phase 11</b> : génie civil de l’évacuateur de crues				2										
<b>Phase 12</b> : revêtements de talus											2			
<b>Phase 13</b> : équipements hydraulique						1								
<b>Phase 14</b> : travaux des finitions													2	

**CONCLUSION:**

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude d'organisation d'un chantier

## Chapitre X : Protection et sécurité de travail.

### Introduction :

Les accidents de travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et surtout, sur le plan humain.

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise. Il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes, de règlements dits « de sécurité ».leur utilité est incontestable. (V.AMBARTSOUMIAN ,1994).

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 moment, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier

### X-1/ Causes des accidents de travail :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

#### X-1-1/ Causes humaines :

Ces causes peuvent sont :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de faciliter.

#### X-1-2/ Causes techniques :

- ☞ Les mauvaises conditions de travail.
- ☞ Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- ☞ Le manque d'éclairage.

**X-2/ Conditions dangereuses dans le chantier :**

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

**X-3/ Actions dangereuses :**

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.

Suivre un rythme de travail inadapté

**X-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

**X-5/ Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation:**

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes. On a résumé ce plan dans le tableau suivant.

Tableau N°X.1: Plan de sécurité.

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1) Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. -Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
2) Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	Repérage des lignes électriques.
3) Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4) Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
5) Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6) Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7) Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
8) Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
9) Heurts des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.



**X-6/ 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  $30 \text{ m}^3$  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 :

$$Q = A_m \cdot N$$

**Avec:**

Q : Débit d'air frais en ( $\text{m}^3/\text{h}$ ).

$A_m$  : L'alimentation Minimum ( $A_m = 30 \text{ m}^3 / \text{h} / \text{personne}$ )

N: Nombre de personne dans le lieu à aérer.

**X-6-1/: 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 placer en fins des conduites présentes 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 N°X.2

**Tableau N°X.2:** 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 notre cas on utilise la méthode dynamique.

#### X-6-2/: 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.

$$\text{On a encore : } Q = \frac{\pi.V.D^2}{4} \text{ (m}^3/\text{s)} \quad \text{D'où : } D = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi.V}} \text{ (m)}.$$

#### 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 GENERALE

Nous avons essayé de traiter et d'étudier la faisabilité d'un petit barrage sur l'oued de Tleta dans la wilaya de BLIDA qui est destiné à l'irrigation.

On a fait une étude géologique qui comprend l'étude de la fondation, la cuvette et la disponibilité des matériaux de construction ensuite on a étudié l'hydrologie de la région pour voir si le réservoir se remplira ou pas en se basant sur les données hydrologiques de plusieurs années d'observation malgré le manque de données hydrométriques sur la région.

Le choix de la variante a été fait en fonction des sols avoisinant et on a opté pour une digue homogène vu la disponibilité suffisante des sols fins et vu sa simplicité de la réalisation.

Des calculs technico-économiques ont été faits pour choisir toujours l'optimum et faire le choix le plus économique pour la largeur de l'évacuateur de crues et la digue.

Le prix de mètre cube du béton est 25000 DA.

La retenue de Maif est faisable de point de vue géologie, hydrologie et économie.

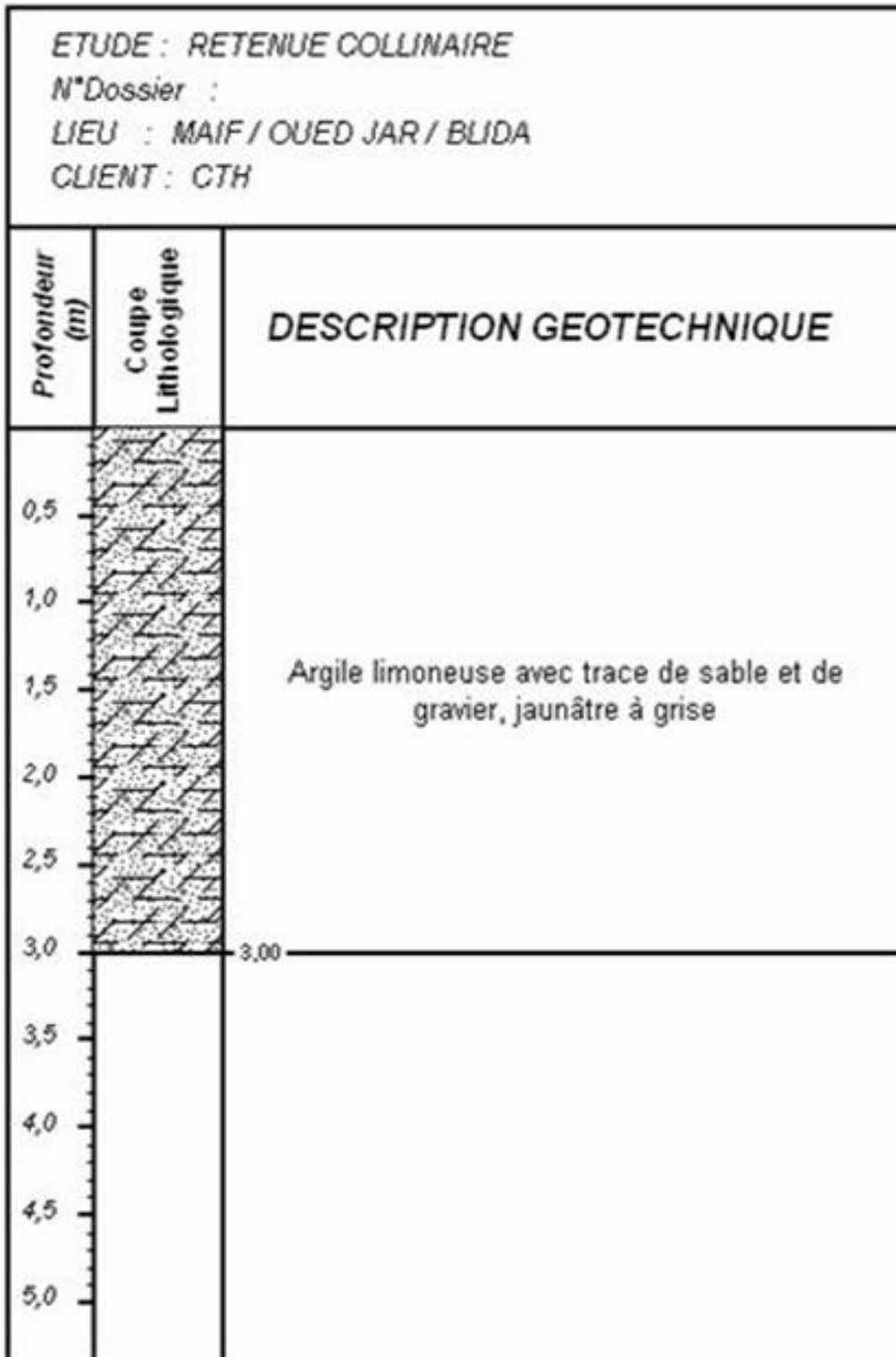
# *Bibliographie :*

- [1] : **AMBARTSOUMIAN.V**  
*(Recommandations méthodologiques -1994)*
- [2] : **C.I.G.B (Bulletin 53 (1986)**  
**(CALCUL STATIQUE des barrages en remblai).**
- [3] : **GERARD PHILIPPONNAT ET BERTRAND HUBERT**  
**(Fondations et ouvrages en terre)**
- [4] : **M<sup>r</sup>. Hassane**  
**Guide méthodologique de calcul hydraulique de**  
**l'évacuateur de crue à entonnement frontale »**
- [5] : **'Ecole nationale supérieure de l'hydraulique**  
**Blida 1995'.**
- [6] : **Jean-Louis DURVILLE et Gilles SÈVE**  
**(Stabilité des pentes)**  
**J-M DURAND**
- [7] : **(Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et équatoriale»**  
**'Edition Cemagref'.)**
- [8] : **LENCASTRE.A**  
**(Hydraulique générale, EYROLLES-1999).**
- [9] : **M DUNGLAS**  
**(cours d'ouvrage d'art 1<sup>er</sup> 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> partie)**
- [10] : **REGLES PARASISMIQUE ALGERIENNES**  
**RPA99/VERSION 2003**
- [11] : **R.ROLLEY -Ministère de l'agriculture.**  
**(Techniques des barrages en aménagement rural -1974).**
- [12] : **VOLKOV.V**  
**(Guide de la thèse de fin d'études -1986).**

# *Les annexes*

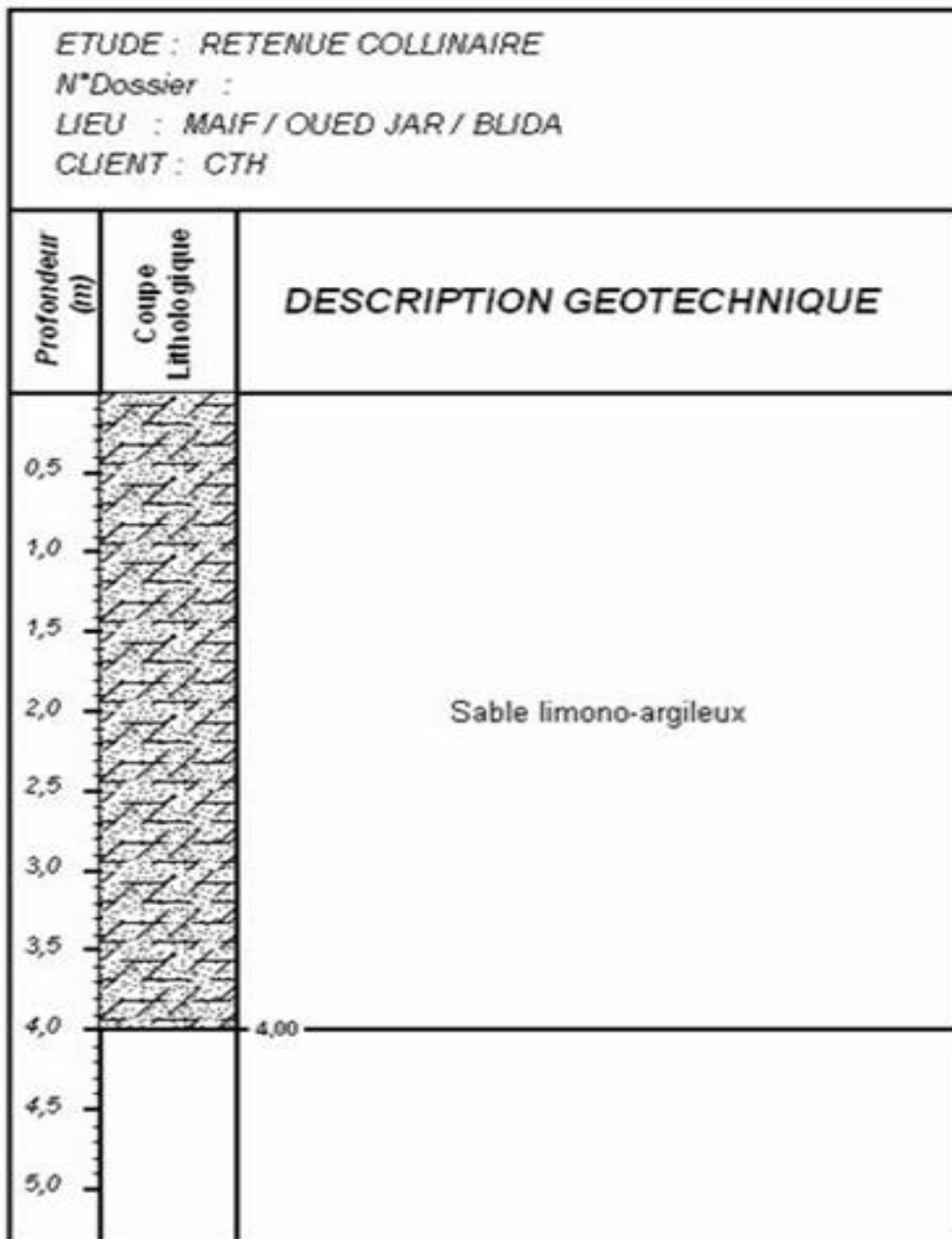
Annexe A

Annexe A.1: Coupe lithologique de la rive droite.



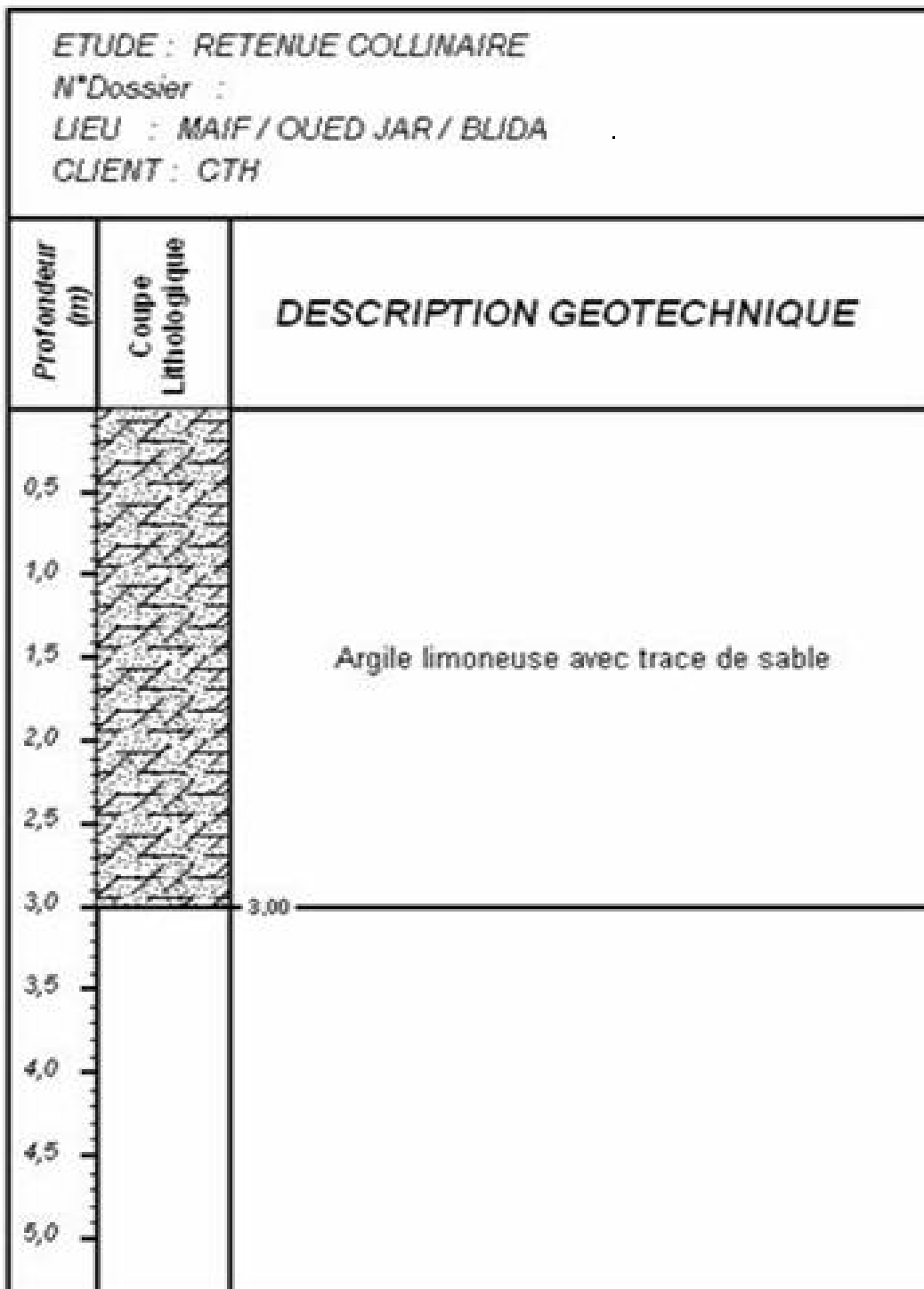
Annexe A

Annexe A.2: Coupe lithologique de la rive gauche.



**Annexe A**

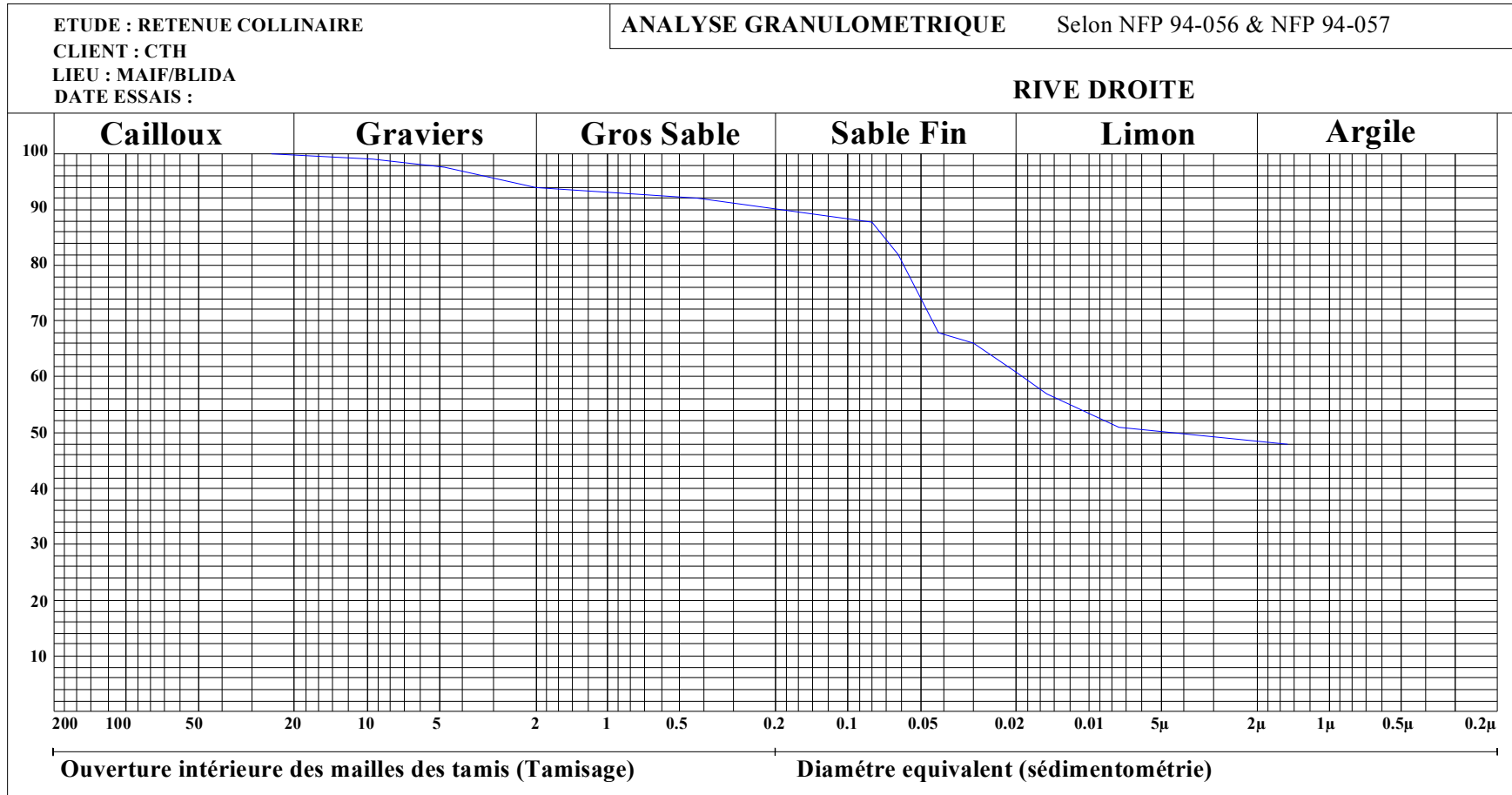
**Annexe A.3:** Coupe lithologique de lit d'oued.





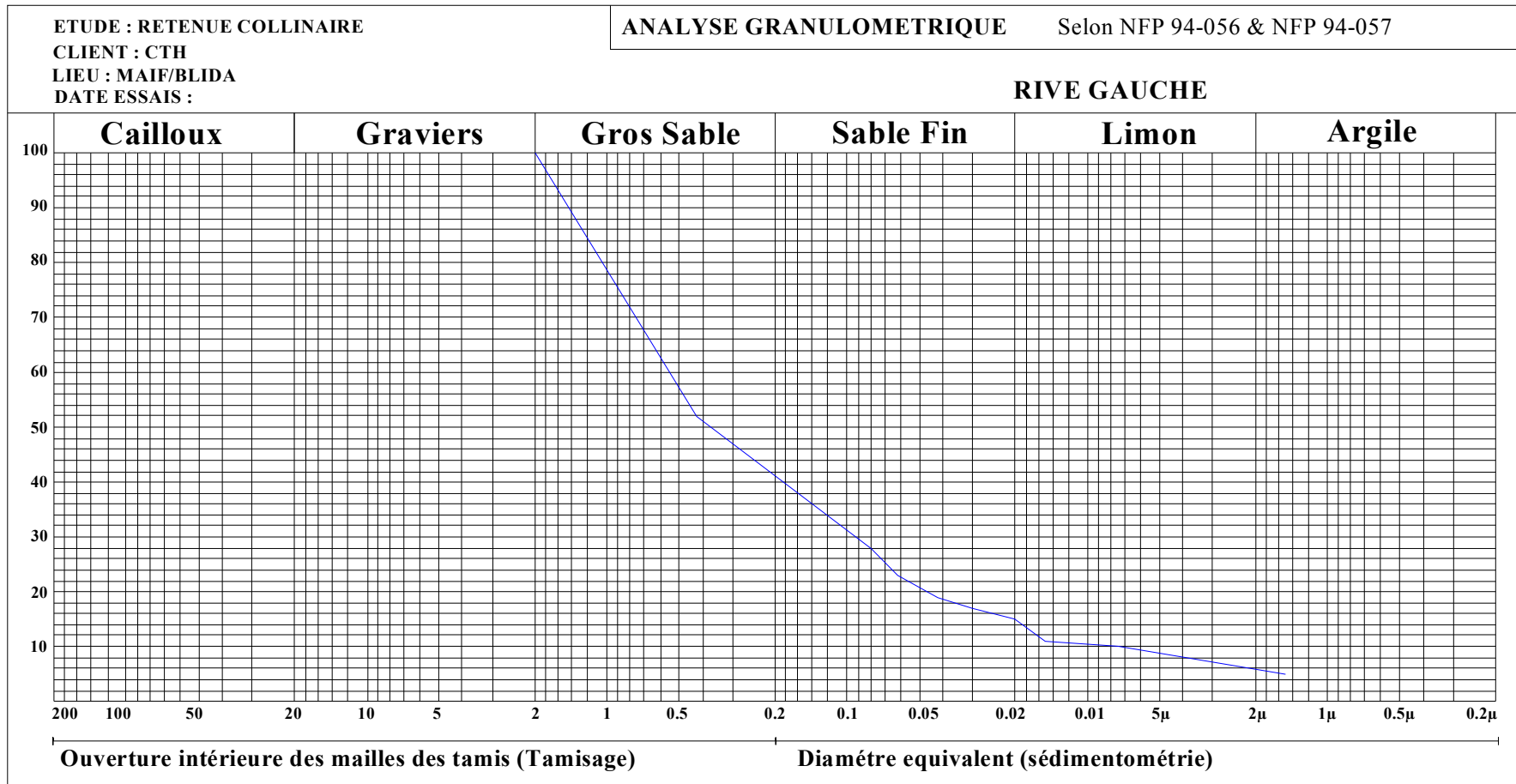
## Annexe A

### Annexe A.4: Analyse granulométrique de la rive droite.



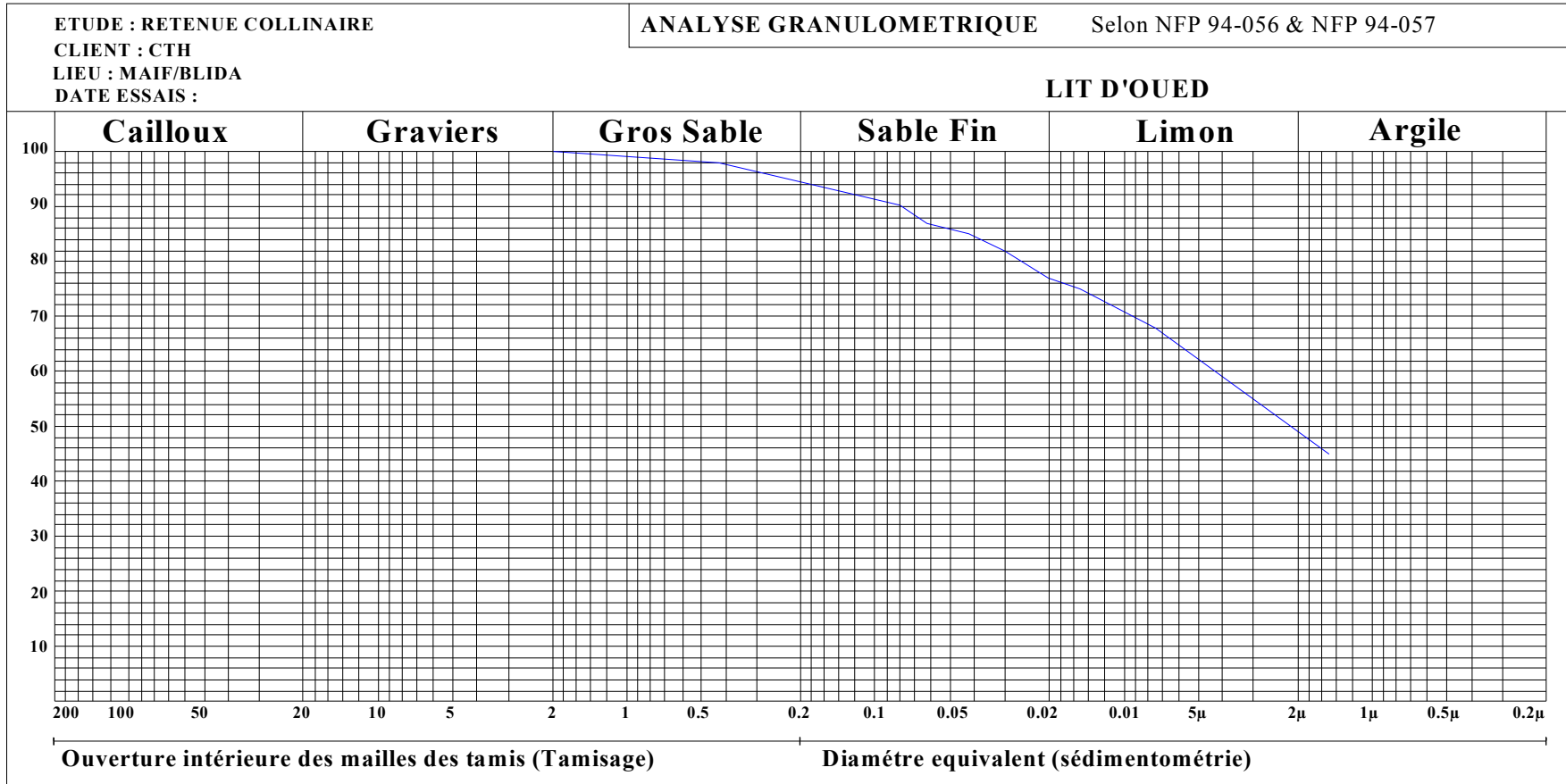
**Annexe A**

**Annexe A.5: Analyse granulométrique de la rive gauche.**



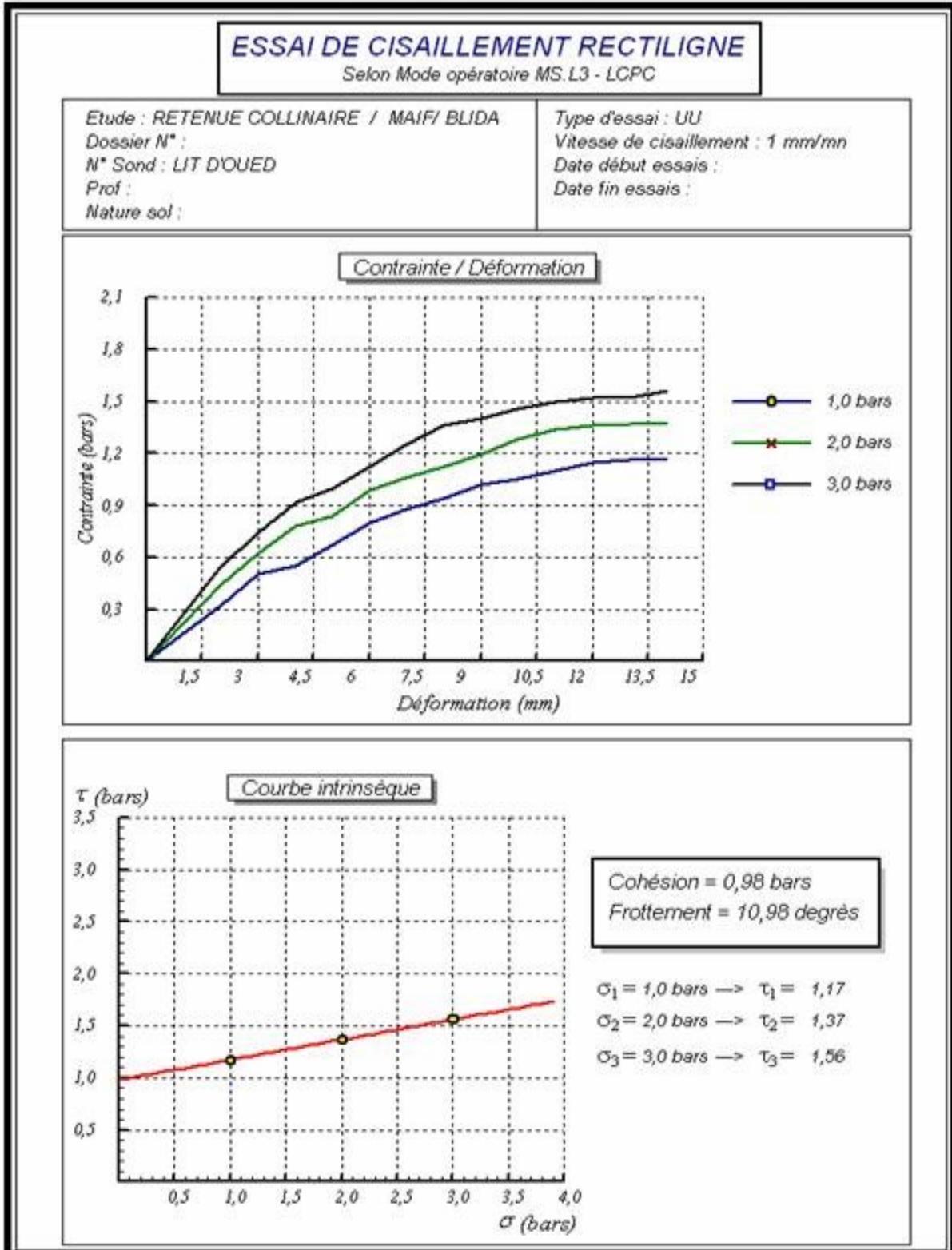
**Annexe A**

**Annexe A.6: Analyse granulométrique de lit d'oued.**



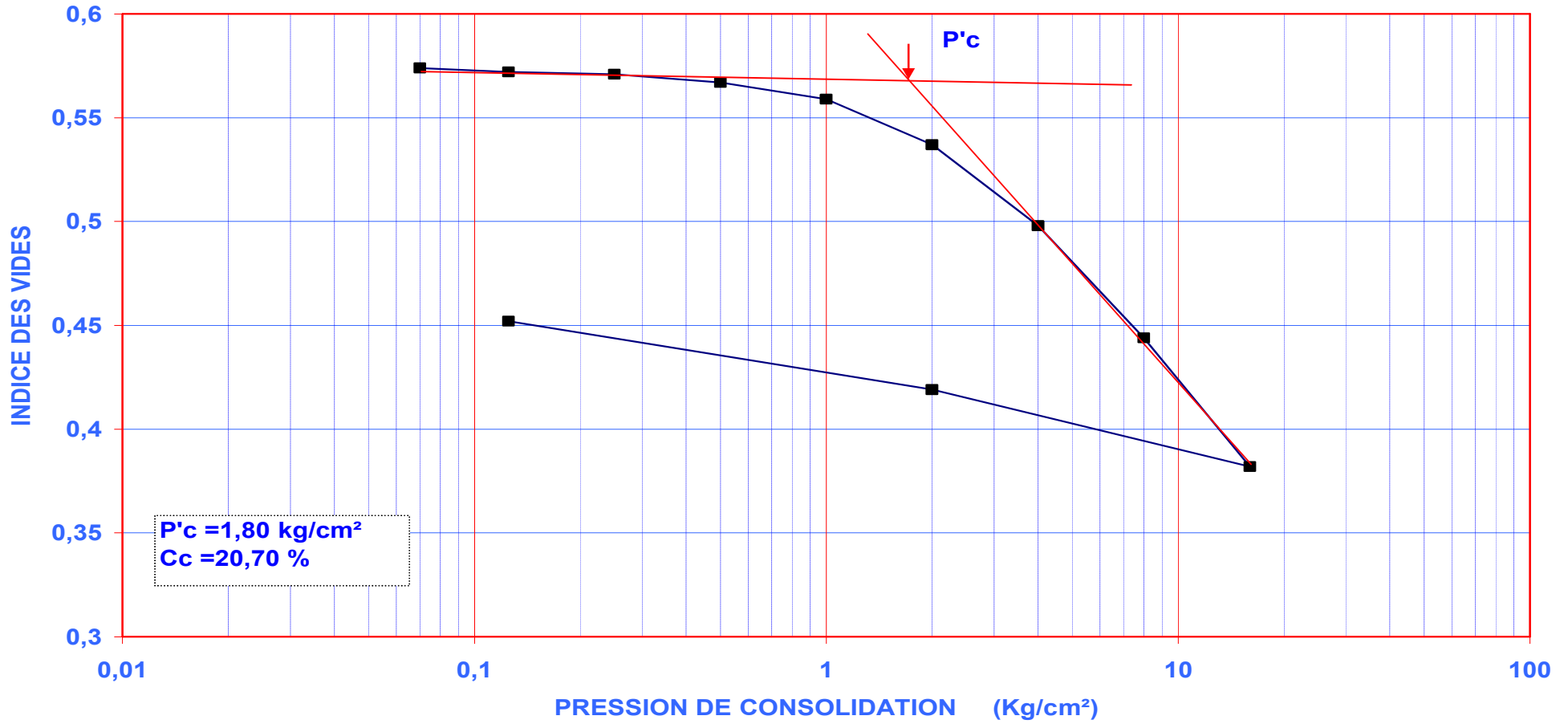
## Annexe A

### Annexe A.7: Essai de cisaillement rectiligne (lit d'oued).



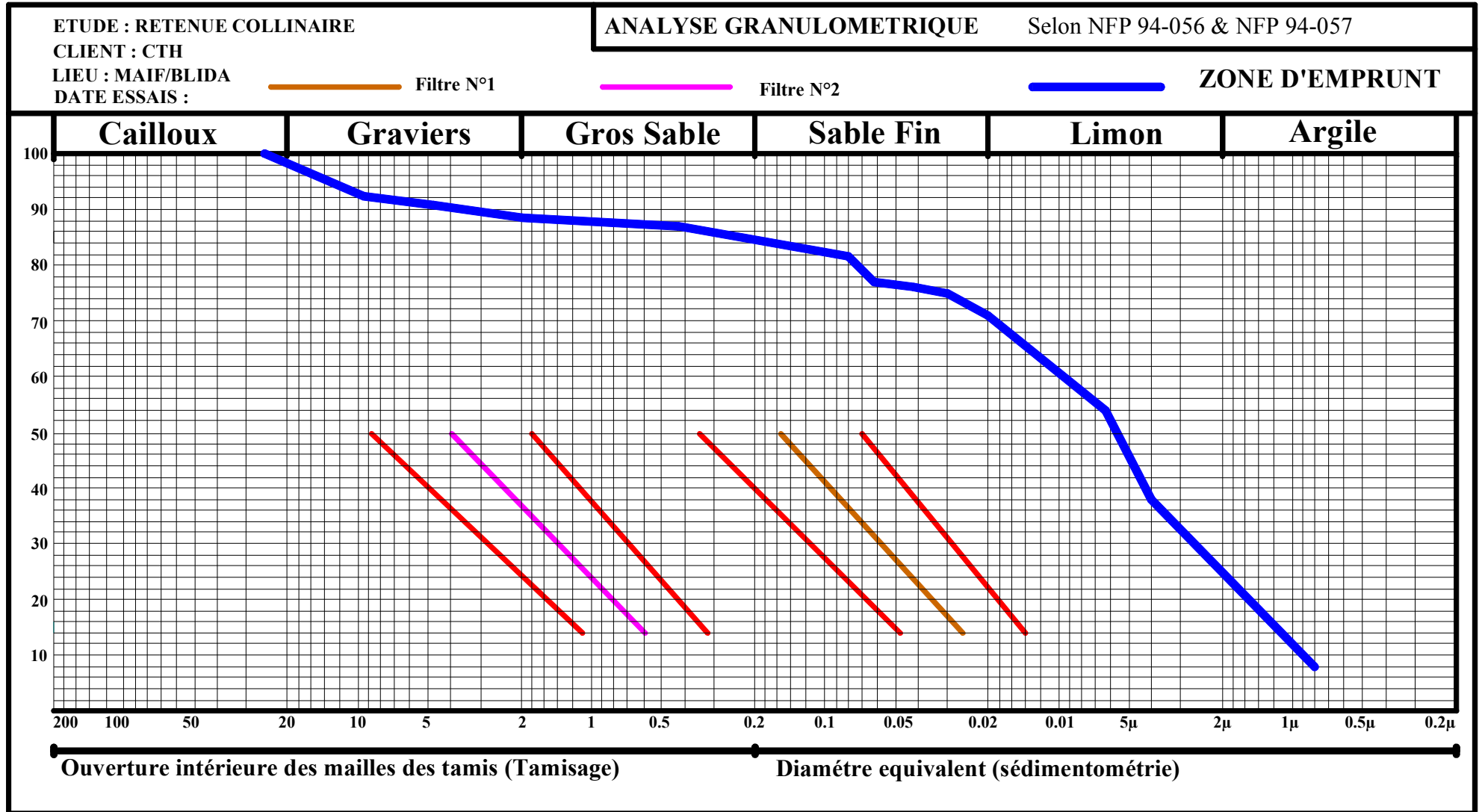
Annexe A

Annexe A.8: Essai de compression à l'Odometre (lit d'oued).



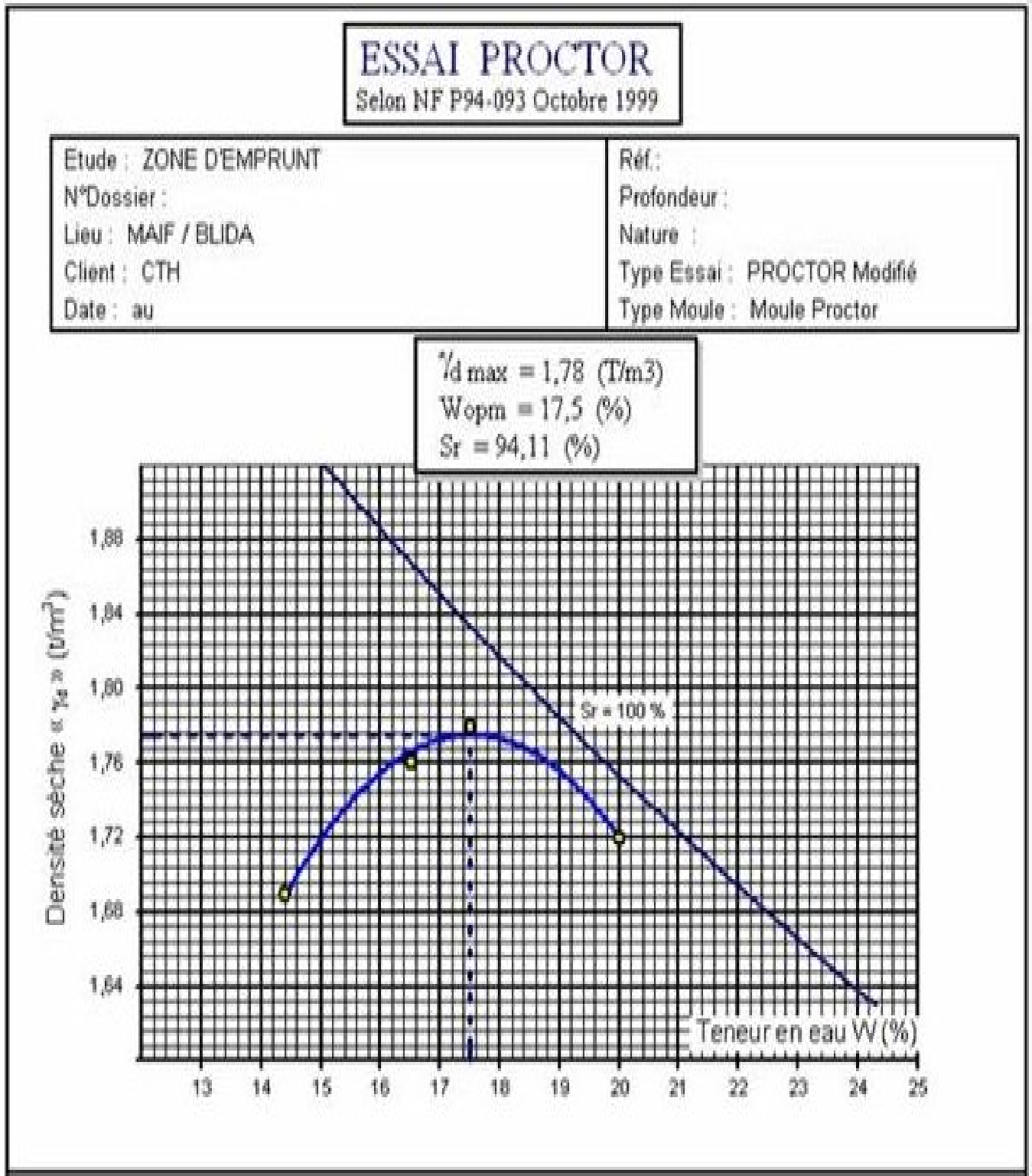
Annexe A

**Annexe A.9:** Analyse granulométrique de la zone d'emprunt.



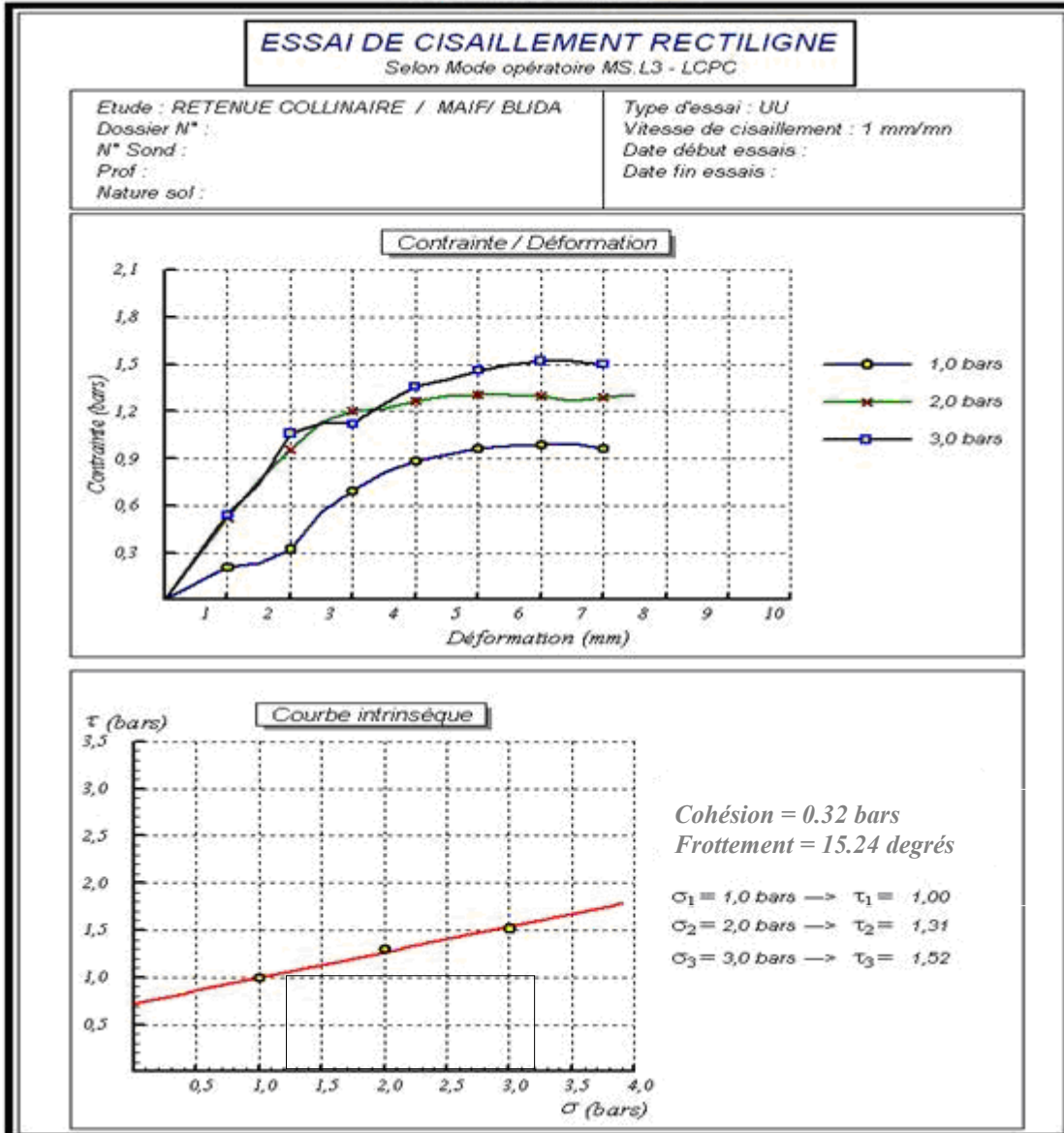
## Annexe A

### Annexe A.10: Essai proctor (zone d'emprunt).



**Annexe A**

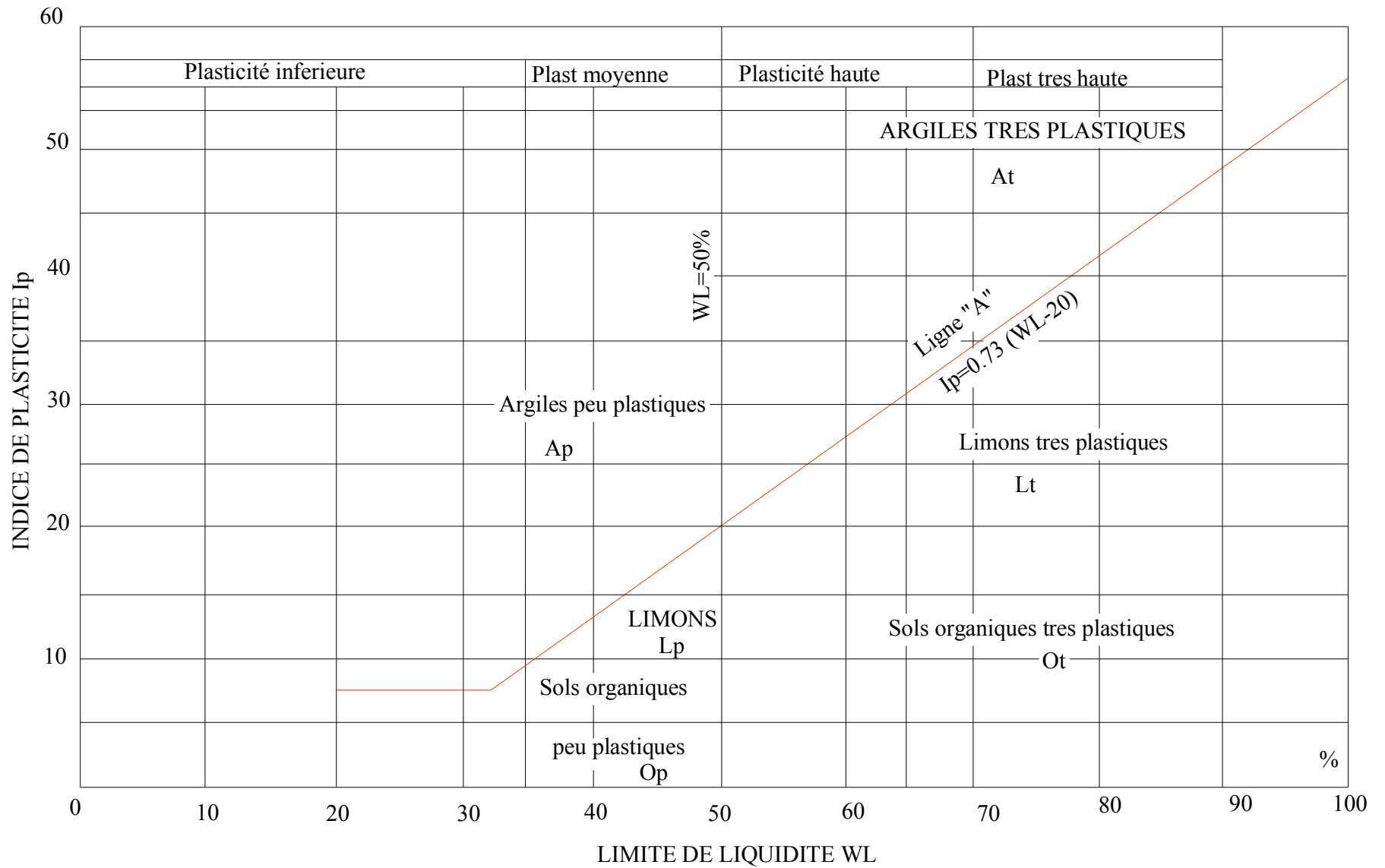
**Annexe A.11: Essai de cisaillement rectiligne (zone d'emprunt).**





**Annexe A**

**Annexe A.12:** L'abaque de CASAGRANDE.



## Annexe B

**Annexe B.1:** Pluies mensuelles et moyennes annuelles (La station de BOUMEDFAA MF Code : 02-10-17).

Anné	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel	Moyenne
1969	7	170,4	63,7	131,2	27,8	13,9	23,8	89,5	32,2	0	0	0	559,5	559,5
1970	0	57,4	0	79,07	0	13	68,85	50,1	34,6	1	0	3,8	307,8	307,82
1971	22,91	10,6	56,9	79,07	69,73	58,85	68,85	0	56,5	6,4	0	3,8	433,6	433,61
1972	22,91	46,18	24	107,7	107,8	222,2	97,2	64,9	0	14,1	0	0	707	706,99
1973	68,6	16,9	8,5	132,1	0	109,2	228,5	96,3	0	10,2	0	0	670,3	670,3
1974	14,4	136	70,7	0	37,1	68,6	127,4	91,1	41,7	7	0	0	594	594
1975	2,5	0	197,3	66,6	50,7	156,9	66,3	32,7	30,46	17	15,7	16,8	653	652,96
1976	26	87,6	77,1	39,4	48,7	13,1	29,9	56,2	33,2	11,4	0	1,5	424,1	424,1
1977	22,9	21,4	65,5	6,2	69	15,8	72,9	67,3	20,4	4,1	0	0	365,5	365,5
1978	20	82,3	60,7	14,4	33,9	124,8	136,8	28	13,8	10,2	1,4	0	526,3	526,3
1979	77,9	64,8	74,2	39,6	144,3	18,2	72,6	71,5	31,4	1,3	0	2	597,8	597,8
1980	1,2	24	41,5	192,5	18,2	97,3	45,7	61,9	26,4	0	0	9,2	517,9	517,9
1981	1,9	17	7,8	27,7	141,5	74,1	35,6	13,6	38,3	5,8	0	2,4	365,7	365,7
1982	20,8	114,1	133	66,9	1,5	38,2	41,2	6,1	0	0	10,3	0	432,1	432,1
1983	0	6,6	30,4	57,6	89,3	87,9	59,5	42,4	70,4	18,3	0	0	462,4	462,4
1984	16,7	220,9	25,2	130,3	25,2	35,5	118,7	13,1	120,5	0	0	0	706,1	706,1
1985	35,3	4,3	68,5	48,6	52,9	54	163,1	12,3	6	30,3	0,6	0,4	476,3	476,3
1986	21,8	51,2	68,6	206,9	94,7	94,7	35,5	7,6	2,8	5,4	7,9	0	597,1	597,1
1987	7,2	13,7	95,4	44	23,5	24,2	42	28	30,9	32,4	0	2,6	343,9	343,9
1988	31,8	20,8	16,2	211,3	37,1	25	107	49,5	2	14,1	2,3	11,1	528,2	528,2
1989	29	3,9	32,2	211,3	80,6	0	70,3	30,9	48,3	1,6	3,6	0	511,7	511,7
1990	33,8	15	35,7	66,7	97,7	64,2	130	19,3	9	4,9	0	2,9	479,2	479,2
1991	1,3	13,8	8,7	7,4	257,7	46	101,5	81,1	71,3	26,2	4,8	0	619,8	619,8
1992	2	31,1	76,5	84,9	10,9	81,3	22,7	64,8	64,8	20,9	0	4	463,9	463,9
1993	17,8	25,6	34,2	36,6	97,8	57,2	2,7	37,2	7,5	0	0	0,5	317,1	317,1
1994	82,3	32	25,3	47,9	198	76,5	119,1	5,7	0,3	10	0	12,3	609,4	609,4
1995	38,8	48,1	44,6	24,5	42,5	102,5	30,1	182,3	19,1	16,7	2,1	3,2	554,5	554,5
1996	35,4	8,8	8,6	25,7	45,7	28,3	10,1	93,8	23,4	0	0,6	44,2	324,6	324,6
1997	14,3	63,7	66,3	65,6	6,8	52,2	23,6	42,9	87,1	0,5	0	0	423	423
1998	44,7	54,9	56,7	25,7	120,4	106,6	98,2	3,6	7	0,4	0	3	521,2	521,2
1999	6,6	4,6	56,2	102,8	2,9	0,5	15,6	12,3	24,4	0	0	0,8	226,7	226,7
2000	10,7	42,2	91,7	9,4	114,2	24,8	0	105	9,9	0	0,4	0,3	408,6	408,6
2001	33,5	41,7	51,8	27,9	44,6	15,7	46,7	24,4	10,1	0,4	6,7	15,7	319,2	319,2
2002	6,2	13,7	88,2	96,8	178	101,6	4,8	75,5	24,2	1,1	0	0	590,1	590,1
2003	16	21,4	75,2	112,2	78,9	33,2	59,5	35,5	40,4	15,6	0	0	487,9	487,9
2004	15,7	17,7	94,6	106,6	73,1	114,1	53,4	20,9	0	0	0	0	496,1	496,1

## **Annexe B**

2005	9,4	68,2	37,5	139,3	143,2	70,3	25	28,3	117,4	0	0	5,5	644,1	644,1
2006	35,4	1,2	56,9	120,6	12,7	0	141,8	85,5	5,8	0	8,2	4,6	472,7	472,7
2007	52	107,2	56,9	102,4	18,2	16,3	72,5	10,5	24,2	13,8	4,3	0	478,3	478,3
2008	9,8	66,3	93,1	67,3	92,5	17,4	85,1	67,4	32,7	0	0	1,4	533	533
Moyenne	22,91	46,18	56,90	79,07	69,73	58,85	68,85	47,73	30,46	7,53	1,72	3,80	493,74	493,74

### **Annexe B.2: Les pluies maximales journalières pour chaque mois (La station de BOUMEDFAA MF Code : 02-10-17).**

Anné	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel	Moyenne
1969	7	33,6	17,5	22	7	7,6	8,5	46,6	6,2	0	0	0	46,6	13,00
1970	0	31	0	25,53	0	4,5	26,31	14,1	32	1	0	3,8	32	11,52
1971	14,93	8,5	21,35	25,53	25,13	18,77	26,31	0	27,8	3,6	0	3,18	27,8	14,59
1972	14,93	21,05	14	26,2	51,8	62,4	26,7	62,4	0	6,1	0	0	62,4	23,80
1973	52,1	10,2	6,7	47,1	0	24,1	57	16,9	0	6,1	0	0	57	18,35
1974	14,4	51,6	23,4	0	18,5	15,4	32,1	61	16,9	7	0	0	61	20,03
1975	1,2	0	51,7	37,6	21,4	49,6	37,4	11,1		10,3	10,8	12,6	51,7	22,15
1976	8,2	35,6	38,3	9	22,4	6,3	28,5	26,1	9,9	11,4	0	1,5	38,3	16,43
1977	21	20,7	19,9	4,3	12,6	5,6	27	18,6	11	4,1	0	0	27	12,07
1978	20	31,2	31,8	8,9	12,4	33,2	69,5	5,4	11,1	4,3	0,8	0	69,5	19,05
1979	45,1	10	15,1	23,5	49,2	8,9	38,2	17	15,1	1,3	0	2	49,2	18,78
1980	0,7	13,5	21,1	67,7	13,1	39,2	19	18,9	11,8	0	0	9,2	67,7	17,85
1981	1,5	7,4	5,5	11,2	24,1	17,5	11,4	6,7	12,7	5,8	0	2,3	24,1	8,84
1982	14,9	34,2	31,9	22,6	1,5	10,5	15,1	2,4	0	0	7,5	0	34,2	11,72
1983	0	3,8	9,2	38,8	30	25,6	18,3	19,2	14,2	16,8	0	0	38,8	14,66
1984	16,7	132,5	8,6	33,2	9	14,5	33,4	5,5	46,5	0	0	0	132,5	24,99
1985	21,3	2,8	53,5	13,2	24,8	17	42,2	5,9	6	30,3	0,4	0,4	53,5	18,15
1986	9,8	22	13,7	43,5	28,4	28,4	10,9	7,6	1,5	2,7	3,6	0	43,5	14,34
1987	5,8	5,2	32,3	19,8	15,3	7,7	32,9	8,2	25	15	0	2,6	32,9	14,15

**Annexe B**

1988	17,2	7,7	12,1	47,2	9,5	5	58,9	14,3	2	10,6	2,3	8,3	58,9	16,26
1989	10,4	3,9	15,6	47,2	20	0	18,5	7,2	10,2	1	2,8	0	47,2	11,40
1990	14	9,2	14	22,5	51,6	22,6	53,6	8,2	6	3,5	0	2,3	53,6	17,29
1991	1,3	6,1	4,2	5,2	92,6	14,6	31,8	33,8	23,7	9,1	4	0	92,6	18,87
1992	2	25	26	41,5	7,4	47,8	16,5	16,4	16,4	14,6	0	4	47,8	18,13
1993	16,7	18,7	11	19,5	47,7	24,8	2,7	9,3	3,2	0	0	0,5	47,7	12,84
1994	58,2	11,5	18,3	27,9	97,4	32,6	32,1	2,1	0,3	5,1	0	10,2	97,4	24,64
1995	19,4	18,9	27,3	11,7	15,2	20,1	12,9	69,5	7	14,6	0,9	1,5	69,5	18,25
1996	26,5	6	4,3	10,4	21,5	14,5	10,1	23,1	7,4	0	0,6	39,1	39,1	13,63
1997	10,7	53,4	26,1	26,5	3,1	17,7	5,7	17,4	34,4	0,5	0	0	53,4	16,29
1998	32,5	39,1	14,8	11,7	40,1	36	61,2	3,6	7	0,4	0	2,5	61,2	20,74
1999	3,4	2,5	12,7	31,4	1,5	0,3	7	8,5	19,6	0	0	0,8	31,4	7,31
2000	9,8	15,5	45,8	2,3	47,6	8,4	0	49,6	2,8	0	0,4	0,3	49,6	15,21
2001	13,2	27,9	20,1	12,9	14,1	5,3	30,1	17	8	0,4	6,7	8,8	30,1	13,71
2002	4,5	8,3	24,4	36,4	40,5	29,1	2,2	28,1	15,3	1,1	0	0	40,5	15,83
2003	7,8	6,2	30,4	29,6	33,6	13,4	21,6	14,5	22,3	8,3	0	0	33,6	15,64
2004	10,4	11,7	59,4	35,1	30,4	28	10,9	10,8	0	0	0	0	59,4	16,39
2005	7,4	35,9	7,5	49	27	18,6	14,5	27,1	59,8	0	0	5,5	59,8	21,03
2006	11,4	1,2	21,35	19,7	5,9	0	52,1	21,9	3,8	0	8,2	4,6	52,1	12,51
2007	45,6	35,4	21,35	31,5	6,9	7,8	22,1	5,7	14,2	8,3	4,3	0	35,4	16,93
2008	5,1	23,2	21,6	22,4	25	7,3	27,2	19,5	12,8	0	0	1,4	27,2	13,79
Moyenne	14,93	21,05	21,35	25,53	25,13	18,77	26,31	19,03	13,43	5,08	1,33	3,18	2037,20	651,16

## Annexe C

**Annexe C.1: Volume des matériaux (la digue).**

La coupe	Terre vegetale	Argile	Clé d'ancrage	Terre vegetale	Argile	Clé d'ancrage	d <sub>i</sub> (m)	Terre vegetal	Argile	Clé d'ancrage
	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )		V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )
0	0	0	0	3,715	29,13	0	25,94	96,3671	755,6322	0
I	7,43	58,26	0							
II	13,74	188,48	0	10,585	123,37	0	23,42	247,9007	2889,3254	0
III	20,53	413	21,1	17,135	300,74	10,55	24,08	412,6108	7241,8192	254,044
IV	29,7	688,57	38,33	25,115	550,785	29,715	34,4	863,956	18947,004	1022,196
V	22,01	436,46	21	25,855	562,515	29,665	43,4	1122,107	24413,151	1287,461
IV	14,72	204,76	0	18,365	320,61	10,5	22,75	417,80375	7293,8775	238,875
VII	7,42	57,82	0	11,07	131,29	0	24,63	272,6541	3233,6727	0
VIII	0	0	0	3,71	28,91	0	23,63	87,6673	683,1433	0
Volume total								3521,06675	65457,6253	2802,576

## Annexe C

**Annexe C.2: Volume des matériaux de protection amont et aval.**

N°	Protection amont			Protection aval	Protection amont			Protection aval	di (m)	Protection amont			Protection aval
	Enrochement	Gravier	Sable	Pierre	Enrochement	Gravier	Sable	Pierre		Enrochement	Gravier	Sable	Pierre
	$S_i (m^2)$	$S_i (m^2)$	$S_i(m^2)$	$S_i (m^2)$	$S_{moy} (m^2)$	$S_{moy}(m^2)$	$S_{moy}(m^2)$	$S_{moy} (m^2)$		$V_i (m^3)$	$V_i (m^3)$	$V_i (m^3)$	$V_i (m^3)$
0	0	0	0	0	2,335	1,485	0,815	1,05	25,94	60,5699	38,5209	21,1411	27,237
I	4,67	2,97	1,63	2,1	6,375	3,84	2,06	3,385	23,42	149,3025	89,9328	48,2452	79,2767
II	8,08	4,71	2,49	4,67	10,845	6,08	3,17	5,68	24,08	261,1476	146,4064	76,3336	136,7744
III	13,61	7,45	3,85	6,69	15,025	8,195	4,25	6,69	34,4	516,86	281,908	146,2	230,136
IV	16,44	8,94	4,65	6,69	16,17	8,745	4,525	6,69	43,4	701,778	379,533	196,385	290,346
V	15,9	8,55	4,4	6,69	14,06	7,665	3,905	5,08	22,75	319,865	174,3788	88,83875	115,57
IV	12,22	6,78	3,41	3,47	8,885	5,09	2,625	2,535	24,63	218,83755	125,3667	64,65375	62,43705
VII	5,55	3,4	1,84	1,6	2,775	1,7	0,92	0,8	23,63	65,57325	40,171	21,7396	18,904
VIII	0	0	0	0	Volume total					2293,9338	1276,218	663,537	960,68115

## Annexe C

### Annexe C.3: Volume des matériaux (prisme et filtres).

Prisme de drainage										
N°	Enrochement	Gravier	Sable	Enrochement	Gravier	Sable	d <sub>i</sub> (m)	Enrochement	Gravier	Sable
	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )		V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )
0	0	0	0	0	0	0	25,94	0	0	0
I	0	0	0	0	0	0	23,42	0	0	0
II	0	0	0	0,795	0,065	0,065	24,08	19,1436	1,5652	1,5652
III	1,59	0,13	0,13	30,59	4,57	4,625	34,4	1052,296	157,208	159,1
IV	59,59	9,01	9,12	30,94	4,575	4,63	43,4	1342,796	198,555	200,942
V	2,29	0,14	0,14	1,145	0,07	0,07	22,75	26,04875	1,5925	1,5925
IV	0	0	0	0	0	0	24,63	0	0	0
VII	0	0	0	0	0	0	23,63	0	0	0
VIII	0	0	0							
Volume total								2440,28435	358,921	363,1997

### Annexe C.4: Volume des matériaux de protection de la crête.

Béton	Gravier	Sable	d <sub>i</sub> (m)	Béton	Gravier	Sable
S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )		V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )
1,29	0,74	0,6	222,25	286,7025	164,465	133,35

## Annexe D

### Annexe D.1 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	$\varphi(^{\circ})$	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement</i> : Fin de construction (R=29,5 m)										Coef de sécurité	
		C(t/m <sup>2</sup> )	3,2	R(m)	29,5											Kss	2,32
																Kas	1,31
N°	b <sub>i</sub>	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	Sin	Cos	G <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> Sin	G <sub>n</sub> Cos	dl	Cdl	Tang( $\varphi$ )	U <sub>i</sub>	U <sub>i</sub> ,dl	dn	aG <sub>n</sub> dn	$\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl) \text{Tang} \varphi + \sum C dl$	
-4	1,56	0,61	0	-0,4	0,92	1,42	-0,57	1,30	1,70	5,45	0,27	0	0	29,08	10,31	5,80	
-3	2,95	2,24	0	-0,3	0,95	9,85	-2,95	9,39	3,09	9,90	0,27	0	0	28,63	70,47	12,45	
-2	2,95	4,08	0	-0,2	0,98	17,93	-3,59	17,57	3,01	9,63	0,27	0	0	27,5	123,29	14,42	
-1	2,95	5,6	0	-0,1	0,99	24,61	-2,46	24,49	2,96	9,49	0,27	0	0	26,71	164,37	16,16	
0	2,95	6,83	0	0	1,00	30,02	0,00	30,02	2,95	9,44	0,27	0	0	26,09	195,81	17,61	
1	2,95	7,75	0	0,1	0,99	34,07	3,41	33,89	2,96	9,49	0,27	0	0	25,65	218,44	18,72	
2	2,95	8,38	0	0,2	0,98	36,83	7,37	36,09	3,01	9,63	0,27	0	0	25,41	233,99	19,46	
3	2,95	8,69	0	0,3	0,95	38,20	11,46	36,44	3,09	9,90	0,27	0	0	25,39	242,45	19,82	
4	2,95	8,66	0	0,4	0,92	38,07	15,23	34,89	3,22	10,30	0,27	0	0	25,59	243,52	19,80	
5	2,95	8,25	0	0,5	0,87	36,26	18,13	31,40	3,41	10,90	0,27	0	0	26,01	235,80	19,45	
6	2,95	7,37	0	0,6	0,80	32,39	19,44	25,92	3,69	11,80	0,27	0	0	26,64	215,75	18,86	
7	2,95	5,92	0	0,7	0,71	26,02	18,21	18,58	4,13	13,22	0,27	0	0	27,47	178,70	18,28	
8	2,95	3,62	0	0,8	0,60	15,91	12,73	9,55	4,92	15,73	0,27	0	0	28,45	113,17	18,33	
9	1,31	1,28	0	0,9	0,44	2,50	2,25	1,09	3,01	9,62	0,27	0	0	29,23	18,26	9,91	
							98,65				144,49					2264,34	229,07



## Annexe D

Annexe D.2 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	$\varphi$ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement</i> : Fin de construction (R=33,92 m)										Coef de sécurité	
		C(t/m <sup>2</sup> )	3,2	R(m)	33,92											Kss	2,27
																Kas	1,28
N°	bi	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	Sin	Cos	G <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> Sin	G <sub>n</sub> Cos	dl	Cdl	Tang( $\varphi$ )	U <sub>i</sub>	U <sub>i,dl</sub>	dn	aG <sub>n</sub> dn	$\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl) \text{Tan} \varphi + \sum C dl$	
-3	3,17	1,11	0	-0,3	0,95	5,24	-1,57	5,00	3,32	10,63	0,27	0	0	33,39	43,76	12,00	
-2	3,39	3,15	0	-0,2	0,98	15,92	-3,18	15,60	3,46	11,08	0,27	0	0	32,38	128,88	15,33	
-1	3,39	4,9	0	-0,1	0,99	24,76	-2,48	24,64	3,41	10,91	0,27	0	0	31,48	194,90	17,62	
0	3,39	6,3	0	0	1,00	31,84	0,00	31,84	3,39	10,85	0,27	0	0	30,77	244,93	19,52	
1	3,39	7,37	0	0,1	0,99	37,25	3,72	37,06	3,41	10,91	0,27	0	0	30,26	281,79	21,00	
2	3,39	8,09	0	0,2	0,98	40,89	8,18	40,06	3,46	11,08	0,27	0	0	29,97	306,35	21,99	
3	3,39	8,45	0	0,3	0,95	42,71	12,81	40,74	3,56	11,38	0,27	0	0	29,92	319,45	22,47	
4	3,39	8,42	0	0,4	0,92	42,56	17,02	39,00	3,70	11,84	0,27	0	0	30,11	320,34	22,46	
5	3,39	7,93	0	0,5	0,87	40,08	20,04	34,71	3,92	12,53	0,27	0	0	30,55	306,10	21,98	
6	3,39	6,93	0	0,6	0,80	35,02	21,01	28,02	4,24	13,57	0,27	0	0	31,22	273,37	21,20	
7	3,39	5,26	0	0,7	0,71	26,58	18,61	18,99	4,75	15,20	0,27	0	0	32,1	213,34	20,37	
8	3,39	2,54	0	0,8	0,60	12,84	10,27	7,70	5,65	18,09	0,27	0	0	33,15	106,39	20,19	
9	0,16	0,13	0	0,9	0,44	0,03	0,03	0,01	0,37	1,17	0,27	0	0	33,89	0,26	1,18	
							104,46				149,25					2739,86	237,31

## Annexe D

Annexe D.3 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	$\varphi$ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement</i> : Fin de construction (R=36,86 m)										Coef de sécurité	
		C(t/m <sup>2</sup> )	3,2	R(m)	36,86											Kss	2,26
																Kas	1,25
N°	bi	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	Sin	Cos	G <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> Sin	G <sub>n</sub> Cos	dl	Cdl	Tang( $\varphi$ )	Ui	Ui,dl	dn	aG <sub>n</sub> dn	$\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl) \text{Tan} \varphi + \sum C dl$	
-3	3,55	1,25	0	-0,3	0,95	6,61	-1,98	6,31	3,72	11,91	0,27	0	0	36,26	59,94	13,63	
-2	3,69	3,5	0	-0,2	0,98	19,22	-3,84	18,83	3,76	12,04	0,27	0	0	35,15	168,92	17,17	
-1	3,69	5,4	0	-0,1	0,99	29,66	-2,97	29,51	3,70	11,85	0,27	0	0	34,17	253,35	19,89	
0	3,69	6,93	0	0	1,00	38,06	0,00	38,06	3,69	11,80	0,27	0	0	33,39	317,71	22,16	
1	3,69	8,09	0	0,1	0,99	44,43	4,44	44,21	3,70	11,85	0,27	0	0	32,84	364,78	23,89	
2	3,69	8,87	0	0,2	0,98	48,72	9,74	47,73	3,76	12,04	0,27	0	0	32,53	396,18	25,04	
3	3,69	9,26	0	0,3	0,95	50,86	15,26	48,51	3,86	12,36	0,27	0	0	32,47	412,83	25,58	
4	3,69	9,08	0	0,4	0,92	49,87	19,95	45,71	4,02	12,87	0,27	0	0	32,68	407,43	25,32	
5	3,69	7,64	0	0,5	0,87	41,96	20,98	36,34	4,26	13,62	0,27	0	0	33,16	347,85	23,51	
6	3,69	7,15	0	0,6	0,80	39,27	23,56	31,42	4,61	14,74	0,27	0	0	33,89	332,70	23,30	
7	3,69	5,76	0	0,7	0,71	31,63	22,14	22,59	5,16	16,52	0,27	0	0	34,86	275,70	22,67	
8	2,96	2,06	0	0,8	0,60	9,09	7,27	5,45	4,93	15,79	0,27	0	0	36,24	82,31	17,27	
							114,55				157,39					3419,70	259,41

## Annexe D

Annexe D.4 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	$\varphi$ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement</i> : Fin de construction (R=37,51 m)										Coef de sécurité	
		C(t/m <sup>2</sup> )	3,2	R(m)	37,51											Kss	2,29
																Kas	1,30
N°	bi	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	Sin	Cos	G <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> Sin	G <sub>n</sub> Cos	dl	Cdl	Tang( $\varphi$ )	Ui	Ui,dl	dn	aG <sub>n</sub> dn	$\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl) \text{Tan} \varphi + \sum C dl$	
-3	1,56	0,52	0	-0,3	0,95	1,21	-0,36	1,15	1,64	5,23	0,27	0	0	37,26	11,26	5,55	
-2	3,75	2,13	0	-0,2	0,98	11,90	-2,38	11,66	3,83	12,25	0,27	0	0	36,47	108,54	15,43	
-1	3,75	4,06	0	-0,1	0,99	22,69	-2,27	22,58	3,77	12,06	0,27	0	0	35,49	201,33	18,21	
0	3,75	5,62	0	0	1,00	31,41	0,00	31,41	3,75	12,00	0,27	0	0	34,7	272,48	20,56	
1	3,75	6,79	0	0,1	0,99	37,95	3,79	37,76	3,77	12,06	0,27	0	0	34,13	323,80	22,35	
2	3,75	7,6	0	0,2	0,98	42,48	8,50	41,62	3,83	12,25	0,27	0	0	33,8	358,92	23,58	
3	3,75	7,99	0	0,3	0,95	44,66	13,40	42,60	3,93	12,58	0,27	0	0	33,72	376,45	24,18	
4	3,75	7,95	0	0,4	0,92	44,43	17,77	40,72	4,09	13,10	0,27	0	0	33,9	376,57	24,19	
5	3,75	7,42	0	0,5	0,87	41,47	20,74	35,91	4,33	13,86	0,27	0	0	34,35	356,13	23,64	
6	3,75	6,31	0	0,6	0,80	35,27	21,16	28,21	4,69	15,00	0,27	0	0	35,04	308,93	22,69	
7	3,75	4,46	0	0,7	0,71	24,93	17,45	17,80	5,25	16,81	0,27	0	0	35,95	224,03	21,66	
8	2,82	1,91	0	0,8	0,60	8,03	6,42	4,82	4,70	15,04	0,27	0	0	36,93	74,09	16,35	
							104,21				152,26					2992,54	238,37

## Annexe D

Annexe D.5 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	$\varphi$ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement</i> : Fin de construction (R=38,85 m)										Coef de sécurité	
		C(t/m <sup>2</sup> )	3,2	R(m)	38,85											Kss	2,29
																Kas	1,30
N°	bi	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	Sin	Cos	G <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> Sin	G <sub>n</sub> Cos	dl	Cdl	Tang( $\varphi$ )	U <sub>i</sub>	U <sub>i,dl</sub>	dn	aG <sub>n</sub> dn	$\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl) \text{Tan} \varphi + \sum C dl$	
-3	1,05	0,34	0	-0,3	0,95	0,53	-0,16	0,51	1,10	3,52	0,27	0	0	38,69	5,15	3,66	
-2	3,89	1,83	0	-0,2	0,98	10,59	-2,12	10,38	3,97	12,69	0,27	0	0	37,95	100,50	15,51	
-1	3,89	3,84	0	-0,1	0,99	22,23	-2,22	22,12	3,90	12,49	0,27	0	0	36,94	205,28	18,52	
0	3,89	5,44	0	0	1,00	31,49	0,00	31,49	3,89	12,43	0,27	0	0	36,13	284,44	21,01	
1	3,89	6,66	0	0,1	0,99	38,55	3,86	38,36	3,90	12,49	0,27	0	0	35,54	342,54	22,94	
2	3,89	7,49	0	0,2	0,98	43,36	8,67	42,48	3,97	12,69	0,27	0	0	35,19	381,43	24,26	
3	3,89	7,9	0	0,3	0,95	45,73	13,72	43,62	4,07	13,03	0,27	0	0	35,1	401,28	24,91	
4	3,89	7,86	0	0,4	0,92	45,50	18,20	41,70	4,24	13,56	0,27	0	0	35,28	401,30	24,92	
5	3,89	7,31	0	0,5	0,87	42,32	21,16	36,65	4,49	14,36	0,27	0	0	35,73	377,98	24,33	
6	3,89	6,16	0	0,6	0,80	35,66	21,39	28,53	4,86	15,54	0,27	0	0	36,43	324,76	23,31	
7	3,89	4,24	0	0,7	0,71	24,54	17,18	17,53	5,44	17,41	0,27	0	0	37,36	229,24	22,18	
8	2,51	1,69	0	0,8	0,60	6,32	5,06	3,79	4,18	13,39	0,27	0	0	38,33	60,57	14,42	
							104,73				153,61					3114,46	239,97

## Annexe D

Annexe D.6 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	$\varphi$ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement</i> : Fonctionnement normale (R=29,5 m)										Coef de sécurité	
$\gamma_{sat}(t/m^3)$	1,76	C(t/m <sup>2</sup> )	3,2	R(m)	29,5											Kss	2,32
																Kas	1,31
N°	bi	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	Sin	Cos	G <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> Sin	G <sub>n</sub> Cos	dl	Cdl	Tang( $\varphi$ )	U <sub>i</sub>	U <sub>i,dl</sub>	dn	aG <sub>n</sub> dn	$\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl) \text{Tan} \varphi + \sum C dl$	
-4	1,56	0,61	0	-0,4	0,92	1,42	-0,57	1,30	1,70	5,45	0,27	0	0	29,08	10,31	5,80	
-3	2,95	2,24	0	-0,3	0,95	9,85	-2,95	9,39	3,09	9,90	0,27	0	0	28,63	70,47	12,45	
-2	2,95	4,08	0	-0,2	0,98	17,93	-3,59	17,57	3,01	9,63	0,27	0	0	27,5	123,29	14,42	
-1	2,95	5,6	0	-0,1	0,99	24,61	-2,46	24,49	2,96	9,49	0,27	0	0	26,71	164,37	16,16	
0	2,95	6,83	0	0	1,00	30,02	0,00	30,02	2,95	9,44	0,27	0	0	26,09	195,81	17,61	
1	2,95	7,75	0	0,1	0,99	34,07	3,41	33,89	2,96	9,49	0,27	0	0	25,65	218,44	18,72	
2	2,95	8,38	0	0,2	0,98	36,83	7,37	36,09	3,01	9,63	0,27	0	0	25,41	233,99	19,46	
3	2,95	8,69	0	0,3	0,95	38,20	11,46	36,44	3,09	9,90	0,27	0	0	25,39	242,45	19,82	
4	2,95	8,66	0	0,4	0,92	38,07	15,23	34,89	3,22	10,30	0,27	0	0	25,59	243,52	19,80	
5	2,95	8,25	0	0,5	0,87	36,26	18,13	31,40	3,41	10,90	0,27	0	0	26,01	235,80	19,45	
6	2,95	7,37	0	0,6	0,80	32,39	19,44	25,92	3,69	11,80	0,27	0	0	26,64	215,75	18,86	
7	2,95	5,92	0	0,7	0,71	26,02	18,21	18,58	4,13	13,22	0,27	0	0	27,47	178,70	18,28	
8	2,95	3,62	0	0,8	0,60	15,91	12,73	9,55	4,92	15,73	0,27	0	0	28,45	113,17	18,33	
9	1,31	1,28	0	0,9	0,44	2,50	2,25	1,09	3,01	9,62	0,27	0	0	29,23	18,26	9,91	
							98,65				144,49					2264,34	229,07

## Annexe D

### Annexe D.7 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	$\varphi$ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement</i> : Fonctionnement normale (R=33,92 m)										Coef de sécurité	
$\gamma_{sat}(t/m^3)$	1,76	C(t/m <sup>2</sup> )	3,2	R(m)	33,92											Kss	2,27
																Kas	1,28
N°	bi	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	Sin	Cos	G <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> Sin	G <sub>n</sub> Cos	dl	Cdl	Tang( $\varphi$ )	Ui	Ui,dl	dn	aG <sub>n</sub> dn	$\Sigma(G_n \cos \alpha - U_i dl) \text{Tag} \varphi + \Sigma C dl$	
-3	3,17	1,11	0	-0,3	0,95	5,24	-1,57	5,00	3,32	10,63	0,27	0	0	33,39	43,76	12,00	
-2	3,39	3,15	0	-0,2	0,98	15,92	-3,18	15,60	3,46	11,08	0,27	0	0	32,38	128,88	15,33	
-1	3,39	4,9	0	-0,1	0,99	24,76	-2,48	24,64	3,41	10,91	0,27	0	0	31,48	194,90	17,62	
0	3,39	6,3	0	0	1,00	31,84	0,00	31,84	3,39	10,85	0,27	0	0	30,77	244,93	19,52	
1	3,39	7,37	0	0,1	0,99	37,25	3,72	37,06	3,41	10,91	0,27	0	0	30,26	281,79	21,00	
2	3,39	8,09	0	0,2	0,98	40,89	8,18	40,06	3,46	11,08	0,27	0	0	29,97	306,35	21,99	
3	3,39	8,45	0	0,3	0,95	42,71	12,81	40,74	3,56	11,38	0,27	0	0	29,92	319,45	22,47	
4	3,39	8,42	0	0,4	0,92	42,56	17,02	39,00	3,70	11,84	0,27	0	0	30,11	320,34	22,46	
5	3,39	7,93	0	0,5	0,87	40,08	20,04	34,71	3,92	12,53	0,27	0	0	30,55	306,10	21,98	
6	3,39	6,93	0	0,6	0,80	35,02	21,01	28,02	4,24	13,57	0,27	0	0	31,22	273,37	21,20	
7	3,39	5,26	0	0,7	0,71	26,58	18,61	18,99	4,75	15,20	0,27	0	0	32,1	213,34	20,37	
8	3,39	2,54	0	0,8	0,60	12,84	10,27	7,70	5,65	18,09	0,27	0	0	33,15	106,39	20,19	
9	0,16	0,13	0	0,9	0,44	0,03	0,03	0,01	0,37	1,17	0,27	0	0	33,89	0,26	1,18	
							104,46				149,25					2739,86	237,31

## Annexe D

**Annexe D.8 :** Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	$\phi$ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement</i> : Fonctionnement normale (R=36,86 m)										Coef de sécurité	
$\gamma_{sat}(t/m^3)$	1,76	C(t/m <sup>2</sup> )	3,2	R(m)	36,86											Kss	2,16
																Kas	1,21
N°	bi	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	Sin	Cos	G <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> Sin	G <sub>n</sub> Cos	dl	Cdl	Tang( $\phi$ )	U <sub>i</sub>	U <sub>i,dl</sub>	dn	aG <sub>n</sub> dn	$\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl) \text{Tang} \phi + \sum C dl$	
-3	3,55	1,25	0	-0,3	0,95	6,61	-1,98	6,31	3,72	11,91	0,27	0	0	36,26	59,94	13,63	
-2	3,69	3,5	0	-0,2	0,98	19,22	-3,84	18,83	3,76	12,04	0,27	0	0	35,15	168,92	17,17	
-1	3,69	5,4	0	-0,1	0,99	29,66	-2,97	29,51	3,70	11,85	0,27	0	0	34,17	253,35	19,89	
0	3,69	6,93	0	0	1,00	38,06	0,00	38,06	3,69	11,80	0,27	0	0	33,39	317,71	22,16	
1	3,69	8,09	0	0,1	0,99	44,43	4,44	44,21	3,70	11,85	0,27	0	0	32,84	364,78	23,89	
2	3,69	8,87	0	0,2	0,98	48,72	9,74	47,73	3,76	12,04	0,27	0	0	32,53	396,18	25,04	
3	3,69	9,26	0	0,3	0,95	50,86	15,26	48,51	3,86	12,36	0,27	0	0	32,47	412,83	25,58	
4	3,69	9,08	0,2	0,4	0,92	50,84	20,34	46,60	4,02	12,87	0,27	0,15	0,603	32,68	415,38	25,39	
5	3,69	7,64	1,1	0,5	0,87	48,90	24,45	42,35	4,26	13,62	0,27	1,07	4,554	33,16	405,39	23,91	
6	3,69	7,15	0,5	0,6	0,80	42,25	25,35	33,80	4,61	14,74	0,27	0,46	2,119	33,89	357,99	23,37	
7	3,69	5,76	0	0,7	0,71	31,63	22,14	22,59	5,16	16,52	0,27	0	0	34,86	275,70	22,67	
8	2,96	2,06	0	0,8	0,60	9,09	7,27	5,45	4,93	15,79	0,27	0	0	36,24	82,31	17,27	
							120,20				157,39					3510,48	259,96

## Annexe D

Annexe D.9 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	$\varphi$ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement</i> : Fonctionnement normale (R=37,51 m)										Coef de sécurité	
$\gamma_{sat}(t/m^3)$	1,76	C(t/m <sup>2</sup> )	3,2	R(m)	37,51											Kss	2,28736894
																Kas	1,29555195
N°	bi	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	Sin	Cos	G <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> Sin	G <sub>n</sub> Cos	dl	Cdl	Tang( $\varphi$ )	Ui	Ui,dl	dn	aG <sub>n</sub> dn	$\sum(G_n \cos\alpha - U_i dl) \text{Tan}\varphi + \sum Cdl$	
-3	1,56	0,52	0	-0,3	0,95	1,21	-0,36	1,15	1,64	5,23	0,27	0	0	37,26	11,26	5,55	
-2	3,75	2,13	0	-0,2	0,98	11,90	-2,38	11,66	3,83	12,25	0,27	0	0	36,47	108,54	15,43	
-1	3,75	4,06	0	-0,1	0,99	22,69	-2,27	22,58	3,77	12,06	0,27	0	0	35,49	201,33	18,21	
0	3,75	5,62	0	0	1,00	31,41	0,00	31,41	3,75	12,00	0,27	0	0	34,7	272,48	20,56	
1	3,75	6,79	0	0,1	0,99	37,95	3,79	37,76	3,77	12,06	0,27	0	0	34,13	323,80	22,35	
2	3,75	7,6	0	0,2	0,98	42,48	8,50	41,62	3,83	12,25	0,27	0	0	33,8	358,92	23,58	
3	3,75	7,99	0	0,3	0,95	44,66	13,40	42,60	3,93	12,58	0,27	0	0	33,72	376,45	24,18	
4	3,75	7,95	0	0,4	0,92	44,43	17,77	40,72	4,09	13,10	0,27	0	0	33,9	376,57	24,19	
5	3,75	7,42	0	0,5	0,87	41,47	20,74	35,91	4,33	13,86	0,27	0	0	34,35	356,13	23,64	
6	3,75	6,31	0	0,6	0,80	35,27	21,16	28,21	4,69	15,00	0,27	0	0	35,04	308,93	22,69	
7	3,75	4,46	0	0,7	0,71	24,93	17,45	17,80	5,25	16,81	0,27	0	0	35,95	224,03	21,66	
8	2,82	1,91	0	0,8	0,60	8,03	6,42	4,82	4,70	15,04	0,27	0	0	36,93	74,09	16,35	
							104,21				152,26					2992,54	238,37



## Annexe D

Annexe D.10 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	$\varphi$ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement</i> : Fonctionnement normale (R=38,85 m)										Coef de sécurité	
$\gamma_{sat}(t/m^3)$	1,76	C(t/m <sup>2</sup> )	3,2	R(m)	38,85											Kss	2,29
																Kas	1,30
N°	bi	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	Sin	Cos	G <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> Sin	G <sub>n</sub> Cos	dl	Cdl	Tang( $\varphi$ )	Ui	Ui,dl	dn	aG <sub>n</sub> dn	$\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl) \text{Tag} \varphi + \sum C dl$	
-3	1,05	0,34	0	-0,3	0,95	0,53	-0,16	0,51	1,10	3,52	0,27	0	0	38,69	5,15	3,66	
-2	3,89	1,83	0	-0,2	0,98	10,59	-2,12	10,38	3,97	12,69	0,27	0	0	37,95	100,50	15,51	
-1	3,89	3,84	0	-0,1	0,99	22,23	-2,22	22,12	3,90	12,49	0,27	0	0	36,94	205,28	18,52	
0	3,89	5,44	0	0	1,00	31,49	0,00	31,49	3,89	12,43	0,27	0	0	36,13	284,44	21,01	
1	3,89	6,66	0	0,1	0,99	38,55	3,86	38,36	3,90	12,49	0,27	0	0	35,54	342,54	22,94	
2	3,89	7,49	0	0,2	0,98	43,36	8,67	42,48	3,97	12,69	0,27	0	0	35,19	381,43	24,26	
3	3,89	7,9	0	0,3	0,95	45,73	13,72	43,62	4,07	13,03	0,27	0	0	35,1	401,28	24,91	
4	3,89	7,86	0	0,4	0,92	45,50	18,20	41,70	4,24	13,56	0,27	0	0	35,28	401,30	24,92	
5	3,89	7,31	0	0,5	0,87	42,32	21,16	36,65	4,49	14,36	0,27	0	0	35,73	377,98	24,33	
6	3,89	6,16	0	0,6	0,80	35,66	21,39	28,53	4,86	15,54	0,27	0	0	36,43	324,76	23,31	
7	3,89	4,24	0	0,7	0,71	24,54	17,18	17,53	5,44	17,41	0,27	0	0	37,36	229,24	22,18	
8	2,51	1,69	0	0,8	0,60	6,32	5,06	3,79	4,18	13,39	0,27	0	0	38,33	60,57	14,42	
							104,73			153,61				3114,46	239,97		

## Annexe D

Annexe D.11 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	$\varphi$ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement</i> : Fin de construction (R=29,32 m)										Coef de sécurité	
		C(t/m <sup>2</sup> )	3,2	R(m)	29,32											Kss	2,66
																Kas	1,41
N°	bi	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	Sin	Cos	G <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> Sin	G <sub>n</sub> Cos	dl	Cdl	Tang( $\varphi$ )	U <sub>i</sub>	U <sub>i,dl</sub>	dn	aG <sub>n</sub> dn	$\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl) \text{Tag} \varphi + \sum C dl$	
-4	2,93	1,19	0	-0,4	0,92	5,20	-2,08	4,76	3,20	10,23	0,27	0	0	28,77	37,37	11,53	
-3	2,93	3,21	0	-0,3	0,95	14,01	-4,20	13,37	3,07	9,83	0,27	0	0	27,19	95,26	13,47	
-2	2,93	4,89	0	-0,2	0,98	21,35	-4,27	20,92	2,99	9,57	0,27	0	0	26,93	143,73	15,27	
-1	2,93	6,26	0	-0,1	0,99	27,33	-2,73	27,19	2,94	9,42	0,27	0	0	26,21	179,08	16,83	
0	2,93	7,32	0	0	1,00	31,96	0,00	31,96	2,93	9,38	0,27	0	0	25,66	205,00	18,08	
1	2,93	8,1	0	0,1	0,99	35,36	3,54	35,18	2,94	9,42	0,27	0	0	25,29	223,58	19,00	
2	2,93	8,57	0	0,2	0,98	37,41	7,48	36,66	2,99	9,57	0,27	0	0	25,13	235,05	19,55	
3	2,93	8,73	0	0,3	0,95	38,11	11,43	36,36	3,07	9,83	0,27	0	0	25,19	240,01	19,73	
4	2,93	8,56	0	0,4	0,92	37,37	14,95	34,25	3,20	10,23	0,27	0	0	25,46	237,86	19,56	
5	2,93	8	0	0,5	0,87	34,93	17,46	30,25	3,38	10,83	0,27	0	0	25,93	226,41	19,06	
6	2,93	7	0	0,6	0,80	30,56	18,34	24,45	3,66	11,72	0,27	0	0	26,61	203,30	18,38	
7	2,93	5,39	0	0,7	0,71	23,53	16,47	16,80	4,10	13,13	0,27	0	0	27,46	161,54	17,70	
8	2,89	2,96	0	0,8	0,60	12,75	10,20	7,65	4,82	15,41	0,27	0	0	28,46	90,69	17,50	
9	0,9	0,67	0	0,9	0,44	0,90	0,81	0,39	2,06	6,61	0,27	0	0	29,15	6,55	6,71	
							87,39				145,17					2285,42	232,36

## Annexe D

Annexe D.12 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	$\varphi$ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement</i> : Fin de construction (R=36 m)										Coef de sécurité	
		C(t/m <sup>2</sup> )	3,2	R(m)	36											Kss	2,75
																Kas	1,47
N°	bi	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	Sin	Cos	G <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> Sin	G <sub>n</sub> Cos	dl	Cdl	Tang( $\varphi$ )	U <sub>i</sub>	U <sub>i</sub> ,dl	dn	aG <sub>n</sub> dn	$\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl) \text{Tan} \varphi + \sum C dl$	
-3	2,82	0,9	0	-0,3	0,95	3,78	-1,13	3,61	2,96	9,46	0,27	0	0	35,57	33,63	10,44	
-2	3,6	2,72	0	-0,2	0,98	14,59	-2,92	14,30	3,67	11,76	0,27	0	0	34,67	126,46	15,65	
-1	3,6	4,4	0	-0,1	0,99	23,60	-2,36	23,48	3,62	11,58	0,27	0	0	33,81	199,49	17,97	
0	3,6	5,71	0	0	1,00	30,63	0,00	30,63	3,60	11,52	0,27	0	0	33,15	253,83	19,86	
1	3,6	6,66	0	0,1	0,99	35,72	3,57	35,55	3,62	11,58	0,27	0	0	32,69	291,96	21,26	
2	3,6	7,24	0	0,2	0,98	38,84	7,77	38,05	3,67	11,76	0,27	0	0	32,46	315,15	22,12	
3	3,6	7,44	0	0,3	0,95	39,91	11,97	38,07	3,77	12,08	0,27	0	0	32,47	323,95	22,44	
4	3,6	7,23	0	0,4	0,92	38,78	15,51	35,54	3,93	12,57	0,27	0	0	32,72	317,23	22,25	
5	3,6	6,54	0	0,5	0,87	35,08	17,54	30,38	4,16	13,30	0,27	0	0	33,21	291,26	21,57	
6	3,6	5,29	0	0,6	0,80	28,38	17,03	22,70	4,50	14,40	0,27	0	0	33,92	240,62	20,58	
7	3,6	3,33	0	0,7	0,71	17,86	12,50	12,76	5,04	16,13	0,27	0	0	34,83	155,53	19,60	
8	2,14	1,06	0	0,8	0,60	3,38	2,70	2,03	3,57	11,41	0,27	0	0	35,67	30,14	11,97	
							82,19				147,54					2579,26	225,72

## Annexe D

Annexe D.13 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	$\varphi$ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement</i> : Fin de construction (R=37,6 m)										Coef de sécurité	
		C(t/m <sup>2</sup> )	3,2	R(m)	37,6											Kss	2,38
																Kas	1,26
N°	bi	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	Sin	Cos	G <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> Sin	G <sub>n</sub> Cos	dl	Cdl	Tang( $\varphi$ )	U <sub>i</sub>	U <sub>i</sub> ,dl	dn	aG <sub>n</sub> dn	$\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl) \text{Tan} \varphi + \sum C dl$	
-4	1,73	0,63	0	-0,4	0,92	1,62	-0,65	1,49	1,89	6,04	0,27	0	0	37,31	15,15	6,45	
-3	3,76	2,48	0	-0,3	0,95	13,89	-4,17	13,25	3,94	12,61	0,27	0	0	36,42	126,50	16,22	
-2	3,76	4,63	0	-0,2	0,98	25,94	-5,19	25,42	3,84	12,28	0,27	0	0	35,33	229,11	19,20	
-1	3,76	6,38	0	-0,1	0,99	35,74	-3,57	35,56	3,78	12,09	0,27	0	0	34,43	307,66	21,78	
0	3,76	7,75	0	0	1,00	43,42	0,00	43,42	3,76	12,03	0,27	0	0	33,72	366,02	23,85	
1	3,76	8,75	0	0,1	0,99	49,02	4,90	48,78	3,78	12,09	0,27	0	0	33,25	407,49	25,37	
2	3,76	9,36	0	0,2	0,98	52,44	10,49	51,38	3,84	12,28	0,27	0	0	33,03	433,01	26,27	
3	3,76	9,56	0	0,3	0,95	53,56	16,07	51,09	3,94	12,61	0,27	0	0	33,07	442,80	26,53	
4	3,76	9,33	0	0,4	0,92	52,27	20,91	47,91	4,10	13,13	0,27	0	0	33,37	436,07	26,17	
5	3,76	8,62	0	0,5	0,87	48,29	24,15	41,82	4,34	13,89	0,27	0	0	33,94	409,76	25,28	
6	3,76	7,32	0	0,6	0,80	41,01	24,61	32,81	4,70	15,04	0,27	0	0	34,74	356,17	23,97	
7	3,76	5,27	0	0,7	0,71	29,52	20,67	21,08	5,27	16,85	0,27	0	0	35,77	264,02	22,59	
8	2,8	2,96	0	0,8	0,60	12,35	9,88	7,41	4,67	14,93	0,27	0	0	37,02	114,29	16,95	
							118,08			165,89					3908,05	280,64	

## Annexe D

Annexe D.14 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	$\varphi$ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement</i> : Fin de construction (R= 42,43 m)										Coef de sécurité	
		C(t/m <sup>2</sup> )	3,2	R(m)	42,43											Kss	2,80
																Kas	1,50
N°	bi	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	Sin	Cos	G <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> Sin	G <sub>n</sub> Cos	dl	Cdl	Tang( $\varphi$ )	Ui	Ui,dl	dn	aG <sub>n</sub> dn	$\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl) \text{Tan} \varphi + \sum C dl$	
-3	0,24	0,07	0	-0,3	0,95	0,03	-0,01	0,02	0,25	0,81	0,27	0	0	42,4	0,27	0,81	
-2	4,24	1,29	0	-0,2	0,98	8,16	-1,63	7,99	4,33	13,86	0,27	0	0	41,8	85,22	16,03	
-1	4,24	3,27	0	-0,1	0,99	20,67	-2,07	20,57	4,26	13,65	0,27	0	0	40,8	210,87	19,25	
0	4,24	4,82	0	0	1,00	30,47	0,00	30,47	4,24	13,58	0,27	0	0	40,02	304,88	21,88	
1	4,24	5,94	0	0,1	0,99	37,55	3,76	37,36	4,26	13,65	0,27	0	0	39,48	370,65	23,82	
2	4,24	6,63	0	0,2	0,98	41,92	8,38	41,07	4,33	13,86	0,27	0	0	39,19	410,67	25,04	
3	4,24	6,86	0	0,3	0,95	43,37	13,01	41,37	4,45	14,23	0,27	0	0	39,17	424,69	25,50	
4	4,24	6,61	0	0,4	0,92	41,79	16,72	38,30	4,63	14,81	0,27	0	0	39,43	411,93	25,24	
5	4,24	5,8	0	0,5	0,87	36,67	18,33	31,76	4,90	15,68	0,27	0	0	39,95	366,22	24,33	
6	4,24	4,33	0	0,6	0,80	27,37	16,42	21,90	5,30	16,97	0,27	0	0	40,72	278,67	22,94	
7	4,24	2,01	0	0,7	0,71	12,71	8,90	9,07	5,94	19,01	0,27	0	0	41,72	132,54	21,48	
8	0,53	0,23	0	0,8	0,60	0,18	0,15	0,11	0,88	2,83	0,27	0	0	42,36	1,92	2,86	
							81,96				152,93					2998,53	229,17

## Annexe D

**Annexe D.15 :** Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	$\varphi$ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement : Fin de construction (R=43,35 m)</i>										Coef de sécurité	
		C(t/m <sup>2</sup> )	3,2	R(m)	43,35											Kss	2,45
																Kas	1,32
N°	bi	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	Sin	Cos	G <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> Sin	G <sub>n</sub> Cos	dl	Cdl	Tang( $\varphi$ )	Ui	Ui,dl	dn	aG <sub>n</sub> dn	$\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl) \text{Tang} \varphi + \sum C dl$	
-3	1,39	0,9	0	-0,3	0,95	1,86	-0,56	1,78	1,46	4,66	0,27	0	0	42,91	20,00	5,15	
-2	4,34	2,94	0	-0,2	0,98	18,99	-3,80	18,61	4,42	14,16	0,27	0	0	41,91	198,97	19,22	
-1	4,34	4,96	0	-0,1	0,99	32,04	-3,20	31,88	4,36	13,94	0,27	0	0	40,88	327,42	22,62	
0	4,34	6,54	0	0	1,00	42,24	0,00	42,24	4,34	13,87	0,27	0	0	40,08	423,27	25,37	
1	4,34	7,69	0	0,1	0,99	49,67	4,97	49,42	4,36	13,94	0,27	0	0	39,53	490,87	27,40	
2	4,34	8,39	0	0,2	0,98	54,19	10,84	53,10	4,42	14,16	0,27	0	0	39,25	531,76	28,62	
3	4,34	8,63	0	0,3	0,95	55,74	16,72	53,17	4,54	14,54	0,27	0	0	39,26	547,11	29,02	
4	4,34	8,37	0	0,4	0,92	54,06	21,63	49,55	4,73	15,14	0,27	0	0	39,55	534,55	28,63	
5	4,34	7,54	0	0,5	0,87	48,70	24,35	42,18	5,01	16,02	0,27	0	0	40,13	488,60	27,50	
6	4,34	6,04	0	0,6	0,80	39,01	23,41	31,21	5,42	17,34	0,27	0	0	40,97	399,59	25,84	
7	4,34	3,68	0	0,7	0,71	23,77	16,64	16,97	6,07	19,42	0,27	0	0	42,06	249,94	24,05	
8	2,89	0,84	0	0,8	0,60	3,62	2,89	2,17	4,82	15,41	0,27	0	0	43,08	38,96	16,00	
							113,88				172,61					4251,04	279,43

## Annexe D

Annexe D.16 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	$\varphi$ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement</i> : Vidange rapide (R=29,32 m)										Coef de sécurité	
$\gamma'(t/m^3)$	0,76	C(t/m <sup>2</sup> )	3,2	R(m)	29,32											Kss	3,92
																Kas	2,13
N°	bi	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	Sin	Cos	G <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> Sin	G <sub>n</sub> Cos	dl	Cdl	Tang( $\varphi$ )	Ui	Ui,dl	dn	aG <sub>n</sub> dn	$\sum(G_n \cos \alpha) \text{Tang} \varphi + \sum Cdl$	
-4	2,93	0	1,19	-0,4	0,92	2,65	-1,06	2,43	3,20	10,23	0,27	0	0,00	28,77	19,06	10,89	
-3	2,93	0	3,21	-0,3	0,95	7,15	-2,14	6,82	3,07	9,83	0,27	0	0,00	27,19	48,59	11,69	
-2	2,93	0	4,89	-0,2	0,98	10,89	-2,18	10,67	2,99	9,57	0,27	0	0,00	26,93	73,31	12,47	
-1	2,93	0	6,26	-0,1	0,99	13,94	-1,39	13,87	2,94	9,42	0,27	0	0,00	26,21	91,34	13,20	
0	2,93	0	7,32	0	1,00	16,30	0,00	16,30	2,93	9,38	0,27	0	0,00	25,66	104,57	13,81	
1	2,93	0	8,1	0,1	0,99	18,04	1,80	17,95	2,94	9,42	0,27	0	0,00	25,29	114,04	14,31	
2	2,93	0	8,57	0,2	0,98	19,08	3,82	18,70	2,99	9,57	0,27	0	0,00	25,13	119,89	14,66	
3	2,93	0	8,73	0,3	0,95	19,44	5,83	18,54	3,07	9,83	0,27	0	0,00	25,19	122,42	14,88	
4	2,93	0	8,56	0,4	0,92	19,06	7,62	17,47	3,20	10,23	0,27	0	0,00	25,46	121,33	14,99	
5	2,93	0	8	0,5	0,87	17,81	8,91	15,43	3,38	10,83	0,27	0	0,00	25,93	115,48	15,03	
6	2,93	0	7	0,6	0,80	15,59	9,35	12,47	3,66	11,72	0,27	0	0,00	26,61	103,70	15,12	
7	2,93	0,22	5,17	0,7	0,71	12,47	8,73	8,91	4,10	13,13	0,27	0	0,00	27,46	85,63	15,55	
8	2,89	1,91	1,05	0,8	0,60	10,53	8,42	6,32	4,82	15,41	0,27	0	0,00	28,46	74,93	17,13	
9	0,9	0,67	0	0,9	0,44	0,90	0,81	0,39	2,06	6,61	0,27	0	0,00	29,15	6,55	6,71	
							48,53				145,17					1200,83	190,45

## Annexe D

Annexe D.17 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	$\varphi$ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement</i> : Vidange rapide (R=36 m)										Coef de sécurité	
$\gamma'(t/m^3)$	0,76	C(t/m <sup>2</sup> )	3,2	R(m)	36											Kss	4,34
																Kas	2,34
N°	bi	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	Sin	Cos	G <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> Sin	G <sub>n</sub> Cos	dl	Cdl	Tang( $\varphi$ )	U <sub>i</sub>	U <sub>i</sub> ,dl	dn	aG <sub>n</sub> dn	$\sum(G_n \cos \alpha) \text{Tan} \varphi + \sum Cdl$	
-3	2,82	0	0,9	-0,3	0,95	1,93	-0,58	1,84	2,96	9,46	0,27	0	0,00	35,57	17,15	9,96	
-2	3,6	0	2,7	-0,2	0,98	7,44	-1,49	7,29	3,67	11,76	0,27	0	0,00	34,67	64,50	13,74	
-1	3,6	0	4,4	-0,1	0,99	12,04	-1,20	11,98	3,62	11,58	0,27	0	0,00	33,81	101,75	14,84	
0	3,6	0	5,7	0	1	15,62	0,00	15,62	3,60	11,52	0,27	0	0,00	33,15	129,47	15,77	
1	3,6	0	6,7	0,1	0,99	18,22	1,82	18,13	3,62	11,58	0,27	0	0,00	32,69	148,92	16,51	
2	3,6	0	7,2	0,2	0,98	19,81	3,96	19,41	3,67	11,76	0,27	0	0,00	32,46	160,75	17,04	
3	3,6	0	7,4	0,3	0,95	20,36	6,11	19,42	3,77	12,08	0,27	0	0,00	32,47	165,24	17,36	
4	3,6	0	7,2	0,4	0,92	19,78	7,91	18,13	3,93	12,57	0,27	0	0,00	32,72	161,81	17,51	
5	3,6	0	6,5	0,5	0,87	17,89	8,95	15,50	4,16	13,30	0,27	0	0,00	33,21	148,56	17,52	
6	3,6	0	5,3	0,6	0,8	14,47	8,68	11,58	4,50	14,40	0,27	0	0,00	33,92	122,73	17,55	
7	3,6	0	3,3	0,7	0,71	9,11	6,38	6,51	5,04	16,13	0,27	0	0,00	34,83	79,33	17,90	
8	2,14	1,06	0	0,8	0,6	3,38	2,70	2,03	3,57	11,41	0,27	0	0,00	35,67	30,14	11,97	
							43,24			147,54					1330,36	187,69	



## Annexe D

Annexe D.18 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	$\varphi$ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement</i> : Vidange rapide (R=37,6 m)										Coef de sécurité	
$\gamma'(t/m^3)$	0,76	C(t/m <sup>2</sup> )	3,2	R(m)	37,6											Kss	3,03
																Kas	1,71
N°	bi	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	Sin	Cos	G <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> Sin	G <sub>n</sub> Cos	dl	Cdl	Tang( $\varphi$ )	U <sub>i</sub>	U <sub>i</sub> ,dl	dn	aG <sub>n</sub> dn	$\sum(G_n \cos \alpha) \text{Tang} \varphi + \sum Cdl$	
-4	1,73	0	0,6	-0,4	0,92	0,83	-0,33	0,76	1,89	6,04	0,27	0	0,00	37,31	7,73	6,25	
-3	3,76	0	2,5	-0,3	0,95	7,09	-2,13	6,76	3,94	12,61	0,27	0	0,00	36,42	64,53	14,45	
-2	3,76	0	4,6	-0,2	0,98	13,23	-2,65	12,96	3,84	12,28	0,27	0	0,00	35,33	116,86	15,81	
-1	3,76	0	6,4	-0,1	0,99	18,23	-1,82	18,14	3,78	12,09	0,27	0	0,00	34,43	156,93	17,03	
0	3,76	0	7,8	0	1,00	22,15	0,00	22,15	3,76	12,03	0,27	0	0,00	33,72	186,69	18,06	
1	3,76	0	8,8	0,1	0,99	25,00	2,50	24,88	3,78	12,09	0,27	0	0,00	33,25	207,85	18,87	
2	3,76	0	9,4	0,2	0,98	26,75	5,35	26,21	3,84	12,28	0,27	0	0,00	33,03	220,86	19,42	
3	3,76	0	9,6	0,3	0,95	27,32	8,20	26,06	3,94	12,61	0,27	0	0,00	33,07	225,86	19,71	
4	3,76	0	9,3	0,4	0,92	26,66	10,66	24,44	4,10	13,13	0,27	0	0,00	33,37	222,42	19,78	
5	3,76	0,02	8,6	0,5	0,87	24,69	12,34	21,38	4,34	13,89	0,27	0	0,00	33,94	209,47	19,72	
6	3,76	2,19	5,1	0,6	0,80	26,93	16,16	21,54	4,70	15,04	0,27	0	0,00	34,74	233,88	20,91	
7	3,76	4,44	0,8	0,7	0,71	27,25	19,07	19,46	5,27	16,85	0,27	0	0,00	35,77	243,65	22,15	
8	2,8	1,91	1,1	0,8	0,60	10,20	8,16	6,12	4,67	14,93	0,27	0	0,00	37,02	94,43	16,60	
							75,52			165,89					2191,15	228,75	

## Annexe D

Annexe D.19 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	$\varphi$ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement : Vidange rapide (R= 42,43 m)</i>										Coef de sécurité	
$\gamma'(t/m^3)$	0,76	C(t/m <sup>2</sup> )	3,2	R(m)	42,43											Kss	4,39
																Kas	2,39
N°	bi	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	Sin	Cos	G <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> Sin	G <sub>n</sub> Cos	dl	Cdl	Tang( $\varphi$ )	Ui	Ui,dl	dn	aG <sub>n</sub> dn	$\sum(G_n \cos \alpha) \text{Tag} \varphi + \sum Cdl$	
-3	0,24	0	0,1	-0,3	0,95	0,01	0,00	0,01	0,25	0,81	0,27	0	0,00	42,4	0,14	0,81	
-2	4,24	0	1,3	-0,2	0,98	4,16	-0,83	4,08	4,33	13,86	0,27	0	0,00	41,8	43,47	14,97	
-1	4,24	0	3,3	-0,1	0,99	10,54	-1,05	10,49	4,26	13,65	0,27	0	0,00	40,8	107,56	16,50	
0	4,24	0	4,8	0	1,00	15,54	0,00	15,54	4,24	13,58	0,27	0	0,00	40,02	155,51	17,81	
1	4,24	0	5,9	0,1	0,99	19,15	1,92	19,06	4,26	13,65	0,27	0	0,00	39,48	189,06	18,84	
2	4,24	0	6,6	0,2	0,98	21,38	4,28	20,95	4,33	13,86	0,27	0	0,00	39,19	209,47	19,56	
3	4,24	0	6,9	0,3	0,95	22,12	6,64	21,10	4,45	14,23	0,27	0	0,00	39,17	216,62	19,98	
4	4,24	0	6,6	0,4	0,92	21,32	8,53	19,54	4,63	14,81	0,27	0	0,00	39,43	210,11	20,13	
5	4,24	0	5,8	0,5	0,87	18,70	9,35	16,20	4,90	15,68	0,27	0	0,00	39,95	186,80	20,09	
6	4,24	0	4,3	0,6	0,80	13,96	8,38	11,17	5,30	16,97	0,27	0	0,00	40,72	142,14	20,01	
7	4,24	0,9	1,1	0,7	0,71	9,27	6,49	6,62	5,94	19,01	0,27	0	0,00	41,72	96,68	20,81	
8	0,53	0,23	0	0,8	0,60	0,18	0,15	0,11	0,88	2,83	0,27	0	0,00	42,36	1,92	2,86	
							43,83			152,93					1559,47	192,37	

## Annexe D

Annexe D.20 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	$\phi$ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement : Vidange rapide (R=43,35 m)</i>										Coef de sécurité	
$\gamma'(t/m^3)$	0,76	C(t/m <sup>2</sup> )	3,2	R(m)	43,4											Kss	3,24
																Kas	1,83
N°	bi	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	Sin	Cos	G <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> Sin	G <sub>n</sub> Cos	dl	Cdl	Tang( $\phi$ )	Ui	Ui,dl	dn	aG <sub>n</sub> dn	$\sum(G_n \cos \alpha) \text{Tag} \phi + \sum Cdl$	
-3	1,39	0	0,9	-0,3	0,95	0,95	-0,29	0,91	1,46	4,66	0,27	0	0	42,91	10,20	4,91	
-2	4,34	0	2,9	-0,2	0,98	9,69	-1,94	9,49	4,42	14,16	0,27	0	0	41,91	101,49	16,74	
-1	4,34	0	5	-0,1	0,99	16,34	-1,63	16,26	4,36	13,94	0,27	0	0	40,88	167,01	18,37	
0	4,34	0	6,5	0	1,00	21,55	0,00	21,55	4,34	13,87	0,27	0	0	40,08	215,90	19,74	
1	4,34	0	7,7	0,1	0,99	25,34	2,53	25,21	4,36	13,94	0,27	0	0	39,53	250,38	20,81	
2	4,34	0	8,4	0,2	0,98	27,64	5,53	27,08	4,42	14,16	0,27	0	0	39,25	271,23	21,53	
3	4,34	0	8,6	0,3	0,95	28,43	8,53	27,12	4,54	14,54	0,27	0	0	39,26	279,06	21,93	
4	4,34	0	8,4	0,4	0,92	27,58	11,03	25,27	4,73	15,14	0,27	0	0	39,55	272,66	22,02	
5	4,34	0	7,5	0,5	0,87	24,84	12,42	21,51	5,01	16,02	0,27	0	0	40,13	249,22	21,88	
6	4,34	1,95	4,1	0,6	0,80	26,07	15,64	20,86	5,42	17,34	0,27	0	0	40,97	267,02	23,02	
7	4,34	3,68	0	0,7	0,71	23,77	16,64	16,97	6,07	19,42	0,27	0	0	42,06	249,94	24,05	
8	2,89	0,84	0	0,8	0,60	3,62	2,89	2,17	4,82	15,41	0,27	0	0	43,08	38,96	16,00	
							71,36			172,6					2373,06	230,99	

## Annexe E

### Annexe E.1: volume des travaux de l'évacuateur des crues.

N° de la coupe	Surface (m <sup>2</sup> )					Surface moyenne (m <sup>2</sup> )					d <sub>i</sub> (m)	Volume des matériaux (m <sup>3</sup> )				
	Déblai	Remblai	Béton armé	Béton propreté	Enrochement	Déblai	Remblai	Béton armé	Béton propreté	Enrochement		Déblai	Remblai	Béton armé	Béton propreté	Enrochement
A-A	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,925	0	0	0	0	0	
B-B	0	0	0	0	1,85	1,12	11,78	1,81	0,265	0,925	2	2,24	23,56	3,62	0,53	1,85
C-C	2,24	23,56	3,62	0,53	0	10,05	18,36	3,62	0,53	0	8	80,4	146,88	28,96	4,24	0
D-D	17,86	13,16	3,62	0,53	0	20,36	11,31	3,57	0,53	0	8	162,88	90,48	28,56	4,24	0
E-E	22,86	9,46	3,52	0,53	0	22,19	6,01	3,14	0,53	0	4,62	102,51	27,76	14,50	2,44	0
F-F	21,52	2,56	2,76	0,53	0	15,18	2,66	2,51	0,47	0	6,25	94,90	16,62	15,68	2,93	0
G-G	8,85	2,76	2,26	0,41	0	4,99	3,71	2,01	0,345	0	6,25	31,18	23,18	12,56	2,15	0
H-H	1,13	4,66	1,76	0,28	0	3,19	3,54	1,76	0,28	0	10	31,95	35,45	17,6	2,8	0
I-I	5,26	2,43	1,76	0,28	0	6,15	2	1,76	0,28	0	10	61,55	20	17,6	2,8	0
J-J	7,05	1,57	1,76	0,28	0	7,27	1,535	1,76	0,28	0	10	72,7	15,35	17,6	2,8	0
K-K	7,49	1,5	1,76	0,28	0	7,42	1,37	1,76	0,28	0	10	74,25	13,7	17,6	2,8	0
L-L	7,36	1,24	1,76	0,28	0	6,25	1,29	1,76	0,28	0	10	62,5	12,95	17,6	2,8	0
M-M	5,14	1,35	1,76	0,28	0	5,07	1,38	1,76	0,28	0	10	50,7	13,8	17,6	2,8	0
N-N	5	1,41	1,76	0,28	0	5,78	1,71	1,76	0,28	0	10	57,85	17,1	17,6	2,8	0
O-O	6,57	2,01	1,76	0,28	0	4,53	7,43	2,26	0,28	0	5,75	26,05	42,75	12,995	1,61	0
P-P	2,49	12,86	2,76	0,28	0	1,24	10,65	1,38	0,14	1,755	4,5	5,60	47,94	6,21	0,63	7,89
Q-Q	0	8,45	0	0	3,51	0	4,22	0	0	1,755	1,5	0	0	0	0	2,63
R-R	0	0	0	0	0											
Volume totale des matériaux											917,28	547,55	246,30	38,39	12,38	

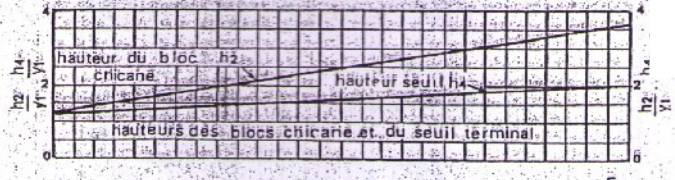
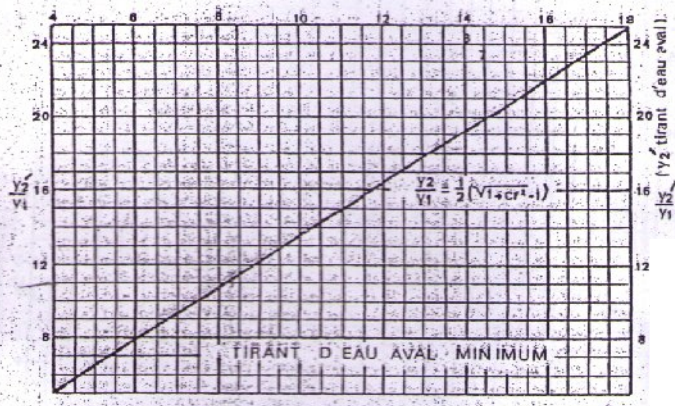
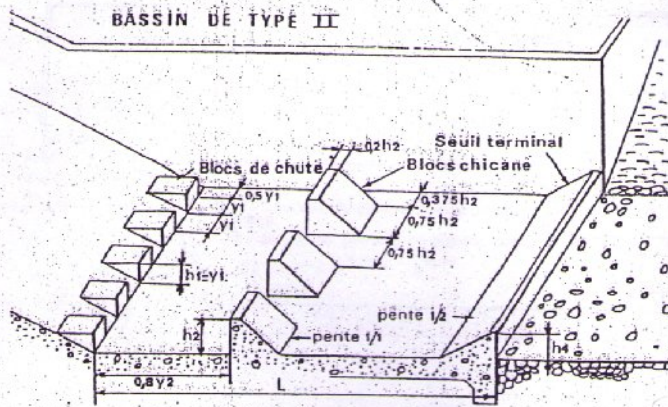
## Annexe E

**Annexe E.2:** volumes des travaux de la vidange et prise d'eau.

N°	Surface (m2)				Surface moyenne (m2)				di (m)	Volume des matériaux (m3)			
	Déblai	Remblai	Béton armé	Béton propre	Déblai	Remblai	Béton armé	Béton propre		Déblai	Remblai	Béton armé	Béton propre
A-A	0	0	0	0	0	0,207	0,114675	0,03	0	0	0	0	0
B-B	0	0,414	0,22935	0,06									
C-C	0,33	0	0,22935	0,06	0,165	0,207	0,22935	0,06	25	4,125	5,175	5,73375	1,5
					0,213	0	0,22935	0,06	25	5,325	0	5,73375	1,5
D-D	0,096	0	0,22935	0,06	0,096	0	0,22935	0,06	25	2,4	0	5,73375	1,5
					0,048	0	0,22935	0,06	25	1,2	0	5,73375	1,5
F-F	0	0	0,22935	0,06	0	0	0,114675	0,03	4	0	0	0,4587	0,12
G-G	0	0	0	0									
Volume total des matériaux										13,05	5,175	23,3937	6,12

**Annexe E**

**Annexe E.3: Abaque pour le dimensionnement du bassin type II.**



*y2/y1 = 12*

*8.47*  
*12*

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")