

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
«ARBAOUI Abdellah »**

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**ETUDE DE FAISABILITE D'UNE RETENUE
COLLINAIRE SUR OUED ABD ALLAH
(W.TISSEMSILT)**

Présenté par :

M^r: ADIB ATALLAH

Promotrice :

M^{me}. HADJ SADOK .N

Devant le jury composé de :

Président : M^r M.HASSANE

**Examineurs : M^{me} A.ADDOU
M^r A. HADJ SADOK
M^r A.HEBBOUCHE**

Octobre /2011

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :

- *A ma mère et mon père pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard;*
- *A mes frères*
- *A toute la famille ADIB*
- *A mes meilleurs amis*
- *A mes amis de l'ENSH et en particuliers :*

ADIB ATALLAH

Remerciement

A l'issu de cette étude, Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

Mon promotrice M^{me}. HADJ SADOK pour sa contribution à l'élaboration de ce mémoire.

L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail

ADIB ATALLAH

بسم الله الرحمن الرحيم

"و جعلنا من الماء كل شيء حيا"

ملخص:

قمنا في هذا العمل بدراسة تقنية شاملة على مستوى واد عبد الله (ولاية تيسمسيلت) لإنشاء حاجز مائي من اجل سقي ما يقارب حاجز مائي 30 هكتار من الأراضي الفلاحية المجاورة. بعد دراسة جيولوجية و هيدرولوجية معمقة قمنا بتصميم السد الذي يبلغ ارتفاعه 15,41 متر و سعة تقدر ب 1,65 مليون متر مكعب و كذا تحققنا من ثباته و فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح و تنظيم جميع مراحل الإنجاز.

Résumé :

Dans le présent mémoire nous avons fait une étude technique complète sur l'oued ABD ALLAH (Wilaya de Tissemsilt) pour l'implantation d'un retenue collinaire, destiné a l'irrigation de 30 ha.

Après avoir faire une étude géologique, suivie d'une étude hydrologique approfondie nous avons dimensionné notre ouvrage ayant une hauteur 15,41m, et une capacité de 0.165 million m³; ainsi une étude de vérification de stabilité ; et ce qui concerne la réalisation, nous avons fait une organisation de chantier.

Abstract:

In the present work we have done a complete technical study about oued ABD ALLAH (Wilaya de Tissemsilt) for the establishment of a small dam, intended for irrigation of a perimeter of 30 ha.

After having made a geological study, followed by an hydrological one, we have designed our dam, thus a study of stability; and what relates to the realization, we made a job mana.

SOMMAIRE :

Introduction générale :

Chapitre I : Etude topographique

I.INTRODUCTION:	2
I.1. Prospection et Choix du site :	2
I.2. Choix de l'axe du barrage :	2
I.3. Situation géographique:	3
I.4.Caractéristiques morphologiques :	4
I.5.Conclusion :	4

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

II.1. Introduction :	5
II.2.Situation géographique :	5
II.3. Géologie du site :	7
II.4. Géologie de la cuvette :	7
II.5. Tectonique et sismicité :	8
II.6. Matériaux de construction :	9
II.6.1. La terrasse amont :	9
II.6.2. Les terrasses intermédiaires	9
II.6.3. Alluvions actuelles de l'oued :	10
II.7. Reconnaissance des sols (Essais in situ) :	10
II.7.1. Organisation des essais in situ :	10
II.7.2. Interprétation des résultats des essais in situ :	10
II.7.2.1.Interprétation de la coupe géologique réalisée sur l'axe de la digue	10
II.7.2.2. Interprétation des résultats des essais in situ	10
II.8. Essais de laboratoire	11
II.8.1. Programme des essais de laboratoire	11
A) Essais physiques	11
B) Essai Proctor Normal	11
C) Essai mécanique sur l'éprouvette du Proctor	11
D) Essai de compressibilité à l'oedomètre	11
II.8.2.Interprétation des résultats des essais en laboratoire :	12
II.8.2.1.Résultats des essais physiques :	12
II.8.2.2- Résultats des essais mécaniques	13
II.9.Conclusion	16

..

Chapitre III : Etude hydrologique

III.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 :	17
III.1.2.1 Caractéristiques géographiques du bassin versant :	17
III.1.2.2 Caractéristiques physiques du bassin versant :.....	18
A)Les caractéristiques géométriques :.....	18
B)Caractéristiques hydro morphologiques :.....	20
1.Indice de compacité de Gravelius Kc :.....	20
2.Coefficient d'allongement :.....	20
3.Rectangle équivalent :	20
C) Caractéristiques de Couvert végétal :	21
D) Caractéristiques hydrographiques :.....	22
III.1.3. Caractéristiques climatiques du bassin versant :	32
III.1.3.1. Température de l'air :	33
III.1.3.2.Le vent :	36
III.1.3.3. Humidité de l'air :	36
III.1.3.4. Ensoleillement :.....	38
III.1.3.5.Grêles :	38
III.1.3.6 . La gelée blanche.....	38
III.1.3.7. L'évaporation.....	39
III.1.3.8. Précipitation :	41
A) Données disponibles :	41
B)Méthode des isohyètes :	41
III.2.1. Répartition de la pluie moyenne dans l'année :	42
III.2.2. Estimation des pluies journalières maximales :	45
III.3 Les précipitations maximales journalières :	45
III.3.1 : Choix de la loi d'ajustement.	46
III.3.2 : Ajustement a la loi de GUMBEL	47
III.3.3 : Ajustement a la loi normale	49
III.3.4 : Ajustement a la loi log normale	51
III.3.5 : Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences.....	53
III.3.6 Etudes des apports :	56
III.3.6.1. Apport moyen annuel (A_0):.....	56
III.3.6.1.1.Formules empiriques :	56
A) Formule de l'A.N.R.H :.....	56
B) Formule de MEDINGUER:	56
C) Formule de TURC :.....	57
D) Formule de SAMIE :.....	57
E) Formule de J-DERY (1977) :.....	57
F) Formule de MALLET-GAUTHIER :	57
III.3.6.2 Caractéristiques de l'écoulement :	58
A) Module de l'écoulement :	58
B) Module de l'écoulement relatif (spécifique):.....	58
C) Lamme d'eau écoulée :	58
D) Coefficient de l'écoulement:.....	58
E) Coefficient de variation :	59
1-/ Formule de SOKOLOVSKY :	59
2./ Formule de OURKGUIPROVODKHOZ:	59
3./Formule de KRISTEKLY MENKEL :	59
4./Formule Algérienne de N.N PADOUM:	59
III.4. Les apports:	60
III.4.1 Estimation fréquentielle des apports :	60
III.4.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel:	61

III.5. Etude des crues:	61
III.5.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue:	61
A) Formule de MALLET-GAUTHIER :	61
B) Formule de SOKOLOVSKY :	62
C) Formule D'ALEXEEV:	63
D) Formule de TURRAZA:	63
E) Formule de GIANDOTTI :	64
III.5.2. Hydrogramme de crue:	65
III.5.3. Choix de fréquence de la crue du projet :	69
III.5.4. Transport solide et calcul du volume mort :	70
III.5.4.1. Transport solide :	70
A) Formule de TEXERONT:	70
B) Formule de FRIGUI H.L. (2001)	71
III.5.5. Courbe capacité hauteur et surface–hauteur :	72
III-6 . Régularisation des débits :	75
III.6.1. Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ et de la consommation $U_{80\%}$:	75
III.6.2 : Répartition mensuelle de la consommation $U_{80\%}$:	76
III.6.3 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :	76
III.6.3.1 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :	77
A) Pertes par évaporation :	78
B) Pertes par infiltration :	78
C) Estimation de l'erreur :	78
III.7 : Laminage des crues :	81
III.7.1 : procédés de calcul :	82
A) Méthode de KOTCHERINE :	82
A.1. : Estimation du débit de crue laminée :	82
A.2. : Estimation de la charge au dessus du déversoir :	83
III.8 : Etude d'optimisation :	87
III.8.1 : Calcul du coût approximatif de la digue :	88
III.8.1.1 : Calcul de la revanche :	88
a) Formule de STEVENSON GAILLARD :	88
b) Formule de MALLET et PAQUANT :	89
c) Formule Simplifiée :	89
III.8.1.2 : Largeur en crête :	89
1) Formule de KNAPEN T :	89
2) Formule de E- F-PREECE :	89
3) Formule Anonyme (simplifiée) :	89
4) Formule pratique :	89
III.8.1.3 : Calcul du coût de la digue :	90
III.8.2 : Calcul du coût de l'évacuateur de crues :	91
III.8.2.1 : Coût du déversoir :	91
III.8.2.3 : Calcul du coût du coursier :	92
III.8.2.4 : le coût total du barrage :	93
III.9.1 : Laminage pour un déversoir de largeur $b=12$ mètres :	96

Chapitre IV : Etude des variantes

IV. Etude des variantes:	102
IV.1. Les avantages et les inconvénients des barrages en terre :	102
IV.1.1. Les avantages :	102
IV.1.2. Les inconvénients :	102
IV-2. Le choix du type de barrage :	102
IV-2.1. La topographie du site:	103
IV-2.2. La morphologie de la vallée :	103
IV-2.3. Les conditions géologiques et géotechniques :	103
IV-2.4. Les matériaux de construction :	103
IV.3. les variantes à proposer :	103
IV.3.1. barrage en terre homogène :	104

IV.3.2. Barrage Zoné à noyau d'argile :	104
IV.3.3. Barrage enrochement avec masque en béton :	104
IV.4. Fixation du choix définitif du type de barrage.....	104
IV.4.1 Etanchéité du barrage :	105
a . Le Noyau :	105
b . Les drains :	105
b.1. Dimensionnement du drain tapis :	106
b.2. Dimensionnement du drain prisme :	106
IV-4-2- Pentés des talus :	106
IV.5 .Etude Technico-économique :	107
IV.5.1 Barrage homogène en argile :	108
IV.5.1.1. Recharge (argile) :	108
IV.5.1.2 Matériaux de protection :	109
IV.5.1.3 Prisme de drainage :	111
IV.5.1.4 Tapis drainant :	111
IV.5.2 Barrage zoné a noyau d'argile :	112
IV.5.2.1 le Noyau :	112
IV.5.2.2 Recharge :	112
IV.5.2.3 Filtre et drains :	113
IV.5.3 Barrage en enrochement avec masque en béton :	113
IV.5.3.1 Recharge (enrochement) :	114
IV.5.3.2 Masque en béton :	114
IV.6 Estimation du coût des différentes variantes :	115
IV.7 Comparaison financière des trois variantes :	115
IV.8 .Conclusion sur le choix de la variante de la digue :	115

Chapitre V : Etude de la variante choisie

V. Description générale de l'aménagement	116
V.1 : Dimensionnement :	116
V.1.1 : la revanche du barrage :	116
a) Formule de STEVENSON GAILLARD :	116
b) Formule de MALLET et PAQUANT :	117
c) Formule Simplifiée :	117
V.1.2 : la hauteur du barrage :	117
V.1.3 : largeur en crête :	117
1) Formule de KNAPEN T :	117
2) Formule de E- F-PREECE :	118
3) Formule Anonyme (simplifiée) :	118
4) Formule pratique :	118
V.1.4 : Choix des pentes des talus :	118
V.1.5: les bermes :	119
a) Talus amont :	119
b) Talus aval :	119
V.1.6 : Protection de la Crête :	119
V.1.7 : Protection des talus :	120
V.2 : Organes de drainage et de filtration :	122
V.2.1 : Système de drainage :	122
V.2.2 : Organes de drainage et de filtration :	122
1) Calcul des filtres :	124
2) Détermination de la courbe granulométrique des filtres :	124
3) Vérification de l'absence de RENARD dans le sol des filtres :	125
4) Dimensionnement du prisme de drainage :	126
V.3.1 tapis de drainage :	127
V.3.2.1 Dimensionnement du drain tapis :	127
V.4: Clé d'étanchéité :	127

V.5 : Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation :	128
V.5.1 : Tracé de la ligne de saturation :	128
V.5.2 : Calcul du débit d'infiltration à travers la la digue (débit de fuite) :	130
V.6 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :	131
V.7 Volume des travaux.....	133

Chapitre VI : Etude du Stabilité

VI.1. Calcul de stabilité :	134
VI.1.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :	134
VI.1.2. Conséquences de l'instabilité des talus :	135
VI.1.3. Ordre de calcul (Méthode des tranches) :	135
VI.2.1. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :	137
1. Les forces stabilisatrices :	138
a) Force de frottement :	138
b) Force de cohésion :	138
2. Les forces déstabilisatrices (motrices):	138
VI.2.2. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents type de fonctionnement :	139
1. calcul de K_s : (coefficient de sécurité) :	139
a) avec effet de séisme :	139
b) Sans l'effet de séisme :	139
2. Calcul du K_s pour le cas de vidange rapide :	139
a) Avec effet de séisme :	139
b) Sans effet de séisme :	139
VI.3. Conclusion	141

Chapitre VII : Les ouvrages annexes

VII.1. Introduction:	142
VII.2. Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues :	142
VII.3. Dimensionnement hydraulique :	142
VII.3.1. Canal d'amenée :	143
VII.3.2. Déversoir :	143
VII.3.3. Chenal d'écoulement :	146
VII.3.4. Calcul du convergent :	147
VII.3.5. Le coursier :	147
01- Largeur du coursier :	147
02- Longueur du coursier :	147
03- La profondeur critique :	147
04- Pente critique :	148
05- Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :	148
VII.3.6. Dissipateur d'énergie :	150
VII.3.7. Canal de restitution :	152
VII.3.8. Hauteur des murs bajoyers :	153
VII.4. Ouvrage de vidange et de prise d'eau :	154
VII.4.1. La vidange de fond :	154
VII.4.1.1. Calcul hydraulique:	155
VII.4.2. Dimensionnement de la prise d'eau :	156
VII.5. Calculs des volumes de travaux :	157
VII.6. Conclusion :	157

Chapitre VIII : Organisation de chantier

VIII. Introduction:	158
VIII.1 .Organisation technique de préparation :	158
VIII .2 . Travaux de réalisation :	158
VIII. 2.1. Travaux de terrassements :	158
VIII. 2.2. Travaux d'excavations :	159
VIII.2.3. Travaux sur la digue :	159
VIII.2.4. Travaux secondaires :	160
VIII.3.Réalisation du barrage en terre :	160
VIII.3.1. Les moyens de chantier :	160
VIII.4. La succession des opérations de chantier :	161
VIII.5. Mode d'exécution des travaux :	163
VIII.5.1. Travaux préparatoires :	163
a) La préparation des terrains :	163
b)- L'implantation des ouvrages :	163
c)- Dérivation des eaux :	163
VIII.5.2. Exécution des ouvrages :	164
a) Les fouilles - tranchées d'ancrage :	164
b) Le remblai en terre compactée :	164
c) La confection des filtres et des drains :	164
d) Mise en œuvre de dispositifs d'étanchéité :	165
e) Protection des talus :	165
f) Compactage :	165
VIII.6. Le devis estimatif :	166
VIII.7. La planification des travaux :	167
VIII.7.1 Détermination des délais des travaux :	167
VIII.8. Détermination des chemins critiques :	169

Chapitre IX : Protection et sécurité de travail

IX. Introduction :	171
IX.1. Conditions dangereuses dans le chantier :	171
IX.2. Actions dangereuses :	171
IX.3. Mesures préventives :	172
IX.4. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation:	172
IX.5. Conclusion	174

Conclusion générale

La liste des tableaux

Tableau . II.1. Coefficients d'accélération du séisme :	9
Tableau . II.1. Teneur en eau naturelle :	12
Tableau. II.2. Limites d'ATTERBERG :	12
Tableau.II.3. Analyse granulométrique :	12
Tableau .II.4. Résultats de compactage (Essai du Proctor Normale OPN) :	13
Tableau. II.5. Résultats des essais de cisaillement à la boîte de CASAGRANDE (Essai UU) :	13
Tableau. II.6. Résultats des essais de compressibilité à l'oedomètre :	13
Tableau II.7. Caractéristiques géotechniques de la zone d'emprunt (Remblai) :	14
Tableau II.8. Caractéristiques géotechniques de la fondation du retenues :	15
Tableau : (III.1) : la répartition des surfaces en fonction des cotes :	24
Tableau :(III.2) : Résultats de calcul :	27
Tableau: (III.3) : Détermination des altitudes :	28
Tableau: (III.4) : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant :	32
Tableau (III.5) : caractéristique de la station :	33
Tableau (III.6) : Caractéristiques des stations météorologiques :	33
Tableau (III.7) : Températures moyennes à Tissemsilt :	33
Tableau (III.8) : Températures maximales et minimales à Tissemsilt :	34
Tableau (III.9) : Vitesse moyenne du vent en m/s :	36
Tableau (III.10) : Humidités moyennes mensuelle :	36
Tableau (III.11) : Durée d'ensoleillement moyenne mensuelle :	38
Tableau (III.12) : Nombre moyen de jours de grêle :	38
Tableau (III.13) : Nombre moyen de jours de gelée blanche :	39
Tableau (III.14) : Evaporation moyenne mensuelle :	39
Tableau (III.15) : caractéristique de la station :	41
Tableau (III.16) : Répartition mensuelle et annuelle des pluies – Station Souk El Had :	42
Tableau (III.17) : Caractéristiques de la série avec N=40ans :	46
Tableau (III.18) : Ajustement a la loi de GUMBEL :	47
Tableau (III.19) : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon GUMBEL :	48
Tableau(III.20) : Ajustement à la loi normale :	49
Tableau (III.21) : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon normale :	50
Tableau (III.22) Ajustement a la loi log normale :	51
Tableau (III.23): Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon Lognormale :	52
Tableau (III.24): pluies de courte durée (mm) et intensité de pluie(mm/h) :	54
Tableau(III.25) : récapitulatif des apports :	58
Tableau (III.26): récapitulatif des Cv :	60
Tableau (III.27): Apports fréquents :	60
Tableau (III.28): répartition mensuelle de la précipitation et de l'apport :	61
Tableau (III.29) : récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier :	62
Tableau (III.30) : Valeur de α en fonction de la fréquence :	62
Tableau(III.31): Valeur de γ en fonction de Caractéristique bassin versant :	63
Tableau (III.32): Récapitulatif des résultats de la formule de SOKOLOVSKY :	63
Tableau (III.33) Récapitulatif des résultats de la formule de D'ALEXEEV :	63
Tableau (II.34): Récapitulatif des résultats de la formule TURAZZA :	64
Tablea(III.35): Récapitulatif des résultats de la formule GIANDOTTI :	64
Tableau (III.36): Récapitulatif des résultats de débit de crue :	65
Tableau(III.37): Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue :	65
Tableau(III-38) :Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour :	67
Tableau (III.39) : surface et volume en fonction de l'altitude :	73
Tableau (III.40): La répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$:	75
Tableau(III.41) : Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation :	76
Tableau (III-42) : Calcul de volume utile sans tenir compte des pertes :	77
Tableau (III.43) : Régularisation saisonnière suivant la 1 ^{ère} consigne :	79
Tableau (III.44) : Régularisation saisonnière tenant compte les pertes :	80
Tableau (III.45) : Données initiales :	84
Tableau (III.46) : 1 ère étape de calcul :	84
Tableau (III.47) : 2 ème étape de calcul :	85

Tableau (III.48) : 3 ème étape de calcul.....	85
Tableau (III.49) : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.....	87
Tableau (III.50) donne les résultats du calcul.....	90
Tableau (III.51) : coût de la digue.....	90
Tableau (III.52) : coût de déversoir.....	91
Tableau (III.53) : coût de coursier.....	92
Tableau (III.54) : coût Totale du barrage.....	93
Tableau (III.55) : les caractéristique du barrage.....	95
Tableau (III.56) : Volumes et débit déversant.....	96
Tableau (III.57) : le laminage.....	98
Tableau:IV.01 : Détermination des pentes des talus :.....	107
Tableau IV.2: volume de recharge en Argile limoneuse.....	108
Tableau IV.3: Volume d'enrochement talus amont (e=0,4m).....	109
Tableau IV.4: Volume de gravier, talus amont (e=0,2m).....	109
Tableau IV.5: Volume de sable, talus amont (e=0,1m).....	110
Tableau IV.6 : Volume d'enrochement, talus aval (e=0,4m).....	110
Tableau IV.7: Volume d'enrochement.....	111
Tableau IV.8: Volume de gravier (e=0,2m).....	111
Tableau IV.9: Volume de sable (e=0,2m).....	111
Tableau IV.10: Volume de sable et de gravier du tapis drainant.....	112
Tableau IV.11: Volume de noyau.....	112
Tableau IV.12: Volume de la recharge (alluvions).....	112
Tableau IV.13: Volume du sable (e=0,2).....	113
Tableau IV.14: Volume du gravier (e=0,2).....	113
Tableau IV.15: Volume de la recharge (enrochement).....	114
Tableau IV.16: Volume du masque en béton (e=0,4).....	114
Tableau IV.17: Le coût des différentes variantes.....	115
Tableau (V.1) : Les fruits des talus en fonction du type du barrage :.....	118
Tableaux (V.2) : Les valeurs du coefficient C.....	121
Tableau (V.3) : Les coordonnées de la parabole de KOZENY.....	130
Tableau (V.4): Débit d'infiltration à travers la fondation.....	131
Tableau(V.5): Débit d'infiltration à travers la retenue.....	131
Tableau (V.6) : classification des barrages (V.volkov, 1986).....	131
Tableau (V.7): gradient hydraulique admissible (V.volkov, 1986).....	132
Tableau(V.8) : détermination du gradient critique d'infiltration pour le sol de fondation.....	132
Tableau (V.9) : Détermination de coefficient de sécurité.....	132
Tableau.(VI.1) : Coefficient de stabilité admissible des talus :.....	135
Tableau (VI.2) : les valeurs de K_1 et K_2	136
Tableau (VI.3) : Les caractéristiques géotechniques des sols.....	137
Tableau (VI.4) : Coefficient de sécurité pour les trois cas.....	140
Tableau (VII.1) : coordonnées de profil de Greaguer.....	144
Tableau (VII.2): Calcul de la ligne d'eau.....	148
Tableau (VII.3): Calcul de la ligne d'eau.....	149
Tableau (VIII.1) : Le devis estimatif et quantitatif.....	166
Tableau (VIII.2) : Symboles des opérations.....	167
Tableau (VIII.3) : Détermination des chemins critiques.....	169
Tableau (IX.1) : Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.....	173

la liste des figures

Figure N° I.1. Plan de situation.....	4
Figure N° II.1 : Carte géologique du site -1/50.000.....	6
Figure N° II.2 carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99.....	8
Figure N° III.1 Bassin versant avec courbes de niveaux.....	19
Figure N° III.2 Réseaux hydrographique.....	23
FIGURE N°:III.3: COURBE HYPSONOMETRIQUE DU BASSIN VERSANT.....	25
Figure N° :III.4 : Rectangle équivalent.....	26
Figure N° :III.5 : Répartition mensuelle de température.....	36
FIGURE N° :III.6 : REPARTITION MENSUELLE DE L'HUMIDITE.....	37
FIGURE N° :III.7 : REPARTITION MENSUELLE DE L'EVAPORATION.....	40
FIGURE N°:III.8 : REPARTITION MENSUELLE DES PRECIPITATIONS.....	44
Figure N° III.9 : Ajustement à la loi de GUMBEL.....	48
Figure N° III.10: Ajustement à la loi normale.....	50
Figure N° III.11: Ajustement à la loi log normale.....	52
Figure N° III.12 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	55
Figure N° III.13 : Courbe (intensité – durée – fréquence).....	55
FIGURE N°:III.14: HYDROGRAMME DES CRUES.....	68
Figure N°: III.15 courbe capacité hauteur.....	74
FIGURE N°:III.16 : $q=f(H)$	86
FIGURE N°:III.17 : $q=F(Vf)$	87
FIGURE N°:III.18 COURBE DE L'OPTIMISATION.....	94
FIGURE N°:III.19: courbe des débits déversant.....	97
FIGURE N°:III.20: Hydrogramme de débits entrant et sortant.....	101
Figure N° V.1: Schéma de ligne de saturation à travers le corps de la digue.....	129
FIGURE N°:VII.1. PROFILE DE GREAGER.....	145
Figure N° VII.2 : La ligne d'eau dans le coursier.....	150
Figure N° VIII.01 : Réseau nœuds.....	168

la liste des planches

- Planche N°01 : coupe type de la digue.
- Planche N°02 : plan d'aménagement.
 - : profil en long suivant l'axe de la digue.
- Planche N°03 : profil en long de l'évacuateur des crues.
 - : coupe en travers de l'évacuateur des crues
- Planche N°04 : coupe en travers de la digue.
- Planche N°05 : profil en long de l'ouvrage de vidange de fond et prise d'eau
- Planche N°06 : schémas de calcul stabilité.

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est une source rare et précieuse, indispensable pour tout développement que ce soit sur le plan économique ou social, elle est la source de la vie, sa demande est en croissance permanente

Cette perspective rentre aussi dans le cadre du développement agricole qui a été basé dans les années précédentes sur l'irrégularité des pluies et qui aujourd'hui demande la mobilisation des volumes d'eau en rapport avec les besoins des superficies irriguées à une échelle locale.

L'étude de faisabilité de la retenue collinaire sur oued Abd Allah aura à examiner la possibilité technique d'édifier une digue en fonction des conditions climatiques, topographiques, hydrologiques, géologiques et géotechniques existantes.

Outre le choix du type d'ouvrage et de son dimensionnement, des ouvrages annexes assureront un fonctionnement normal et une bonne sécurité de l'ouvrage.

CHAPITRE I :

ETUDE
TOPOGRAPHIQUE

I.INTRODUCTION:

Pour la réalisation d'un retenus collinaire, il est nécessaire avant tout de bien examiner les objectifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son implantation, en tenant compte sur la bonne connaissance des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

L'étude nous impose plusieurs variantes de choix des axes de l'implantation du barrage, qu'on devra choisir la meilleure solution de point de vue économique et technique.

I.1. Prospection et Choix du site :

Le choix de bassin versant est basé sur les conditions géologiques et hydrologiques et une surface suffisante qui autorise le remplissage de la retenue, et un volume d'eau stockée à la retenue suffisant pour les besoins demandés.

Ce site est Situé dans la wilaya de TISSIMSILT à une vingtaine (20) de kilomètres de la ville de TISSEMSILT et dans la commune de SIDI ABED.

Pour enfin ainsi dire, donner à la région les sources et les moyens indispensables de développement dans le domaine socio-économique, les responsables locaux ont pris la résolution de projeter une retenue collinaire afin de permettre une évolution dans les domaines de préoccupation de la population.

A- La visite sur le terrain nous a permis de faire les constatations suivantes :

- 1.** La possibilité de projeter une retenue collinaire sur au moins deux sites situé sur Oued Abd Allah et ces affluents.
- 2.** Présence d'une quantité suffisante de terres irrigables aux alentours des sites présumées.
- 3.** Les caractéristiques rurales de la population ainsi que leur activité essentielle.

B- Après avoir prospecter les lieux d'implantations en présence des responsables locaux, un site a été prédestiné pour avoir donner un aspect favorable d'une éventuelle projection d'une retenue collinaire.

I.2. Choix de l'axe du barrage :

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

La zone d'étude représentée du point de vue structurale est une région des haut plateaux faisant partie de l'ensemble des plateaux de Sétif, dominée principalement par des vallées et une série de collines et de croupes définie par des versants de pentes assez faibles.

Le relief est relativement de moyennes raideurs jusqu'à plats dans l'ensemble, les terrains en pente faible constituent la majorité des terres et apparaissent principalement au niveau du lit des oueds et affluents.

Les altitudes dans la région oscillent entre 850m NGA et 1140 m NGA avec une altitude moyenne d'environ 974 m NGA .

I.3. Situation géographique:

Ce site situé à environ 21 Km Nord-ouest de la ville de Tissemsilt sur Oued Abd Allah dans la commune de Sidi Abed et d'après la carte d'état major de AÏN DALIA, BOURBAKI, WALDECK-ROUSSEAU et VIALAR à l'échelle 150000, les coordonnées du centre d'étude sont :

X = 376,655 Km

Y = 3 948, 217 Km

Z = 850.00 m, NGA

I.4. Caractéristiques morphologiques :

La zone d'étude est comprise dans le domaine aride avec la présence des caractères climatiques continentaux.

Ce domaine est caractérisé par une pluviométrie moyennement importante qui peut atteindre en moyenne 359 mm/an.

Le bassin versant est en majeure partie couvert de végétation; une grande partie de ce bassin constituant les zones montagneuses.



Figure I.1. Plan de situation.

I.5. Conclusion :

D'après la morphologie du site et les paramètres topographique, oued Abd Allah peut dans son lit contenir un ouvrage de retenue collinaire.

.....Etude de faisabilité de la retenue collinaire sur l'oued Abd Allah.....

CHAPITRE II :

**ETUDE
GEOLOGIQUE
ET
GEOTECHNIQUE**

II.1. Introduction :

La faisabilité d'une retenue est basée sur la nature géologique de son axe et de sa cuvette. Ce site doit être géologiquement acceptable c'est-à-dire qu'il doit assurer une bonne assise de la digue et pouvoir fournir les matériaux nécessaires pour sa construction.

La cuvette doit être étanche et les berges de la retenue stables.

Le sol de fondation doit présenter de bonnes caractéristiques mécaniques tels que :

- Faible compressibilité, sol imperméable, degré d'altération.
- Grande résistance à l'écrasement.

Par conséquent les matériaux de construction ne doivent pas être riches en argile (bonne imperméabilité). Ils doivent être plastiques et possèdent une faible résistance au cisaillement à l'état humide et il serait souhaitable d'utiliser un matériau à granulométrie étendue continue

II.2.Situation géographique :

Le site de la présente retenue collinaire est situé à environ quelques kilomètres nord-est de chef lieu de la commune de Sidi Abed .plus exactement à l'endroit dit Ouled Abd Allah.

L'accès est très facile et y est assuré par route communale goudronnée avant d'emprunter une piste menant à des habitations dispersées et passant par le versant droit de la vallée de cette retenue collinaire sur l'oued Abd Allah.

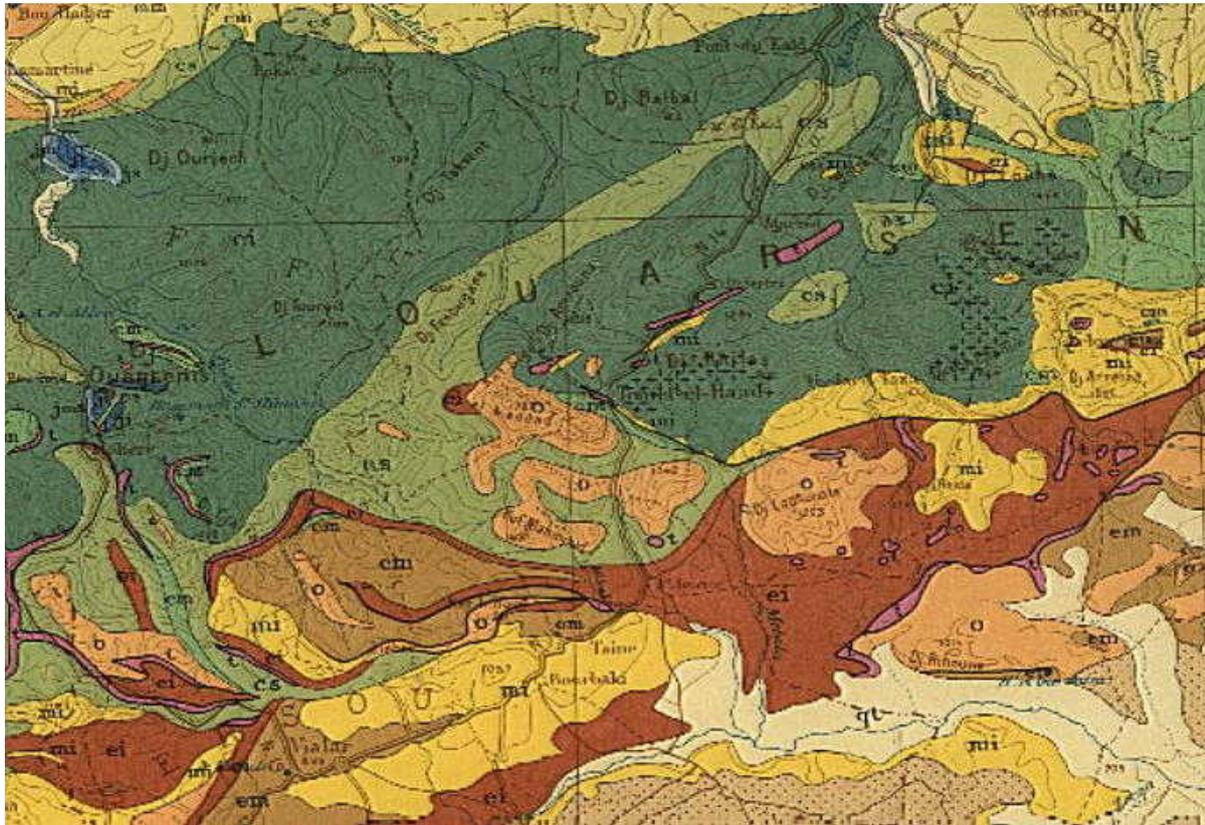
L'axe de la retenue caractérisé selon la carte d'états major de AÏN DALIA, BOURBAKI, WALDECK-ROUSSEAU et VIALAR à l'échelle 150000 par les coordonnées :

$$X = 376,655 \text{ Km}$$

$$Y = 3\,948,217 \text{ Km}$$

$$Z = 850.00 \text{ m, NGA}$$

Figure N° II.1 : Carte géologique du site -1/50.000



LEGENDE :

A	Alluvions récentes et actuelles de fond de la vallées : graviers, Cailloux, sable, avec peu argiles limons Terres arables, formation de pente, alluvions anciennes et quaternaire
O	indéterminé
e ⁶⁻⁷	Eocène moyen et supérieure : marne noires , brunes et grises à bancs et Boules jaunes.
e ⁴⁻⁵	Y présien-Lutétien inférieur : calcaire massifs bitumineux blancs à Cassure noire et silex noirs
e ²⁻³	Paléocène : marnes noires ou brunes au sommet des alternances de marnes grises et des marno –calcaires en petits bancs
e ¹	Danien : marnes noires et calcaires gris marneux à patine orangée
c ⁶	Maestrichtien marneux noir à boules jaunes

II.3. Géologie du site :

L'ensemble du site est constitué de marnes grises légèrement schisteuses et résistantes, visible dans un talweg juste à l'aval de l'axe

Celles-ci sont recouvertes par le produit d'altération constituant un mince tapis colluviale recouvrant l'ensemble du site et de la cuvette.

En fond d'oued des terrasses alluviales limoneux argileuses tapissent les rives et se biseautent vers les ruptures de pentes .elles peuvent atteindre des épaisseurs allant jusqu'à 3m environ.

Le lit actuel de l'oued d'une largeur relativement réduite est occupé par des alluvions sablo-gravélleuses parfois caillouteuses à la base ; leur épaisseurs pouvant atteindre 2.5m (p3) ,

Cependant, à l'aval du site on observe déjà des affleurements de marnes dans le lit de l'oued.

Ceci dénote une différence de résistance dans le massif marneux ou les bancs résistante ressortent sous forme de seuil tandis que les bancs tondre sont sur creusés

Quatre puits et trois tranchées ont été réalisés aussi bien. Dans l'axe de la digue que dans les zones d'emprunts.

Les tranchées et le puits effectués sur le site nous ont donnée l'épaisseur de la marne altérée pouvant atteindre 2m par endroit et quelques mètres plus loin se réduire à moins d'un mètre, ceci est sûrement due à l 'hétérogénéités en terme de résistance des bancs de marnes (tr1-tr2-tr3)

La stabilité ainsi que l'étanchéité du massif sont totalement garantie.

Cependant il y a aura lieu d'éliminer au moins sous l'emprise de la clé d'ancrage toutes les formations alluviales et colluviales.

II.4. Géologie de la cuvette :

La cuvette dans sa totalité se retrouve dans un massif marneux recouvert d'alluvions fines des terrasses et de colluvions sur les pentes cette succession de matériaux lui assure une parfaite étanchait.

Les pentes relativement douces lui assurent par ailleurs une stabilité suffisante ; aucune manifestation d'instabilité aussi petite soit elle n'a été observée

II.5 Tectonique et sismicité :

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaine et eurasienne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques).

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaine et eurasienne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques).

Le coefficient d'accélération de zone noté « A » est donné par R.P.A 99 en fonction de groupe d'usage de l'ouvrage et y est déterminé par la méthode de Messieurs SHAH et AL en 1975 ; c'est une méthode probablement basée sur des cartes d'iso-accélération déduites de la sismicité historique de l'Algérie.

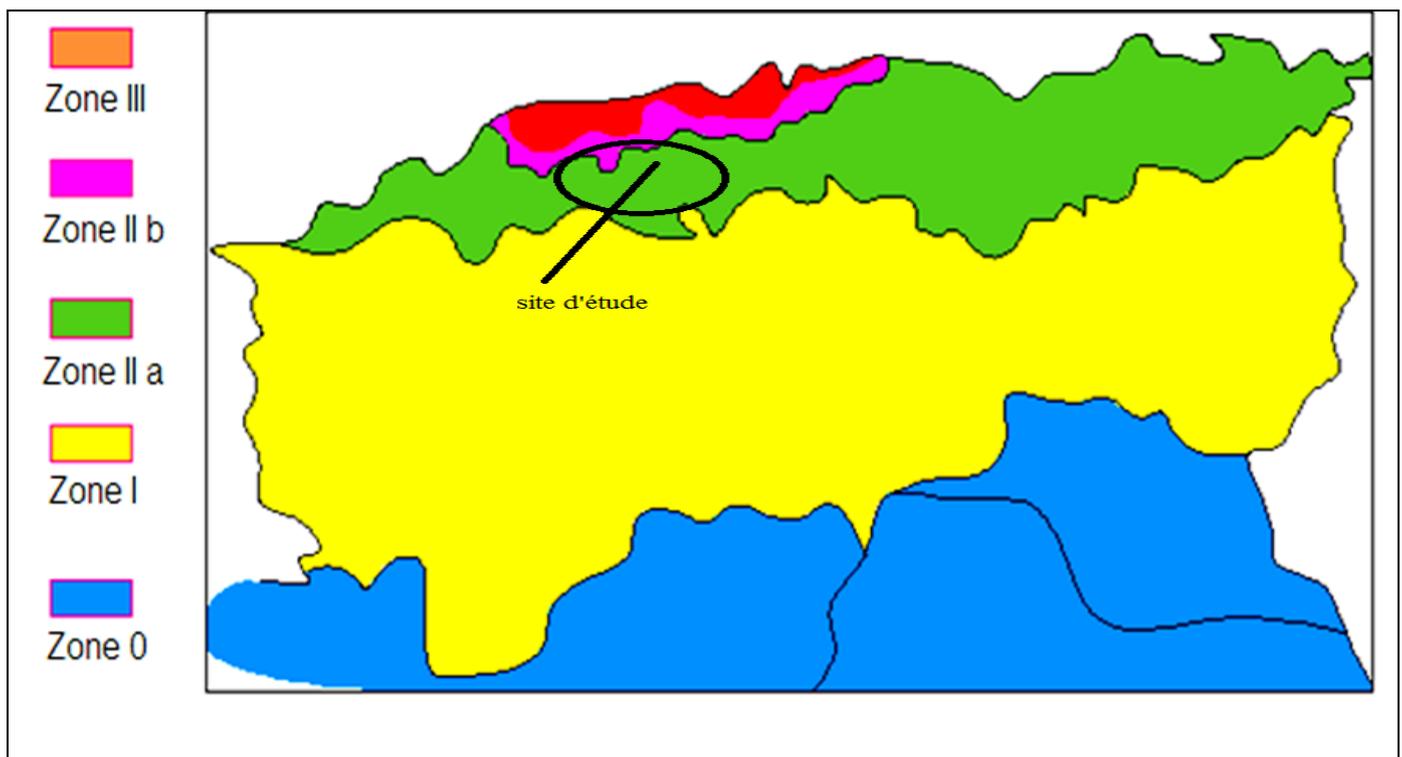


Figure N°II.2 : carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99.

Le tableau suivant représente les coefficients d'accélération du séisme selon la zone qu'on doit utiliser dans les différents calculs de toutes sortes d'ouvrages:

Tableau N° II.1 : Coefficients d'accélération du séisme.

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance.
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

II.6. Matériaux de construction :

La recherche des matériaux de construction à été faites avec le souci de satisfaire les besoins d'un ouvrage du type souple autant que possible homogène réalise avec les matériaux locaux.

C'est ainsi que la plat forme située à l'amont presque en queue de cuvette à la confluence de oued à été étudié. Celle-ci est située à environ 500m à l'amont du site.

Quatre puits ont été foncés aussi bien dans cette plateforme que dans les terrasses avales ;les échantillons récupérés ont été soumise à des essais physique et mécanique qui sont analysées plus loin.

II.6.1. La terrasse amont :

Cette terrasse située à 500m environ à l'amont de l'axe à la confluence de l'oued est d'accès aisé soit à partir du site à l'aide d'une piste qu'il faudra créer le long de l'oued soit à partir de la route le biais d'une piste déjà existante .Elle s'étend sur environ 200m longueur et 70 m de large.

Elle est constituée de limons argileux d'une épaisseur supérieure à 4 m recouvert par une légère couche de terre végétale.

Les deux puit P1 ; P2 réalisées sur cette zone rentrent directement dans ces limons argileux sans rencontrer de nappe.

II.6.2. Les terrasses intermédiaires :

Ces terrasses de faible extension située de part et d'autre de l'oued peuvent être utilisées.

On constate qu'après le niveau de terre végétale de 0.3m environ

Le puits P3 révèle une succession identique à celle des matériaux ci-dessus avec cependant des intercalations de matériaux graveleux.

Leur caractéristique physique et mécaniques sont sensiblement les mêmes que les matériaux de la terrasse amont.

Quelques essais ont été effectués sur les matériaux prélevés dans les tranchées pour étudier la possibilité de leur utilisation

II.6.3. Alluvions actuelles de l’oued :

Les alluvions qui tapissent le lit actuel de l’oued Abd Allah sont de nature franchement caillouteuse avec (69%) d’éléments caillouteux et (9%) de fines leur faible extension ainsi que leur nature schisteuse de leurs faibles intérêts.

En conclusion on peu dire que les matériaux type limons argileux sont largement disponibles pour réaliser une digue homogène.

Par contre les filtres devront obligatoirement être ramenés de l’oued qui est à proximité.

II.7. Reconnaissance des sols (Essais in situ) :

II.7.1. Organisation des essais in situ :

La reconnaissance géotechnique réalisée sur la zone d’emprunt a été faite par un rétro chargeur, trois puits dans la cuvette du barrage sur la partie nord (P₁, P₂, P₄) et trois tranche (Tr1 et Tr2 et TR3) et un puit (P3) suivant l’axe du retenues.

II.7.2. Interprétation des résultats des essais in situ :

II.7.2.1. Interprétation de la coupe géologique réalisée sur l’axe de la digue :

Les travaux de terrain ont montré que la marne schisteuse grise indurée (substratum) affleure le long du lit de l’Oued surmontée de part et d’autre par les formations de pente. Donc la marne est le sol qui devra supporter le corps du remblai de la digue.

II.7.2.2. Interprétation des résultats des essais in situ réalisés sur le gîte d’emprunt :

Les trois puits de reconnaissance réalisés sur le versant de la cuvette de la retenue (zone d’emprunt) sont destinés à mettre en évidence les réserves et la qualité des matériaux argileux nécessaires à la construction de la digue.

* P1 :

0,00 – 0,30 m : Terre végétale.

0,30 – 1,50 m : argile limoneuse

1,50 – 2,50 m : argile limoneuse jaunâtre

* P2 :

0,80 – 1,20 m : Argile noirâtre graveleuse.

* ZE3 :

0,00 – 0,50 m : Terre végétale.

0,50 – 3 m : argile limoneuse noire Plastique plus limoneuse a base

Les puits de reconnaissance réalisés sur le gîte d'emprunt ont montré l'existence d'une couche d'argile d'une épaisseur importante.

II.8. Essais de laboratoire :

II.8.1. Programme des essais de laboratoire :

Compte tenu de la nature des sols rencontrés et de l'état des échantillons prélevés, des essais de laboratoire ont été programmés pour déterminer leurs caractéristiques géotechniques, suivantes :

A) Essais physiques :

- Teneur en eau w en %.
- Analyse granulométrique.
- Limites d'ATTERBERG.

B) Essai Proctor Normal :

- γ_d opn.
- w opn.

C) Essais mécaniques :

- Essai de cisaillement à la boîte de CASAGRANDE (Essais UU).
- Détermination de la cohésion interne apparente du sol (C_u en bars).
- Détermination de l'angle de frottement interne apparent (ϕ°).

D) Essai de compressibilité à l'oedomètre.

- Détermination de la pression de consolidation (P_c en bars).
- Détermination du coefficient de compressibilité (C_c).
- Détermination du coefficient de gonflement (C_g).
- Mesure du coefficient de perméabilité K (Cm/s)
- Analyse chimique :
 - Détermination de la teneur en carbonates
 - Détermination de la teneur en sulfates.
 - Détermination de la teneur en insolubles

II.8.2. Interprétation des résultats des essais en laboratoire :

II.8.2.1. Résultats des essais physiques :

Tableau . II.2. Teneur en eau naturelle :

N° du puit	Profondeur (m)	γ_h (t/m^3)	w_n (%)	S_r (%)
P₁	1,00	1,78	15.19	74
P₂	1,00/1,50	1,77	13.25	73
P₄	2,00	1,79	18.17	77

Le sol est humide.

Tableau. II.3. Limites d'ATTERBERG :

N° du puit	Profondeur (m)	W_l	W_p	I_p	I_c
P₁	1,00	41	24.06	19	1.12
P₂	1,00/1,50	37.4	34.15	18	1.27
P₄	2,00	40.5	21.57	20	1.49

W_l : Limite de liquidité.

W_p : Limite de plasticité.

I_p : Indice de plasticité.

I_c : Indice de consistance.

D'après la classification donnée par le diagramme de CASAGRANDE, le sol est une argile moyenne plastique.

Tableau.II.4. Analyse granulométrique :

N° du puit	Profondeur (m)	Fraction < 2 mm %	Fraction < 80 μ %
P₁	1,00	100	76
P₂	1,00/1,50	82	70
P₄	2,00	62	59

D'après le triangle d'identification, il s'agit d'une argile fine.

Commentaire :

Les essais physiques montrent que le sol est humide de moyenne plasticité moyenne compressibilité et mise en place relativement aisée.

II.8.2.2- Résultats des essais mécaniques :

Tableau .II.5. Résultats de compactage (Essai du Proctor Normale OPN) :

N° du puit	Profondeur (m)	Densité sèche optimale	Teneur en eau optimale %
P₁	1,50	1,73	14
P₂	1,00/2.50	1,78	15
P₄	2,00	1,73	14

Tableau. II.6. Résultats des essais de cisaillement à la boîte de CASAGRANDE (Essai UU) :

N° du puit	Profondeur (m)	Cohésion interne apparente du sol (C_u en bars)	L'angle de frottement interne apparent φ°
P₄	2,00	0,41	25

Tableau. II.7. Résultats des essais de compressibilité à l'oedomètre :

N° du puit	Profondeur (m)	P_c (bars)	C_c	C_g
P₄	2,00	1,10	0,15	0,03

P_c : Pression de consolidation en bars.

C_c : Coefficient de compressibilité.

C_g : Coefficient de gonflement.

Tableau II.8. Caractéristiques géotechniques de la zone d'emprunt (Remblai)

N° Puits		P1	P2	P4
Profondeur [m]		1,5	1,0 – 2,5	2,0
Teneur en eau naturelle	W _n [%]	14	15	14
Densité sèche	γ _d [t/m ³]	1,73	1,78	1,73
Degré de saturation	Sr [%]	74	73	77
Granulométrie en % du tamisât	2 mm	100	82	62
	80 μ	76	70	59
	20 μ	66,0	64,0	50,0
	2 μ	56,0	49,0	44,0
Limites d'ATTERBERG	W _l [%]	77,0	65,0	51,50
	W _p [%]	36,32	34,15	24,14
	I _p	40,50	30,85	27,36
Compressibilité à l'oedomètre	P _C [bars]	1.25	1,10	0.975
	C _C	0.257	0,369	0.238
	C _g	0.053	0,086	0.072
Cisaillement rectiligne	C _{uu} [bars]	0,52	0,44	0,49
	φ _{uu} [°]	17.40	15,70	20
Proctor	W _{opn} [%]	28,0	30,0	17,20
	γ _{opn} [t/m ³]	1,46	1,43	1,73
Analyses chimiques	Insolubles	61,30	73,30	67,20
	CaCO ₃	33,80	9,60	27,90
	SO ₄ ²⁻	Traces	0,17	Traces
Perméabilité [m/s]	K	0.00001 à 0.05 10 ⁻⁶	0.00001 à 0.05 10 ⁻⁶	0.00001 à 0.06 10 ⁻⁶

Tableau II.9. Caractéristiques géotechniques de la fondation du retenues

N° TRNCHE	Sol de fondation	
	TR ₁	TR ₂
Profondeur [m]	1 2	1 2
Nature sol	Argiles marneuses altérée	Argiles marneuses
Teneur en eau naturelle [%]	12	12
Densité sèche (γ_d) [t/m³]	1.60	1.70
Densité humide (γ_h) [t/m³]	1.78	1.80
Teneur en eau de saturation [%]	20	21
Densité saturée (γ_{sat}) [%]	1.92	2.00
Degré de saturation (Sr) [%]	66.42	63.25
Granulométrie	-	-
< à 0.02 mm	58%	62%
Entre 0.02 mm et 2 mm	43%	38%
≥2mm	0.00%	0.00%
Perméabilité K [m/s]	0.00001 à 0.05 10 ⁻⁶	0.00001 à 0.05 10 ⁻⁶
Cohésion (C_{uu}) [bars]	0.49	0.56
Angle de frottement interne (ϕ_{uu}) [°]	30	28
Pc [bars]	1	0.970
Cc	0.240	0.283
Cg	0.043	0.027
Sulfates	Traces	Traces
Chlorures	0.14	Traces
Matières organiques	0.20	0.67

II.9. Conclusion :

Les matériaux argileux colluvionnaires nécessaires à l'étanchéité et la recharge de la digue, seront exploitées de la zone d'emprunt située dans la cuvette et ses alentours.

Après l'analyse de toutes les données géotechnique de terrain et de laboratoire, effectuées sur les différents faciès évoqués ci-dessus ,que ce soit au droit du site de la retenue collinaire Oued Abd Allah.

(Assise de la fondation de la digue et ses ouvrages annexes) ou au niveau de la cuvette et ses proximités (zones d'emprunt pour la construction du barrage collinaire) : on peut faire les conclusions et les recommandations suivant :

L'étanchéité de l'assiette de la retenue collinaire est assurée par les argiles et la marne pratiquement imperméable.

Les deux parements amont et aval de la digue seront fondés au fond de la vallée dans les argiles brunes colluvionnaires et les alluvions récentes et actuelles après décapage de la couche végétale et dans le substratum marneux après décapage de sa surface altérée.

Le site d'étude est favorable pour la construction de ce retenue collinaire.

CHAPITRE III :

ETUDE

HYDROLOGIQUE

III. Introduction:

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique révèle une importance considérable, Le but est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'Oued Abd Allah tels que la détermination des conditions actuelles qui caractérisent la zone de l'aménagement, à savoir calculer les caractéristiques morphologiques, les données climatologiques et pluviométriques, de déterminer l'apport liquide moyen annuel ainsi que les apports de différentes fréquences. Egalement seront déterminés les débits maximums et les apports solides. Cela constituera la première partie de ce chapitre.

Le deuxième concernera l'étude de la régularisation et enfin l'étude du laminage de crues.

Toutes ces caractéristiques sont nécessaires au dimensionnement de la retenue et de ses ouvrages annexes tel le déversoir et la vidange de fond.

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-geographiques (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'Etat Major AIN DALIA BOURBAKI à l'échelle 1/50000.

III.1.2.1 Caractéristiques géographiques du bassin versant :

Le zone d'étude se situe principalement dans les hautes plaines de la wilaya de Tissemsilt, Le site de la retenue projetée sur l'**Oued Abd Allah** au Nord du chef lieu de Wilaya Tissemsilt .

L'oued principal étant l'**Oued Abd Allah** proprement dit. Il reçoit sur son parcours plusieurs affluents. L'écoulement principal se fait de l'Est vers l'Ouest.

Les coordonnées de ce site sont les suivantes :

.....Etude de faisabilité de la retenue collinaire sur l'oued Abd Allah.....

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

Cartes d'Etat major : AIN DALIA BOURBAKI (FEUILLE N°160_B9-C13)

Echelle : 1 : 50 000

Coordonnées du site (en UTM)

$$X = 376,655 \text{ Km}$$

$$Y = 3\,948,217 \text{ Km}$$

$$Z = 850.00 \text{ m, NGA}$$

III.1.2.2 _Caractéristiques physiques du bassin versant :

A) Les caractéristiques géométriques :

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 Ain Dalia à l'échelle 1/50.000, la surface du bassin est:

$$S = 5.43 \text{ km}^2$$

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

$$P = 9.95 \text{ km}$$

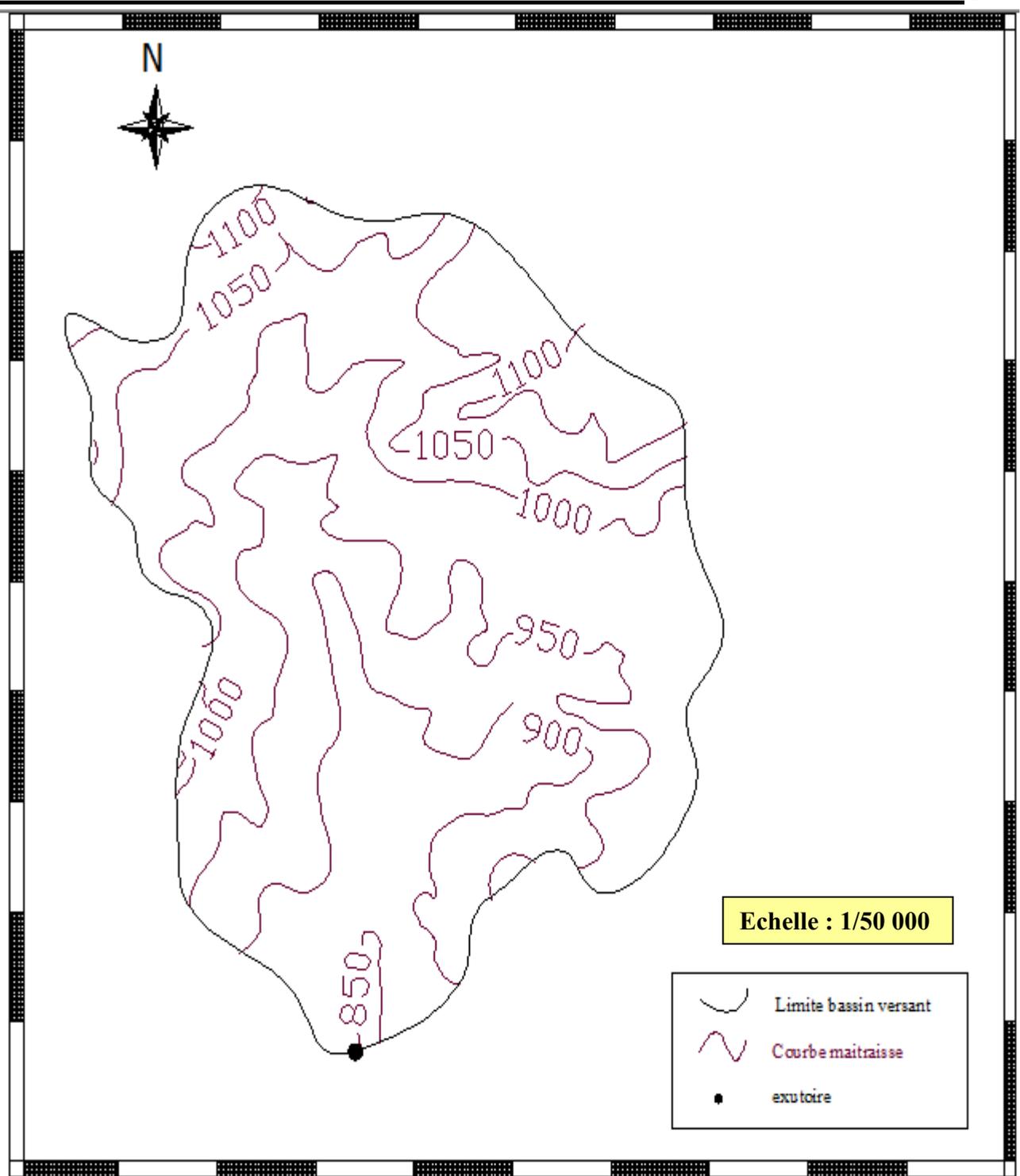


FIGURE N°III.1 BASSIN VERSANT AVEC COURBES DE NIVEAUX

B) Caractéristiques hydro morphologiques :

1. Indice de compacité de Gravelius K_C :

C'est le rapport du périmètre du bassin sur la circonférence du cercle de rayon R ayant la même superficie S que le bassin, cet indice exprime la forme du bassin versant, il est en fonction de la surface du bassin et de son périmètre.

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

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

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

AN : **K_C = 1.19**

Si K_C = 1 => bassin ramassé

Si K_C > 1 => bassin allongé

Le K_C est très proche de 1 alors il s'agit d'un bassin ramassé.

2. Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation :

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

P : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant.

AN : **K_p = 18.23**

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 points 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^{ème} 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 =3.40**

et

l =1.60

C) Caractéristiques de Couvert végétal :

Dans la région de Sidi Abed, le couvert végétal est lié aux principaux paramètres naturels qui sont : le relief, la géologie du terrain, le climat et le facteur humain.

Dans les hautes montagnes, le couvert végétale se trouve sous forme de forêts dégradées relativement discontinues, représentée par l'espèce la plus fréquente : le chêne vert.

Ces forêts sont caractérisées par la présence de quelques parcelles de végétation clairsemée et parfois nues, ce qui a engendré des ruissellements importants pendant les pluies torrentielles favorisant ainsi l'érosion et la destruction des sols.

En dehors de ces reliefs, la végétation arborescente est limitée à quelques lambeaux dans les versants sous forme d'espèces boisées notamment dans les rives des principaux oueds, par contre

dans les terrains non agricoles règnent les herbacées naturelles où se manifeste le phénomène d'érosion hydrique intense.

D) Caractéristiques hydrographiques :

La région se présente généralement comme une région au relief ondulé et aux pentes relativement faible sur le versant Nord et assez pentu sur le versant sud. La plus grande partie du bassin versant de l'oued Abd Allah se situe entre 800 et 1100 m.

Le territoire de la zone d'étude est situé dans une région bioclimatique sub-humide caractérisée par une pluviométrie pouvant atteindre les 592 mm/an.

Eu égard à l'absence de cuvettes naturelles et aux caractéristiques hydrologiques défavorables du sol, les apports en eaux pluviales ne peuvent être exploités en totalité.

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 Abd Allah proprement dit. Il reçoit sur son parcours plusieurs affluents. L'écoulement principal se fait de l'Est vers l'Ouest.

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

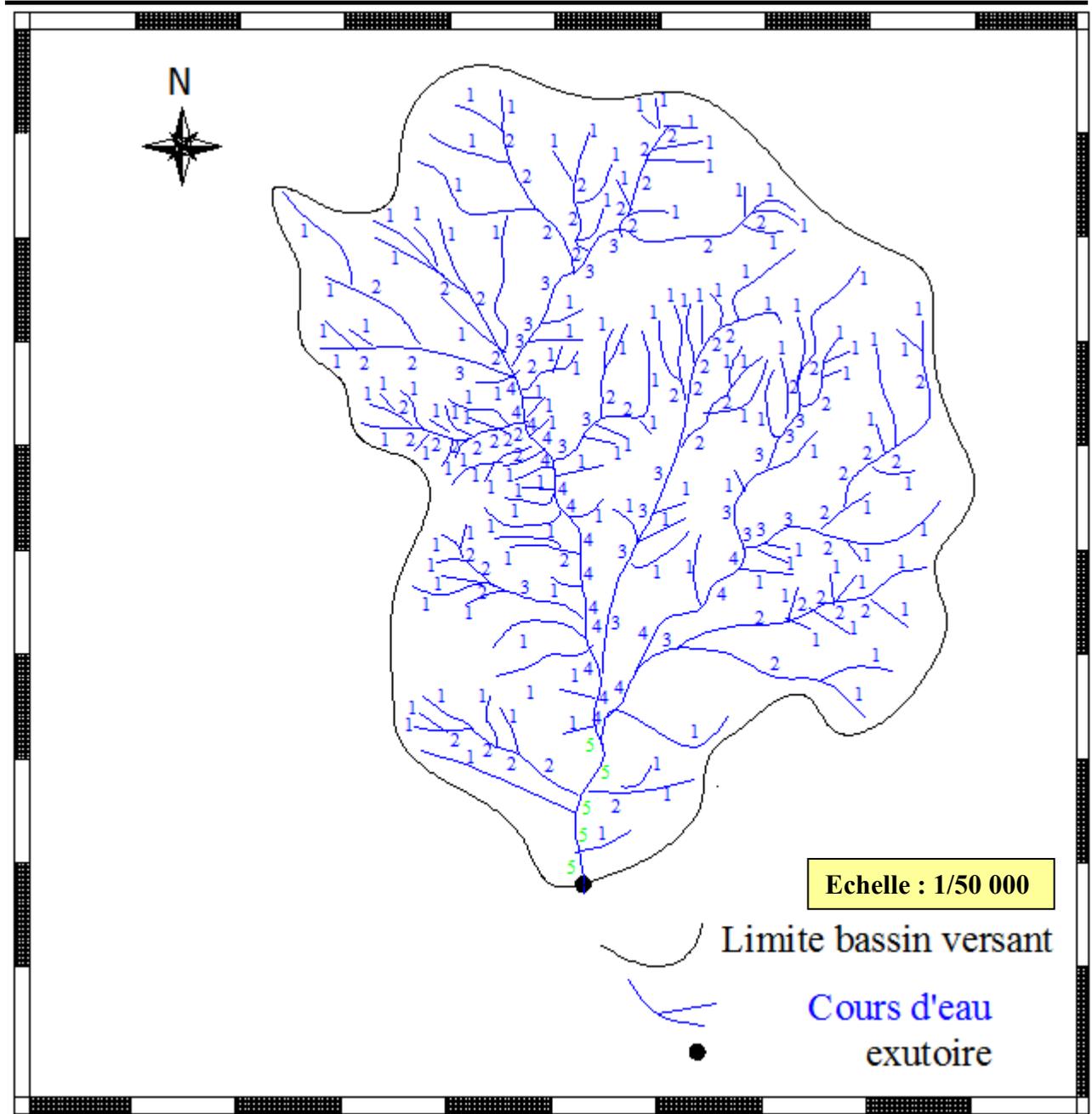


FIGURE N°III.2 RESEAUX HYDROGRAPHIQUE

1. Paramètres du relief:

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

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

1. Courbe hypsométrique :

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

Le tableau (III.1) donne la répartition des surfaces en fonction des cotes.

Tableau (III.1) : la répartition des surfaces en fonction des cotes

Altitude (H)	Altitude moyenne	Surfaces partielles (S)	Surfaces partielles (S)	Surfaces cumulées	Surfaces cumulées
(m)	(m)	(km ²)	(%)	(km ²)	(%)
1140-1100	1120	0.195	3.59	0.195	3,59
1100-1050	1075	0.716	13.19	0.911	16,78
1050-1000	1025	0.876	16.13	1.787	32,91
1000-950	975	1.566	28.84	3.353	61,75
950-900	925	1.197	22.04	4.55	83,79
900-850	875	0.880	16.21	5.43	100

La courbe hypsométrique est représentée par la Fig. (III.3).

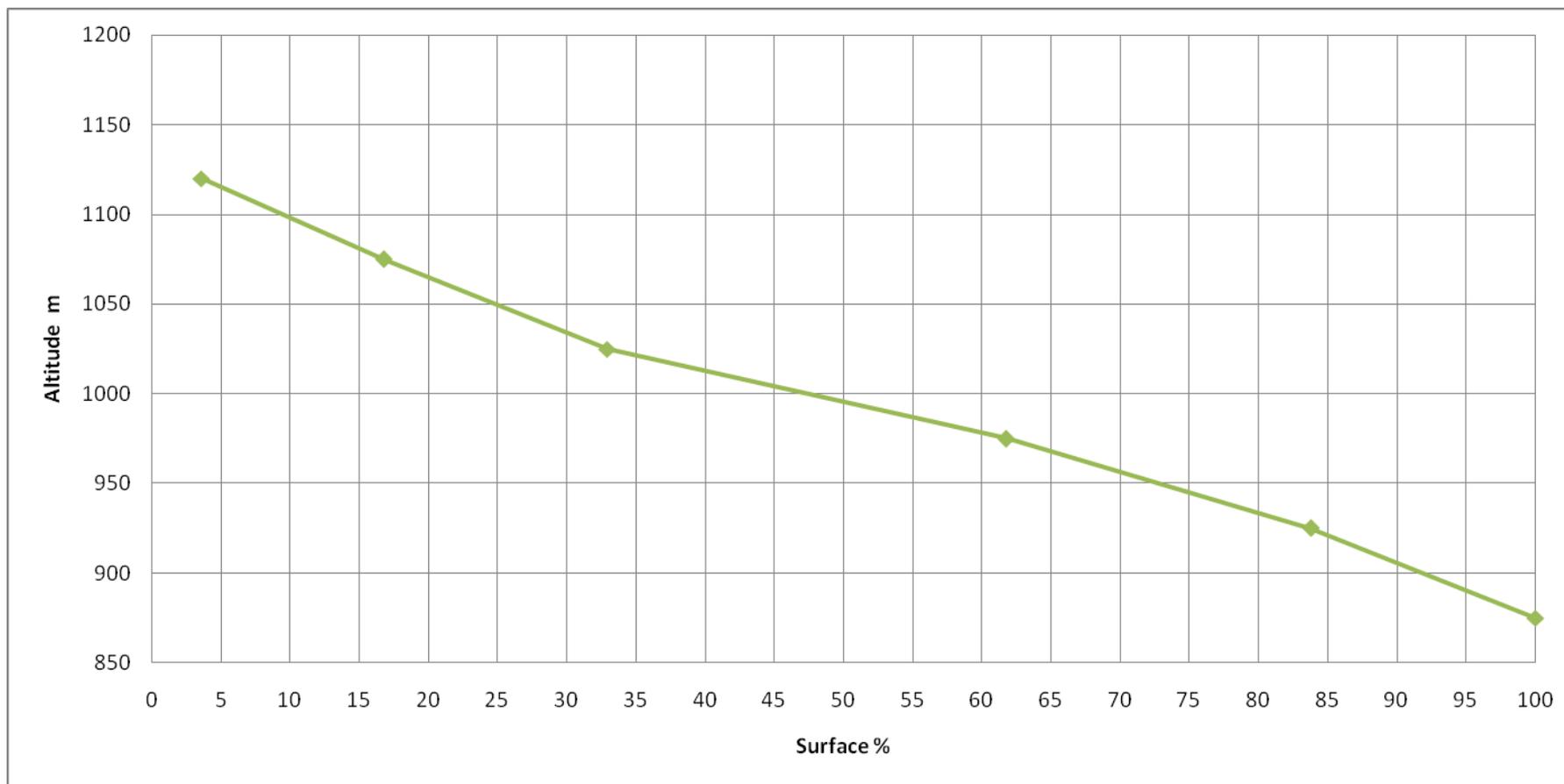


FIGURE N°:III.3:COURBE HYSOMETRIQUE DU BASSIN VERSANT

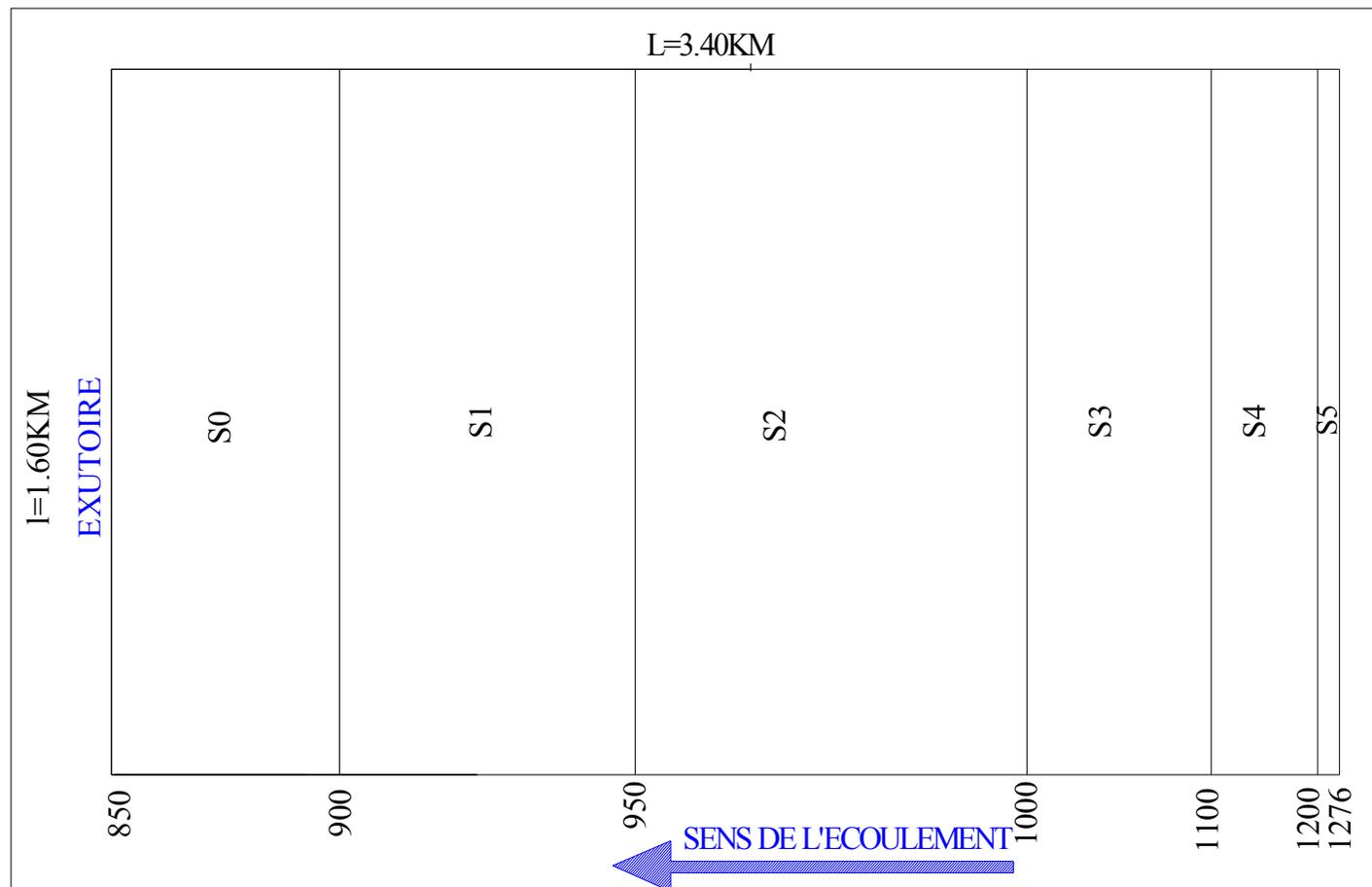


FIGURE N° III.4: RECTANGLE EQUIVALANT

2. Altitude moyenne du bassin versant :

Celle-ci est donnée par deux procédés :

Celle-ci est donnée par deux procédés :

1) Altitude médiane :

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

$$H_{50\%} = 996 \text{ m.}$$

2) 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_{moy} : altitude moyenne du bassin [m] ;
- S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km²] ;
- H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;
- S : superficie totale du bassin versant [km²].

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 :(III.2) : Résultats de calcul

Altitude (m)	H_i [m]	S_i [Km ²]	$S_i \cdot H_i$ [Km ² .m]
850 à 900	875	0.880	770
900 à 950	925	1.197	1107.23
950 à 1000	975	1.566	1526.85
1000 à 1050	1025	0.876	897.90
1050 à 1100	1075	0.716	769.70
1100 à 1140	1120	0.195	218.40

AN: Hmoy=974m

Tableau (III.3) Détermination des altitudes :

Altitude	Valeur (m.NGA)
H_{moyenne}	974
H_{médiane}	996
H₉₅	915.5
H₅	1113.5
H_{max}	1140
H_{min}	850

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.

1. indices de pente :

Indice de pente de Roche I_p :

I_p 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)

Si : Surface partielle correspondante (%).

AN :

I_p=20.94km/m

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

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots(III.10)$$

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

On prend :

$D = H_5 - H_{95}$ pour notre bassin versant, on a donc

$$D = 1113.5 - 915.5 = 198 \text{ m avec ;}$$

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

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

AN : $I_g = 58.24 \text{ m/km} \Rightarrow I_g = 0.58 \%$

Indice de pente moyenne du bassin versant I_m :

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

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

AN : $I_m = 124.45 \text{ m/km}$

Conclusion:

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

D. Caractéristiques physiographiques :

1) Densité de drainage Dd :

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

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

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 53 Km.

S : Superficie du bassin versant en (Km^2).

AN : **$D_d = 9.76 \text{ km/km}^2$**

2) Densité du thalweg élémentaire:

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

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1=131$

S : Superficie du bassin versant.

AN : **$F_1 = 24.13 \text{ thalweg/km}^2$**

3) Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant :

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

AN: **$C_t = 235.46 \text{ Km}^{-3}$**

D'après les résultats obtenus ci-dessus, Il apparaît clairement que le chevelu hydrographique est assez développé, cela est attribué vraisemblablement aux fortes pentes des versants.

4) Temps de concentration du bassin versant t_c :

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

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

Avec :

S : surface du bassin versant (Km^2) ;

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

T_c : temps de concentrations exprimé en heure

H_{moy} : altitude moyenne (m) ;

H_{min} : altitude minimale (m) ;

AN : $t_c=1.16$ heures

5) Vitesse de concentration :

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 :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (III.16)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

AN : $V_r = 0.56$ Km/h

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

Tableau (III.4) : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	5.43
Périmètre		P	km	9.95
Longueur du thalweg principal		L	km	0.65
Indice de compacité		K _C		1.19
Coefficient d'allongement		K _P		18.23
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	3.40
	largeur	l _r	Km	1.60
Altitudes	maximale	H _{max}	m. NGA	1140
	moyenne	H _{moy}	m. NGA	974
	médiane	H _{med}	m. NGA	996
	minimale	H _{min}	m. NGA	850
Indice de pente de Roche		I _p	m/Km	20.94
Indice de pente globale		I _g	m/Km	58.24
Indice de pente moyenne		I _m	m/Km	124.45
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	9.76
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	235.46
Temps de concentration		T _c	h	1.16
Vitesse de concentration		V _c	Km/h	0.56

III.1.3. Caractéristiques climatiques du bassin versant :

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

Compte tenu du manque de stations climatologiques dans la zone du projet, on a eu recours aux observations faites à la station de Sétif qui se trouve à l'est de la zone d'étude.

Tableau (III.5) : caractéristique de la station

Nom de la station	Latitude	Longitude	Altitude	Période observation
SOUK EL HAD	36.18 N	05.25 E	1033.00 m	1981- 1996

L'identification des caractéristiques climatiques est basée sur l'analyse du document de l'ANRH. Malgré l'importance des paramètres climatiques dans l'étude du milieu naturel, le périmètre d'étude a été doté d'une station météorologique installée à souk el had et dans le but de donner une précision plus exacte du phénomène hydrologique, l'analyse prend comme référence les données enregistrées de la station météorologique de Ain Dalia.

Le choix de cette station de référence prend en compte les critères des mêmes caractéristiques du site et l'appartenance géographique et bioclimatique.

Tableau (III.6) : Caractéristiques des stations météorologiques :

Stations	Codes	Abscisses X	Ordonnées Y	Altitudes Z(m)	b	Cv	Périodes (Année)
SOUK EL AHD	012304	395,85	272,70	550	0,35	0,48	50

III.1.3.1. Température de l'air :

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 (III.7) sont portées les températures moyennes annuelles à Tissemsilt pour une période de 15 années.

Tableau (III.7) : Températures moyennes à Tissemsilt

Mois	Jan	Fev	Ma	Avr	Mai	Juin	Jui	Aou	Se	Oct	Nov	Des	Moy
T ⁰ C Tissemsilt	5,75	6,45	8,7	11,15	15,6	20,45	25,3	25,3	21	15,05	9,90	6,00	14,25

(Source : ONM Office Nationale de Météorologie)

Les températures minimales et maximales mensuelles sont indiquées dans le Tableau (III.8)

Tableau (III.8) : Températures maximales et minimales à Tissemsilt

Mois	Jan	Fev	Ma	Avr	Mai	Juin	Jui	Aou	Se	Oct	Nov	Des	Moy
T_{\min} °C	0,7	1,3	3,1	4,8	8,7	12,7	16,2	16,6	13,8	8,9	4,9	1,4	7,8
T_{\max} °C	10,8	11,6	14,3	17,5	22,5	28,2	34,5	34,0	28,2	21,2	14,9	10,6	20,7

(Source : ONM Office Nationale de Météorologie)

La température maximale absolue peut atteindre l'ordre de 40 °C (2 à 3 jours par mois) pendant les mois de juillet et août. Les températures minimales peuvent descendre sous 0°C.

D'après le tableau (III.7), on remarque que le mois le plus chaud est le mois d'Août et le mois le plus froid est le mois de Janvier pour une moyenne annuelle de 14.70 c°.

En général, dans la zone méditerranéenne où se localise notre zone d'étude, les températures sont moins importantes que le facteur pluviométrique. Car cette zone n'est pas soumise de manière importante à la gélification.

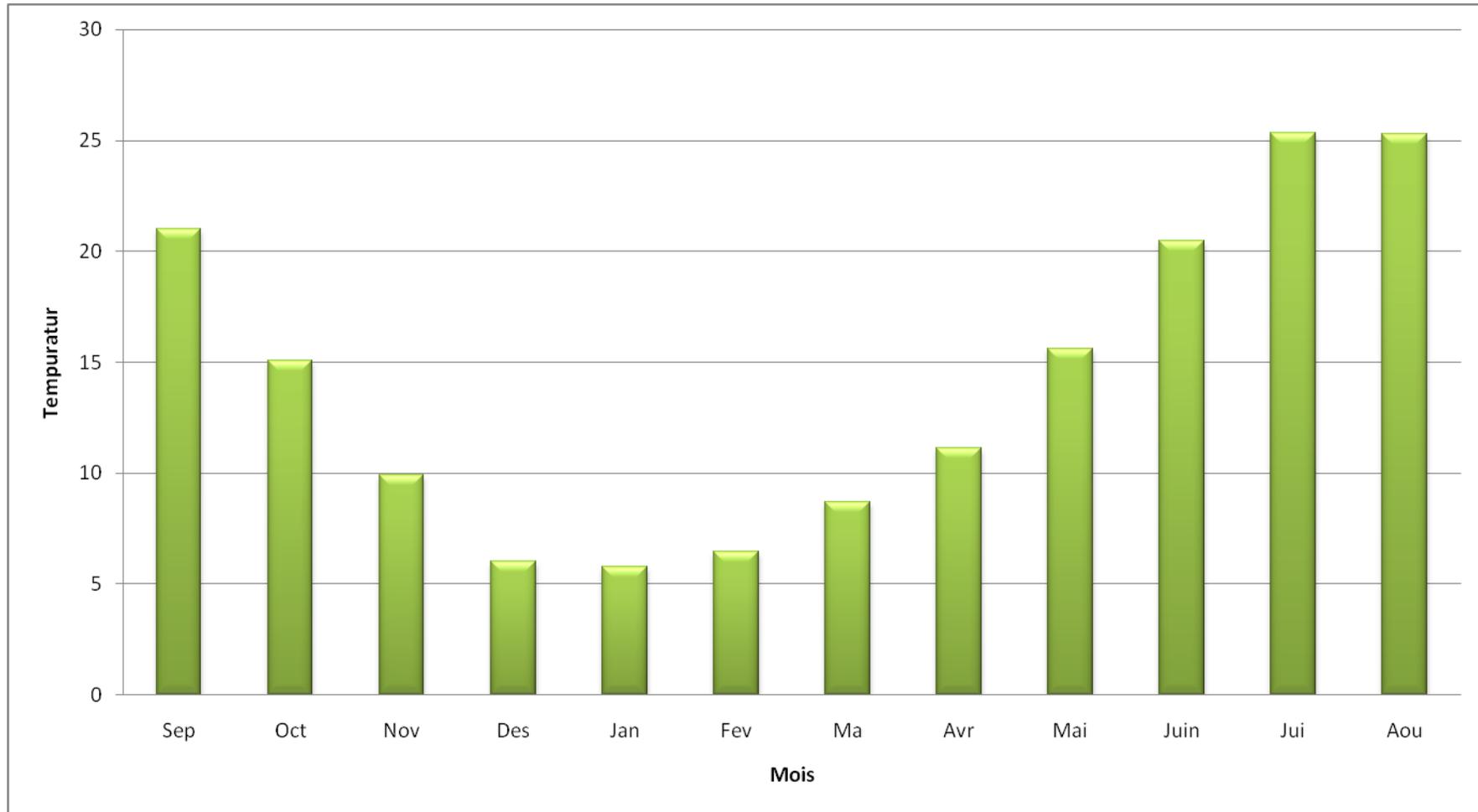


Figure N° :III.5 : Répartition mensuelle de température

III.1.3.2.Le vent :

Les vents de la région de TISSEMSILT sont en général modérés, la moyenne de la vitesse des vents est de 3,5 m/s. La répartition annuelle de la vitesse du vent est représentée dans le (Tableau III.9).

Tableau (III.9) : Vitesse moyenne du vent en m/s

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
V (m/s)	2,6	3,6	3,7	3,7	3,8	3,7	3,7	3,4	3,2	3,2	3,5	3,6	3,5

(Source : ONM)

III.1.3.3 : Humidité de l'air ;

Il s'agit de l'humidité de l'air, mesurée par l'hygromètre placé dans un abri. Le tableau suivant nous donne l'humidité relative à TISSEMSILT.

Tableau (III.10) : Humidités moyennes mensuelle

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
Moyenne %	78	74	68	61	56	48	40	41	52	62	72	81	61

(Source : ONM)

L'humidité moyenne inter annuelle à Tessemsilt est de 61%

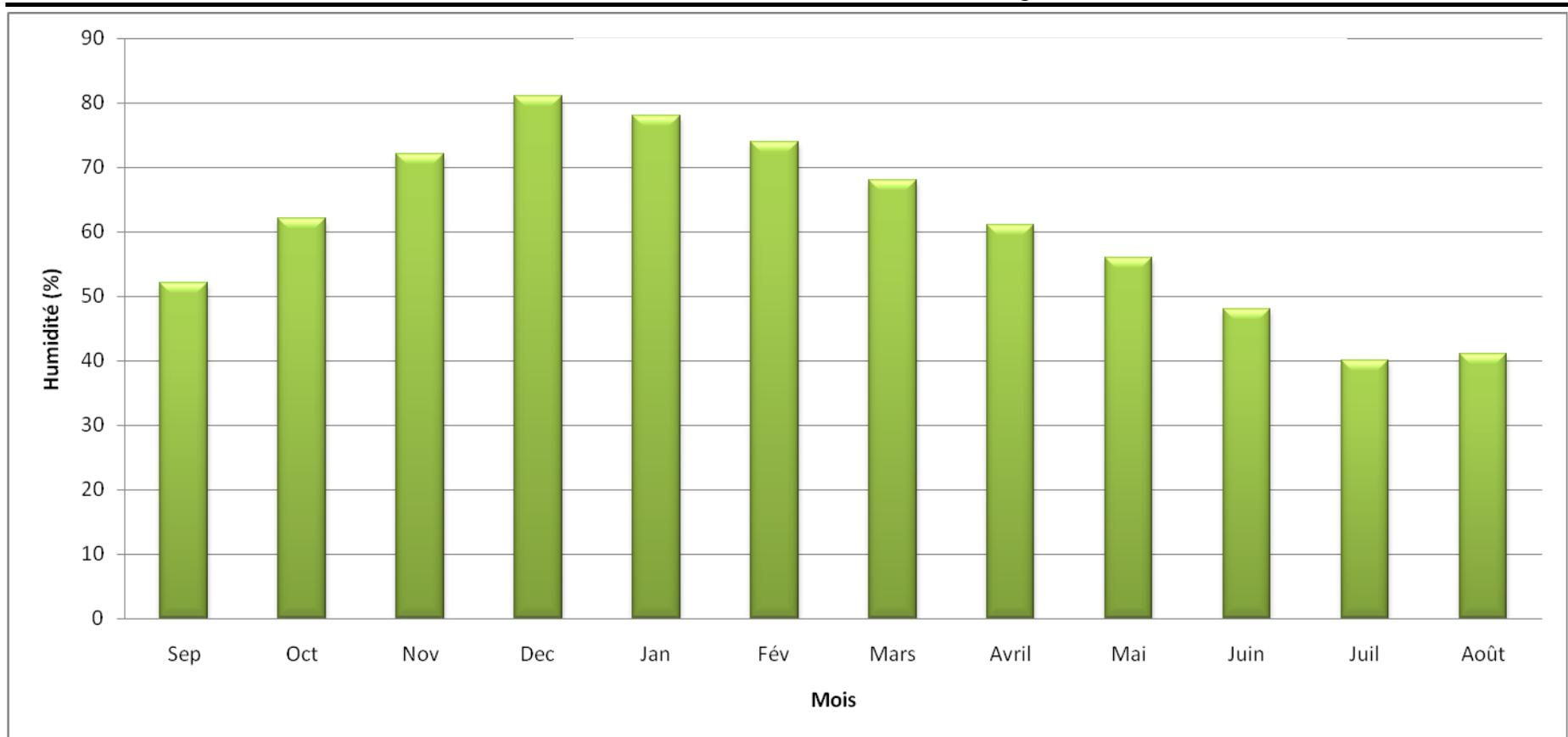


FIGURE N° :III.6 : REPARTITION MENSUELLE DE L'HUMIDITE

III.1.3.4. Ensoleillement :

Le tableau (III.11) nous donne la durée d'ensoleillement durant les mois de l'année avec la valeur annuelle qui est de l'ordre de 2723 heures.

Tableau (III.11) : durée d'ensoleillement moyenne mensuelle

	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	An
Durée d'ensoleillement (heure)	370	201	76	60	44	65	120	158	299	376	512	446	2723

(Source: ONM)

III.1.3.5. Grêles :

La grêle étant un phénomène généralement très localisé, une chute déterminée peut n'être enregistrée que dans un nombre restreint de stations.

La grêle tombe presque durant tous les mois de l'année. On en constate très peu dans le mois de juillet jusqu'au septembre qui peuvent être considérés comme mois de transition entre les deux semestres chaud et froid.

Tableau (III.12) : Nombre moyen de jours de grêle

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Mo y
Nombre de jours	0,5	0,4	0,7	0,1	0,3	0,2	0,1	0,1	0,1	0,2	0,1	0,2	3,0

(source : ONM)

La grêle est une pluie congelée qui tombe par grains. Elle cause des grands dommages à l'agriculture, et à d'autres branches des activités économiques, c'est pour cela, qu'il est intéressant d'en connaître les fréquences.

III.1.3.6. La gelée blanche

Si la gelée blanche est un phénomène bien défini (dépôt de cristaux de glace sur une surface refroidie par rayonnement nocturne), il est observé avec plus ou moins de soin, et certains observateurs négligent entièrement de le noter.

L'étude statistique du nombre de jours de gelée blanche appelle des remarques analogues à celles que nous avons formulées au sujet du sirocco.

Pour voir apparaître les premières gelées blanches, il faut un plus fort abaissement de la température. On remarque que le maximum de fréquence de gelée blanche se produit un peu avant le minimum annuel de température.

Tableau (III.13) : Nombre moyen de jours de gelée blanche

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
Nombre de jours	1,7	2,3	1,8	1,1	0,4	0,1	0,0	0,0	0,0	0,6	3,6	2,7	14,3

(source : ONM)

La gelée blanche est nuisible pour les cultures, on enregistre des fréquences de gelée blanche entre octobre et juin avec un nombre moyen de jours de gelée blanche égal à 14,3 jours par an.

III.1.3.7. L'évaporation

L'estimation de ce paramètre a été faite en utilisant les données disponibles pour la ANRH concernant cette région. La valeur moyenne annuelle de l'évaporation estimée à 1523mm, avec la distribution mensuelle présentée dans le Tableau (III.14).

Tableau (III.14) : Evaporation moyenne mensuelle

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	Année
Evaporation (mm)	50	55	25	100	139	182	249	248	117	116	69	52	1402

(source : ONM)

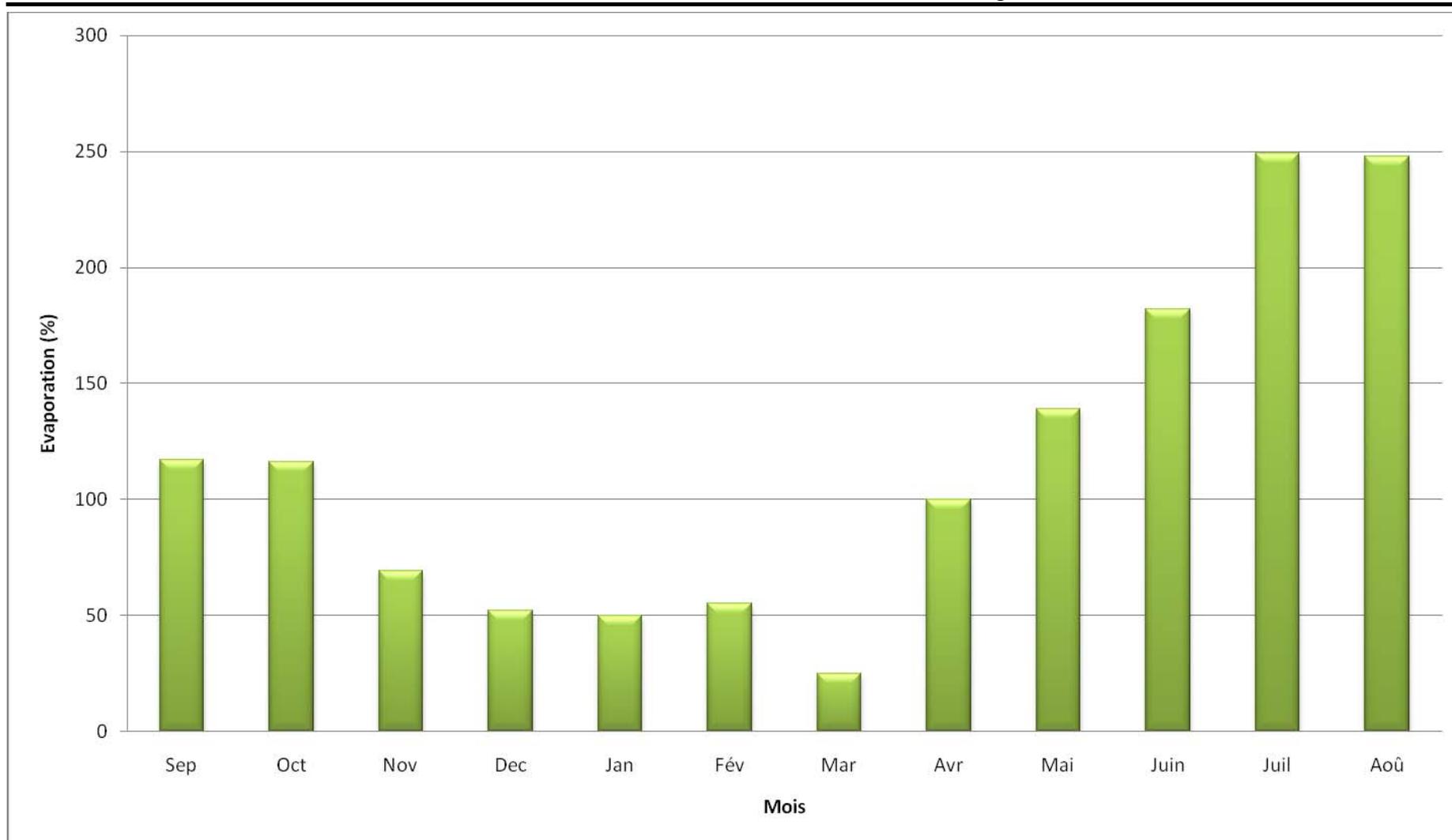


FIGURE N° :III.7 : REPARTITION MENSUELLE DE L'EVAPORATION

III.1.3.8. Précipitation :

A) Données disponibles :

La station pluviométrique la plus proche du bassin de Oued Abd Allah est la station de Souk El Had (code 012304) qui est la plus représentative, tant pour sa période d’observation que pour sa proximité de notre zone d’étude.

Tableau (III.15) : caractéristique de la station

Nom	Code	Coordonnées			Années d’observation
		X (km)	Y (km)	Z (m,NGA)	
Souk El Had	012304	395,85	272,7	550	40

De plus, pour l'étude d'une retenue collinaire comme celle du site Oued Abd Allah, une série pluviométrique de 40 années (1970-2009) est largement suffisante pour représenter localement le régime des pluies.

B) Méthode des isohyètes :

La méthode des isohyètes est considérée comme le moyen le plus précis, pour l'évaluation de la lame d'eau moyenne tombé sur un bassin dans les régions de grande pluviosité. C'est un procédé qui consiste à tracer les isohyètes d'un bassin versant à partir des pluies ponctuelles, en considérant que les variations des pluies entre deux stations adjacentes sont linaires.

La pluie moyenne annuelle est définie par :

$$\bar{P} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i S_i}{S} \dots\dots\dots (III.17)$$

P : Pluie moyenne annuelle (mm).

Pi : Pluie moyenne annuelle entre deux isohyètes (mm).

Si : La surface entre deux isohyètes [Km²].

S : Surface du bassin versant [Km²]..

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

Afin de déterminer la répartition de la pluie moyenne dans l'années. Nous avons adopté la répartition de la pluie moyenne annuelle de SOUK EL HAD (code 012304) pour les raisons suivantes :

- ✓ Cette station est proche de notre site d'étude ;
- ✓ La valeur de sa pluie moyenne annuelle (598 mm) est très voisine de celle adopté pour notre cas.

Par ailleurs, comme l'indique le graphe de **la figure (III.9)**, la distribution mensuelle est légèrement différente. Nous pouvons conclure que la période de la station de Souk El Had est convenable pour l'étude des précipitations pour le bassin d'étude.

Notons cependant, qu'il y a une grande variabilité, d'un mois à un autre, trait caractéristique de notre climat.

Dans le cadre de notre étude, nous prendrons en considération la valeur moyenne de 598 mm, qui nous paraît la plus probable pour rendre compte d'une part de la pluviométrie de la zone d'étude et d'autre part pour l'estimation de la lame d'eau ruisselée.

La pluviosité annuelle moyenne et sa répartition mensuelle pour la station Souk El Had de ainsi que sa répartition saisonnière sont exprimées dans le tableau suivant :

Répartition mensuelle et annuelle des pluies – Station Souk El Had:

Tableau (III.16) :

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	jan	fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juillet	Août	Total
P (%)	3,17	11,5	10,9	15,8	15,8	16,2	11,28	7,77	5,37	1,20	0,43	0,29	100
P (mm)	13,4	48,7	46,4	67,1	67,1	68,7	47,71	32,8	22,7	5,09	1,80	1,22	423,0

L'examen des données pluviométriques exprimées dans les deux tableaux précédents et l'histogramme des précipitations permet de tirer les conclusions suivantes :

- La hauteur des pluies annuelles est de 598.06 mm/an
- La hauteur des pluies mensuelles varie entre 5 mm au mois de juillet : le mois le plus sec de l'année et 67.1 mm au mois de janvier : 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 35.27% du total annuel des pluies, suivi du printemps et de l'automne, respectivement avec 29.63% et 27%.

Par contre, l'été est la saison sèche de l'année de type méditerranéen, correspondant à 8.10% de la pluviosité de l'année.

On peut constater aussi à partir des données pluviométriques enregistrées à la station de AIN DALIA que la hauteur des précipitations est assez importante (598 mm/an). Comparativement avec d'autres stations situées dans la même région où elles reçoivent une lame d'eau égale ou proche de 900 mm/an, car ces stations littorales ou proches de la mer situées dans la frange septentrionale sont soumises directement aux influences maritimes et constituent pour notre zone d'étude des barrières naturelles pour les vents humides du Nord et Nord-ouest, ce qui explique que la zone méridionale du Tell est moins arrosée.

La répartition mensuelle de la précipitation est présentée en **figure (III.8)**

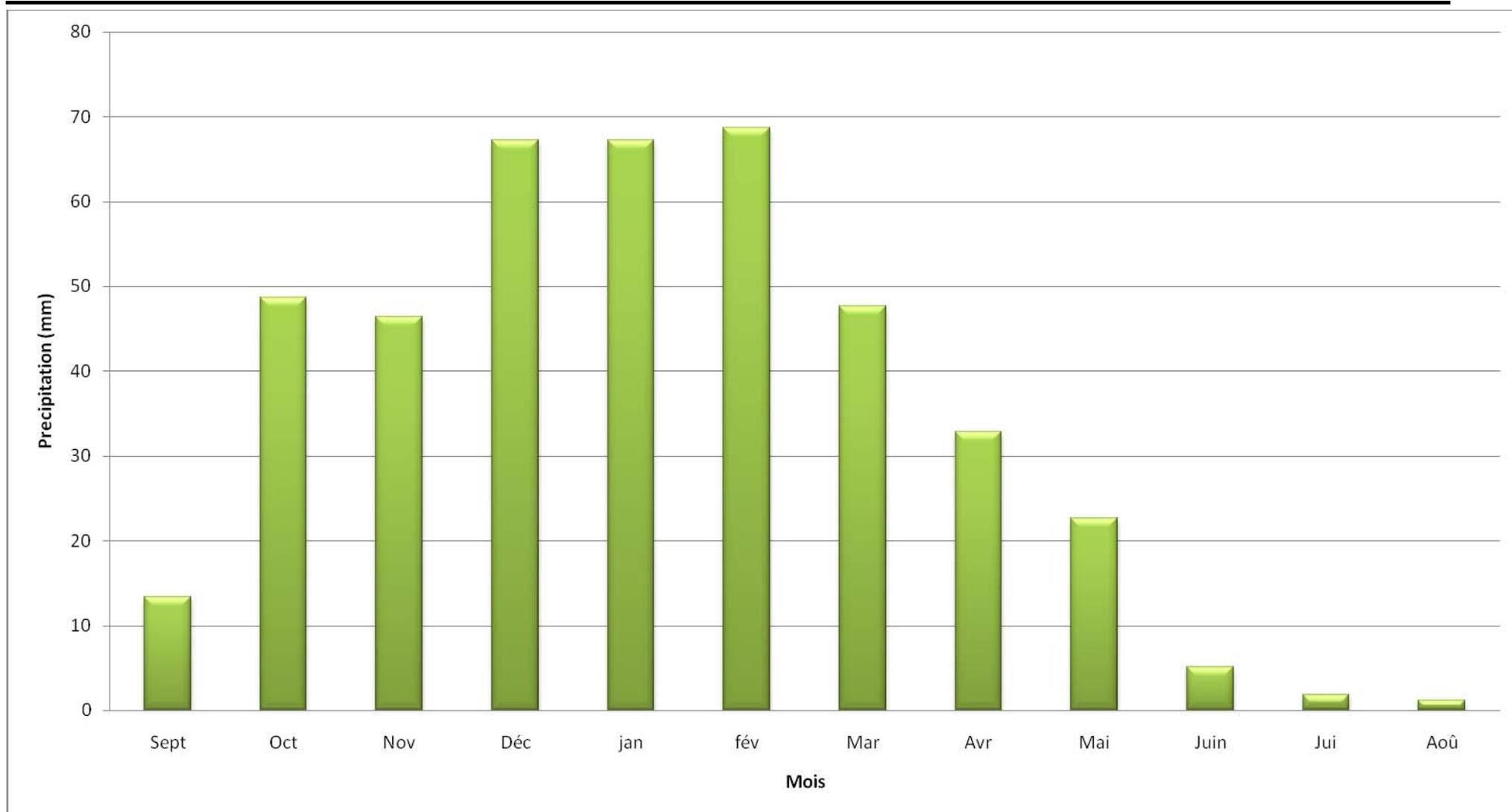


FIGURE N°:III.8 : REPARTITION MENSUELLE DES PRECIPITATIONS STATION DE AIN ROUA CODE (03-0.2-05)

III.2.2. Estimation des pluies journalières maximales :

Pour l'étude des pluies maximales journalières, nous avons retenu la station de SOUK EL HAD (code 012304).

L'étude fréquentielle des pluies journalières maximales de la station de SOUK EL HAD , 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 (III.17):

Tableau (III.17) : Caractéristiques de la série avec N=40ans

caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=40} X_i$	1487,1 mm
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=40} X_i}{n}$	37,2mm
L'écart type « σ_x » ; Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{40} (X_i - 37,2)^2}{40}} \right]$	16,2mm
Coefficient de variation « C_v » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,435
L'exposant climatique :	$b=0.35$	

Remarque :

L'exposant climatique pour notre région ($b=0.35$) est donné par l'ARNH

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

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

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

- 1)-la loi GUMBEL
- 2)-la loi GALTON (log-normal2).

III.3.2 : Ajustement a la loi de GUMBEL .

L'équation de la droite de GUMBEL:

$$P_{\max j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots\dots\dots(III.18)$$

y:variable de la droite de GUMBEL:

$$y = -[\ln (-\ln (F(x)))] \dots\dots\dots(III.19)$$

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{N} \dots\dots\dots (III.20)$$

Ou :

m: l'ordre de classement;

n: taille de l'échantillon;

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

La droite de GUMBEL est donnée par la figure (II.5).Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau (III.18) : Ajustement a la loi de GUMBEL :

T(ans)	q	précipitation	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
1000,0	0,9990	117	14,8	88,0-146
200,0	0,9950	96,7	11,5	74,2-119
100,0	0,9900	87,9	10,0	68,2-108
50,0	0,9800	79,1	8,61	62,2-96
20,0	0,9500	67,3	6,74	54,1-80,6
10,0	0,9000	58,3	5,34	47,8-68,7
5,0	0,8000	48,8	3,95	41,1-56,6
3,0	0,6667	41,3	2,98	35,4-47,1
2,0	0,5000	34,5	2,35	29,9-39,1

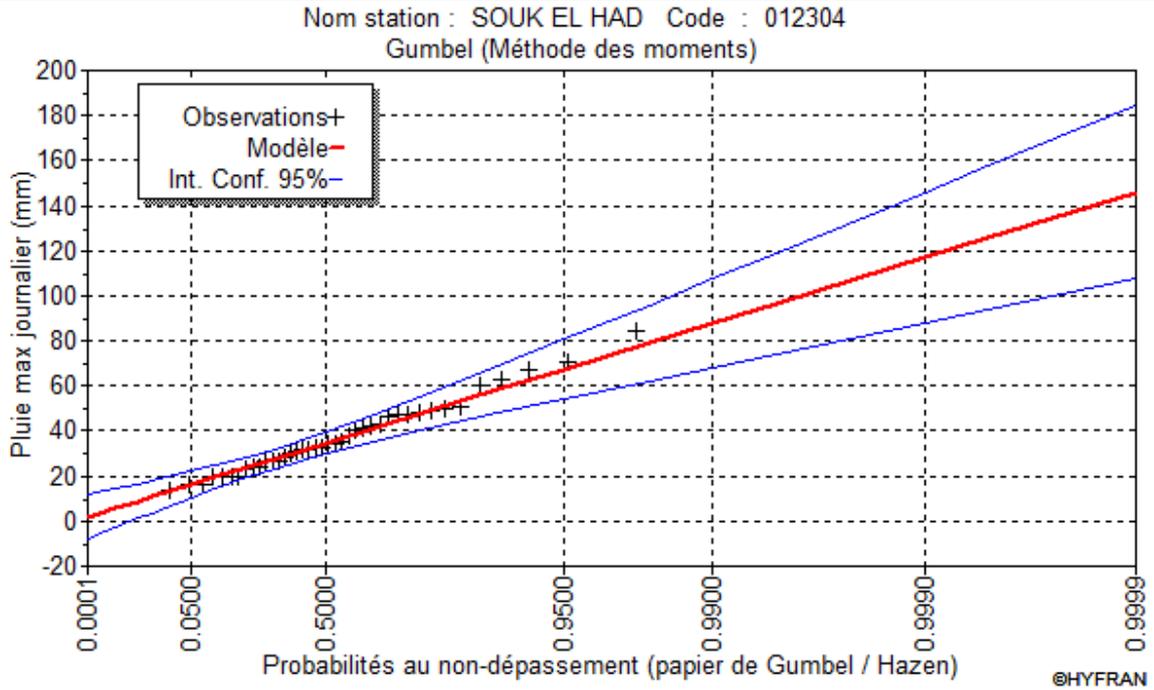


Figure N° III.9 : Ajustement a la loi de GUMBEL

Tableau (III.19) : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon GUMBEL (Méthode des moments)

caractéristiques	Carac. de la loi	Carac. de l'échantillon
Minimum	Aucun	14,0
Maximum	Aucun	84,0
Moyenne	37,2	37,2
Ecart-type	16,2	16,2
Médiane	34,5	33,5
Coefficient de variation (Cv)	0,435	0,435
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1,14	0,930
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2,40	3,31

III.3.3 : Ajustement a la loi normale .

Calcul des fréquences expérimental (au non dépassement):

$$T = \frac{1}{1-q} \quad \text{et:} \quad q = F(x_i) = \frac{m - 0.5}{N} \dots\dots\dots(III.21)$$

M: numéro d'ordre de la valeur.

N : taille de l'échantillon.

Paramètres d'ajustement a la loi normale:

$$X_{p\%} = X_{moy} + \delta U_{p\%} \dots\dots\dots(III.22)$$

X_{moy} : hauteur de pluie moyenne.

δ : écart-type.

$U_{p\%}$: variable réduite de GAUSS.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant ainsi le graphique est données par une figure.

Tableau (III.20) : Ajustement à la loi normale.

T(ans)	q	précipitation	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
1000,0	0,9990	87,1	6,21	75,0-99,3
200,0	0,9950	78,8	5,36	67,2-89,3
100,0	0,9900	74,8	4,97	65,1-84,5
50,0	0,9800	70,4	4,55	61,5-79,3
20,0	0,9500	63,8	3,95	56,0-71,5
10,0	0,9000	58,6	3,47	51,1-64,7
5,0	0,8000	50,8	2,98	44,9-56,6
3,0	0,6667	44,1	2,67	38,9-49,4
2,0	0,5000	37,2	2,56	32,2-42,2

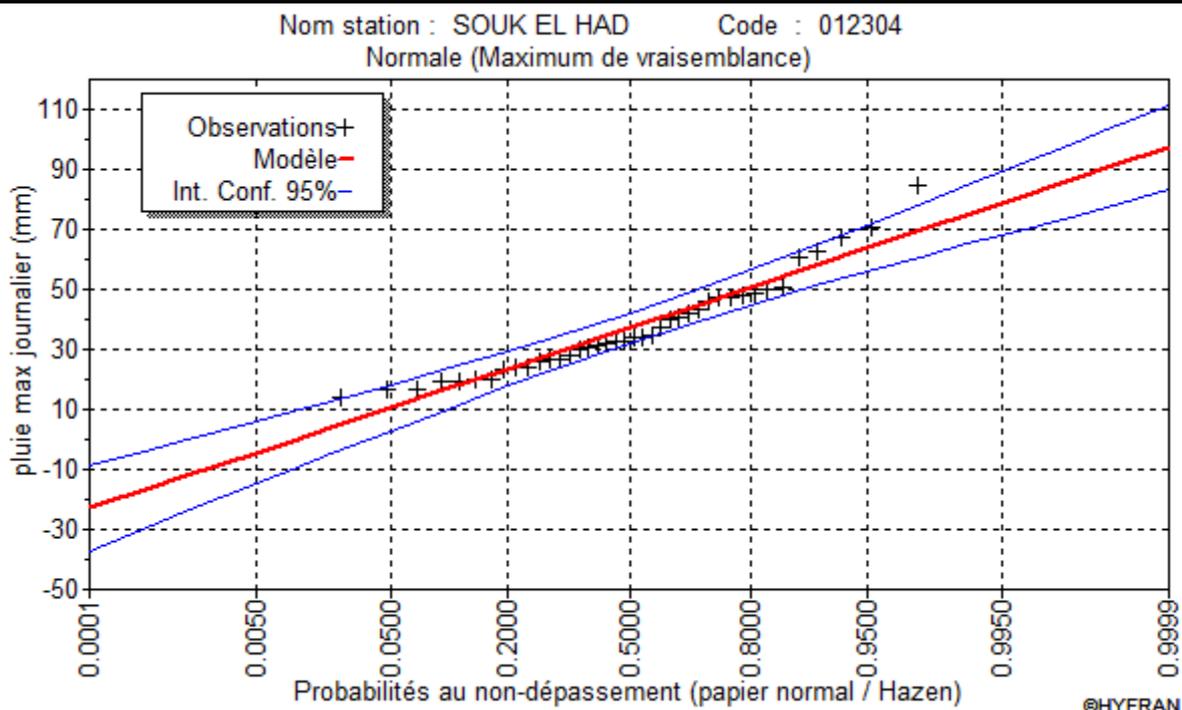


Figure N° III.10: Ajustement à la loi normale.

Tableau (III.21) : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon
Normale (Maximum de vraisemblance)

caractéristiques	Carac. de la loi	Carac. de l'échantillon
Minimum	Aucun	14.0
Maximum	Aucun	84.4
Moyenne	37.2	37.2
Ecart-type	16.2	16.2
Médiane	37.2	33.5
Coefficient de variation (Cv)	0.435	0.435
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0,00	0.930
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3,00	3.31

III.3.4 : Ajustement a la loi log normale .

Paramètres d'ajustement à la loi Log–normale :

$$\overline{LogP_{max,j}} = \frac{\sum (\log P_{j,max} - \overline{\log P_{j,max}})^2}{N} \dots\dots\dots(III.23)$$

$$LogP_{j,max} = \overline{\log P_{j,max}} + \sigma_{\log} U_{P\%} \dots\dots\dots(III.24)$$

Avec : UP% : variable de GAUSS pour différentes fréquences.

Tableau (III-22) : Ajustement a la loi log normale.

T(ans)	q	précipitation	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
1000,0	0,9990	129	21,3	87,0-170
200,0	0,9950	103	14,7	74,2-132
100,0	0,9900	92,4	12,3	68,6-117
50,0	0,9800	82,4	9,98	60,5-102
20,0	0,9500	69,1	7,27	54,8-83,3
10,0	0,9000	59,1	5,46	48,4-69,8
5,0	0,8000	48,9	3,89	41,2-56,5
3,0	0,6667	40,9	2,92	35,2-46,6
2,0	0,5000	34,0	2,32	29,5-38,5

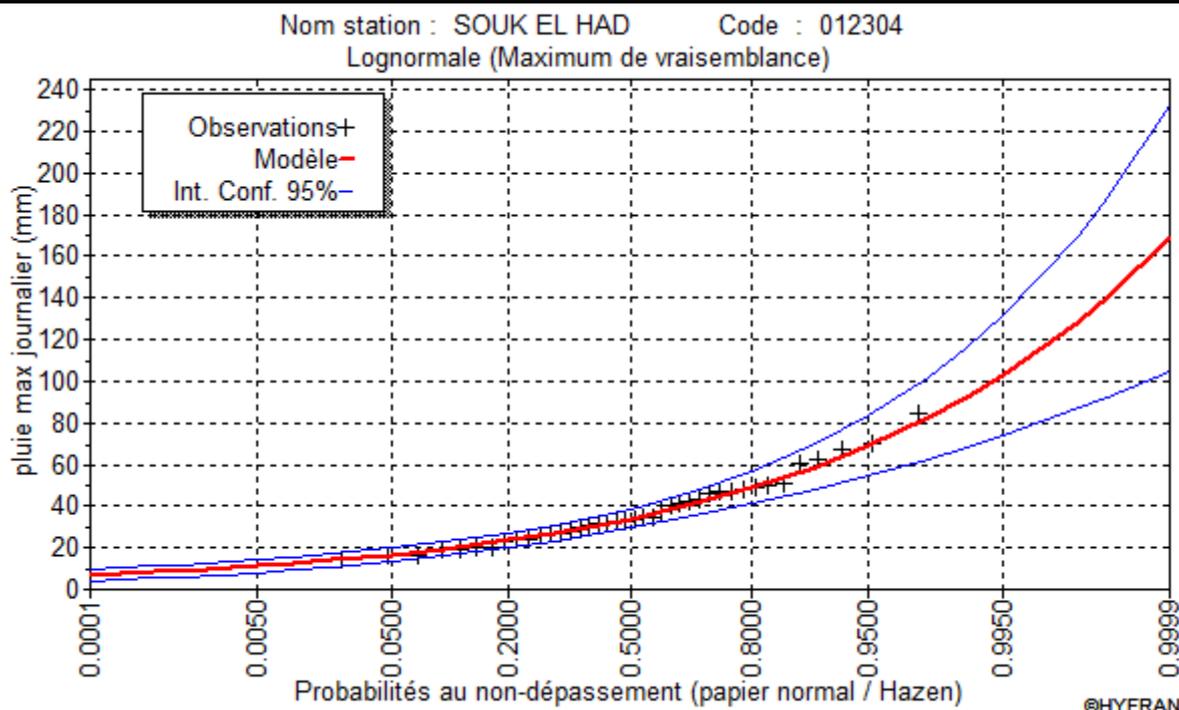


Figure N° III.11: Ajustement a la loi log normale.

Tableau (III.23): Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon
Lognormale(Maximum de vraisemblance)

caractéristiques	Carac. de la loi	Carac. de l'échantillon
Minimum	Aucun	14.0
Maximum	Aucun	84.4
Moyenne	37.3	37.2
Ecart-type	16.8	16.2
Médiane	34.0	33.5
Coefficient de variation (Cv)	0.452	0.435
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.45	0.930
Coefficient d'aplatissement (Ck)	6.94	3.31

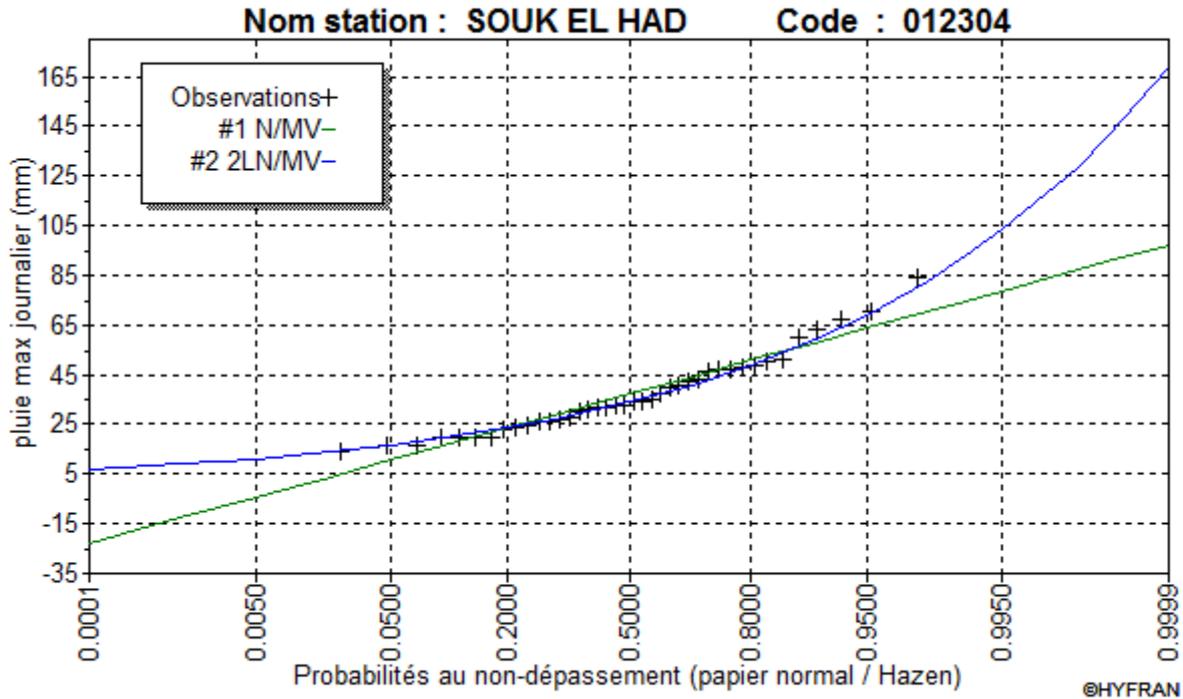


Figure III.12 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

a) **Conclusion:**

D'après les trois schémas on conclut que la pluie maximale journalière suit la loi de Log normal car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de HENRY.

Pour ce la on refait l'ajustement pour la loi de LOG NORMAL avec un autre logiciel qui est l'HYDROLAB ; c'est ainsi qu'on vérifiera la fiabilité des résultats obtenus par l'HYFRAN.

III.3.5 : Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences.

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

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

$$P_{(ctp \%)} = P_{\max \text{ } jp \%} \left(\frac{t}{24}\right)^b ; \dots\dots\dots (III.25)$$

$P_{ctp\%}$: Pluie d'une courte durée (t) pour une fréquence voulue (mm).

P_j : Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm).

t : durée de la pluie (heures).

b : Exposant climatique (donnée b=0.35)

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

$$D'où : P_{(cp\%)} = P_{max\ jp\%} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (III.26)$$

Intensité des pluies est donnée par la formule suivante : $I=P_t/t$ (III.27)

La pluie et l'intensité de pluie d'un pas de temps voulu pour une fréquence voulue sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau (III.24) pluies de courte durée (mm) et intensité de pluie(mm/h)

		Fréquence									
		0.1		1		2		5		10	
		$P_{max\ t}$ (mm)	I_0 (mm/h)								
Temps (h)	1	42,41	42,41	30,38	30,38	27,09	27,09	22,71	22,71	19,43	19,43
	2	54,06	27,03	38,72	19,36	34,53	17,26	28,95	14,47	24,76	12,38
	3	62,3	20,76	44,62	14,87	39,79	13,26	33,37	11,12	28,54	9,514
	4	68,9	17,22	49,35	12,33	44,01	11	36,9	9,22	31,56	7,89
	6	79,4	13,23	56,87	9,47	50,72	8,45	42,53	7,08	36,38	6,06
	8	87,82	10,97	62,9	7,86	56,09	7,01	47,04	5,88	40,23	5,02
	10	94,95	9,49	68,01	6,8	60,65	6,06	50,86	5,08	43,5	4,35
	12	101,21	8,43	72,49	6,04	64,64	5,38	54,21	4,5178	46,36	3,86
	16	111,93	6,99	80,17	5,01	71,49	4,46	59,95	3,74	51,28	3,2
	20	121,02	6,05	86,68	4,33	77,3	3,86	64,82	3,24	55,44	2,77
	22	125,13	5,68	89,62	4,07	79,92	3,63	67,02	3,04	57,32	2,6
24	129	5,37	92,4	3,85	82,4	3,43	69,1	2,87	59,1	2,46	

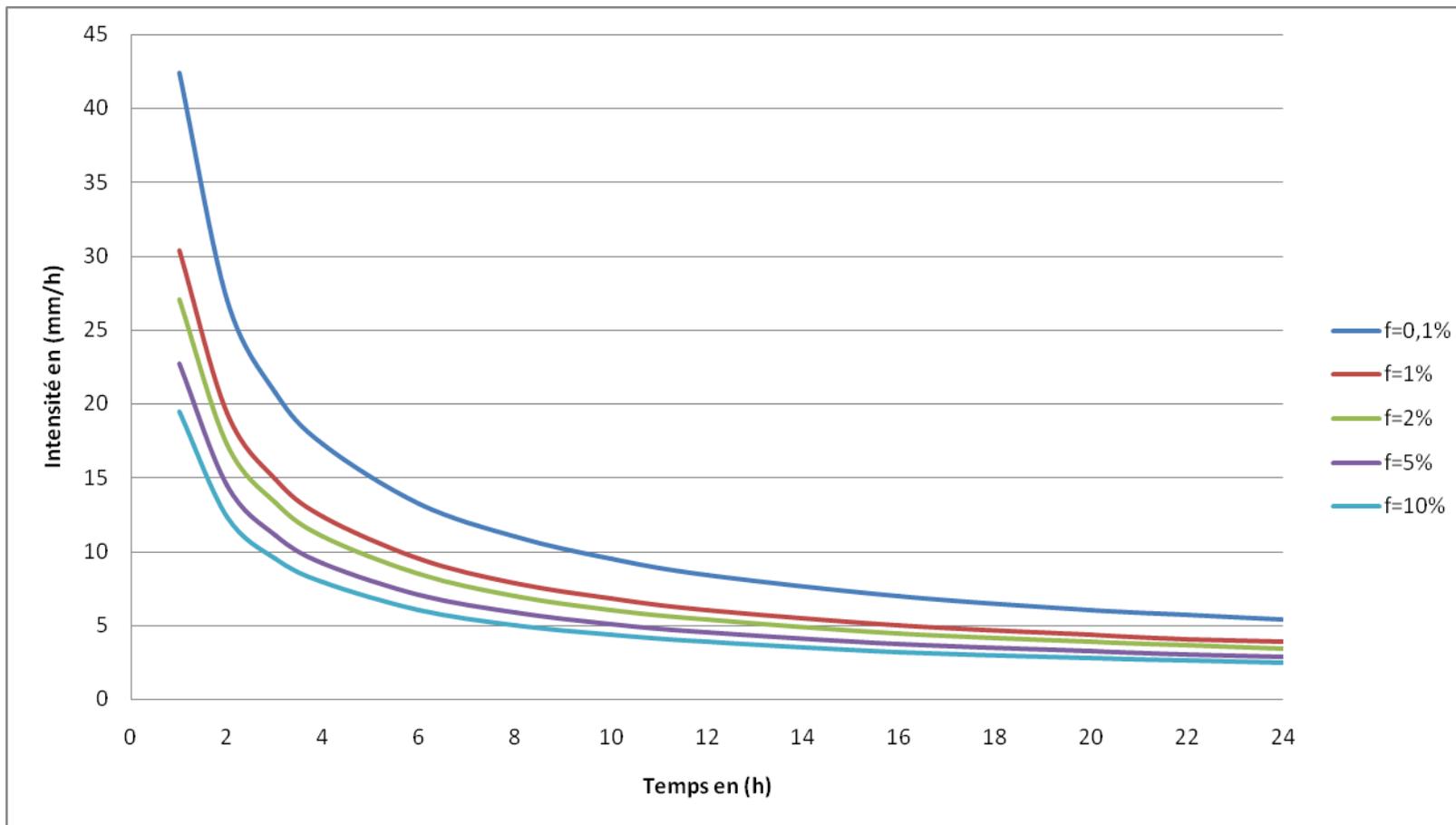


Figure N°III.13 : Courbe (intensité – durée – fréquence).

III.3.6 Etudes des apports :

La détermination de ces apports est orientée de préférence aux observations hydrométriques, quand elles existent sur le bassin versant propre du site étudié ou par analogie avec un bassin voisin. A défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basés sur la pluviométrie devront être appliqués, ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.

$$Q=F(P-D)$$

Avec :

Q : débit annuel d'écoulement (apport).

P : précipitation moyenne annuelle.

D : déficit qui englobe toutes les pertes du bilan hydrologique.

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

III.3.6.1. Apport moyen annuel (A₀):

III.3.6.1.1 Formules empiriques :

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A₀ .

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

On a : $A_{moy} = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.842}$ (III.28)

P : Pluie moyenne annuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

AN : $A_{moy} = 0,378Hm^3$

B) Formule de MEDINGUER:

On a:

$Le = 1,024 (P_{moy} - 0.26)^2$ (III.29)

Le : Lamme d'eau écoulée (mm).

P : Pluie moyenne annuelle (m).

AN : $Le = 0.0272 m$

Et le rapport sera donc :

$A_0 = Le \cdot S$

AN : $A_0 = 0,148Hm^3$.

C) Formule de TURC :

$$Le = P_{moy} - D \dots\dots\dots (III.30)$$

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

D : Déficit de l'écoulement (mm) .

$$D = \left[\frac{P_{moy}}{0.9 + \left(\frac{P_{moy}}{L} \right)} - 2 \right] \text{ (mm)} \dots\dots\dots (III.31)$$

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

T_{moy} : Température moyenne annuelle

AN : $L = 800.93$; $D = 358,81 \text{ mm}$, $Le = 117.97 \text{ mm}$

$$A_0 = 1.59 \text{ Hm}^3.$$

D) Formule de SAMIE :

$$Le = P_0^2 (293 - 2.2 \sqrt{S}) \dots\dots\dots (III.32)$$

$Le = 51,51 \text{ mm}$

$A_0 = Le . S$

AN : $A_0 = 0.280 \text{ Hm}^3$.

E) Formule de J-DERY (1977) :

$$M_0 = 11,8 . P_{moy}^{2.82} \dots\dots\dots (III.33)$$

M_0 : module spécifique moyen (l/s/km²)

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

AN : $M_0 = 1,043 \text{ l/s/km}^2$.

L'apport sera donc : $A_0 = M_0 . S . T \dots\dots\dots (III.34)$

S : surface du bassin versant (km²)

T : le temps d'une année en secondes

AN: $A_0 = 0,18 \text{ Hm}^3$

F) Formule de MALLET-GAUTHIER :

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

$$C_e = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2}) \dots\dots\dots (II.35)$$

P : précipitation moyenne (m).

La lame d'eau écoulée est donnée par la relation :

$$L_e = P \cdot C_e$$

$$A = L_e \cdot S$$

$$A_0 = 0,191 \text{ Hm}^3$$

Tableau(III.25) : récapitulatif des apports

La formule	L'apport moyen annuel (Hm ³)
Formule de l'ANRH	0.378
Formule de MEDINGUER	0.148
Formule de TURC	1.59
Formule de SAMIE	0.280
Formule de J-DERY (1977)	0.180
Formule MALLET-GAUTHIER	0.191

D'après ces résultats on adopte finalement la valeur de l'INRH qui est la plus proche de la moyenne des autres valeurs, c'est-à-dire: $A = 0.378 \text{ hm}^3$

On utilise cette valeur dans les calculs qui suivent.

III.3.6.2 Caractéristiques de l'écoulement :

A) Module de l'écoulement :

Il est donné par :

$$Me = A_{\text{moy}} / T \dots\dots\dots (III.36)$$

A_{moy} : Apport moyen annuel (l/an).

T : Temps d'une année en secondes $T = 3.1536 \cdot 10^7 \text{ s}$

AN : $Me = 11.99 \text{ l/s}$

B) Module de l'écoulement relatif (spécifique):

On a : $M_0 = Me / S_{\text{bv}} \dots\dots\dots (III.37)$

Me: Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

AN : $M_0 = 2.21 \text{ l/s/Km}^2$

C) lame d'eau écoulée :

$$L_e = A_{\text{moy}} / S_{\text{BV}} \dots\dots\dots (III.38)$$

AN : $L_e = 69.61 \text{ mm}$

D) Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{\text{moy}} \dots\dots\dots (III.39)$

AN : Ce = 0.165

E) Coefficient de variation :

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

1-/ Formule de SOKOLOVSKY :

On a :

$$Cv = a - 0,063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots (III.40)$$

Avec :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0) \dots\dots\dots (III.41)$$

M₀ : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

A.N :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (2.21) = 0,68 \quad \Rightarrow \quad Cv = 0,68 - (0,063 \log_{10} (5.43 + 1)) = 0,63$$

$$Cv = 0.63$$

2./ Formule de OURKGUIPROVODKHOZ:

$$Cv = \frac{0.7}{(M_0)^{0.125}} \dots\dots\dots (III.42)$$

Mer : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

AN : Cv = 0,63

3./Formule de KRISTEKLY MENKEL :

$$Cv = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \dots\dots\dots (III.43)$$

Mer: module de l'écoulement relatif

AN : Cv = 0.61

4./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 de l'Algerie du nord cette relation s'écrit comme suit :

$$Cv = 0.93 K / M_0^{0.23} \dots\dots\dots (III.44)$$

Avec : K : coefficient de réduction K=(0.25-1.00) on prend K=0.75

M₀ : module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

AN : Cv = 0.58

Tableau (III.26): récapitulatif des Cv

La formule	Le coefficient de variation Cv
SOKOLOVSKI	0.63
OURKGUIPROVODKHOZ	0.63
KRISTEKLY MENKEL	0.61
Algérienne de N.N PADOUM	0.58

On opte pour la formule de KRISTEKLY MENKEL, car elle nous donne une valeur de coefficient de variation plus proche de la moyenne, c'est-à-dire que Cv=0,61

III.4. Les 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 :

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{Cv^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(CV + 1)}} \dots\dots\dots(III.45)$$

A% : Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A₀ : Apport moyen annuel (Hm³).

Cv : Coefficient de variation.

$$A\% = \frac{0.378}{\sqrt{0.61^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(0.61 + 1)}} \dots\dots\dots(III.46)$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III.27).

Tableau (III.27): Apports fréquentiels

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Variable de Gauss	Apport A (hm ³)
1,25	80	-0,8428	0,181
2	50	0,00	0,296
10	10	1,285	0,786
50	20	2,0571	1,335
100	1	2,328	1,614
1000	0,1	3,1	2,743

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 (tableau III.28). On a donc :

Tableau (III.28): répartition mensuelle de la précipitation et de l'apport

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	av	mai	j	jui	août	Total
P (%)	4,74	7,85	11,57	13,0 9	13,9 1	11,06	12,8 5	10,9 2	9.91	3.01	0,66	1,16	100
A80% (Hm³)	0.01 4	0.023	0.034	0.03 9	0.04 1	0.033	0.03 8	0.03 2	0.02 7	0.00 9	0.00 2	0.00 3	0,296

III.5. Etude des crues:

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. La fréquence centennale (1%) est retenue pour le calcul de la crue de projet pour des raisons de sécurité et d'économie.

Pour des cas particuliers ou des bien d'équipements importants qui sont localisées à l'aval. Le choix d'une fréquence plus rare n'est pas exclu.

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) La forme de la crue (Hydrogramme de crues).
- 4) 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.

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

A) Formule de MALLET-GAUTHIER :

On a:

$$Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots (III.47)$$

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

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [m].

S : Superficie du bassin versant [Km^2].

L : Longueur du talweg principal [Km].

K : coefficient dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1 et 3 [$K = 2$].

A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30 [$A = 20$].

T : période de retour [an].

$$Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot 2 \cdot \log(1 + 20 \cdot 0,423) \cdot 5,43 \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log 5,43}}{\sqrt{0,65}} = 26,3 \cdot \sqrt{4 \log T + 0,27} \dots\dots\dots(III.48)$$

Le Tableau (III.26) nous donne les résultats de calcul pour différents périodes de retour.

Tableau (III.29) : récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.

Période de retour (an)	1000	100	50	20	10
Q_{\max} (m^3/s)	92,1	75,58	69,86	61,49	54,3

B) Formule de SOKOLOVSKY :

On a :

$$Q_{\max,p\%} = \frac{0,28 \cdot P_{ct} \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c} \dots\dots\dots(III.49)$$

S : Superficie du bassin [Km^2].

T_c : temps de concentration[h].

P_{ct} : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

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

Tableau (III.30) : Valeur de α en fonction de la fréquence.

Fréquence (%)	0,1	1	2	5	10
α	0,8	0,7	0,65	0,60	0,55

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

Tableau N°III.31): Valeur de γ en fonction de Caractéristique bassin versant.

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

On prend : $\gamma = 2.5$ D'où : $F = 1.04$

$$Q_{\max,p\%} = \frac{0,28 \cdot P_{ct} \cdot \alpha \cdot 1,04 \cdot 5,43}{1,16} = 1,36 \cdot (P_{ct}) \cdot \alpha$$

Tableau (III.32): Récapitulatif des résultats de la formule de SOKOLOVSKY

Période de retour (an)	1000	100	50	20	10
Fréquence	0,1%	1%	2%	5%	10%
P_{ct} (mm)	54,09	39,05	34,87	29,23	25,23
$\alpha_{p\%}$	0,80	0,70	0,65	0,60	0,55
$Q_{\max p\%}$ (m ³ /s)	58,85	37,17	30,82	23,85	18,87

C) Formule D'ALEXEEV:

$$Q_{\max\%} = 0.34 P_{tc}^{4/3} \dots\dots\dots(III.50)$$

P_{tc} : pluies de courte durée

Tableau (III.33) Récapitulatif des résultats de la formule de D'ALEXEEV:

Période de retour (an)	1000	100	50	20	10
P_{ct} (mm)	54,09	39,05	34,87	29,23	25,23
Q_{\max} (m ³ /s)	68,63	44,49	38,27	30,27	24,89

D) Formule de TURRAZA:

Cette formule a été développée en Italie :

$$Q_{P\%} = \frac{1}{3.6} C_r \frac{P_{tc,P\%}}{t_c} S = 1,3 \cdot C_r \cdot P_{tc,p\%} (m^3 / s) \dots\dots\dots(II.51)$$

où:

C_r – Coefficient de ruissellement, donné en fonction des fréquences $C_r=f(P\%)$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

$P_{tc p\%}$: pluies de courte durée pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration

Tableau (III.34): Récapitulatif des résultats de la formule TURAZZA.

Fréquence (%)	0,1	1	2	5	10
C_r	0,80	0,70	0,65	0,60	0.55
$P_{tc p\%}$ (mm)	54,09	39,05	34,87	29,23	25,23
$Q_{max}(m^3/s)$	56,25	35,53	29,46	22,79	18,03

E) Formule de GIANDOTTI :

$$Q_{max\%} = \frac{C.S.(H_{moy} - H_{min})^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5L} \cdot P_{tcP\%} \dots\dots\dots(III.52)$$

$Q_{max} (\%)$: débit maximum de crue en m3/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

S:superficie du bassin versant.

L : longueur du talweg principal.

H_{moy}, H_{min} :altitudes moyennes et minimales (en m).

$P_{tc p\%}$: pluies de courte durée pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration

C : Coefficient topographique variant entre 66 et 166 (C=160

A.N :

$$Q_{max\%} = \frac{160.5,43.(974 - 850)^{1/2}}{4(5,43)^{1/2} + 1,5.0,65} \cdot P_{tcP\%} = 939,28 P_{ctp\%}$$

Tableau (III.35): Récapitulatif des résultats de la formule GIANDOTTI

Période de retour (an)	0.1	1	2	5	10
$P_{ct p\%}$ (mm)	54,09	39,05	34,87	29,23	25,23
$Q_{max} (m^3/s)$	50,81	36,68	32,75	27,45	23,69

Tableau (III.36): Récapitulatif des résultats de débit de crue.

Formule	Q _{0,1%} (m ³ /s)	Q _{1%} (m ³ /s)	Q _{2%} (m ³ /s)	Q _{5%} (m ³ /s)	Q _{10%} (m ³ /s)
Mallet - Gauthier	92,1	75,58	69,86	61,49	54,3
SOKOLOVSKY	58,85	37,17	30,82	23,85	18,87
ALEXEEV	68,63	44,49	38,27	30,27	24,89
TURRAZA	56,25	35,53	29,46	22,79	18,03
GIANDOTTI	50,81	36,68	32,75	27,45	23,69
moyenne	65,328	45,89	40,232	33,17	27,956

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

Période de retour (an)	1000	100	50	20	10
P _{ct} (mm)	54,09	39,05	34,87	29,23	25,23
Q _{max} (m ³ /s)	68,63	44,49	38,27	30,27	24,89

III.5.2. Hydrogramme de crue:

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

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

Pour le tracé de l'hydrogramme de crue on doit suivre la méthode de SOKOLOVSKY qui divise l'hydrogramme en deux branches de courbe non symétriques, une le temps de montée et l'autre pour la décrue.

Pour le temps de montée:

$$Q_t = Q_{max} \% \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots(III.53)$$

Et l'autre pour la décrue exprimée par:

$$Q_t = Q_{max} \% \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots(III.54)$$

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

Q_t : débit instantané au moment (t).

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

Temps de base: $t_b = t_m + t_d$

t_m : Temps de montée de la crue [t_m].

t_d : temps de la décrue [$t_d = \delta.t_m$].

δ : Coefficient qui dépend du caractéristiques du bassin versant.

Tableau (III.37): Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

Condition	δ
- $S \leq 50 \text{ Km}^2$	2
- pour du petit bassin non boisé, sol peu perméable	2 à 2,5
-pour des bassins boisés, sol perméable	3 à 4

On considère généralement que: $t_d = 3t_m$, et $t_m = t_c$ (pour des petits bassins).

On a donc:

$$t_m = t_c = 1,16 \text{ h}$$

$$t_d = 2 t_m = 2,32 \text{ h}$$

$$t_b = t_m + t_d = 3,48 \text{ h}$$

pour construire l'hydrogramme des crues de oued ABD ALLAH, on a utilisé les valeurs des débits de crues de fréquence 20%, 10% ,5% ,2% ,1% ,0.1%, les résultats obtenue sont exposes dans le tableau :

Tableau (III-38) : Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour

débit de crues des périodes de retour					
temps	Q (1000 ans)	Q (100 ans)	Q (50 ans)	Q (20ans)	Q(10 ans)
(h)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	2,04	1,32	1,14	0,9	0,14
0,40	8,16	5,29	4,55	3,60	2,96
0,60	18,36	11,90	10,24	8,10	6,66
0,80	32,64	21,16	18,20	14,40	11,84
1,00	51,00	33,06	28,44	22,50	18,50
1,16	68,63	44,49	38,27	30,27	24,89
1,20	66,29	42,97	36,97	29,24	24,04
1,40	55,39	35,91	30,89	24,43	20,09
1,60	45,75	29,66	25,51	20,18	16,59
1,80	37,30	24,18	20,80	16,45	13,53
2,00	29,96	19,42	16,71	13,22	10,87
2,20	23,66	15,34	13,19	10,43	8,58
2,40	18,30	11,87	10,21	8,07	6,64
2,60	13,83	8,96	7,71	6,10	5,01
2,80	10,14	6,58	5,66	4,47	3,68
3,00	7,18	4,66	4,01	3,17	2,61
3,20	4,86	3,15	2,71	2,14	1,76
3,40	3,10	2,01	1,73	1,37	1,13
3,60	1,83	1,19	1,02	0,81	0,66
3,80	0,97	0,63	0,54	0,43	0,35
4,00	0,43	0,28	0,24	0,19	0,15
4,20	0,14	0,09	0,08	0,06	0,05
4,40	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01
4,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4,64	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

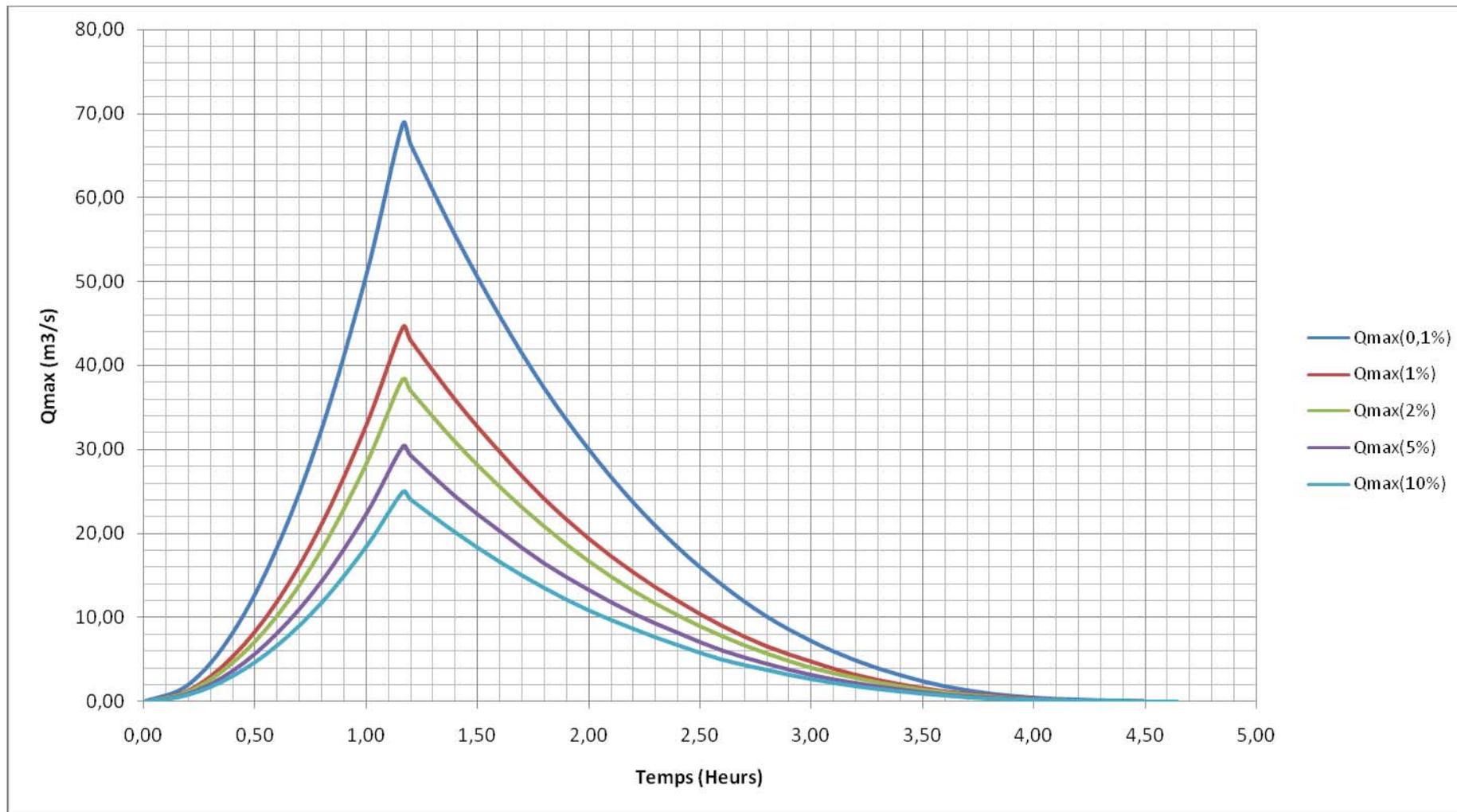


FIGURE N°:III.14: HYDROGRAMME DES CRUES

III.5.3.Choix de fréquence de la crue du projet :

Le choix de crues de projet dépende de degré de risque admis en cas de dépassement de celle –ci .IL intervient à la fois sur la sécurité du barrage et sur la dimensionnement des ouvrages d évacuations et de la réserve supplémentaire nécessaire au laminage de la crue de projet

La première tache dans la détermination d'une crue de projet est de fixer le degré de sécurité accepté qui sera à la base de son estimation. Idéalement, ce choix devrait reposer sur des considérations technique et économique liées à l'aménagement et à sont environnement.

La tendance actuelle dans de nombreux pays est de distinguer l'aspect sécurité du barrage de celui du dimensionnement des ouvrages d'évacuation. cette approche conduit en pratique à définir deux crue de sécurité pour laquelle on considère pratiquement comme acceptable que la crête du barrage crues de projet et les deux capacités correspondantes des ouvrages d'évacuation :

Une, les ouvrages d'évacuation et de dissipation d'énergie soient à la limite de la rupture, mais présentent encore un fonctionnement sur. Cette crue est souvent égale à la PMF ;

Une crue de projet stricto sensu devait être évacuée dans des conditions normales avec une marge de sécurité fournie par la revanche. Cette crue est généralement estimée comme un pourcentage de la PMF ou une crue de probabilité de dépassement donnée.

Si le choix de la crue de projet et le dimensionnement des ouvrages d'évacuation sont théoriquement fixés sur la base de considérations techniques et économiques et sur l'analyse des dommages qui résulteraient de la rupture du barrage, ils dépendent aussi de la confiance que l'on peut avoir dans les données base, des caractéristiques de l'ouvrage et des contraintes que l'on impose dans les calculs des ouvrages d'évacuation.

En fin pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficie–perméabilité...etc.)

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

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

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 le risque est faible (degré 01), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

Si le risque est moyen ou modérée (degré 02), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

Si le risque est élevé (degré 03), la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

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'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque moyen (degré 02) et on opte pour la crue centennale avec une vérification avec la crue millénaire.

D'où :

$$Q_{\text{crue projet}} = 44,49 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour la crue des travaux Nous adoptons crue de période de retour (T = 50 ans)

$$Q_{\text{crue travaux}} = 38,27 \text{ m}^3/\text{s}$$

III.5.4. Transport solide et calcul du volume mort :

Le transport solide dépend de l'étendue, du relief du bassin versant, de la nature géologique des sols et de leur résistances à l'érosion, liée elle même à la couverture végétale, au régime des pluies et des températures.

Le transport solide et le charriage du fond permettent la détermination du volume mort en fonction de la durée de vie de la retenue.

Le volume mort est un volume qui ne participe pas à la régularisation des débits, il doit répondre à certaines conditions:

- ❖ Accumulation des matériaux solides dans la retenue.
- ❖ Garantir le fonctionnement normal des pompes.

Pour le calcul du volume mort de la retenue on utilise les formules empiriques.

III.5.4.1. Transport solide :

A) Formule de TEXERONT:

$$T_s = 350 \cdot Y_0^{0.15} \dots\dots\dots (III.55)$$

Avec :

T_s : le transport solide en (t/Km²/an).

Y₀ : la lame écoulée en (mm).

AN: $T_s = 661,41 \text{ T/K m}^2/\text{an}$

On a le volume mort en (m³) :

$$V_m = \frac{Q_s T}{\delta_s} \dots\dots\dots(III.56)$$

Q_s : Le débit solide (m³/s).

δ_s : Poids spécifique de la vase humide (δ_s = 1.54 t/m³).

$$Q_s = \alpha (L_e)^{0.15} S \dots\dots\dots(III.57)$$

L_e: Lamme d'eau écoulée.

S : Superficie du bassin versant.

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin on prend la valeur qui correspond à une perméabilité moyenne du bassin versant donc α=350.

T : Délai de service ; T = 20 ans.

D'où : $Q_s = 350 \cdot (69,61)^{0,15} \cdot 5,43$

Q_s = 3591,44T/an

$$V_m = \frac{3591,44 \cdot 20}{1,54} (m^3).$$

AN : $V_m = 46642,08m^3$

B) Formule de FRIGUI H.L. (2001)

L'érosion spécifique en T/km²/an est exprimée selon FRIGUI pour partie centrale du territoire tunisien semi-aride:

$$E_s = 49,8 \frac{L_e^{0,89}}{S^{0,26}} = 1402,41 T/Km^2 /an$$

Où: E_s - Erosion spécifique, T/km²/an.

L_e - Lamme d'eau moyenne annuelle, mm;

S - Surface du bassin versant, km².

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma = 1.4 T/m^3$. Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{E_s \cdot S}{\gamma} = 5439 m^3/an$$

Formule	Apport solide (m ³ /an)
TIXERONT	3591
FRIGUI H.L.	5439

Les valeurs finalement adoptées sont celle obtenue par la formule de **TIXERONT**. donc $V_{\text{mort}} 46642\text{m}^3$.

III.5.5. Courbe capacité hauteur et surface–hauteur :

L'étude hydrologique du site proposer porte sur l'évaluation de la capacité de ce dernier à savoir :

Les caractéristiques principales du bassin versant du site en question.

Le volume de la retenue

La taille de la digue.

Les caractéristiques bathymétriques (morpho métriques) de la retenue sont la variation du volume et de la surface avec la hauteur. Les surfaces correspondantes à chaque altitude sont déterminées par le planimétrie des surfaces élémentaires correspondantes à chaque inter - courbe.

Pour bien estimer la capacité de stockage de chaque retenue nous nous sommes basés sur la planimétrie de la cuvette qui est de notre point de vue les paramètres caractéristiques nécessaires de la retenue.

Tableau (III.39) : surface et volume en fonction de l'altitude.

côte (m)	H (m)	S (m ²)	S moy (m ²)	DH (m)	ΔV (m ³)	Vh (m ³)	hm (m)
850	0	0				0	0
			141,37	2	282,74		
852	2	282,74				282,74	1
			2312,52	2	4625,04		
854	4	4342,3				4907,78	1,130
			6619,68	2	13239,36		
856	6	8897,05				18147,14	2,039
			11770,85	2	23541,7		
858	8	14644,65				41688,84	2,846
			21416,05	2	42832,1		
860	10	21416,05				84520,94	3,9467
			24891,56	2	49783,12		
862	12	28367,07				134304,1	4,734
			32361,44	2	64722,87		
864	14	36355,8				199026,9	5,474
			40739,69	2	81479,38		
866	16	45123,58				280506,3	6,2164
			50947,02	2	101894		
868	18	56770,46				382400,4	6,735
			62757,03	2	125514,1		
870	20	68743,6				507914,4	7,388
			74961,21	2	149922,4		
872	22	81178,82				657836,8	8,103
			89201,08	2	178402,2		
874	24	97223,33				836239	8,601

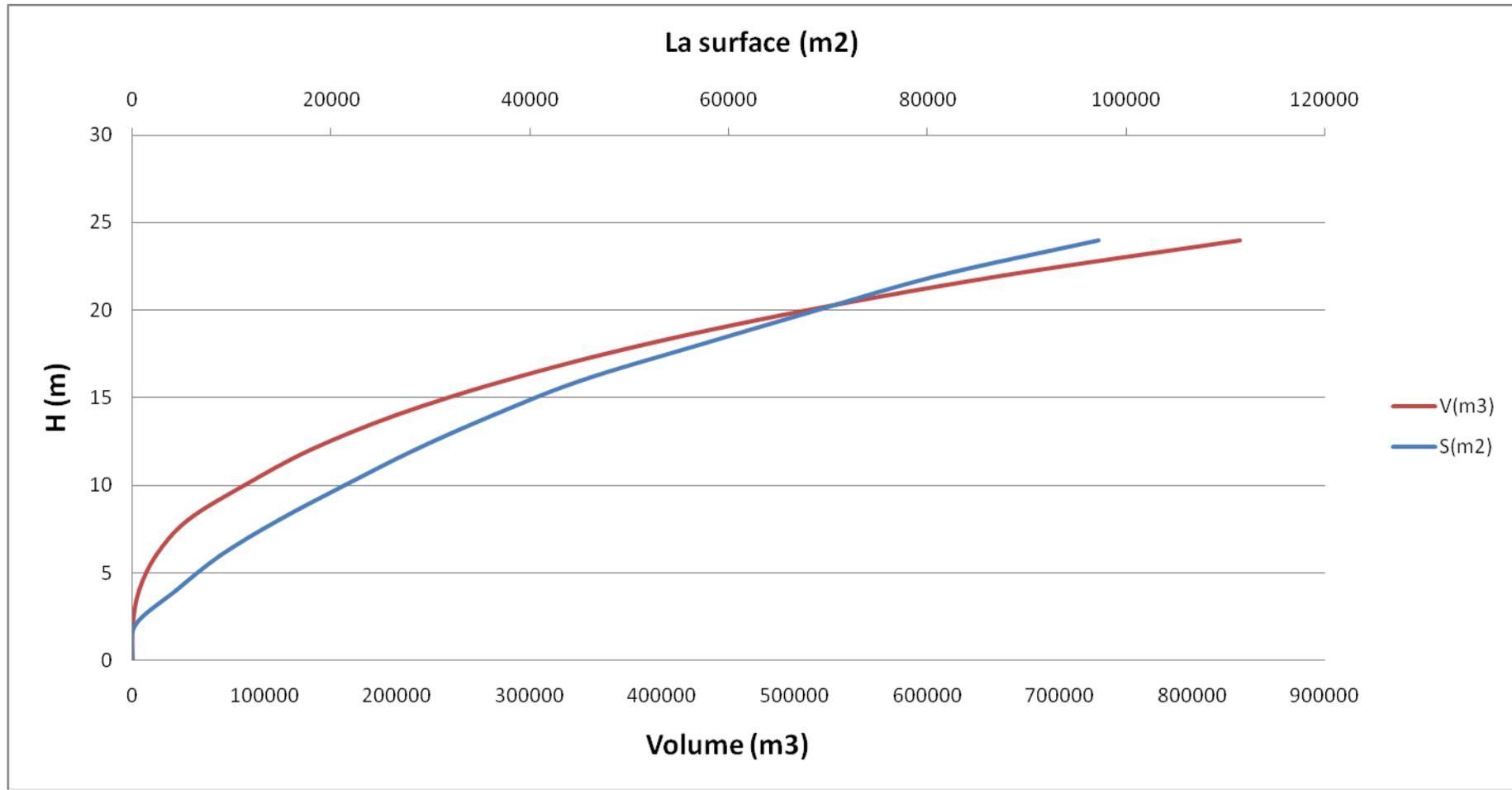


Figure III .15 courbe capacité hauteur

III-6 . Régularisation des débits :

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 mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ et de la consommation $U_{80\%}$:

La répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ est donnée dans le tableau (III.40).

Tableau (III.40): La répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jt	A
P (mm)	13,4 3	48,70	46,42	67,1 8	67,1 9	68,70	47,71	32,8 7	22,7 0	5,09	1,80	1,22
$A_{80\%}$ (Hm^3)	0.01 4	0.023	0.034	0.03 9	0.04 1	0.033	0.038	0.03 2	0.02 7	0.009	0.00 2	0.003

III.6.2 : Répartition mensuelle de la consommation $U_{80\%}$:

D'après l'Institut National d'Agronomie les besoins en eau destinée à l'irrigation pour des cultures maraîchères par mois sont :

Tableau (III.41) : Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation.

Mois	Besoin (m ³ /ha/an)	Besoin (%)
septembre	750	15
Octobre	0	0
Novembre	0	0
Décembre	0	0
Janvier	0	0
Février	0	0
Mars	0	0
Avril	250	5
Mai	7500	15
Juin	1000	20
Juillet	1250	25
Août	1000	20
Totale	5000	100

La surface qu'on a à irriguer est de 30 Ha

La répartition mensuelle de la consommation est donnée dans le tableau (III.41)

III.6.3 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

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

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

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

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

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

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le Tableau III.39 et III.41.

Tableau (III-42) : Calcul de volume utile sans tenir compte des pertes

Mois	W (Mm ³)	U (Mm ³)	W - U (Mm ³)	V (Mm ³)
Octobre	0,0232	0	0,0232	V _s =0,235
Novembre	0,0342	0	0,0342	
Décembre	0,0387	0	0,0387	
Janvier	0,041	0	0,041	
Février	0,0327	0	0,0327	
Mars	0,038	0	0,038	
Avril	0,0323	0,0052	0,0271	
Mai	0,0272	0,0157	0,0115	V _d =0,1171
Juin	0,0089	0,024	-0,0151	
Juillet	0,0021	0,0263	-0,0242	
Août	0,0034	0,064	-0,0606	
Septembre	0,014	0,01578	-0,0017	

$$V_s = 0,235Mm^3 \quad \text{et} \quad V_d = 0,1171Mm^3.$$

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

$$V_u = V_d = 0,1171Mm^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 0.046642 + 0.1171 = 0.16374Mm^3$$

$$V_{NNR} = 0,16374Mm^3 \quad \Leftrightarrow \quad NNR = 863m.NGA$$

III.6.3.1 :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:

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots(III.58)$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

$$V_{moy} : \text{volume moyenne} \left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right] \dots\dots\dots(III.59)$$

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

B) Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots(III.60)$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette .

Dans notre cas , $\delta = 0,5 - 1,5$ (on pred $\delta = 0,75$)

$$V_{moy} : \text{volume moyenne} \left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right] \dots\dots\dots(III.61)$$

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

C) Estimation de l'erreur :

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

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \dots\dots\dots(III.62)$$

Avec $1\% < \varepsilon < 2\%$

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 vérifier on doit faire des itérations.

Tableau (III.43) : Régularisation saisonnière suivant la 1^{ère} consigne.

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	A-U (Mm ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation		
				V _{ri} (Mm ³)	V _{rf} (Mm ³)	S (Mm ³)
oct	0,0232	0	0,0232	0,04664	0,046642	
nov	0,0342	0	0,0342	0,06984	0,069842	
dec	0,038	0	0,038	0,10404	0,104042	
jan	0,041	0	0,041	0,14204	0,142042	
fév	0,0327	0	0,0327	0,183042	0,14812	0,034922
mas	0,038	0	0,038	0,215742	0,14812	0,0327
avr	0,0323	0,0052	0,0271	0,253742	0,14812	0,038
mais	0,0272	0,0157	0,0115	0,280842	0,14812	0,0271
juin	0,0089	0,024	-0,0151	0,292342	0,14812	0,0115
juil	0,0021	0,0263	-0,0242	0,13302	0,13302	
aout	0,0034	0,0638	-0,0604	0,10882	0,10882	
sep	0,014	0,01578	-0,00178	0,04842	0,04842	
				0,04664	0,04664	

Tableau (III.44) : Régularisation saisonnière tenant compte les pertes.

V_{rfi}	V_{moy}	S_{moy}	E_s	V_{inf}	V_{evp}	π	W (Mm ³)	U (Mm ³)	$W-U-\pi$	1 ^{ère} consigne d'exploitation		
										V_{ri} (Mm ³)	V_{ri} (Mm ³)	S (Mm ³)
0,046642										0,04664	0,04664	
	0,058242	0,016498	116	0,000436	0,001914	0,002351	0,0232	0	0,020849			
0,069842										0,067489	0,067489	
	0,086942	0,021372	69	0,000652	0,001474	0,002126	0,0342	0	0,032073			
0,104042										0,099562	0,099562	
	0,123042	0,023234	52	0,000922	0,001208	0,002131	0,038	0	0,035869			
0,142042										0,135431	0,135438	
	0,145081	0,029467	50	0,001088	0,001473	0,002561	0,041	0	0,038438			
0,14812										0,173870	0,164942	0,008929
	0,14812	0,032678	55	0,001110	0,001797	0,002908	0,0327	0	0,029791			
0,14812										0,194733	0,164942	0,029791
	0,14812	0,032678	25	0,001110	0,000816	0,001927	0,038	0	0,036072			
0,14812										0,201014	0,164942	0,036072
	0,14812	0,032678	100	0,001119	0,003267	0,004378	0,0323	0,0052	0,022721			
0,14812										0,187663	0,164942	0,02272
	0,14812	0,032678	139	0,001110	0,004542	0,005651	0,0272	0,0157	0,005846			
0,14812										0,170788	0,164942	0,005847
	0,14057	0,028718	182	0,001054	0,005226	0,006281	0,0089	0,024	-0,02138			
0,13302										0,143561	0,14356	
	0,12092	0,022627	249	0,000906	0,005634	0,006541	0,0021	0,0263	-0,03074			
0,10882										0,112820	0,112819	
	0,07862	0,010242	248	0,000589	0,002540	0,003129	0,0034	0,0638	-0,06353			
0,04842										0,049290	0,049289	
0,04664	0,04753	0,0043889	117	0,0003565	0,0005135	0,00087	0,014	0,01578	-0,00265	0,04664	0,04664	

$$V'_s = 0,221659 \text{Mm}^3 \quad \text{et} \quad V'_d = 0,118302 \text{Mm}^3$$

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

$$V'_u = V'_d = 0,118302 \text{Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 0.046642 + 0.118302 = 0.164942 \text{Mm}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = 0,164942 \text{Mm}^3 \quad \Leftrightarrow \quad \text{NNR} = 863 \text{m.NGA}$$

$$\epsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 = \frac{0,118302 - 0,1171}{0,1171} \cdot 100 = 1,02\% < 2\% \quad \text{alors la condition est vérifiée}$$

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 :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots(III.63)$$

Où :

Q : le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumule a l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots(III.64)$$

Où :

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

III.7.1 : procédés de calcul :

Il existe plusieurs procédés de calcul comme Hedeblat, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step et d'autre méthodes, nous retenons cinq méthodes celles de :

1. Méthode de Kotcherine
2. Méthode Step by step.
3. Méthode graphique.
4. Méthode de 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 normale 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 :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q_{\%}} \right) \dots\dots\dots(III.65)$$

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 :

$$q_{lam} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \dots\dots\dots(III.66)$$

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'ont définit, on analyse plusieurs variantes, Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(III.67)$$

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 = 9,81m²/s];

L : la largeur de déversoir,

H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 a 2.5 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{moy} \dots\dots\dots(III.68)$$

Et : $S = L \cdot (H + P) \dots\dots\dots (III.69)$

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

$$V_{moy} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \dots\dots\dots(III.70)$$

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

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (III.71)$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{moy}^2}{2g} \dots\dots\dots(III.72)$$

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 laminée est calcule pour différentes charges "**H**" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "**b**",

Les graphiques de la figure sont accordes a la table de calculs, en faisant varier les variables **H** et **L**, Les relations s'ajustent automatiquement.

Tableau (III.45) : Données initiales.

Données initiales	
g	9,81 m/s²
α	1
Q_{1%}	44,49m³/s
V_{crue 1%}	278497,44m³
m	0,48
P	1,5 m

Tous les calculs et résultats sont illustres ci après :

Tableau (III.46) : 1 ère étape de calcule.

b	H	débit	surface	vitesse	V_{forcé}
(m)	(m)	(m³/s)	(m²)	(m/s)	(Mm³)
2	0,5	1,50	4	0,376	0,0221
4	0,75	5,52	9	0,614	0.0267
6	1	12,76	15	0,851	0.0341
8	1,25	23,77	22	1,081	0.0451
10	1,5	39,06	30	1,302	0.0587
12	1,75	59,07	39	1,515	0.0716
14	2	84,20	49	1,718	0.0965

Tableau (III.47) : 2 ème étape de calcul.

H	V_{moy}	H₀	Débit m³/s					
			b=4m	b=6m	b=8m	b=10m	b=12m	b=14m
0.5	0.376	0,51	3,10	4,65	6,19	7,74	9,29	10,84
0.75	0.614	0,77	5,75	8,62	11,49	14,36	17,24	20,11
1	0.850	1,04	9,02	13,53	18,04	22,55	27,06	31,57
1.25	1.080	1,31	12,75	19,13	25,51	31,88	38,25	44,63
1.5	1.302	1,59	17,05	25,58	34,11	42,63	51,15	59,68
1.75	1.514	1,87	21,75	32,63	43,50	54,37	65,25	76,12
2.00	1.718	2,15	26,81	40,22	53,63	67,03	80,44	93,84

Tableau (III.48) : 3 ème étape de calcul.

H	V forcé	q	Débit m³/s					
			Laminé	b=4m	b=6m	b=8m	b=10m	b=12m
0.50	0,0221	40,959	3,1	4,65	6,19	7,74	9,29	10,84
0.75	0,0267	40,224	5,75	8,62	11,49	14,36	17,24	20,11
1.00	0,0341	39,042	9,02	13,53	18,04	22,55	27,06	31,57
1.25	0,0451	37,285	12,75	19,13	25,51	31,88	38,25	44,63
1.50	0,0587	35,112	17,05	25,58	34,11	42,63	51,15	59,68
1.75	0,0716	33,051	21,75	32,63	43,5	54,37	65,25	76,12
2.00	0,0965	29,074	26,81	40,22	53,63	67,03	80,44	93,84

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q = f(h)$ comme montre la figure III.18 et III.19.

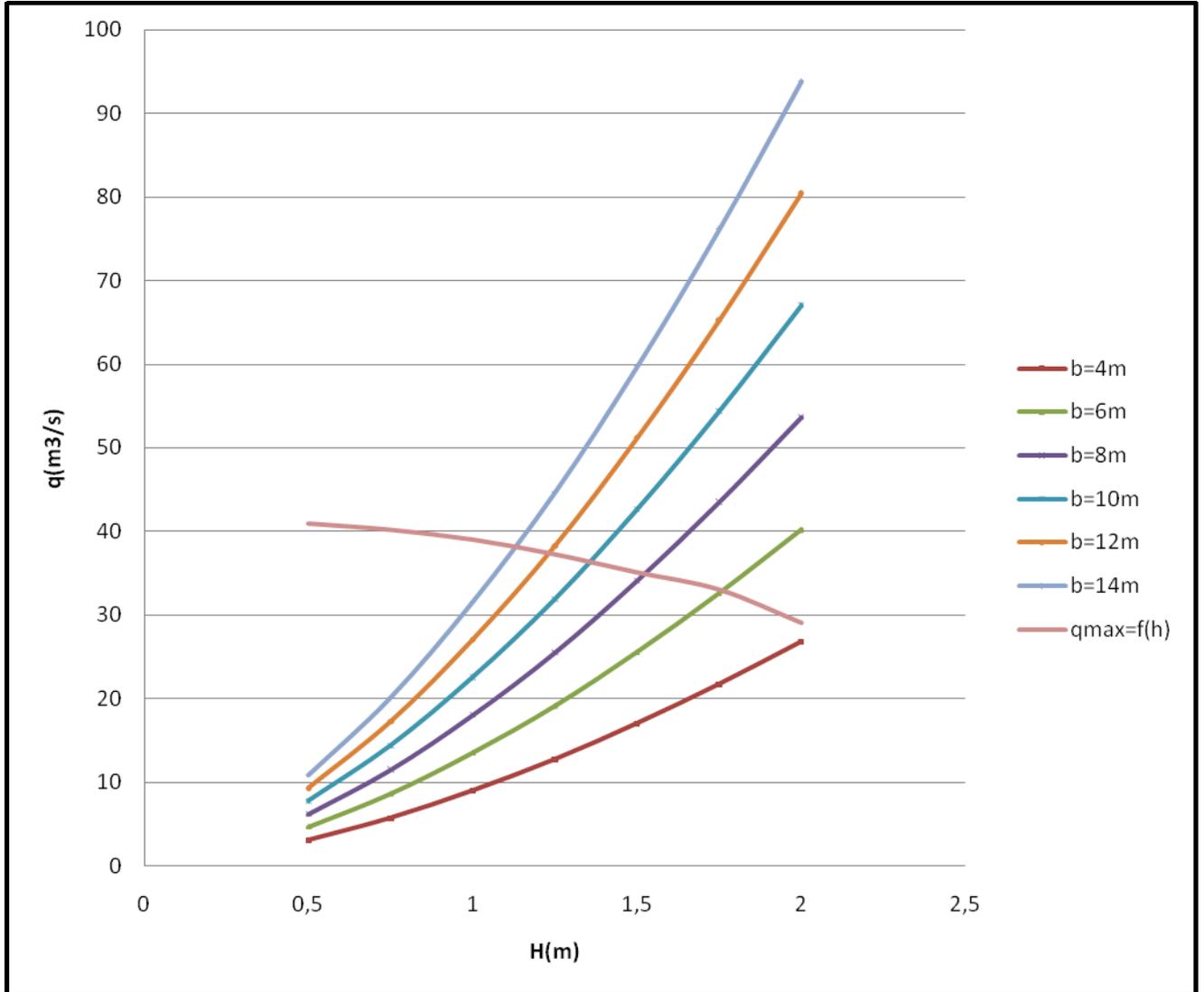


FIGURE N°:III.16 : $q=f(H)$

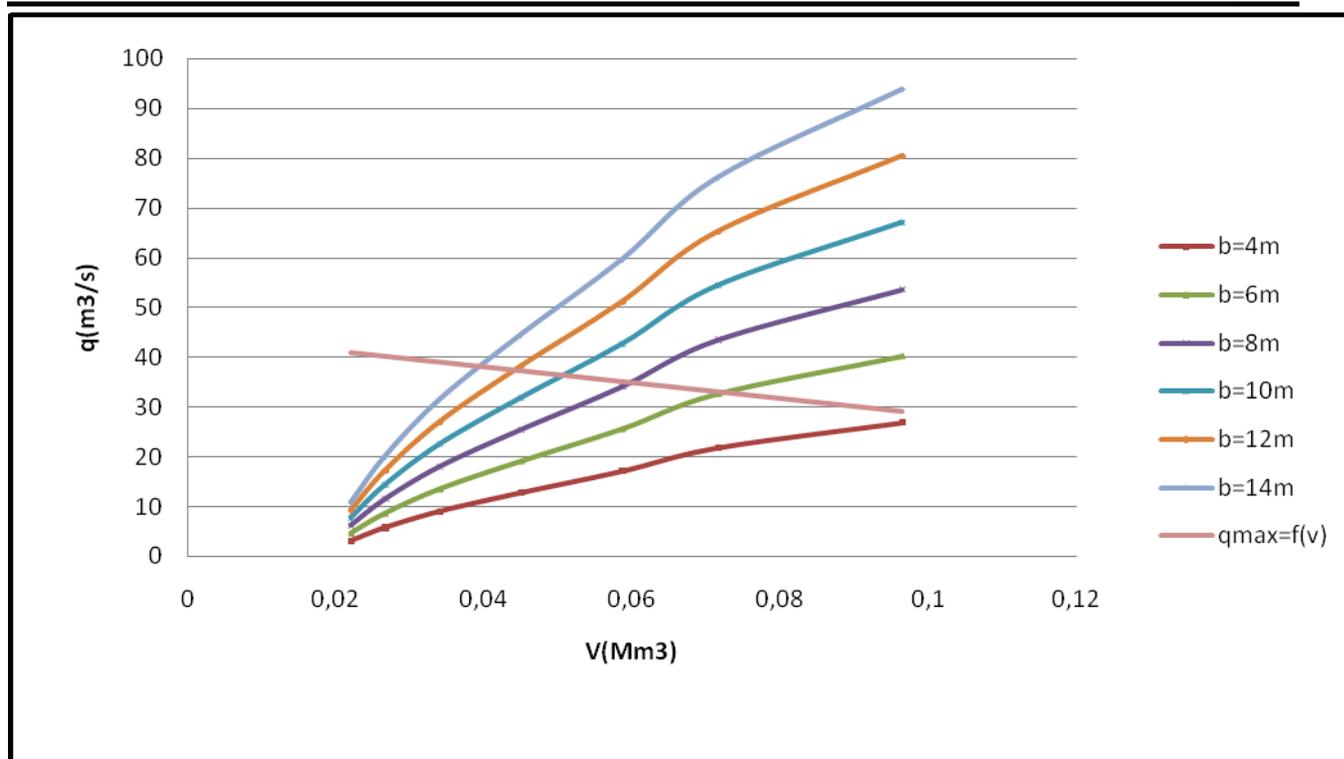


FIGURE N°:III.17 : $q=F(V)$

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacuer, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le Tableau III.49.

Tableau (III.49) : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

b(m)	H (m)	NPHE (m)	q(m ³ /s)	V _{forcé} (Mm ³)
4	2	813.48	29,07	0.0965
6	1.75	813.31	32,62	0.0608
8	1.5	813.17	35,11	0.08910
10	1.35	813.06	36.57	0.0514
12	1.25	812.98	37,34	0.0451
14	1.13	812.90	38,22	0.0392

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 :

$$V_B = \sum V_i \dots\dots\dots (III.73)$$

Avec : $V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots (III.74)$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

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

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

m_1, m_2 : Les fruits des talus .

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i $[H_i = NNR - Cf + R + h_{dév} + t]$.

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III.8.1.1 : Calcul de la revanche :

Plusieurs formulas sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (III.75)$$

Avec $H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (III.76)$

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 kilomètre [$F = 0,55$ km].

A.N :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{0,55} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{0,55} = 0,78 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,78 = 3,06 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 1,06 \text{ m}$$

b) Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec}$$

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(III.78)$$

A.N:

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{0,55} = 0,68 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,68 = 2.86 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.93 \text{ m}$$

c) Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(III.79)$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,55} = 1,22 \text{ m}$$

Conclusion :

On prend une valeur **STEVENSON GAILLARD.** $R = 1,06 \text{ m}$

III.8.1.2 : Largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPEN T :

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(III.80)$$

2) Formule de E- F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots(III.81)$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots(III.82)$$

4) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(III.83)$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t.$$

On admet une valeur de t =0.1 mètre pour le tassement du barrage,

Tableau (III.50) donne les résultats du calcul.

Largeur en crête du barrage (m)						
Largeurs déversantes (m)	Lames déversantes (m)	Tassements (m)	Hauteur du barrage (m)	Formules utilisées		
				KNAPEN	PREECE	SIMPLIFIEE
4	2	0,1	16,16	6,63	5,42	6,02
6	1,75	0,1	15,91	6,58	5,39	5,97
8	1,5	0,1	15,66	6,53	5,35	5,92
10	1,35	0,1	15,51	6,50	5,33	5,90
12	1,25	0,1	15,41	6,48	5,32	5,88
14	1,13	0,1	15,29	6,45	5,30	5,85

On opte pour une largeur de crête égale à: $b_{cr} = 6 \text{ m}$

III.8.1.3 : Calcul du coût de la digue :

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

Tableau (III.51) : coût de la digue.

Largeur déversants (m)	volume de la digue (m ³)	Coût de la digue (millions de DA)
4	61224,05	73,468
6	58996	70,795
8	56820,14	68,184
10	55432,6	66,519
12	54724,04	65,668
14	53730,85	64,477

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètre, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 1200DA.

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 profile 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 $m = 0.48$

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

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1,80} \dots\dots\dots(III.84)$$

Ou :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dév} = S \cdot L \dots\dots\dots(III.85)$$

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à quinze mille dinars Algériens 30000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

Tableau (III.52) : coût de déversoir.

largeur déversants (m)	Section (m ²)	volume du béton (m ³)	Coût du déversoir (millions de DA)
4	2,671	10,684	0,32
6	2,457	14,742	0,44
8	1,852	14,816	0,44
10	1,769	17,69	0,53
12	1,425	17,1	0,51

III.8.2.3 : 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 85 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \dots\dots\dots(\text{III.86})$$

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

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e, \text{max}})^{0,4} \dots\dots\dots(\text{III.87})$$

Le volume du déblai est donné par :

$$V_{\text{déblai}} = \sum \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots(\text{III.88})$$

S_i, S_{i+1} : les section des coupes déterminer après la carte topographique.

d : la distance entre deux coupes.

Le Tableau (III.53) nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversant.

Tableau (III.53) : coût de coursier.

Largeurs déversantes (m)	Débits déversants (m ³ /s)	largeur de coursier (m)	S béton (m ²)	béton (m3)	déblais (m3)	coût de béton (M DA)	coût de déblais (M DA)	coût total de coursier (M DA)
4	29,07	3,85	3,70	184,77	476,69	5,91	0,48	6,39
6	32,62	4,03	3,83	191,46	495,89	6,13	0,50	6,62
8	35,11	4,15	3,90	195,11	507,28	6,24	0,51	6,75
10	36,57	4,22	3,92	196,20	512,09	6,28	0,51	6,79
12	37,34	4,25	3,96	197,84	518,35	6,33	0,518	6,85
14	38,22	4,29	3,95	197,55	519,55	6,32	0,52	6,84

II.8.2.4 : le coût total du barrage :

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

Tableau (III.54) : coût Totale du barrage.

largeurs déversants (m)	coût de la digue (millions de DA)	coût de l'évacuateur de crue (millions de DA)		coût total (millions de DA)
		déversoir	coursier	
4	53,816	0,22	6,39	60,426
6	73,468	0,34	6,62	80,428
8	70,795	0,47	6,75	78,015
10	68,184	0,47	6,79	75,444
12	66,519	0,57	6,85	73,939
14	65,668	0,55	6,84	73,058

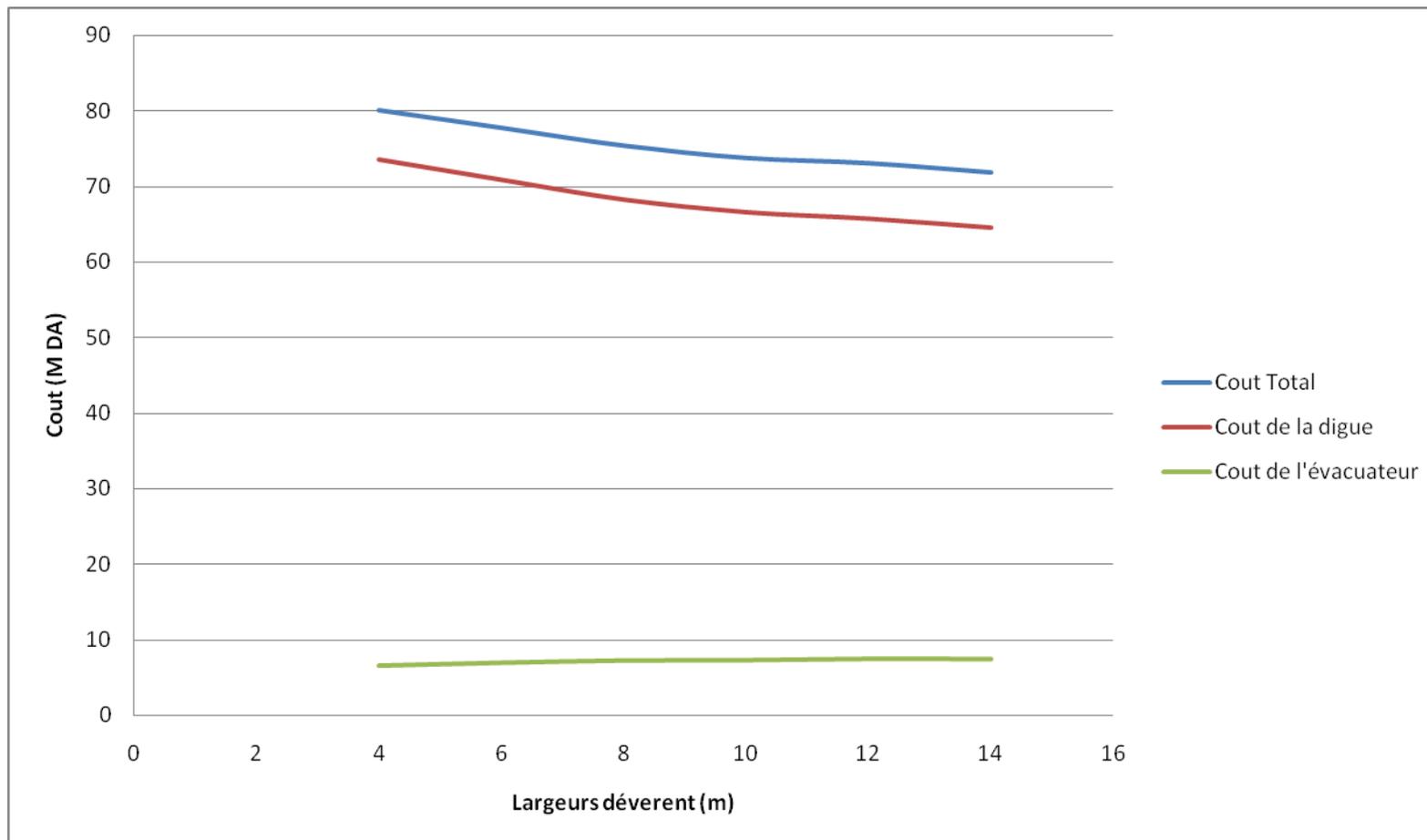


FIGURE N°:III.18 COURBE DE L'OPTIMISATION

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure (III.20), la largeur déversant donnant le coût minimum est **12.00m**.

Donc la hauteur du barrage est :

$$H_b = 15,41 \text{ mètre}$$

Et le niveau de crête est :

$$\nabla \text{Crête} = 865.41 \text{ mètre}$$

Tableau (III.55) : les caractéristique du barrage.

Dénomination	Unité	Quantité
Volume mort	M.m ³	0.046642
Volume utile	M.m ³	0.118302
Volume au niveau normal de la retenue	M.m ³	0.164942
Cote de fond (▼ fond)	m	850.00
Cote au niveau mort (▼NVM)	m	858.10
Cote au niveau normal de retenue (▼NNR)	m	863,00
Cote de plus hautes eaux (▼NPHE)	m	864,25
Cote de la crête (▼Crête)	m	865,41
Largeur de déversoir	m	12
La hauteur de charge déverser.	m	1.25
Le débit évacué	m ³ /s	37.34

III.9.1 : Laminage pour un déversoir de largeur b=12 mètres :

Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au dessus du déversoir.

On trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir fig (III.19).

Tableau (III.56) : Volumes et débit déversant.

Cote	Hd	q	1/2 qΔt	1/2 qΔt	V	1/2 qΔt+V
(m)	(m)	(m ³ /s)	(m ³)	(Mm ³)	(Mm ³)	(Mm ³)
863	0	0	0	0	0,165	0,165
863,1	0,1	0,9275309	138,336598	0,0001383	0,168	0,1681383
863,2	0,2	2,6234536	391,274987	0,0003913	0,171	0,1713913
863,3	0,3	4,819592	718,818051	0,0007188	0,174	0,1747188
863,4	0,4	7,4202473	1106,69279	0,0011067	0,177	0,1781067
863,5	0,5	10,370111	1546,65019	0,0015467	0,18	0,1815467
863,6	0,6	13,631865	2033,12447	0,0020331	0,183	0,1850331
863,7	0,7	17,178113	2562,02966	0,002562	0,186	0,188562
863,8	0,8	20,987629	3130,1999	0,0031302	0,189	0,1921302
863,9	0,9	25,043335	3735,08816	0,0037351	0,192	0,1957351
864	1	29,331103	4374,58735	0,0043746	0,195	0,1993746
864,1	1,1	33,838992	5046,91651	0,0050469	0,198	0,2030469
864,2	1,2	38,556736	5750,54441	0,0057505	0,201	0,2067505
864,25	1,25	40,991463	6113,67168	0,0061137	0,202	0,2081137

On trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir **fig (III.19)**.

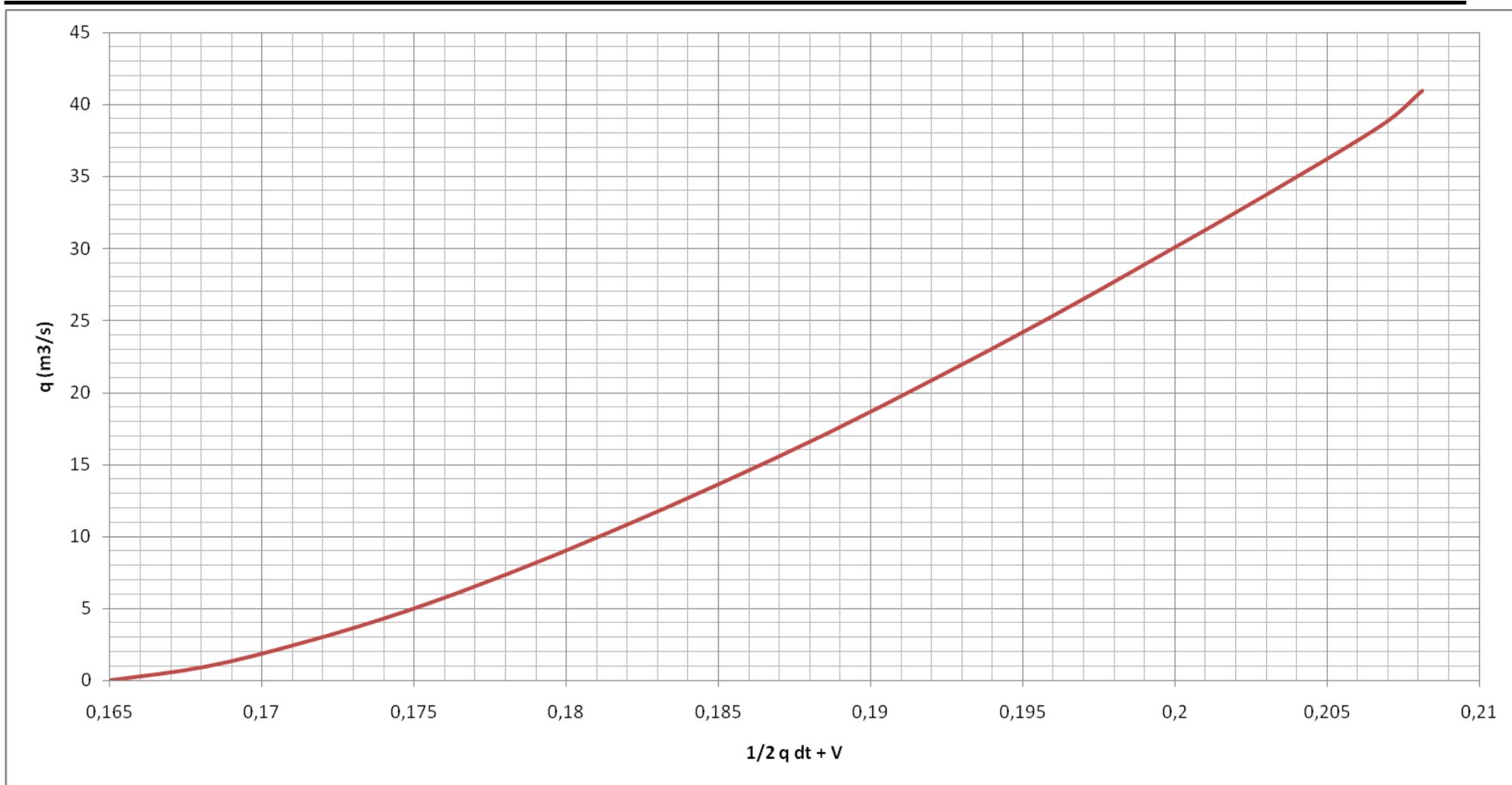


FIGURE N°:III.19: courbe des débits déversant

Tableau (III.57) : le laminage.

Temps (h)	Q (m3/s)	Qmoy (m3/s)	Qmoy- q (m3/s)	(Qmoy- q) Δt (m3)	V+1/2.q.Δt (Mm3)	q (m3/s)
0	0					
0,2	1,3225327	0,66126635	0,66126635	476,111772	164942	0
0,4	5,2901308	3,30633175	3,28633175	2366,15886	165418,112	0,02
0,6	11,9027943	8,59646254	8,30849662	5982,11756	167784,271	0,28796593
0,8	21,1605232	16,5316587	15,0212184	10815,2772	173766,388	1,51044037
1	33,0633175	27,1119203	22,7202428	16358,5748	184581,665	4,39167756
1,2	42,9734283	38,0183729	27,6266222	19891,168	200940,24	10,3917506
1,4	35,9053946	39,4394115	19,0883293	13743,5971	220831,408	20,3510822
1,6	29,6582434	32,781819	3,84184135	2766,12577	234575,005	28,9399777
1,8	24,1813027	26,9197731	-3,91755908	-2820,64254	237341,131	30,8373321
2	19,4239009	21,8026018	-7,10054946	-5112,39561	234520,489	28,9031513
2,2	15,3353663	17,3796336	-8,16764486	-5880,7043	229408,093	25,5472785
2,4	11,8650269	13,6001966	-8,32568337	-5994,49202	223527,389	21,92588
2,6	8,96221124	10,4136191	-8,08375096	-5820,30069	217532,897	18,4973701
2,8	6,5762474	7,76922932	-7,6532787	-5510,36066	211712,596	15,422508
3	4,65646366	5,61635553	-7,12567031	-5130,48263	206202,235	12,7420258
3,2	3,15218828	3,90432597	-6,5436724	-4711,44413	201071,753	10,4479984
3,4	2,01274951	2,5824689	-5,93015916	-4269,71459	196360,309	8,51262805
3,6	1,18747559	1,60011255	-5,30025291	-3816,1821	192090,594	6,90036546
3,8	0,62569478	0,90658519	-4,6667602	-3360,06735	188274,412	5,57334539
4	0,27673532	0,45121505	-4,04278957	-2910,80849	184914,344	4,49400462
4,2	0,08992547	0,18333039	-3,44307481	-2479,01387	182003,536	3,62640521
4,4	0,01459346	0,05225947	-2,88460478	-2076,91544	179524,522	2,93686425
4,6	0	0,00729673	-2,38682442	-1718,51358	177447,607	2,39412115
4,8	0	0	-1,96913034	-1417,77385	175729,093	1,96913034
5	0	0	-1,63493843	-1177,15567	174311,319	1,63493843
5,2	0	0	-1,36874789	-985,498482	173134,164	1,36874789
5,4	0	0	-1,15376984	-830,714283	172148,665	1,15376984
5,6	0	0	-0,97812997	-704,253577	171317,951	0,97812997
5,8	0	0	-0,83322122	-599,919279	170613,697	0,83322122
6	0	0	-0,71267071	-513,122908	170013,778	0,71267071
6,2	0	0	-0,61167119	-440,403259	169500,655	0,61167119

6,4	0	0	-0,52653655	-379,106316	169060,252	0,52653655
6,6	0	0	-0,45439892	-327,167219	168681,145	0,45439892
6,8	0	0	-0,392998	-282,95856	168353,978	0,392998
7	0	0	-0,34053165	-245,182789	168071,02	0,34053165
7,2	0	0	-0,29554805	-212,794596	167825,837	0,29554805
7,4	0	0	-0,2568667	-184,944022	167613,042	0,2568667
7,6	0	0	-0,22351969	-160,934179	167428,098	0,22351969
7,8	0	0	-0,19470749	-140,189393	167267,164	0,19470749
8	0	0	-0,16976519	-122,230935	167126,975	0,16976519
8,2	0	0	-0,14813652	-106,658293	167004,744	0,14813652
8,4	0	0	-0,1293536	-93,1345889	166898,085	0,1293536
8,6	0	0	-0,11302098	-81,3751092	166804,951	0,11302098
8,8	0	0	-0,09880304	-71,1381894	166772,271	0,09880304
9	0	0	-0,08641378	-62,2179218	166739,591	0,08641378
9,2	0	0	-0,0756087	-54,4382656	166706,911	0,0756087
9,4	0	0	-0,06617814	-47,648259	166674,231	0,06617814
9,6	0	0	-0,0579418	-41,7180975	166641,551	0,0579418
9,8	0	0	-0,05074431	-36,5359021	166608,871	0,05074431
10	0	0	-0,04445144	-32,00504	166576,191	0,04445144
10,2	0	0	-0,03894707	-28,0418901	166543,511	0,03894707
10,4	0	0	-0,03413052	-24,5739713	166510,831	0,03413052
10,6	0	0	-0,0299144	-21,5383662	166478,151	0,0299144
10,8	0	0	-0,02622276	-18,8803888	166445,471	0,02622276
11	0	0	-0,02298952	-16,5524531	166412,791	0,02298952
11,2	0	0	-0,0201571	-14,5131097	166380,111	0,0201571
11,4	0	0	-0,01767531	-12,7262227	166347,431	0,01767531
11,6	0	0	-0,01550037	-11,1602632	166314,751	0,01550037
11,8	0	0	-0,01359403	-9,78770372	166282,071	0,01359403
12	0	0	-0,01192291	-8,5844956	166249,391	0,01192291
12,2	0	0	-0,0104578	-7,52961804	166216,711	0,0104578
12,4	0	0	-0,00917318	-6,60468835	166184,031	0,00917318
12,6	0	0	-0,0080467	-5,79362425	166151,351	0,0080467
12,8	0	0	-0,00705882	-5,0823509	166118,671	0,00705882
13	0	0	-0,00619243	-4,45854638	166085,991	0,00619243
13,2	0	0	-0,00543253	-3,91142037	166053,311	0,00543253

13,4	0	0	-0,004766	-3,43152145	166020,631	0,004766
13,6	0	0	-0,00418135	-3,01056917	165987,951	0,00418135
13,8	0	0	-0,00366848	-2,64130762	165955,271	0,00366848
14	0	0	-0,00321858	-2,31737757	165922,591	0,00321858
14,2	0	0	-0,0028239	-2,03320487	165889,911	0,0028239
14,4	0	0	-0,00247764	-1,78390291	165857,231	0,00247764
14,6	0	0	-0,00217387	-1,56518728	165824,551	0,00217387
14,8	0	0	-0,00190736	-1,37330125	165791,871	0,00190736
15	0	0	-0,00167354	-1,20495045	165759,191	0,00167354
15,2	0	0	-0,0014684	-1,05724577	165726,511	0,0014684
15,4	0	0	-0,00128841	-0,92765332	165693,831	0,00128841
15,6	0	0	-0,00113049	-0,81395062	165661,151	0,00113049
15,8	0	0	-0,00099193	-0,71418827	165628,471	0,00099193
16	0	0	-0,00087036	-0,62665625	165595,791	0,00087036
16,2	0	0	-0,00076369	-0,54985452	165563,111	0,00076369
16,4	0	0	-0,00067009	-0,48246718	165530,431	0,00067009
16,6	0	0	-0,00058797	-0,42333982	165497,751	0,00058797
16,8	0	0	-0,00051592	-0,37145965	165465,071	0,00051592
17	0	0	-0,00045269	-0,32593817	165432,391	0,00045269
17,2	0	0	-0,00039722	-0,28599584	165399,711	0,00039722
17,4	0	0	-0,00034854	-0,25094873	165367,031	0,00034854
17,6	0	0	-0,00030583	-0,22019681	165334,351	0,00030583
17,8	0	0	-0,00026835	-0,19321358	165301,671	0,00026835
18	0	0	-0,00023547	-0,16953712	165268,991	0,00023547
18,2	0	0	-0,00020661	-0,14876215	165236,311	0,00020661
18,4	0	0	-0,0001813	-0,13053306	165203,631	0,0001813
18,6	0	0	-0,00015908	-0,11453783	165170,951	0,00015908
18,8	0	0	-0,00013959	-0,1005027	165138,271	0,00013959
19	0	0	-0,00012248	-0,08818744	165105,591	0,00012248
19,2	0	0	-0,00010747	-0,0773813	165072,911	0,00010747
19,4	0	0	-9,4305E-05	-0,06789934	165040,231	9,4305E-05
19,6	0	0	-8,2749E-05	-0,05957928	165007,551	8,2749E-05
19,8	0	0	-7,2609E-05	-0,05227874	164974,871	7,2609E-05
20	0	0	-6,3712E-05	-0,04587279	164942,191	6,3712E-05

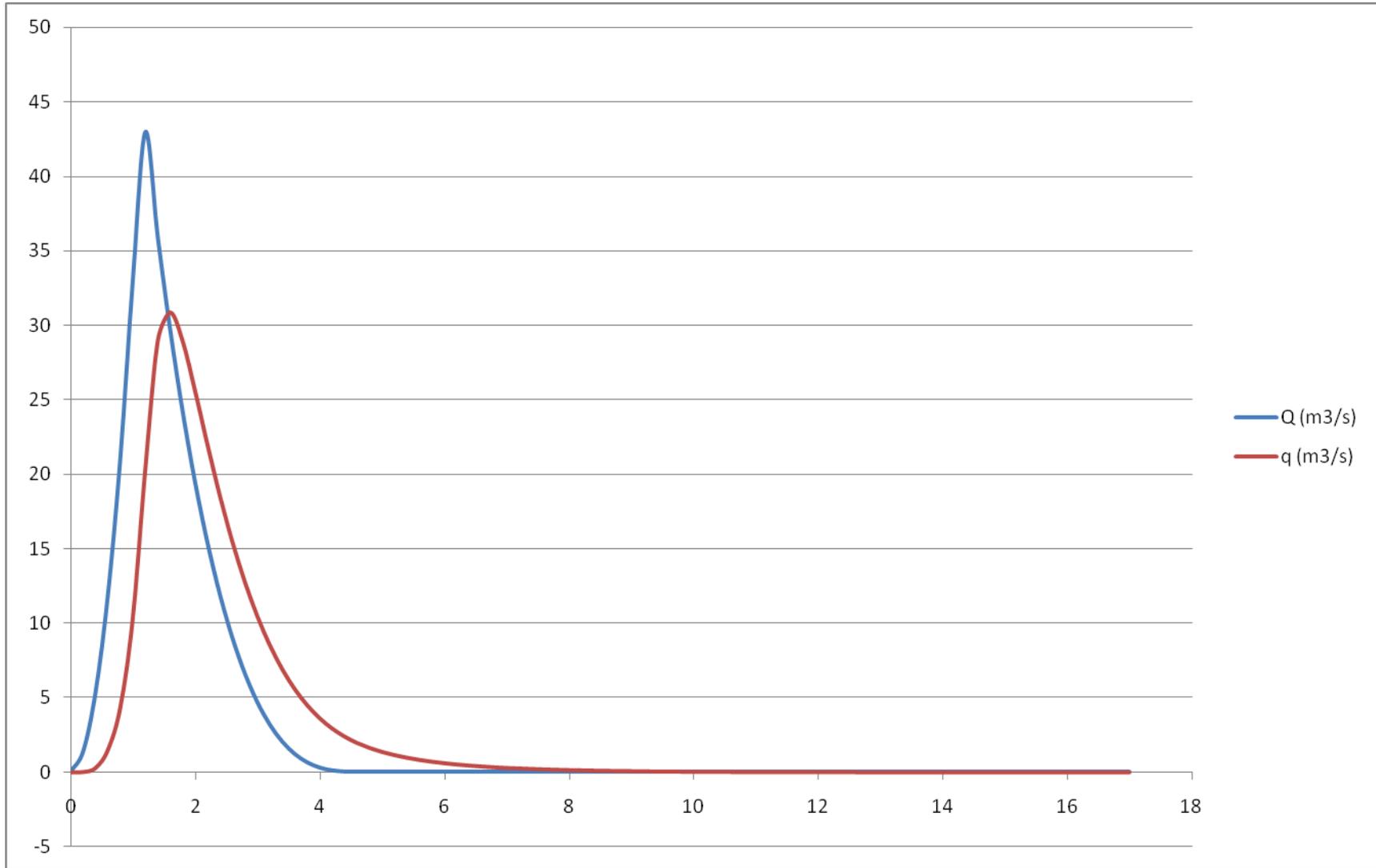


FIGURE N°:III.20:Hydrogramme de débits entrant et sortant

CHAPITRE IV :

ETUDE DES VARIANTES

IV. Etude des variantes:

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

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

Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de la vallée, des problèmes de transport d'approvisionnement, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts 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 du sol de fondation et des matériaux de construction disponibles au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes et en écarter d'autres.

IV.1) Les avantages et les inconvénients des barrages en terre :

IV.1.1) Les avantages :

1. Utilisation du sol comme matériau local pour la construction du barrage.
2. Possibilité d'utiliser n'importe quel sol de fondation.
3. La compression du sol faible.
4. Le corps du barrage est très flexible et adaptable aux conditions du terrain.
5. Tous les procédés de construction sont mécanisés.

IV.1.2) Les inconvénients :

1. Impossibilité de conduire le débit des crues à travers l'ouvrage.
2. Présence de l'écoulement souterrain dans le corps du barrage, qui crée les conditions de déformation du barrage.
3. Grandes pertes d'eau en cas d'utilisation des sols perméables.
4. L'utilisation des dispositifs contre la filtration.

IV-2) Le choix du type de barrage :

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

IV-2.1) 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.

IV-2.2) La morphologie de la vallée :

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

IV-2.3) Les conditions géologiques et géotechniques :

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

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

IV-2.4) 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 et 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 proposer :

Dans notre cas, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux, Nous proposons les variantes suivantes :

IV.3.1) 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 d'argile imperméable

IV.3.2) Barrage Zoné à 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 réalisé 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.

IV.3.3) Barrage 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 œuvre,...

Le masque en béton est une paroi étanche plaqué sur le talus amont du barrage et présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément. Il est par contre, plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique, abrasivité.....etc.

IV.4. Fixation du choix définitif du type de barrage

On dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2fois le volume du remblai). La solution d'un barrage en terre homogène ou pseudo-zoné semble être la solution la plus économique, avant d'arriver au choix finale de la variante, on a pris en considération :

- La facilité de la réalisation ;
- Les zones d'emprunt ;
- L'existence de carrière de matériaux de construction ;
- Les conditions climatiques (températures, précipitations,...) ;
- La sismologie ;
- Le volume des matériaux de construction ;
- Le dispositif d'étanchéité ;
- La technologie de réalisation, coûts,...

On propose de réaliser Une étude de comparative technico économique des différents types de barrage proposés.

IV.4.1 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.

a. Dimensionnement du noyau :

Niveau en crête:

$$N_{cr} = N_{CB} - 1 = 865,41 - 1 = 864,41 \text{ m}$$

La largeur en crête minimale du noyau est:

$$b_{min} = 1/6 \cdot H_b = 1/6 * 15,41 = 2,57 \text{ m} \dots\dots\dots (IV.1)$$

Donc on adopte:

$$b_{min} = 3 \text{ m}$$

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:

$$H_n = H_b - 1 = 15,41 - 1 = 14,41 \text{ m}$$

La largeur en base est:

les pentes des talus : $m = 0.25 - 0.8$:

On prend $m_1 = m_2 = 0,75$

$$b_{base} = 2 \cdot m_1 \cdot H_n + b_{min} = 2 * 0,75 * 15 + 3 = 24,62 \text{ m} \dots\dots\dots (IV.2)$$

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 tapi 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 :

$$L_d = \frac{L_b}{3}$$

L_d : Longueur du drain tapis en mètres ;

L_b : Longueur transversale du barrage en mètres [$L_b = 90,16$ m].

AN :

$L_d = \frac{90,16}{3} = 30\text{m}$

b.2. Dimensionnement du drain prisme :

Hauteur: $HP = (0,15 \div 0,2) H_b$ (IV.3)

Avec : H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 15,41$ m)

On prend $HP = 0,15 H_b$

On aura : $HP = 2,5$ m

Largeur en crête: $bp = (1/3 \div 1/4) H_p$ (IV.4)

On prend $bp = 1/3 h_p$

Ce qui donne: $bp = 0,77$ m

Fruits des talus : $m_1 = (1 \div 1,75)$

$m_2 = (1,5 \div 2,5)$

Donc on prend : $m_1 = 1,5$

$m_2 = 2,5$

IV-4-2- Pentes des talus :

Il n'existe pas de formules théoriques qui permettent de calculer directement ces pentes. En pratique on se donne des pentes d'après le tableau ci-joint pour les calculs préalables, qui pourraient être optimales compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie ces pentes par une étude de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes.

Tableau: IV.01 : Détermination des pentes des talus :

Hauteur de barrage (m)	Type de barrage	Pentes des talus	
		Amont (m ₁)	Aval (m ₂)
<5m	• Homogène	1/2,5	1/2
	• Zoné	1/2	1/2
5 à 10m	• Homogène, granularité étendue	1/2	1/2
	• Homogène à fort pourcentage d'argile	1/2,5	1/2,5
	• Zoné	1/2	1/2,5
>10m	• Homogène, granularité étendue	1/2,5	1/2,5
	• Homogène à fort pourcentage d'argile	1/3	1/2,5
	• Zoné	1/2	1/3

IV.5 .Etude Technico-économique :

Pour déterminer le coût du barrage, 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 :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \dots\dots\dots (IV.5)$$

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 :

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

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 : m₁, m₂ : Fruit du talus amont et aval.

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots (VI.6)$$

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.5.1 Barrage homogène en argile :

Pour un barrage homogène en argile limoneuse d'une hauteur de 11 mètres, les pentes des talus amont varié entre $[2,5 \div 3]$ et aval $[2 \div 2,5]$.

IV.5.1.1. Recharge (argile) :

Tableau IV.2: volume de recharge en Argile limoneuse.

Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Si (m ²)	s moy (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
0	0	6	0	-	-	-
1	4,5	30,75	82,6875	15,375	5,03	154,6725
2	14,14	83,77	634,6739	358,6807	20	7173,614
3	14,63	86,465	676,3815	655,5277	20	13110,5538
4	14,13	83,715	633,8365	655,109	20	13102,1795
5	12,18	72,99	481,0491	557,4428	20	11148,8558
6	7,84	49,12	216,0704	348,5597	20	6971,195
7	3,49	25,195	54,43528	135,2528	20	2705,05675
8	0	6	0	27,21764	13,15	357,911933
Total						54724,04

IV.5.1.2 Matériaux de protection :**Tableau IV.3: Volume d'enrochement talus amont (e=0,4m).**

Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Si (m ²)	smoy (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
0	0	6	0	-	-	-
1	4,5	13,5	5,4	2,7	5,03	54
2	14,14	42,42	16,968	11,184	20	223,68
3	14,63	43,89	17,556	17,262	20	345,24
4	14,13	42,39	16,956	17,256	20	345,12
5	12,18	36,54	14,616	15,786	20	315,72
6	7,84	23,52	9,408	12,012	20	240,24
7	3,49	10,47	4,188	6,798	20	135,96
8	0	6	2,4	3,294	13,15	43,3161
Total						1703,276

Tableau IV.4: Volume de gravier, talus amont (e=0,2m).

Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Si (m ²)	smoy (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
0	0	6	0			
1	4,5	12,9	2,58	1,29	5,03	6,4887
2	14,14	41,82	8,364	5,472	20	109,44
3	14,63	43,29	8,658	8,511	20	170,22
4	14,13	41,79	8,358	8,508	20	170,16
5	12,18	35,94	7,188	7,773	20	155,46
6	7,84	22,92	4,584	5,886	20	117,72
7	3,49	9,87	1,974	3,279	20	65,58
8	0	6	2,4	2,187	13,15	28,759
Total						817,339

Tableau IV.5: Volume de sable, talus amont (e=0,1m).

Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Si (m ²)	smoy (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
0	0	6	0	-	-	-
1	4,5	12,3	2,46	1,23	5,03	6,1869
2	14,14	41,22	8,244	5,352	20	107,04
3	14,63	42,69	8,538	8,391	20	167,82
4	14,13	41,19	8,238	8,388	20	167,76
5	12,18	35,34	7,068	7,653	20	153,06
6	7,84	22,32	4,464	5,766	20	115,32
7	3,49	9,27	1,854	3,159	20	63,18
8	0	6	2,4	2,127	13,15	27,97005
Total						802,15

Tableau IV.6 : Volume d'enrochement, talus aval (e=0,4m)

Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Si (m ²)	smoy (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
0	0	6	0			
1	4,5	10,5	4,2	2,1	5,03	10,563
2	14,14	34,6	13,84	9,02	20	180,4
3	14,63	35,825	14,33	14,085	20	281,7
4	14,13	34,575	13,83	14,08	20	281,6
5	12,18	29,7	11,88	12,855	20	257,1
6	7,84	18,85	7,54	9,71	20	194,2
7	3,49	7,975	3,19	5,365	20	107,3
8	0	6	2,4	2,795	13,15	36,75425
Total						1339,054

IV.5.1.3 Prisme de drainage :**Tableau IV.7: Volume d'encrochement.**

Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Si (m ²)	Smoy (m ²)	di	Vi (m ³)
0	0	3	0	-	-	-
1	6,72	28,88	32,6592	16,3296	17,23	281,359
2	6,25	27	28,90625	30,78273	20	615,6545
3	6,72	28,88	32,6592	30,78273	20	615,6545
4	4,27	19,08	15,52145	24,09033	20	481,8065
5	0	3	0	7,760725	20	155,2145
Total						2149,69

IV.5.1.4 Tapis drainant :**Tableau IV.8: Volume de gravier (e=0,2m).**

Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Si (m ²)	Smoy (m ²)	di	Vi (m ³)
0	0	0	0	-	-	-
1	6,72	1,344	7,5264	3,7632	17,23	64,83994
2	6,25	1,25	6,510417	7,018408	20	140,3682
3	6,72	1,344	7,5264	7,018408	20	140,3682
4	4,27	0,854	3,038817	5,282608	20	105,6522
5	0	0	0	1,519408	20	30,38817
Total						481,616603

Tableau IV.9: Volume de sable (e=0,2m).

Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Si (m ²)	Smoy (m ²)	di	Vi (m ³)
0	0	0	0	-	-	-
1	6,72	1,344	7,5264	3,7632	17,23	64,83994
2	6,25	1,25	6,510417	7,018408	20	140,3682
3	6,72	1,344	7,5264	7,018408	20	140,3682
4	4,27	0,854	3,038817	5,282608	20	105,6522
5	0	0	0	1,519408	20	30,38817
Total						481,616603

Tableau IV10: Volume de sable et de gravier du tapis drainant.

Tapis drainant					
Sable (e=20 cm)			Gravier (e=20 cm)		
Si (m²)	di	Volume (m³)	Si (m)	di	V (m³)
6	97,23	583,38	9	97,23	875,07

IV.5.2 Barrage zoné a noyau d'argile :

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.5.2.1 le Noyau :**Tableau IV.11: Volume de noyau.**

Coupe N°	Hi (m)	Si (m)	Bi (m)	Smoyi (m ²)	Li (m)	Vi (m3)
0	0	0	3	-	-	-
1	3,5	46,375	20,5	23,1875	5,66	131,24125
2	13,14	490,779	68,7	268,577	20	5371,54
3	13,63	525,7773	71,15	508,2781	20	10165,5625
4	13,13	490,0773	68,65	507,9273	20	10158,545
5	11,18	362,791	58,9	426,4341	20	8528,6825
6	6,84	147,744	37,2	255,2675	20	5105,35
7	2,49	26,70525	15,45	87,22462	20	1744,4925
8	0	0	3	13,35263	10,33	137,932616
	Total					41343,3464

IV.5.2.2 Recharge :**Tableau IV.12: Volume de la recharge (alluvions).**

Coupe N°	C f(m)	Hi (m)	Si (m)	Bi (m)	Wi (m ²)	Li (m)	Vi (m3)
0	865,41	0	0	6			
1	860,91	4,5	56,25	30,75	28,125	5,03	141,46875
2	851,27	14,14	454,4177	83,77	255,3339	20	5106,67704
3	850,78	14,63	484,7678	86,465	469,5927	20	9391,85463
4	851,28	14,13	453,8085	83,715	469,2881	20	9385,76259
5	853,23	12,18	342,7993	72,99	398,3039	20	7966,07833
6	857,57	7,84	151,341	49,12	247,0702	20	4941,4037
7	861,92	3,49	36,44465	25,195	93,89284	20	1877,85685
8	865,41	0	0	6	18,22232	13,15	239,623562
	Total						39050,73

IV.5.2.3 Filtre et drains :**Tableau IV.13: Volume du sable (e=0,2)**

Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Si (m ²)	Smoy (m ²)	di	Vi (m3)	
0	0	0	0	-	-	-	
1	6,72	1,344	7,5264	3,7632	17,23	64,83994	
2	6,25	1,25	6,510417	7,018408	20	140,3682	
3	6,72	1,344	7,5264	7,018408	20	140,3682	
4	4,27	0,854	3,038817	5,282608	20	105,6522	
5	0	0	0	1,519408	20	30,38817	
	Total						481,62

Tableau IV.14: Volume du gravier (e=0,2)

Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Si (m ²)	Smoy (m ²)	di	Vi (m3)	
0	0	0	0	-	-	-	
1	6,72	1,344	7,5264	3,7632	17,23	64,83994	
2	6,25	1,25	6,510417	7,018408	20	140,3682	
3	6,72	1,344	7,5264	7,018408	20	140,3682	
4	4,27	0,854	3,038817	5,282608	20	105,6522	
5	0	0	0	1,519408	20	30,38817	
	Total						481,62

IV.5.3 Barrage en enrochement avec masque en béton :

C'est un ouvrage intéressant et très stable car il assure une bonne résistance à la poussée de l'eau 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 du masque en béton est de 0,4m.

IV.5.3.1 Recharge (enrochement) :

Tableau IV.15: Volume de la recharge (enrochement).

Coupe N°	Hi (m)	Si (m)	Bi (m)	Si (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
0	0	0	6	-	-	-
1	4,5	77,7675	30,75	38,88375	5,03	195,585263
2	14,14	618,1859	83,77	347,9767	20	6959,534
3	14,63	659,30548	86,465	638,7457	20	12774,9138
4	14,13	617,36048	83,715	638,333	20	12766,6595
5	12,18	466,9131	72,99	542,1368	20	10842,7358
6	7,84	207,1424	49,12	337,0277	20	6740,555
7	3,49	50,727275	25,195	128,9348	20	2578,69675
8	0	0	6	25,36364	13,15	333,531833
						53192,21

IV.5.3.2 Masque en béton :

Tableau IV.16: Volume du masque en béton (e=0,4).

Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Si (m ²)	smoy (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
0	0	6	0	-	-	-
1	4,5	12,3	4,92	2,46	5,03	12,3738
2	14,14	41,22	16,488	10,704	20	214,08
3	14,63	42,69	17,076	16,782	20	335,64
4	14,13	41,19	16,476	16,776	20	335,52
5	12,18	35,34	14,136	15,306	20	306,12
6	7,84	22,32	8,928	11,532	20	230,64
7	3,49	9,27	3,708	6,318	20	126,36
8	0	6	2,4	3,054	13,15	40,1601
			Total			1600,8939

IV.6 Estimation du coût des différentes variantes :**Tableau IV.17:** Le coût des différentes variantes.

Variante	Matériaux	Quantité (m³)	Prix unit (DA)	Coût .10⁶ (DA)	Total .10⁶ (DA)
Homogène En terre	Recharge (argile)	54724,04	300	16,417212	27,325682
	Enrochement	5192,02	1500	7,78803	
	Graviers	2174,3	800	1,73944	
	Sables	1381	1000	1,381	
Zoné	Recharge (alluvions)	39050,73	1000	39,05073	72,03354
	Noyau	41343,34	800	33,074672	
	Graviers	481,62	1000	0,4845211	
	Sables	481,62	800	0,3836169	
Enrochement avec masque en béton	Recharge (enrochement)	53192,21	1500	79,788315	119,8083
	Masque en béton	1600,8939	25000	40,02	

IV.7 Comparaison financière des trois variantes :

A travers le tableau IV.17, il apparaît clairement que nous ne pouvons nous Orienter que vers la 1^{ère} variante, car elle est la plus économique possible et la plus facile à mettre en place techniquement.

IV.8 .Conclusion sur le choix de la variante de la digue_ :

En tenant compte de cette étude comparative, nous avons opté pour un barrage en terre homogène vu les avantages qu'il présente.

Ce barrage, en terre homogène, remplit les conditions suivantes :

- Une imperméabilité suffisante ;
- Insolubilité dans l'eau ;
- Une faible teneur en matière organique (<5%) ;
- Pas de fissuration sous l'effet des tassements ;
- Une grande résistance au cisaillement et une densité sèche maximale

Un coût économique ;

- le cout du barrage doit être le plus économique possible.

CHAPITRE V :

ETUDE DE LA VARIANTE CHOISIE

V. Description générale de l'aménagement

-Le site de la retenue collinaire sur Oued ABD ALLAH se situe à environ 4 kilomètres au Nord-est de la commune de Sidi Abed et à environ 10 Km au Nord-Ouest du chef lieu de la wilaya de Tissemsilt .

-Le but de cette retenue est de garantir une réserve d'eaux pour assurer par l'irrigation l'exploitation des terres limitrophes.

-La retenue sera réalisée avec une digue en terre homogène.

V.1 : Dimensionnement :

V.1.1 : la revanche du barrage :

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

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

a) Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(V.1)$$

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 inférieure à 18 kilomètre [F = 0,55 km].

A.N :

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,72} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,55} = 0,78 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,78 = 3,06 \text{ m/s}$$

Donc : $R = 0,75 \cdot 0,78 + \frac{3,06^2}{2 \cdot 9,81} = 1,06 \text{ m}$

b) Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(V.3)$$

Avec $H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(V.4)$

A.N:

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{0,55} = 0,68 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,68 = 2.86 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.75 \cdot 0,78 + \frac{2.86^2}{2 \cdot 9,81} = 0.93 \text{ m}$$

c) Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(V.5)$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,55} = 1.22 \text{ m}$$

D'après ces résultats on prend la valeur :

$$R=1.06\text{m}$$

V.1.2 : la hauteur du barrage :

Elle est donnée par la relation :

$$H_{\text{bar}} = h_{\text{NNR}} + h_d + R + t$$

H_{NNR} : Hauteur au niveau normal de la retenue déterminée;

h_d : Hauteur d'eau correspond au volume forcé en [m] ;

R : Revanche du barrage en [m];

t : le tassement : $t = 0,1 \text{ m}$

$$H_{\text{bar}} = 13 + 1.25 + 1,06 + 0,1 = 15,41\text{m}$$

V.1.3 : largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPEN T :

$$b_{\text{cr}} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(V.6)$$

AN : $b_{\text{cr}} = 6,48 \text{ m}$

2) Formule de E- F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots(V.7)$$

AN : $b_{cr} = 5.31 \text{ m}$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60\sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots(V.8)$$

AN : $b_{cr} = 5.95 \text{ m}$

4) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3}\sqrt{H_b} \dots\dots\dots(V.9)$$

AN : La largeur de la crête : $b_{cr} = 6,54\text{m}$

D'après les calculs on prend :

$b_{cr} = 6.00 \text{ m}$

V.1.4 : Choix des pentes des talus :

Les pentes des talus amont et aval sont en fonction des matériaux de construction utilisés et leur caractéristiques mécaniques et de la hauteur et la classe du barrage.

Le tableau (V.1) donne quelques valeurs indicatives des pentes des talus.

Tableau (V.1) : Les fruits des talus en fonction du type du barrage

Hauteur du barrage	Type de barrage	fruit	
		Amont	Aval
0 < H < 5	➤ Homogène.	2.5	2
	➤ A Zone.	2	2
5 ≤ H < 10	➤ Homogène (granulométrie étendue).	2	2
	➤ Homogène à fort pourcentage d'argile.	2.5	2.5
	➤ A Zone.	2	2.5
10 ≤ H ≤ 20	➤ Homogène (granulométrie étendue).	2.5	2.5
	➤ Homogène à fort pourcentage d'argile.	3	2.5
	➤ A Zone.	2	3

En ce qui concerne le massif, on a pris $m_{Am} = 1 : 3.0$ pour le parement amont et $m_{Av} = 1 : 2.5$ pour le parement aval, cela nous paraît optimal suivant la nature du remblai et la hauteur de la digue.

Les pentes des talus de la digue sont déterminées au préalable suivant les conditions de stabilité mécanique du massif et de ces fondations.

Les talus doivent être protégés contre le battillage des vagues et aussi contre les dangers d'érosion générée par les eaux de ruissellements.

V.1.5: les bermes :

Pour les barrages de grandes hauteurs on prévoit des bermes à chaque 10m de hauteur généralement. Celles-ci servent à augmenter la stabilité des talus, les protéger contre les affouillements et à faciliter les travaux au cours de construction et de réparation. (Faciliter l'accès à tout endroit de bief).

Les bermes sont exécutées pour des hauteurs de (10-15) m, leur largeurs varient de (2 -3) m avec des pentes de l'ordre de (1‰).

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 :

-Côte Berme Amont : 857,00m, NGA

- Largeur Berme amont : $b_b = 3.00$ m

b) Talus aval :

Les bermes au talus aval servent à l'évacuation des eaux de ruissellement, il y a une berme au talus aval :

-Côte Berme aval : 858.00m, NGA

- Largeur Berme aval : $b_b = 3.00$ m

V.1.6 : 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 peut servir pour les passages de service.

La crête est revêtue de par un mélange constituée de gros graviers bitumés, 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), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de (3 à 4) % pour permettre l'évacuation des eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

La crête de la digue est couverte par une couche en graviers bitumineux de 10 cm et une couche de 10 cm de pierres caillouteuses avec une pente douce sur les deux berges de 1.7% (la crête est arasée à la cote 865.41 m NGA) afin de faciliter le phénomène de ruissellement des eaux pluviales et une pente de 3 % vers l'amont entre la couche de revêtement et la recharge argileuse.

V.1.7 : Protection des talus :

Les talus doivent être protégés contre le battillage des vagues et aussi contre les dangers d'érosion générée par les eaux de ruissellement.

➤ **Talus aval :**

-Le talus aval sera protégé par une couche de tout venant de l'oued ou pierres concassées à granulométrie de 0.8 à 150 mm plus ou moins uniforme sur une épaisseur de 40 cm.

-**rigole sur berme :** La rigole sur berme aval a pour but de véhiculer les eaux de précipitation vers la rigole du pied de la digue pour finir dans le lit de l'oued.

-**rigole du pied de la digue :** 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 amont :**

Le talus amont devra être protégé contre le déferlement des vagues et les précipitations agressives, pour cela on prévoit un revêtement de protection en encochement ; celui-ci est caractérisé par :

- ❖ Le faible prix.
- ❖ Le temps de réalisation relativement court.
- ❖ Le maintien de la stabilité du talus lors d'une vidange rapide.

-Epaisseur de la couche de protection:

Les éléments de la couche de protection doivent être tels que 50%des pierres aient un diamètre supérieur à 20cm, les éléments les plus petits n'ayant pas un diamètre inférieur à 10cm.

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

-Méthode T.V.A (Tennessee-Valley- Authority) [4]:

$$\text{On a: } e = CV^2 \dots \dots \dots (V.10)$$

V : vitesse de propagation des vagues (V= 3.06 m/s) (étude d'optimisation)

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique du matériau d'enrochement : ($\gamma_p=2.5 \text{ g/cm}^3$)

La valeur de « c » est donnée par le tableau (V.2)

Tableaux (V.2) : Les valeurs du coefficient C

Pente du talus	Valeur de c		
	$\gamma_p = 2.5$	$\gamma_p = 2.65$	$\gamma_p = 2.80$
1/ 4	0.027	0.024	0.022
1/ 3	0.028	0.025	0.023
1/ 2	0.030	0.028	0.026
1/ 1.5	0.036	0.028	0.030
1/ 1	0.047	0.041	0.038

Par interpolation linéaire : $C = 0.028$ **D'où : e = 0.26 m**

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**.

50% de l'enrochement doit avoir un poids unitaire "P" tel que

$$P \geq 0,52 e^2 G_s \quad (t) \dots\dots\dots (V.11)$$

Le diamètre moyen d'un bloc réduit à la sphère équivalente sera:

$$D_p = 3 \sqrt{\frac{P}{0,524 G_s}} \quad (cm) \dots\dots\dots (V.12)$$

Diamètre moyen de **d_m=25cm**.

Donc on retient une protection d'une épaisseur de 50 cm avec deux 02 couches d'enrochements.

-Méthode USA :

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.

Pour des hauteurs de la vague $0,62 < H < 1,2$ (m).

$$e = 0,45$$

$$D_{50 \text{ min.}} = 0,25 \text{ m}$$

H = hauteur de la vague (m).

e = épaisseur de la couche d'enrochement (m).

D₅₀ = diamètre minimal du 50 % de la pierre.

V.2 : Organes de drainage et de filtration :

V.2.1 : Système de drainage :

Le système de drainage a pour but de collecter et d'organiser l'évacuation des eaux infiltrées à travers le bief aval vers la rigole d'évacuation afin d'éliminer les déformations du sol de la fondation de la digue dues aux infiltrations, ainsi que pour abaisser la zone d'influence du courant d'infiltration.

Le drainage se constitue de deux parties :

- La partie collectrice (filtre inverse) est composée par trois couches de transitions en contact avec le corps de la digue et la fondation d'une longueur de 85.30 m.

La première couche d'une épaisseur de 30 cm en sable se situant entre le remblai de la digue et la fondation d'un côté et la deuxième couche de l'autre côté.

La deuxième couche d'une épaisseur de 30 cm se constitue de gravier, se situant entre la première et la troisième couche.

La partie évacuatrice est composée de matériaux perméables de roche et de pierres d'un diamètre de [200 – 250] mm, occupe la grande partie centrale du prisme de drainage.

Remarque :

- Pendant la réalisation du filtre, le respect de la succession granulométrique doit être juste de façon qu'on parte du plus petit diamètre au plus gros

V.2.2 : Organes de drainage et de filtration :

Pour contrôler les infiltrations à travers le remblai, il est nécessaire de mettre en place un dispositif drainant et filtrant.

En ce qui concerne la qualité des matériaux, les principaux essais, outre la granulométrie, sont :

- ❖ Mesure du coefficient de friabilité des sables.
- ❖ Essai LOSANGELES (chocs) et l'essai (Micro-Deval) (usure) pour les graviers.
- ❖ Equivalent de sable (la présence d'argile peut entraîner une cohésion et donc la fissuration du matériau).

- ❖ Les matériaux calcaires sont à éviter pour les organes de drainage.
 - Les prismes de drainages permettent de :
- ❖ Recevoir et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps du barrage et sa fondation.
- ❖ Rabattre la ligne phréatique le plus basse possible.
- ❖ Réduire les pressions interstitielles dans certaines parties du corps du barrage.

Le choix du type de drain s'est fait sur la base de deux réalités :

1. Une fondation assez plastique renfermant des pressions interstitielles considérables.
2. Le talus aval du barrage est toujours sous menace des déformations dues aux pressions (sous-pressions et pressions interstitielles) et aux infiltrations si certaines mesures ne sont pas prises.

Afin d'éviter le danger qui peut être causé par ces deux réalités, on prévoit un dispositif drainant qui permet à la fois de dissiper les pressions interstitielles renfermées par la fondation et d'intercepter le débit de fuite sans dégâts.

Le dispositif drainant le plus approprié pour remplir ces fonctions est le drain tapi appelé également drain horizontal. Ce drain tapis est constitué de couches de filtres inversés dont il faut déterminer la constitution granulométrique. Afin d'éviter des affleurements des nappes sur le talus aval, on munira le drain tapis au niveau du pied aval d'une couche d'enrochements. Le drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du projet. L'épaisseur des couches des filtres sera calculée après le calcul du débit de fuite à travers le corps de la digue.

-Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la protection et le corps du barrage :

Pour cela on doit tenir compte des règles de TERZAGUI

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 5.$$

Et comme nous n'avons pas des matériaux pour confectionner les filtres on doit calculer les dimensions ou bien les fuseaux granulométriques des matériaux à mettre en place. On a :

D_{15} : Diamètre des particules des sols protégeant (enrochement).

d_{85} : Diamètre des particules du sol protégé (corps du barrage).

De la courbe granulométrique:

La condition de TERZAGUI n'est pas vérifiée donc et en tenant compte des critères TERZAGUI et des règles suivantes $12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$ et $12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$, on calcule les filtres.

1) Calcul des filtres :

Règles des filtres :

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard.

Condition 1:

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1 - n} \dots\dots\dots(V.13)$$

D'où

- η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$;
- n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$;
 - $n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux ;
 - $n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

Condition 2 :

Vérification des suffisances de perméabilité :

$$K_F = (2 + \sqrt[6]{\eta} \cdot K) \quad (\text{m/s}) \text{ d'où :}$$

- K : Coefficient d'infiltration du sol protégé (m/s) ;
- K_F : Coefficient de perméabilité du filtre (m/s).

Et comme nous n'avons pas des matériaux pour confectionner les filtres on doit calculer les dimensions ou bien les fuseaux granulométriques des matériaux à mettre en place on doit déterminer la courbe granulométrique des filtres.

2) Détermination de la courbe granulométrique des filtres :

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \dots\dots\dots(V.14)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots\dots\dots(V.15)$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

- D_{15} : Diameters de filtre ;
- d_{15} : Diamètre du sol à protéger.

Granulométrie de sol à protéger :

$$d_{15} = 0.00043 \text{ mm};$$

$$d_{50} = 0,002 \text{ mm};$$

$$d_{85} = 0,04 \text{ mm};$$

- La première couche de filtre est entre le corps du barrage et la première couche de drain a les limites suivantes :

$$- 0,00516 \text{ mm} < D_{15} < 0,0172 \text{ mm} ;$$

$$- 0,024 \text{ mm} < D_{50} < 0,116 \text{ mm} ;$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0.0112 \text{ mm} ;$$

$$D_{50} = 0.070 \text{ mm}.$$

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

$$0,1344 \text{ mm} < D_{15} < 0,448 \text{ mm} ;$$

$$0,840 \text{ mm} < D_{50} < 4,06 \text{ mm}.$$

D'où la courbe granulométrique moyenne a les dimensions suivantes :

$$D_{15} = 0.2912 \text{ mm} ;$$

$$D_{50} = 2,45 \text{ mm}.$$

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 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt{\eta} (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} .$$

D'après la courbe granulométrique de F_1 :

$$d_5 = 0,005 \text{ mm}; d_{10} = 0,006 \text{ mm};$$

$$d_{17} = 0,009 \text{ mm}; d_{60} = 0,075 \text{ mm};$$

- $\eta = D_{60}/D_{10} = 12,50$ Coefficient d'hétérogénéité ;

.....Etude de faisabilité de la retenue collinaire sur l'oued Abd Allah.....

- $n_0 = 0,4$ d'où $n = 0,31$;
- $D_5/D_{17} = 0,55 > 0,34$.
- La condition est vérifiée donc il n'y a pas de phénomène de RENARD dans ce cas.
 - La condition de TERZAGUI (zone de transition) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,0112}{0,04} = 0,28 < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

Filtre N°2 :

Pour qu'il n'y ait pas le phénomène du RENARD il faut que :

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

$D_5/D_{17} = 0,18 > 0,51$: pour $n = 0,34$; $\eta = 11,74$

La condition est vérifiée donc le phénomène de RENARD n'existe pas.

- La condition de TERZAGUI (zone de transition) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,29}{0,40} = 0,72 < 4$$

La condition est vérifiée.

Conclusion :

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 10 cm ;
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur = 20 cm ;
- Les enrochements d'épaisseur = 40 cm.

4) Dimensionnement du prisme de drainage :

Fruit des talus : $m_1 = (1-1,75)$ on prend $m_1 = 1 : 1,5$

$m_2 = (1,5-2,5)$ on prend $m_2 = 1 : 2,5$

Hauteur : $h_{dr} = (0,15-0,2) H_b = 3,7$ m

Largeur au sommet : $b_{dr} = (1/3-1/4) H_{dr} = 1,50$ m.

Le prisme de drainage se situe au pied aval de la digue, d'une forme prismatique définie par les caractéristiques géométriques suivantes :

- Côte en crête 853.7 m NGA
- Côte de la vallée sur l'axe de la digue 850.00 m NGA
- Largeur en crête $b = 1.50$ m

- Largeur a la base	B = 14.44m
- Hauteur sur l'axe de la digue	h = 3.70 m
- Longueur en crête	L = 85.20 m
- Talus amont	m _{Am} = 1 : 1.5
- Talus aval	m _{Av} = 1 : 2,5

V.3.1 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 = 0.20 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.3.2.1 Dimensionnement du drain tapis :

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

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots(V.16)$$

L_d : Longueur du drain tapis en mètres ;

L_b : Longueur transversale du barrage en mètres.

Donc : $L_d = \frac{95,41}{3} = 31,8 \text{ m}$

on prend : L_d= 32m

V.4: Clé d'étanchéité :

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméables.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique a celui de la digue. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 4 m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.30m. 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.

V.5 : Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation :

La filtration d'eau à travers le corps du barrage en terre et sous ses ouvrages se produit sous l'effet de la charge d'eau au bief amont.

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries graves sur les barrages sont provoquées par l'effet des infiltrations, c'est pourquoi il faut toujours faire un calcul sur les infiltrations, donc établir la position de la ligne phréatique ou la ligne de saturation dans le massif de la digue, déterminer le gradient de filtration, les vitesses de filtration et les débits de filtration à travers de l'ouvrage et le sol de fondation.

Objectifs de calcul des infiltrations :

L'objectif de cette partie est de déterminer :

1. La zone submergée du corps de la digue
2. Les pressions interstitielles
3. Le trace de la ligne de saturation
4. Le débit de fuite a travers le corps du barrage

V.5.1 : Tracé de la ligne de saturation :

Il existe plusieurs méthodes de calcul des infiltrations à travers les barrages en terres : les méthodes expérimentales, hydromécaniques et les méthodes hydrauliques.

Pour le tracé de la ligne de saturation on utilise la méthode grapho-analytique de KOZENY.

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 a la perméabilité verticale.
- que la ligne phréatique suit la loi de la parabole de KOZENY.
- que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

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

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \dots\dots\dots(V.17)$$

avec : $y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots(V.18)$

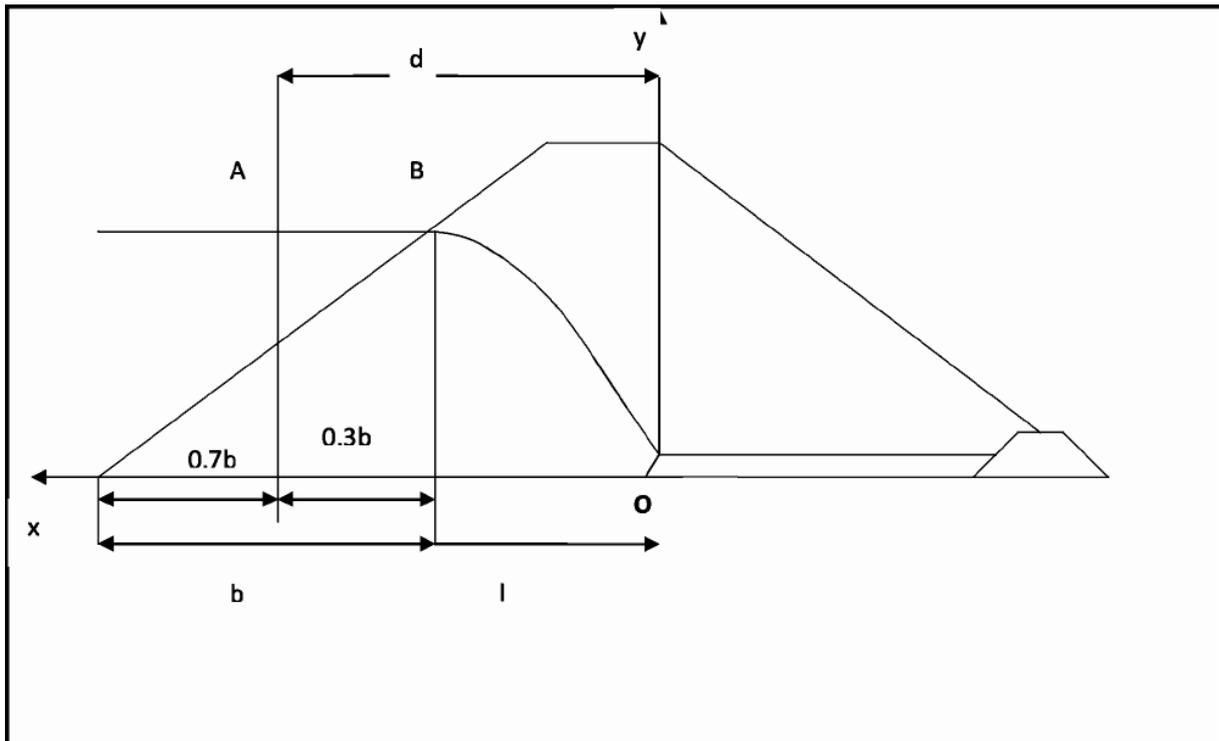


Figure v.1: Schéma de ligne de saturation à travers le corps du la digue

$h = H_e$

$H_e = 13 \text{ m}$

d : étant la largeur en base diminuée de $0.7 \cdot b$

$b = m_1 \cdot h$ donc : $b = 39 \text{ m}$

$d = B - L_{ta} - 0.7 \cdot b$ Alors $d = 95,41 - 32 - 0,7 \cdot 39 = 36,11 \text{ m}$

$y_0 = 2,27 \text{ m}$

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

$$y^2 = 4,54 x + 5,15$$

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

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

$$a_0 = \frac{Y_0}{2} = \frac{1}{2} (\sqrt{d^2 + H^2} - d) \dots\dots\dots (V.19)$$

AN : $a_0 = \frac{2,27}{2} = 1,14 \text{ m}$

Tableau (V.3) : Les coordonnées de la parabole de KOZENY

x(m)	-1,15	-1	0	5	10	15	20	25	30	35	40
y(m)	0	0,78	2,27	5,28	7,11	8,56	9,80	10,89	11,89	12,81	13,67

V.5.2 : Calcul du débit d’infiltration à travers la la digue (débit de fuite) :

Le débit de fuite à travers le barrage est déterminé par la formule suivante :

$$q_n = K.I.A \dots\dots\dots(V.20)$$

q_n : débit d’infiltration ($m^3 /s/ml$).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité.

A : section d’infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par :

$$I = \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots(V.21)$$

et : $A = y$

Donc : $q_n = K.y \cdot \frac{dy}{dx}$ Avec : $y \frac{dy}{dx} = y_0$

D’où : $q_n = K y_0 \ m^3/s/ml$.

Sachant que :

$$K = 2,15 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$$

On a : $q_n = 4,88 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/s$

Le débit total a travers la digue sera :

$$Q = q.L = 4,66 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/s$$

Le débit de perte en une année sera :

$$Q_{an} = 149,96 \text{ m}^3/an$$

Cette valeur de débit de fuite est sensiblement négligeable par rapport au volume d’eau stocké.

V.5.3 : Calcul du débit d’infiltration à travers la fondation :

Le debit d’infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy :

$$q_n = K.I.A \dots\dots\dots (V.22)$$

avec : K : coefficient de perméabilité. ($K = 1,15 \cdot 10^{-7}$)

I : gradient hydraulique

$$I = H_b/L_b \dots\dots\dots(V.23)$$

(H_b charge de la retenue, $L_b= 95,41$ m l'emprise de barrage)

A :section d'infiltration par unité de longueur $A=T.1$ ($T=4$ m profondeur du sol de fondation perméable).

D'ou : $q_n=K.I.T$

Tableau (V.4): Débit d'infiltration à travers la fondation

H	I	K(m/s)	$q(m^3/s/ml)$	$Q(m^3/s)$
13	0,136	$1,15.10^{-7}$	$6,26. 10^{-8}$	$5,97. 10^{-6}$

b) Le barrage (digue + Fondation) :

le débit d'infiltration (m^3/s) à traver le barrage est donné dans le tableau suivant :

Tableau (V.5): Débit d'infiltration à travers la retenue

Digue(m^3/s)	Fondation(m^3/s)	Barrage(m^3/s)
$4,66.10^{-6}$	$5,97. 10^{-6}$	$10,63.10^{-6}$

V.6 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :

➤ **Corps du barrage :**

La résistance d'infiltration du sol est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} \leq I_{adm} \dots\dots\dots (V.24)$$

ΔH : perte de charge à travers le barrage

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau (V.7)

Tableau (V.6) : classification des barrages (V.volkov, 1986)

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

Notre barrage appartient à la III classe.

Tableau (V.7): gradient hydraulique admissible (V.volkov, 1986)

Sol du corps du barrage	Classification de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compacter	1,5	1,6	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable- moyne	0,7	0,8	0,9	1
Limon sableux	0,55	0,65	0,75	0,86
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

Donc: $I_{adm} = 1,8$; $\Delta H = 13$ m; $l = 95,41$ m ;

$I = 0,136 \leq I_{adm} = 1,8$.

Donc La résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

➤ **Fondation du barrage :**

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (V.25)$$

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

Tableau(V.8) : détermination du gradient critique d'infiltration pour le sol de fondation

Sols de fonction	I_{cr}
Argile	1,20
Limon	0,65
Sable gros	0,45
Sable moyen	0,38
Sable fin	0,29

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

Tableau (V.9) : Détermination de coefficient de sécurité

Classe du barrage	I	II	III	IV
K _s	1,25	1,20	1,15	1,10

I_f: gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule suivante :

$$I_f = \frac{dH}{L + 0,88T_c} \dots\dots\dots(V.26)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. (4m)

ΔH : charge d'eau (H=13 m).

L : longueur à la base du barrage (L=95,41m)

On a donc, I_f=0,131

Notre barrage appartient à la III classe, ce qui donne (K_s=1,15)

La fondation argileuse, donc I_{cr}=1,2

On a donc : $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} = 1,04$

On remarque que $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$, donc la condition est vérifiée et la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée.

V.7 Volume des travaux

Les volumes totaux des différents matériaux constituant le corps de barrage s'obtiennent par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_b = \sum_i^n V_i \qquad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots(V.27)$$

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.

Les volumes de différents matériaux utilisés dans le corps de la digue résumés dans les tableaux de l'annexe B .

CHAPITRE VI :

ETUDE DE STABILITE

VI .1.Calcul de stabilité :**VI.1.1.Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :**

La demande croissante de construire des ouvrages par des remblais et des déblais a augmenté le besoin de bien comprendre les méthodes analytiques, outils investigateurs et les méthodes stabilisantes afin de résoudre les problèmes de stabilité des inclinaisons. Les méthodes de stabilisation impliquent des techniques spéciales de construction qui doivent être comprises et modélisées dans des chemins réalistes.

Une compréhension de la géologie, d'hydrologie et des propriétés du sol est importante pour appliquer les principes de la stabilité correctement. De ce fait, l'étude de la stabilité des pentes est d'une importance primordiale dans la construction des excavations, des digues, des barrages ...elles ont fait l'objet de plusieurs méthodes de calcul qui ont été développées afin d'étudier la mécanique de rupture.

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (Pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

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

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

1. soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixées et / ou déterminées a priori.
2. Soit par une série de calculs dit dimensionnement, où l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir au coefficient de sécurité souhaité.

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

1. Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

- a. glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).
 - a.1. Glissement en cascade.
 - a.2. Glissement, puits renard :

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

2. l'instabilité mécanique en fondation :

VI.1.2.Conséquences de l'instabilité des talus :

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

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (Talus aval).
- Fonctionnement normal (talus aval).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en 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 centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} »

Tableau.(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 $k_{ss,adm} = 1,15 \div 1,1$

-Avec séisme $K_{as,adm} = 1,1 \div 1,05$

VI.1.3.Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

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 (IV-2) en fonction de pentes de talus.

Tableau N° (VI.2) : les valeurs de K_1 et K_2

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/Hb$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/Hb$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5,5

Pour notre cas

Talus	Pente du talus	K_1	K_2	$R_1(m)$	$R_2(m)$
Amont	3	1	2,3	15,41	35,44
Aval	2,5	0,875	2,025	13,48	31,21

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 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 $b=0.1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites.

Par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- ❖ Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$
- ❖ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$
- ❖ α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

Les caractéristiques géotechniques des sols :

Elles sont représentées dans le tableau (VI .3) suivant :

Tableau N° (VI .3) : Les caractéristiques géotechniques des sols

Paramètres	Unité	Corps du barrage
φ_1	Degré (°)	25
φ_2	Degré (°)	30
C	T/m ²	4.10
$\gamma_{sat d}$	T/m ³	2.08
$\gamma_{sat f}$	T/m ³	1.96
γ_d	T/m ³	1.73

VI.2.1.Calcul des forces appliquées à chaque tranche :**Force de pesanteur :**

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit : $G_n = b (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3)$

h_1, h_2, h_3 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation. (γ_d : densité sèche).

γ_2 : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation. (γ_{sat} : densité du matériaux de construction à l'état saturé).

b : largeur de la tranche.

Cette force là 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 : $\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{\text{nombre.total.des.tranches}}$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

* Pour le cas d'une vidange rapide on utilise pour le calcul du poids de la tranche la densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{sat} - 1)$.

Forces de pression interstitielles :

Dans le cas ou le réservoir est plein la force de pression interstitielle se calcule comme suit :

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl$$

U : pression interstitielle.

dl : longueur en arc de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau $\gamma_w = 1 \text{ KN/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl.$$

C: Cohésion du sol considéré.

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.

$$T = a G_n.$$

a : Coefficient d'accélération (a=0,15).

G_n : Poids de la tranche.

Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

1. Les forces stabilisatrices :

a) Force de frottement :

$$F_1 = N_n \operatorname{tg} \varphi - U \operatorname{dl} \operatorname{tg} \varphi.$$

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b) Force de cohésion :

$$F_c = c \operatorname{dl} \quad \text{Avec :} \quad \operatorname{dl} = \frac{b}{\cos(\alpha)}$$

b : largeur de la tranche.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U \operatorname{dl}) \operatorname{tg} \varphi + c \operatorname{dl}] R.$$

R : rayon de la courbe 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 rapports au centre du cercle de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n$$

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 :

$$M_T = a G_n \operatorname{dn}.$$

Remarque: Les moments de toutes ces forces sont calculés par rapport au centre du cercle de glissement.

VI.2.2. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

1. calcul de K_s : (coefficient de sécurité) :

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 :

$$K_s = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \varphi + \sum C d L}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n}$$

* Pour le cas d'une retenue vide ($P=0$), on vérifie la stabilité avec et sans l'effet du séisme.

d_n : la distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

R : c'est le rayon du cercle de glissement.

a)°- avec effet de séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - p) \operatorname{tg} \varphi + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n + \frac{\sum a G_n d_n}{R}}$$

b)°- Sans l'effet de séisme :

$$K_{ss} = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - p) \operatorname{tg} \varphi_n + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n}$$

2. Calcul du K_s pour le cas de vidange rapide :

K_s est calculé seulement pour le talus amont. Et dans ce cas là on calcule le poids de la tranche à l'aide de la densité déjaugée du matériaux γ' .

a) Avec effet de séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi + \sum C d l}{\sum G_n \sin \alpha_n + \sum a \frac{G_n d_n}{R}}$$

b) Sans effet de séisme :

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi_n + \sum C d l}{\sum G_n \sin \alpha_n}$$

Les résultats de calcul de stabilité sont donnés par les tableaux (Annexe C). Pour les différents rayons.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau (VI.4).

Tableau N° (VI.4) : Coefficient de sécurité pour les trois cas

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Avec séisme	Sans séisme
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R= 34.90m.	1.58	2.18
	R= 36.79 m.	1.29	1.76
	R= 38.65 m.	1,68	2.34
	R= 39.70 m.	1,28	1.69
	R=40.08 m.	1,46	2.03
Fin de construction	Talus aval		
	R= 34.90m.	1.78	2.47
	R= 36.79 m.	1.58	2.15
	R= 38.65 m.	1.82	2.54
	R= 39.70 m.	1.47	1.94
	R=40.08 m.	1.69	2.35
Fin de construction	Talus amont		
	R= 32.61m.	1.55	2.06
	R= 38.11 m.	1.68	2.29
	R= 39.08 m.	1.88	2.71
	R= 40.76 m.	1.34	2.68
	R=44.60m	1.78	2.46

Vidange rapide	Talus amont		
	R= 32.61m.	1.75	2.36
	R= 38.11 m.	1.90	2.63
	R= 39.08 m.	2.24	3.19
	R= 40.76 m.	2.19	3.10
	R=44.60m	2.04	2.87

VI.3. Conclusion

D'après les résultats obtenus, on remarque que tous les coefficients de sécurité calculée sont supérieurs aux coefficients de sécurité de la classe III, ce qui indique que la stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tout les cas de sollicitation, d'où les fruits des talus amont et aval sont acceptés.

Donc l'ouvrage est bien stable.

.....Etude de faisabilité de la retenue collinaire sur l'oued Abd Allah.....

CHAPITRE VII:

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

VII.1. Introduction:

Le rôle de l'évacuateur de crues est de stabilisé le niveau de la retenue à la côte normale (863 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).

VII.2. Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues :

L'emplacement de l'évacuateur de crues dépend essentiellement de la géologie et de la topographie du site, tout en tenant compte bien sure des facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement.

- De point de vue géologique, les deux rives favorisent l'implantation de l'évacuateur de crues (aucun problème d'instabilité des rives, bonne géologie).
- La topographie du terrain permet l'implantation de l'évacuateur de crues avec toute sa longueur déversante.

Pour notre présent cas les formations géologiques existantes au niveau de la rive gauche sont des marnes noires saines et ne posent aucun problème de point de vue géologique sur la construction. En tout cas il faut donner une certaine élasticité à cette construction bétonneuse en utilisant des joints entre les différents dalots qui la constituent.

Donc L'axe de l'évacuateur de crue est implanté en rive gauche.

VII.3. 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 du retenue.

Les calculs hydrauliques seront donc établis pour la même largeur déversante (12 m) et pour la même charge ($h_{dév} = 1,25$ m) et le même débit déversant (37.34 m³/s).

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

.....Etude de stabilité de la retenue collinaire sur l'oued de Abd Allah

- 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.

VII.3.1. 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 :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}} \dots\dots\dots(VII.1)$$

Q : Débit à évacuer [m³/s].

S_{can} : Section du canal en [m²] et S_{can} = H x b.

H : Charge d'eau [m] et H = h + P.

P : Hauteur de pelle en [m].

h : Lame déversante en [m].

A.N :
$$V_{ap} = \frac{37,34}{12 \cdot (1,25 + 1,5)} = 1.13 \text{ m/s}$$

V_{ap} ≤ V_{adm} tel que V_{adm} compris entre 4,4 et 10m/s donc pas de risque de l'érosion.

VII.3.2. 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 :

$$Y = \frac{X^{1,85}}{2 \cdot H^{0,85}} \dots\dots\dots(VII.2)$$

H : Charge sur le déversoir en [m].

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau si dessous et le profil du déversoir est représenté si dessous.

Tableau (VII. 1) : coordonnés de profil de Greaguer

.....Etude de stabilité de la retenue collinaire sur l'oued de Abd Allah

X (m)	Y (m)
0.00	0.00
0.20	0.02
0.40	0.08
0.60	0.16
0.80	0.27
1.00	0.41
1.40	0.77
2.05	1.56
2.00	149
2.10	1.63

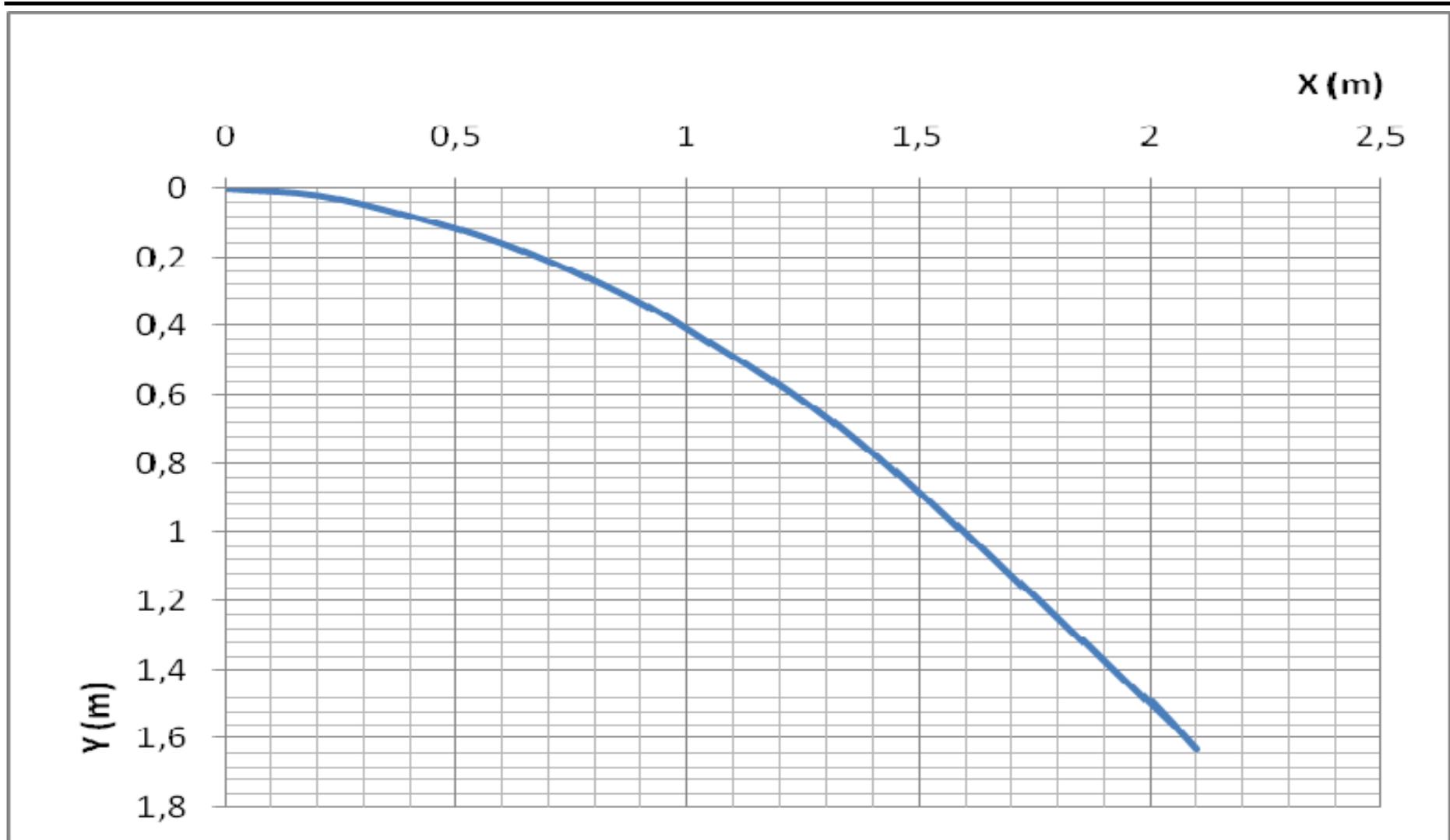


FIGURE N°:VII.1. PROFILE DE GREAGER

VII.3.3. Chenal d'écoulement :

La trace du chenal doivent être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieur à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial

La longueur du chenal est égale à 7.09 m

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique "y_c" et la pente critique.

- profondeur critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots\dots\dots(VII.3)$$

Ou :

Q : débit de projet lamine (Q = 37.34 m³/s);

b : la largeur de déversoir.

A.N :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81} \cdot \left(\frac{37,34}{12}\right)^2} = 1.00 \text{ m}$$

- pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots(VII.4)$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en [m];

I : pente en [m/m];

S : section mouillée;

K : coefficient de Manning –Strickler (K = 71)

Pour une section rectangulaire

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + (2 \cdot y_c))^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots(VII.5)$$

A.N :

$$I_{cr} = \left[\frac{37,34 \cdot (12 + (2 \cdot 1))^{2/3}}{71 \cdot (12 \cdot 1)^{5/3}} \right]^2 \cdot 100\% = 0,23\%$$

I_{cr} = 0.23% > 0.20%, donc la condition est vérifiée

VII.3.4. Calcul du convergent :

Le convergent et l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 1,4 (l_1 - l_2) \dots\dots\dots(VII.6)$$

$$L = 1,4 (12-6) = 15m$$

Ou :

l_1 : est la largeur au plafond du bief amont

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle

A.N :

$$L = 15 m$$

VII.3.5. 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 :

$$B = Q^{0.4} (m) \dots\dots\dots(VII.7)$$

A.N :

$$B = 37,34^{0.4} = 4,25 m$$

On prend B=6m

02- Longueur du coursier :

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 56 mètres.

03- La profondeur critique :

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1 \dots\dots\dots(VII.8)$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} \dots\dots\dots(VII.9)$$

B : est la largeur du coursier égale a 6 m.

A.N :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{37,34^2}{g \cdot 6^2}} = 1,58m$$

04- Pente critique :

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2 \dots\dots\dots(VII.10)$$

S_{cr} : Section critique (m^2).

R_{cr} : Rayon critique (m).

C_{cr} : Coefficient de CHEZY

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6} \dots\dots\dots(VII.11)$$

A.N :

$$\left. \begin{array}{l} S_{cr} = B \cdot h_{cr} = 6 \cdot 1,58 = 9,48 m^2 \\ P_{cr} = B + 2 \cdot h_{cr} = 6 + 3,16 = 9,16 m \end{array} \right\} \rightarrow R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = \frac{9,48}{9,16} = 1,03 m$$

$$C_{cr} = \frac{1}{0,014} 1,03^{1/6} = 71,78$$

Donc :

$$I_{cr} = \left(\frac{37,34}{71,78 \cdot 9,48 \cdot 1,03^{1/2}} \right)^2 \cdot 100\% = 0,29\% \quad I_{coursier} < I_{cr}$$

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 (VII.2): Calcul de la ligne d'eau

Q (m^3/s)	Strickler	I (m/m)	Y_N	Y_C	Régime	L bief (m)
37,34	71	0.19	0.441	1,785	NT	56

Tableau (VII.3): Calcul de la ligne d'eau

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)	J (m/m)
Amont	0	5	1.77	1.012	2.677	3.367
1	5	5	1,03	2.28	3.709	15.881
2	10	5	0.87	3.938	4,626	26,207
3	15	5	0.77	3.528	5,564	37,821
4	20	5	0.71	3,985	6,349	48,366
5	25	5	0.66	4,446	7,186	60,405
6	30	5	0.62	4,884	8,015	73,149
7	35	5	0.60	5.130	4,496	80,900
8	40	5	0.57	5,45	9,319	94,749
9	45	5	0.56	5,689	9,624	100,071
aval	50	5	0.54	6.008	10,288	11,984

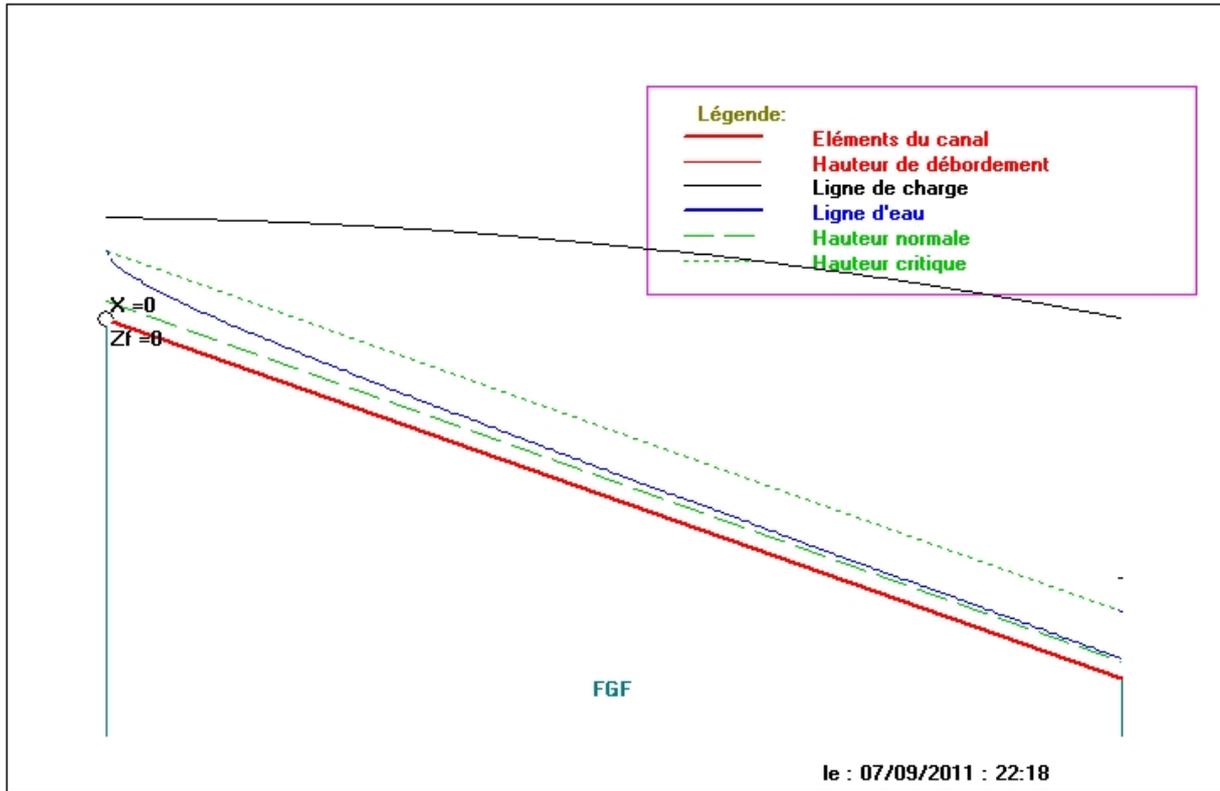


Figure VII.2 :La ligne d'eau dans le coursier

On a :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g h_c}} \dots\dots\dots(VII.12)$$

Où :

Fr : nombre de Froude;

V : Vitesse de sortie du coursier tel que $V = \frac{Q}{S}$.

AN :

$$V = \frac{37,34}{6 \cdot 0,54} = 13,83 \text{ m/s}$$

Donc :

$$Fr = \frac{13,83}{\sqrt{9,81 \cdot 0,54}} = 6,01$$

VII.3.6. Dissipateur d'énergie :

L'énergie cinétique de l'eau s'écoulant en régime torrentiel du coursier va se dissiper dans un bassin d'amortissement.

Cet ouvrage en béton armé permet de stabiliser le régime d'écoulement en fluviale et éloigner le ressaut hydraulique en aval .

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.

$1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.

$2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.

$4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

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 inférieure 15 m/s, alors ai appeler à utiliser le bassin de type II .

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes (voir Annexe "E")

- Dimensionnement du bassin :

De l'abaque de l'Annexe "E" On a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 8.00 \quad \text{Et on a aussi} \quad Y_1 = 0,54$$

Donc : $Y_2 = 8,00 \cdot 0,54 = 4,32 \text{ m}$

- Largeur du bassin :

De l'abaque de l'Annexe "D" on a :

$$\frac{L_{\text{bas}}}{Y_2} = 2,42$$

Donc : $L_{\text{bas}} = 4,18 \times 4,31 = 10,45 \text{ m.}$

On prend $L_{\text{bas}} = 10,50 \text{ m}$

- Dimensionnement des blocs Chicanes :

- La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 0,54 \text{ m.}$
- La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 0,54 \text{ m.}$
- Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 0,54 \text{ m.}$
- Hauteur du seuil denté : $h_2 = 1,5 Y_1 = 0,81 \text{ m.}$
- La largeur d'une dent : $l_2 = 0,75 h_2 = 0,61 \text{ m.}$
- Espacement entre deux dents : $e_2 = 0.75 h_2 = 0,61 \text{ m.}$
- Hauteur du seuil terminal : $h_4 = 1,3 Y_1 = 0,70 \text{ m}$

VII.3.7. Canal de restitution :

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec une talus 1/1 et un talus de petite pente a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

***) La hauteur critique :**

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K \dots\dots\dots(VII.13).$$

Avec: $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$ et : $\sigma = \frac{K \cdot m}{b}$ [m = 1].

Donc : $K = \sqrt[3]{\frac{37,34^2}{9,81 \cdot 6^2}} = 1,58$ et $\sigma = \frac{1,58 \cdot 1}{6} = 0,26$

D'où :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0,26}{3} + 0.015 \cdot 0,26^2 \right) \cdot 1,58 = 1,44m$$

***) Pente critique :**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots(VII.14)$$

$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$ **donc :** $S_{cr} = 10,71 \text{ m}^2$

$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2}$ **donc :** $P_{cr} = 8,04 \text{ m}$

$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr}$ **donc :** $R_{cr} = 1,33 \text{ m}$

$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6}$ **donc :** $C_{cr} = 80,67$

$$I_{cr} = \frac{37,34^2}{10,71^2 \cdot 80,67^2 \cdot 1,33} \cdot 100\% = 0,14\%$$

***) La vitesse de l'écoulement :**

$$V = Q/S = C\sqrt{RI} \dots\dots\dots(VII.15)$$

A.N : $V = 80,67 \cdot \sqrt{1,33 \cdot 0,006} = 7,21 \text{ m/s}$

$V \geq V_{adm}$ (1,8 à 2,2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

VII.3.8. Hauteur des murs bajoyers :**- Hauteur des murs dans le déversoir :**

On a :

$$h_m = h_e + r \dots \dots \dots \text{(VII.16)}$$

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:

$$V = \frac{37,34}{12 \cdot 1,25} = 2,49 \text{ m/s} \quad \text{donc :} \quad r = 0,80 \text{ m.}$$

$$h_m = 1,25 + 0,8 = 2,05 \text{ m}$$

-Hauteur des murs du chenal :

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête du barrage.

- Hauteur des murs à l'entrée du coursier.

La vitesse de l'eau au niveau de la section de contrôle est :

$$V = \frac{Q}{b_1 \cdot Y_c}$$

$$V = \frac{37,34}{5 \cdot 1,77} = 4,22 \text{ m/s}$$

La revanche (R) est égale à : $R = 0,61 + 0,14 \cdot V^{1/3}$

$$R = 0,84 \text{ m}$$

D'où la hauteur du mur H_m du chenal sera :

$$H_m = H_c + R = 1,79 + 0,84 = 2,61 \text{ m} \quad \text{on prend } H_m = 3 \text{ m}$$

- Hauteur des murs à la fin du coursier :

$$h_m = h_f + r.$$

h_f : Hauteur d'eau à la fin du coursier en m.

$$h_f = 0,54 \text{ m.} \quad V = 16,97 \text{ m/s} \quad \text{et} \quad r = 0,90 \text{ m.}$$

D'où $h_m = 1,44 \text{ m}$ on prend $h_m = 2 \text{ m}$

-Hauteur des murs dans le bassin de dissipation :

$$h_m = h_e + r \quad \text{et} \quad r = 0,61 + 0,14 \cdot V^{1/3}$$

$$V = \frac{37,34}{6,4,32} = 1,44 \text{ m/s} \quad \text{donc} \quad r=0,77$$

$$h_{\text{mbd}} = 5,09 \text{ m}$$

VII.4. Ouvrage de vidange et de prise d'eau :

Pour la retenue collinaire Sidi Abed les fonctions de prise d'eau et de vidange de fond sont assurées par un seul et unique ouvrage.

Ces derniers aboutissent à l'alimentation continue pour l'irrigation et la châsse de vase ainsi que l'évacuation des eaux accumulées dans la cuvette pendant la construction.

VII.4.1. La vidange de fond :

C'est un ouvrage primordial pour une retenue; il a pour rôle:

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages;
- Vider la tranche morte en fin de saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts solides) et des parties amont du collinaire (prise, vidange, parement amont de la digue);
- Evacuer les crues pendant les travaux (crues de fréquence 2 à 20ans).
- Actuellement, on préfère équiper les pertuis de fond avec des vannes à ouverture totale.

Pour notre cas, l'ouvrage de vidange est constitué d'un orifice à l'amont suivi d'une conduite de longueur 85m et une pente de radier égale à 0,038.

Par mesure de sécurité l'ouvrage de vidange est muni de deux vannes en série à l'amont de la galerie, la première est une vanne de garde (Batardeau) et la deuxième vanne de contrôle.

$$Q = \frac{V_U}{T} + Q_0 \dots \dots \dots (VII.17)$$

Avec :

Q_0 : Débit entrant de l'Oued

V_U : volume utile de retenue ($V_U = 0,12 \text{ Mm}^3$)

T : temps de vidange en seconde estimé à 10 jours .

$$\underline{\text{AN}} : \quad Q = \frac{0,12 \cdot 10^6}{10 \cdot 86400} + \frac{0,423 \cdot 10^6}{31,53 \cdot 10^6} = \mathbf{0.15 \text{ m}^3/\text{s}}$$

VII.4.1.1.Calcul hydraulique:

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, on utilise la formule de l'écoulement en charge:

$$Q = \mu S \sqrt{2gz} \dots\dots\dots(VII.18)$$

$$S = \frac{Q}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} \dots\dots\dots(VII.19)$$

Q : débit de vidange en(m³/s)

μ : coefficient de débit : μ ∈ [0,8 – 0,85].

S : section de la conduite en (m²)

Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et le bief aval en (m). Z=11,5m

AN :

$$S = \frac{0,15}{0,8 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 11,5}} = 0,0125 \text{ m}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

D'où d=0.126 m

On prend un diamètre normalise d=200 mm.

- **Correction de la valeur de coefficient μ :**

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_i}} \dots\dots\dots(VII.20)$$

∑ ξ_i : Somme des coefficients de pertes de charge (linéaires et singulières)

Coefficients de pertes de charges singulières :

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor}$$

$$\xi_{ent} = 0.5 \quad \xi_{vanne} = (0.1+0,1)=0,2 \quad \xi_{ssortie} = 1$$

Donc :

$$\sum \xi_s = 1,7m$$

Coefficients de pertes de charges linéaires :

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d} \quad \text{Avec : } \lambda = \frac{125n^2}{d^{1/3}}$$

L : longueur de la conduite de la vidange de fond égale à(L= 84m)

d : diamètre de la conduite de vidange en(d= 200 mm)

λ : Coefficient de pertes de charge

n : Coefficient de rugosité (n=0.014)

On trouve $\lambda = 0.042$, $\sum \xi_L = 17,02m$

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + (1,7 + 17,02)}} = 0,22$$

$$S = \frac{0,15}{0,22 \cdot \sqrt{2.9,81.11,5}} = 0,045m^2$$

D'où

$$d = \sqrt{\frac{4.0,045}{\pi}} = 0,240m$$

$$d = 400m$$

VII.4.2. Dimensionnement de la prise d'eau :

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande aval (consommation maximale en aval).

La consommation maximale est en mois de juillet.

$$V_{max} = 0.038 Mm^3.$$

$$\text{Donc : } Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} = \frac{0,038 \cdot 10^6}{31.86400} = 0,014m^3/s$$

avec :

T : temps de prise (T=31 jours).

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \dots\dots\dots(VII.21)$$

μ : coefficient de débit $\mu = 0,3$.

H : Charge d'eau correspondante à la prise la plus basse et l'aval ; H=8,1 m

AN

$$S = \frac{0,014}{0,3 \cdot \sqrt{2.9,81.8,1}} = 0,0037m^2$$

$$d = \sqrt{\frac{4.0,0037}{\pi}} = 0,07m$$

On prend d=100mm

- **Correction de la valeur de coefficient μ :**

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}}$$

$\sum \xi_s$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et elles sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\sum \xi_s = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot L}{D} \text{ Avec } \lambda = 0.042$$

$$\text{AN :} \quad \sum \xi = 19,57\text{m.}$$

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1+19,57}} = 0,220$$

$$S = \frac{0,014}{0,22 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 8,1}} = 0,01\text{m}^2$$

$$\text{D'où} \quad d = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,01}{\pi}} = 0,11\text{m}$$

on prend ; $d=250\text{mm}$

Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

$$\text{On a: } V_{con} = \frac{Q_{max}}{S} \quad V_{con} = 1,25 \text{ m/s}$$

VII.5. Calculs des volumes de travaux :

Les volumes de différents matériaux utilisés dans la construction de l'évacuateur des crues et le vidange de fond résumé dans les tableaux de l'annexe (D).

VII.6. 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 (858,1 m) NGA. Les organes de commande seront regroupés avec ceux de la vidange (400 mm) au pied aval de la digue.

CHAPITRE VIII:

ORGANISATION DE CHANTIER

VIII. 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.

VIII.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.

VIII .2 . Travaux de réalisation :**VIII. 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.

VIII. 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.

VIII.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 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.

VIII.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.

VIII.3. 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.

VIII.3.1. 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 destinés 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.

VIII.4. 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 par 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 leurs 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

VIII.5. Mode d'exécution des travaux :

VIII.5.1. 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.

VIII.5.2. 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.

VIII.6. Le devis estimatif :

Le devis estimatif et quantitatif est représenté dans le tableau suivant :

Tableau (VIII.1) : Le devis estimatif et quantitatif

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
A	La digue				
1	Décapage	m ³	5307.70	160,00	849232.00
2	Remblai	m ³	54724,04	300.00	1641612 .00
3	Déblai	m ³	1887.75	280,00	528570.00
4	Sable.	m ³	1381	1000,00	1381000.00
5	Gravier.	m ³	2174,3	1300,00	2826590.00
6	Enrochement.	m ³	5192,02	1500,00	7788030.00
7	Gravier +bitume.	m ³	108.23	7000,00	757610.00
8	Tout-venant	m ³	987,92	1200,00	1185504.00
9	Béton armé	m ³	21.25	30000.00	637500.00
10	Béton propreté	m ³	21.25	6000.00	127500.00
B	Evacuateur de crue				
1	Déblai.	m ³	518,23	300.00	1554696.00
2	Remblai	m ³	1580.21	280.00	442458.00
3	Béton armé.	m ³	350,84	30000.00	10525200.00
4	Enrochement.	m ³	31.80	2400.00	76320.00
5	Béton propreté	m ³	51.20	6000.00	307200.00
C	Vidange de fond				
1	Déblai	m ³	358.50	300.00	107550.00
2	Remblai.	m ³	114.74	280.00	32127.20
3	Béton ordinaire	m ³	35,54	6000.00	213240.00
4	Conduite 400mm	ml	100	1500.00	150000.00
5	Vanne 400mm.	U	2	50000.00	100000.00
6	Béton propreté	m ³	232	6000.00	1392000.00
7	Béton armé.	m ³	232	30000.00	6960000.00
8	Enrochement	m ³	2232	2400.00	5356800.00
Montant global					396039292,2

VIII.7. La planification des travaux :

La concentration des opérations des travaux sur une courte période exige une organisation stricte de chantier et la mise à la disposition d'un parc de matériel dont les possibilités dépassent de 20% les cadences moyennes journalières calculées. Si pour les ouvrages modestes de volume de l'ordre de 100000 m³ de remblai au moins, les moyens disponibles de la plupart des entreprises autorisent une certaine élasticité des délais.

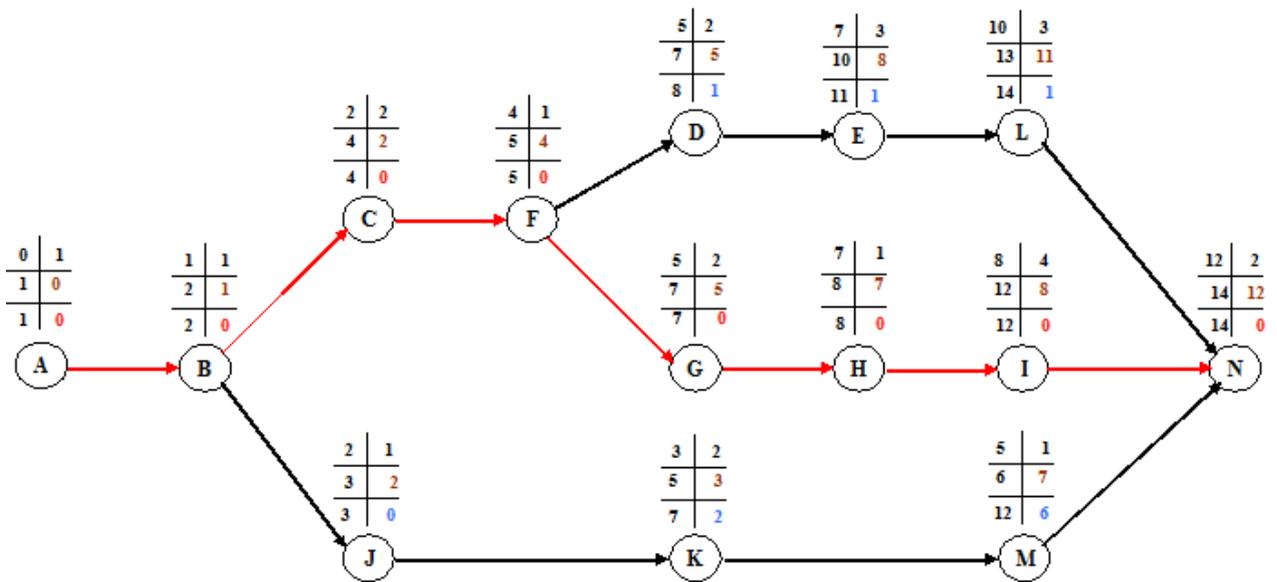
VIII.7.1 Détermination des délais des travaux :

Chaque opération est affectée d'un délai de réalisation dans le tableau ci après :

Tableau (VIII.2) : Symboles des opérations

Phases des Travaux	Opérations	Duré (mois)
Phase 01 : Installation du chantier, implantation des axes des Murs et mise en place éventuelle des déviations de circulation.	A	1
Phase 02 : Construction de la dérivation provisoire du cours d'eau et Décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'ancrage du barrage	B	1
Phase 03 : Préparation des zones d'emprunt.	C	2
Phase 04 : Déboisement et défrichage de la cuvette	D	2
Phase 05 : Remblaiement de la clé d'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel	E	3
Phase 06 : Mise en place de la conduite de prise d'eau et de vidange de fond	F	1
Phase 07 : Approvisionnement des matériaux filtrants	G	2
Phase 08 : Mise en place du système de drainage horizontal.	H	1
Phase 09 : Exécution du remblai et exécution simultanée du dispositif de filtre vertical.	I	4
Phase 10 : Génie civil des ouvrages de prise d'eau et de restitutions	J	1
Phase 11 : Génie civil de l'évacuateur de crues.	K	2
Phase 12 : Mise en place de revêtement de talus.	L	3
Phase 13 : Mise en place des équipements hydromécaniques.	M	1
Phase 14 : Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès, équipement divers et aménagement des abords.	N	2

Figure N°VIII.01 : Réseau nœuds



VIII.8. Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

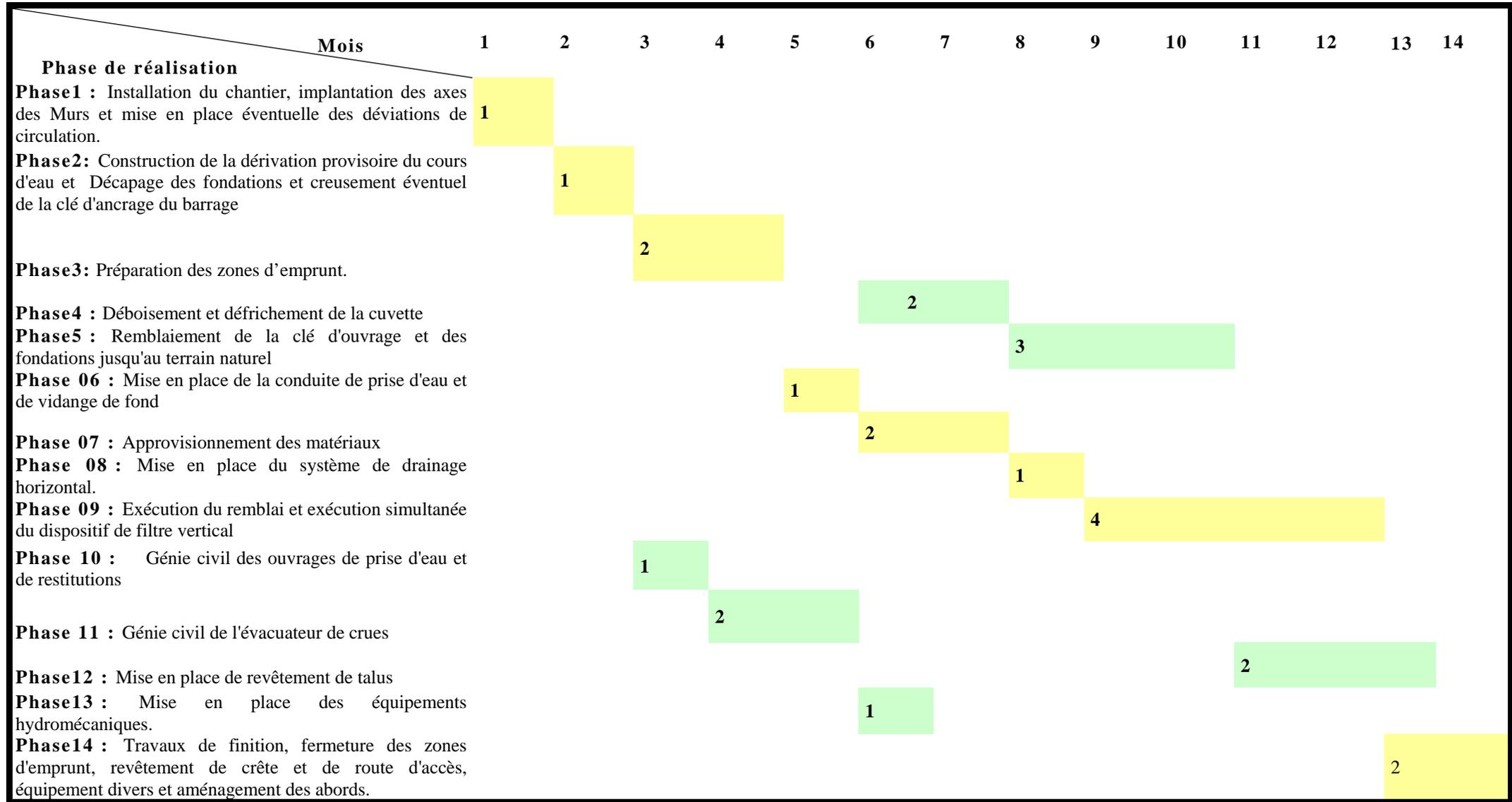
Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau (VIII.3) : Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	1	0	1	0	1	0
B	1	1	2	1	2	0
C	2	2	4	2	4	0
D	2	5	7	5	8	1
E	3	7	10	8	11	1
F	1	4	5	4	5	0
G	2	5	7	5	7	0
H	1	7	8	7	8	0
I	4	8	12	8	12	0
J	1	2	3	2	3	0
K	2	3	5	3	7	2
L	3	10	13	11	14	1
M	1	5	6	7	12	6
N	2	12	14	12	14	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire SIDI ABED est égal à 14 mois.

Tableau N° VIII.4. : Programme des travaux pour la réalisation de la retenue collinaire sur oued BAKH - BAKH



CHAPITRE IX :

PROTECTION ET SECURITE DE CHANTIER

IX . 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.

IX.1. Conditions dangereuses dans le chantier :

- ✓ Installation non protégée ou mal protégée.
- ✓ Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- ✓ Matière défectueuse.
- ✓ Protection individuelle inexistante.
- ✓ Défauts dans la construction.
- ✓ Mauvaise disposition des lieux.
- ✓ Stockage irrationnel.
- ✓ Eclairage défectueux.
- ✓ Facteur d'ambiance impropre.
- ✓ Conditions climatiques défavorables.

IX.2. 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.
- ✓ Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.
- ✓ Suivre un rythme de travail inadapté.
- ✓ Plaisanter ou se quereller.
- ✓ Adopter une position peu sûre.

IX.3. 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 tous danger.
- ✓ Les abris doivent être aérés et climatisés.

IX.4. 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 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 (IX.1) : Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

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.

IX .5. Conclusion :

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement

CONCLUSION GENERALE

La région SIDI ABED est dotée d'un régime agricole nécessitant des besoins en eau importants en matière d'irrigation.

Ainsi, notre travail a consisté en l'étude de faisabilité d'une retenue collinaire sur OUED ABD ALLAH.

En effet, des campagnes de reconnaissance de terrain ont fait l'objet de plusieurs visites du terrain en guise de prospection.

Aussi, comme le travail l'exige, les conditions géologiques, hydrogéologiques, hydrologiques et technico-économiques, ont été examinées et discutées minutieusement.

Nous sommes parvenus aux résultats suivants :

- Le site étudié présente de bonnes conditions géologiques, hydrologiques avec un apport liquide appréciable.
- La digue de la retenue collinaire sur OUED ABD ALLAH est une digue dite homogène et sera construite uniquement avec des argiles.
- Evacuateur de crue latéral a sera réalisé sur la rive gauche.
- La stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tout les cas de sollicitation..

Les résultats obtenus par le biais de ce travail sont satisfaisants. Donc, le site proposé pour la réalisation de cet ouvrage est favorable tant sur le plan technique que sur le plan économique.

Bibliographie :

- [1] : **TOUAIBIA B.**
(Cours d'Hydrologie 3^{ème} Année et Régularisation des débits 4^{ème} année).
- [2] : **M DUNGLAS**
(cours d'ouvrage d'art 1^{er} 2^{ème} et 3^{ème} partie)
- [3] : **M .HASSANE .**
(Cours d'ouvrage hydrotechnique 5^{ème} Année ENSH- 2005).
- [4] : **M .HASSANE .**
(Les ouvrage annexes de barrage 5^{ème} Année ENSH- 2006).
- [5] : **M.K.MIHOUBI**
(Caractéristiques techniques des retenues collinaires ENSH)
- [6] : **BENLAOUKLIB**
(Cours d'O.D.C 4^{ème} et 5^{ème} année).
- [7] : **M.Hassane**
*Guide méthodologique de calcul hydraulique de
l'évacuateur de crue à entonnement frontale »
'Ecole nationale supérieure de l'hydraulique
Blida 1995'.*

ANNEXES

Code station : 012304
Nom station : SOUK EL HAD
X : 395,85
Y : 272,7
Z : 550

année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	maximale
1970	1,8	2	15	12,8	20	24	34	18	5,8	0	1,7	18,5	34
1971	7,5	16,1	2,2	16,5	20	12,6	10	8,7	17,5	12	0	0	20
1972	17,5	5,8	17,2	15,7	13,3	16,5	10,3	12,9	26,3	0	0	1,6	26.3
1973	0	0	29,1	43,1	19,3	29,3	26,5	26,7	35	9,4	0	0	43.1
1974	50	46,1	19,1	28,6	17,9	4,2	6	5,3	4,2	0,5	1,2	0	50
1975	24	4	26,4	81,2	40,4	8,2	84,4	18,8	39	0	0	2	84.4
1976	1,8	25,6	31	25,5	37,4	35,3	19,1	6,9	19,6	1,4	1,3	1,4	37.4
1977	13,2	11,8	14,8	15,4	20	16,7	7,4	14,3	0,6	4,5	1,1	0	20
1978	0	7	2,4	10,9	6,2	18,8	42,2	12,6	38	1,2	0	0	42.2
1979	1,2	3,2	10,1	0	0,3	4,5	6,5	14	3	2,5	1	2	14
1980	1	0	4,5	3	10,6	41	16	9,5	19	0,1	0,2	0,2	41
1981	6	30	8	20	32	25	17	17	20	24	0	0	32
1982	7;8	3	6;8	5	24	10	9	13;8	4;3	0	1;5	0	24
1983	0	40	13	8	22,9	21,1	38,4	16,9	0	4,7	0	0	40
1984	0	9,8	12,1	11,6	19,5	11	12,9	16	3	0	0	0	19.5
1985	26,3	14,8	17,7	51	6,7	20	13	14	11	1,2	0	2,5	51
1986	4,5	5,2	0	62,9	14,8	24,5	11,4	31,7	7,2	0	0	0	62.9
1987	31,3	6,2	32,8	11,1	7,5	16,6	49	32	29	7,7	4	4	49
1988	21	7,8	9,8	17	19,7	31	14,2	17,1	19	9,4	2,3	1,6	31
1989	11,5	13	7,8	17	14,7	11	33	24	11,4	0	0	0	33
1990	8	2,1	9,9	22,6	60,4	26,2	20,1	3,3	10,2	0	0	0	60.4
1991	13	7,9	19	0	67,1	32,6	2,3	0	2,5	0	0	0	67.1
1992	12,3	26,2	31,5	4,5	16,7	6,2	23,4	14,7	16,7	1,5	15,5	0	31.5
1993	4,7	25,4	7,8	26,9	11,7	22,4	18,8	21	0	10,1	3,7	17,5	26.9
1994	11,5	0	6,3	26,5	25,7	0	5,5	25,2	7,1	3,8	0	9	26.5
1995	12,2	11,2	10,1	18,1	10,1	13,5	24,3	15,2	0	0	0	0	24.3
1996	0	27,6	22,7	4,2	31,3	6,2	32,8	11,1	7,5	3,1	7,5	0	32.8
1997	23,2	20,7	12,1	11,2	21	7,8	9,8	17	19,7	0	0	0	23.2
1998	17,3	5,5	11,9	19,5	11,2	12	10,8	6,9	16,9	0	0	0	19.5
1999	18,4	15,4	8,2	23,8	35	3,1	25,2	18,2	18,3	4,5	3,4	0	35
2000	26,3	27,9	11,7	10,4	20,9	70,5	24,2	7,2	20,4	0	10,6	0	70.5
2001	-999	30,2	29	15,8	23	26	12,8	22	17,3	4,8	0	11	30.2
2002	35,2	21	47,3	26,3	6,2	6,5	3,2	23,8	26,8	0	0	0	47.3
2003	23,2	15,2	28,2	17,1	15,5	20,3	1,8	20,1	5,7	0	0	7	46.1
2004	23,2	15,2	28,2	17,1	15,5	20,3	1,8	20,1	5,7	0	0	1,8	16.4
2005	23,2	15,2	28,2	17,1	15,5	20,3	1,8	20,1	5,7	0	0	2,7	28.2
2006	6,4	0	48,3	7,3	4,2	3,4	14,4	13,5	8,9	0	0	2,3	48.3
2007	1,2	47,3	22,9	13,4	26,6	39,1	5,2	26,2	6,7	2,9	0	10,9	47.3
2008	11,3	6,2	26,4	30,5	16,4	16,9	2,8	6,9	34,3	3,5	0	1,2	34.3
2009	3,7	16,5	9,7	8,2	10,7	6,8	11,4	4,2	0	0	0	0	16.5

Annexe B.1 : Volume des matériaux (la digue)

N°	protection amont			protection aval	protection amont			protection aval	di (m)	protection amont			protection aval	
	Enroch	gravier	sable	tout venant	Enroch	gravier	sable	tout venant		Enroch	gravier	sable	tout venant	
	Si (m ²)	Smoy (m ²)		Vi (m ³)										
0	0	0	0	0										
I	1.96	0.69	1.61	7.66	0.98	0.345	0.805	3.83	5	4.9	1.725	4.025	19.15	
II	14.43	7.14	4.87	8.11	8.195	3.915	3.24	7.885	15	122.925	58.725	48.6	118.275	
III	22.63	10.77	7.05	7.74	18.53	8.955	5.96	7.925	20	370.6	179.1	119.2	158.5	
IV	20.7	10.1	6.39	7.74	21.665	10.435	6.72	7.74	15	324.975	156.525	100.8	116.1	
V	18.47	8.9	5.71	7.74	19.585	9.5	6.05	7.74	15	293.775	142.5	90.75	116.1	
IV	16.63	8.6	5.26	7.74	17.55	8.75	5.485	7.74	15	263.25	131.25	82.275	116.1	
VII	15.36	7.44	4.94	7.74	15.995	8.02	5.1	7.74	5	79.975	40.1	25.5	38.7	
VIII	12.78	6.11	4.34	6.49	14.07	6.775	4.64	7.115	25	351.75	169.375	116	177.875	
IX	9.05	4.24	3.38	4.66	10.915	5.175	3.86	5.575	15	163.725	77.625	57.9	83.625	
X	2.05	0.72	1.62	0.88	5.55	2.48	2.5	2.77	15	83.25	37.2	37.5	41.55	
XII	0	0	0	0	1.025	0.36	0.81	0.44	4.42	4.5305	1.5912	3.5802	1.9448	
					Volume total						2063.6555	995.7162	686.1302	987.9198

Annexe B.1 : Volume des matériaux (protection amont et aval)

N°	protection amont			protection aval	protection amont			protection aval	di (m)	protection amont			protection aval	
	Enroch	gravier	sable	tout venant	Enroch	gravier	sable	tout venant		Enroch	gravier	sable	tout venant	
	Si (m ²)	Smoy (m ²)		Vi (m ³)										
0	0	0	0	0										
I	1.96	0.69	1.61	7.66	0.98	0.345	0.805	3.83	5	4.9	1.725	4.025	19.15	
II	14.43	7.14	4.87	8.11	8.195	3.915	3.24	7.885	15	122.925	58.725	48.6	118.275	
III	22.63	10.77	7.05	7.74	18.53	8.955	5.96	7.925	20	370.6	179.1	119.2	158.5	
IV	20.7	10.1	6.39	7.74	21.665	10.435	6.72	7.74	15	324.975	156.525	100.8	116.1	
V	18.47	8.9	5.71	7.74	19.585	9.5	6.05	7.74	15	293.775	142.5	90.75	116.1	
IV	16.63	8.6	5.26	7.74	17.55	8.75	5.485	7.74	15	263.25	131.25	82.275	116.1	
VII	15.36	7.44	4.94	7.74	15.995	8.02	5.1	7.74	5	79.975	40.1	25.5	38.7	
VIII	12.78	6.11	4.34	6.49	14.07	6.775	4.64	7.115	25	351.75	169.375	116	177.875	
IX	9.05	4.24	3.38	4.66	10.915	5.175	3.86	5.575	15	163.725	77.625	57.9	83.625	
X	2.05	0.72	1.62	0.88	5.55	2.48	2.5	2.77	15	83.25	37.2	37.5	41.55	
XII	0	0	0	0	1.025	0.36	0.81	0.44	4.42	4.5305	1.5912	3.5802	1.9448	
					Volume total						2063.6555	995.7162	686.1302	987.9198

Annexe B.1 : Volume des matériaux (prisme de drainage)

N°	prisme de drainage									
	Enrochement	gravier	sable	Enrochement	gravier	sable	di (m)	Enrochement	gravier	sable
	Si (m ²)	Si (m ²)	Si (m ²)	Smoy (m ²)	Smoy (m ²)	Smoy(m ²)		Vi (m ³)	Vi (m ³)	Vi (m ³)
0	0	0	0							
I	0	0	0	0	0	0	5	0	0	0
II	0	0	0	0	0	0	15	0	0	0
III	9.98	4.2	4.26	4.99	2.1	2.13	20	99.8	42	42.6
IV	18.69	5.4	5.19	14.335	4.8	4.725	15	215.025	72	70.875
V	44.68	8.12	8.57	31.685	6.76	6.88	15	475.275	101.4	103.2
IV	35.08	8.98	9.68	39.88	8.55	9.125	15	598.2	128.25	136.875
VII	26.07	6.52	7	30.575	7.75	8.34	5	152.875	38.75	41.7
VIII	0	0	0	13.035	3.26	3.5	25	325.875	81.5	87.5
IX	0	0	0	0	0	0	15	0	0	0
X	0	0	0	0	0	0	15	0	0	0
XII	0	0	0	0	0	0	4.42	0	0	0
Volume total								1867.05	463.9	482.75

Annexe B.1 : Volume des matériaux (rigole sur berme, rigole pied aval et revêtement de crête)

N°	Rigole sur berme		Rigole pied aval		Revêtement crête	R. s. b		R.p.a		R.C	di (m)	R. s. b		R.p.a		R.C
	Béton	Béton propreté	Béton armé	Béton propreté	gravier bitumineux	B	B. p	B	B.P	g.b		B	B. p	B	B.P	g.b
	Si(m ²)	Si (m ²)	Smoy (m ²)		Vi (m ³)	Vi(m ³)										
0	0	0	0	0	0											
I	0.05	0.05	0	0	0.75	0.025	0.025	0	0	0.375	5	0.125	0.125	0	0	1.875
II	0.05	0.05	0	0	0.75	0.05	0.05	0	0	0.75	15	0.75	0.75	0	0	11.25
III	0.05	0.05	0.2	0.2	0.75	0.05	0.05	0.1	0.1	0.75	20	1	1	2	2	15
IV	0.05	0.05	0.2	0.2	0.75	0.05	0.05	0.2	0.2	0.75	15	0.75	0.75	3	3	11.25
V	0.05	0.05	0.2	0.2	0.75	0.05	0.05	0.2	0.2	0.75	15	0.75	0.75	3	3	11.25
IV	0.05	0.05	0.2	0.2	0.75	0.05	0.05	0.2	0.2	0.75	15	0.75	0.75	3	3	11.25
VII	0.05	0.05	0.2	0.2	0.75	0.05	0.05	0.2	0.2	0.75	5	0.25	0.25	1	1	3.75
VIII	0.05	0.05	0	0	0.75	0.05	0.05	0.1	0.1	0.75	25	1.25	1.25	2.5	2.5	18.75
IX	0.05	0.05	0	0	0.75	0.05	0.05	0	0	0.75	15	0.75	0.75	0	0	11.25
X	0	0	0	0	0.75	0.025	0.025	0	0	0.75	15	0.375	0.375	0	0	11.25
XII	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.375	4.42	0	0	0	0	1.6575
VOLUME TOTAL												6.75	6.75	14.5	14.5	108.533

Annexe C

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval(R=34,9m)

R (m)	C (t/m ²)	a	γ_1 (t/m ³)	γ_2 (t/m ³)	γ_3 (t/m ³)	Φ_1	Φ_2	d_n (m)
34,9	4,1	0,15	1,73	2,08	1,96	25°	30°	30,32

N°Tr	bi	h1	h2	h3	α	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tangø	a*Gn*dn
-3	3,49	0,52	0	1,28	17	0,29	0,96	3,14	8,76	3,48	11,38	3,65	14,96	6,23	54,10
-2	3,49	1,83	0	2,19	12	0,21	0,98	11,05	14,98	5,41	25,46	3,57	14,63	13,50	118,38
-1	3,49	3,14	0	2,72	6	0,10	0,99	18,96	18,61	3,93	37,36	3,51	14,39	19,48	170,84
0	3,49	4,45	0	2,9	0	0,00	1,00	26,87	19,84	0,00	46,70	3,49	14,31	23,98	212,41
1	3,49	5,76	0	2,72	6	0,10	0,99	34,78	18,61	5,58	53,09	3,51	14,39	26,81	242,79
2	3,49	7,07	0	1,28	12	0,21	0,98	42,69	8,76	10,70	50,32	3,57	14,63	24,41	233,96
3	3,49	8,83	0	0	18	0,31	0,95	53,31	0,00	16,47	50,70	3,67	15,05	23,64	242,47
4	3,49	9,66	0	0	24	0,41	0,91	58,32	0,00	23,72	53,28	3,82	15,66	24,85	265,26
5	3,49	9,2	0	0	31	0,52	0,86	55,55	0,00	28,61	47,61	4,07	16,69	22,20	252,63
6	3,49	8,19	0	0	38	0,62	0,79	49,45	0,00	30,44	38,97	4,43	18,16	18,17	224,89
7	3,49	6,48	0	0	45	0,71	0,71	39,12	0,00	27,67	27,67	4,94	20,24	12,90	177,94
8	3,49	2,74	0	0	53	0,80	0,60	16,54	0,00	13,21	9,96	5,80	23,78	4,64	75,24
somme										169,22			196,88	220,82	2270,91

Kss	2,468
Kas	1,783

Annexe C

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval(R=36,79m)

R (m)	C (t/m ²)	a	γ_1 (t/m ³)	γ_2 (t/m ³)	γ_3 (t/m ³)	Φ_1	Φ_2	d_n (m)
36,79	4,1	0,15	1,73	2,08	1,96	25°	30°	31,52

N°Tr	bi	h1	h2	h3	α	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tangø	a*Gn*dn
-6	2,12	0	0	0,97	35	0,57	0,82	0,00	4,03	2,31	3,30	2,59	10,61	1,91	19,06
-5	3,679	0	0	2,65	30	0,50	0,87	0,00	19,11	9,55	16,55	4,25	17,42	9,55	90,35
-4	3,679	0	0	4,5	24	0,41	0,91	0,00	32,45	13,20	29,64	4,03	16,51	17,11	153,42
-3	3,679	0	0	5,88	18	0,31	0,95	0,00	42,40	13,10	40,32	3,87	15,86	23,28	200,47
-2	3,679	1,39	0	6,83	12	0,21	0,98	8,85	49,25	12,08	56,83	3,76	15,42	31,85	274,68
-1	3,679	2,77	0	7,39	6	0,10	0,99	17,63	53,29	7,41	70,53	3,70	15,17	38,77	335,30
0	3,679	4,5	0	7,58	0	0,00	1,00	28,64	54,66	0,00	83,30	3,68	15,08	44,91	393,84
1	3,679	5,53	0	7,39	6	0,10	0,99	35,20	53,29	9,25	88,00	3,70	15,17	46,92	418,36
2	3,679	6,87	0	6,83	12	0,21	0,98	43,73	49,25	19,33	90,94	3,76	15,42	47,76	439,59
3	3,679	6,87	0	5,88	18	0,31	0,95	43,73	42,40	26,61	81,91	3,87	15,86	42,67	407,20
4	3,679	9,66	0	4,5	24	0,41	0,91	61,48	32,45	38,21	85,81	4,03	16,51	43,31	444,11
5	3,679	11,04	0	2,65	30	0,50	0,87	70,27	19,11	44,69	77,40	4,25	17,42	37,93	422,56
6	3,679	12,41	0	0,22	37	0,60	0,80	78,99	1,59	48,49	64,35	4,61	18,89	30,15	380,94
7	3,679	10,85	0	0	44	0,69	0,72	69,06	0,00	47,97	49,68	5,11	20,97	23,16	326,50
8	3,679	7	0	0	53	0,80	0,60	44,55	0,00	35,58	26,81	6,11	25,06	12,50	210,65
9	2,82	2,62	0	0	62	0,88	0,47	12,78	0,00	11,29	6,00	6,01	24,63	2,80	60,43
somme										339,07			276,00	454,59	4577,44

Kss	2,155
Kas	1,576

Annexe C

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval(R=38,65m)

R (m)	C (t/m ²)	a	γ_1 (t/m ³)	γ_2 (t/m ³)	γ_3 (t/m ³)	Φ_1	Φ_2	d_n (m)
38,65	4,1	0,15	1,73	2,08	1,96	25°	30°	34,01

N°Tr	bi	h1	h2	h3	α	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tangø	a*Gn*dn
-4	2,74	0	0	0,79	22	0,37	0,93	0,00	4,24	1,59	3,93	2,96	12,12	2,27	21,64
-3	3,865	0	0	1,8	17	0,29	0,96	0,00	13,64	3,99	13,04	4,04	16,57	7,53	69,56
-2	3,865	0,76	0	2,8	12	0,21	0,98	5,08	21,21	5,47	25,72	3,95	16,20	14,30	134,13
-1	3,865	2,21	0	3,39	6	0,10	0,99	14,78	25,68	4,23	40,24	3,89	15,93	21,60	206,39
0	3,865	3,65	0	3,58	0	0,00	1,00	24,41	27,12	0,00	51,53	3,87	15,85	27,04	262,86
1	3,865	5,1	0	3,39	6	0,10	0,99	34,10	25,68	6,25	59,45	3,89	15,93	30,56	304,98
2	3,865	6,54	0	2,8	12	0,21	0,98	43,73	21,21	13,50	63,52	3,95	16,20	31,92	331,29
3	3,865	7,99	0	1,83	17	0,29	0,96	53,42	13,86	19,67	64,35	4,04	16,57	31,48	343,27
4	3,865	9,43	0	0,36	24	0,41	0,91	63,05	2,73	26,76	60,09	4,23	17,35	28,30	335,58
5	3,865	9,29	0	0	30	0,50	0,87	62,12	0,00	31,06	53,80	4,46	18,30	25,09	316,89
6	3,865	8,19	0	0	37	0,60	0,80	54,76	0,00	32,96	43,73	4,84	19,84	20,39	279,37
7	3,865	6,33	0	0	44	0,69	0,72	42,33	0,00	29,40	30,45	5,37	22,03	14,20	215,92
8	3,865	3,38	0	0	53	0,80	0,60	22,60	0,00	18,05	13,60	6,42	26,33	6,34	115,29
somme										192,92			229,22	261,01	2937,18

Kss	2,541
Kas	1,823

Annexe C

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval(R=39,70m)

R (m)	C (t/m ²)	a	γ_1 (t/m ³)	γ_2 (t/m ³)	γ_3 (t/m ³)	Φ_1	Φ_2	d_n (m)
39,70	4,1	0,15	1,73	2,08	1,96	25°	30°	34,86

N°Tr	bi	h1	h2	h3	α	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tang ϕ	a*Gn*dn
-4	3,94	0	0	1,1	35	0,57	0,82	0,00	8,49	4,87	6,96	4,81	19,72	4,02	44,42
-3	3,97	0	0	2,41	30	0,50	0,87	0,00	18,75	9,38	16,24	4,58	18,80	9,38	98,06
-2	3,97	0,36	0	3,44	24	0,41	0,91	2,47	26,77	11,89	26,71	4,35	17,82	15,17	152,90
-1	3,97	1,85	0	4,05	18	0,31	0,95	12,71	31,51	13,66	42,06	4,17	17,11	22,94	231,23
0	3,97	3,34	0	6,83	0	0,00	1,00	22,94	53,15	0,00	76,09	3,97	16,28	41,38	397,85
1	3,97	4,83	0	6,83	12	0,21	0,98	33,17	53,15	17,95	84,43	4,06	16,64	45,14	451,36
2	3,97	6,32	0	5,88	18	0,31	0,95	43,41	45,75	27,55	84,80	4,17	17,11	44,37	466,22
3	3,97	7,81	0	4,5	24	0,41	0,91	53,64	35,02	36,06	80,99	4,35	17,82	41,32	463,58
4	3,97	9,3	0	2,65	30	0,50	0,87	63,87	20,62	42,25	73,17	4,58	18,80	36,10	441,82
5	3,97	9,69	0	0,22	37	0,60	0,80	66,55	1,71	41,08	54,52	4,97	20,38	25,57	356,95
6	3,97	8,54	0	0	44	0,69	0,72	58,65	0,00	40,74	42,19	5,52	22,63	19,67	306,70
7	3,97	6,6	0	0	53	0,80	0,60	45,33	0,00	36,20	27,28	6,60	27,05	12,72	237,03
8	3,97	3,5	0	0	62	0,88	0,47	24,04	0,00	21,22	11,29	8,46	34,67	5,26	125,70
somme										302,86			264,82	323,06	3773,79

Kss	1,941
Kas	1,477

Annexe C

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval(R=40,8m)

R (m)	C (t/m ²)	a	γ_1 (t/m ³)	γ_2 (t/m ³)	γ_3 (t/m ³)	Φ_1	Φ_2	d_n (m)
40,8	4,1	0,15	1,73	2,08	1,96	25°	30°	35,09

N°Tr	bi	h1	h2	h3	α	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tangø	a*Gn*dn
-5	2,57	0	0	0,85	28	0,47	0,88	0,00	4,28	2,01	3,78	2,91	11,93	2,18	22,52
-4	4,08	0	0	2,38	24	0,41	0,91	0,00	19,03	7,74	17,39	4,47	18,31	10,04	100,12
-3	4,08	0	0	3,91	17	0,29	0,96	0,00	31,27	9,14	29,90	4,27	17,49	17,26	164,48
-2	4,08	0,56	0	4,97	12	0,21	0,98	3,95	39,74	9,09	42,74	4,17	17,10	24,25	229,87
-1	4,08	2,09	0	5,59	6	0,10	0,99	14,75	44,70	6,21	59,13	4,10	16,82	32,51	312,76
0	4,08	3,61	0	5,79	0	0,00	1,00	25,48	46,30	0,00	71,78	4,08	16,73	38,61	377,61
1	4,08	5,15	0	5,59	6	0,10	0,99	36,35	44,70	8,47	80,61	4,10	16,82	42,53	426,38
2	4,08	6,67	0	4,97	12	0,21	0,98	47,08	39,74	18,05	84,93	4,17	17,10	43,92	456,74
3	4,08	8,2	0	3,91	17	0,29	0,96	57,88	31,27	26,06	85,25	4,27	17,49	43,07	468,95
4	4,08	9,73	0	2,38	24	0,41	0,91	68,68	19,03	35,68	80,13	4,47	18,31	39,29	461,40
5	4,08	11,51	0	0	30	0,50	0,87	81,24	0,00	40,62	70,36	4,71	19,32	32,81	427,37
6	4,08	10,41	0	0	37	0,60	0,80	73,48	0,00	44,22	58,68	5,11	20,95	27,36	386,53
7	4,08	8,35	0	0	44	0,69	0,72	58,94	0,00	40,94	42,40	5,67	23,25	19,77	310,04
8	4,08	4,48	0	0	53	0,80	0,60	31,62	0,00	25,25	19,03	6,78	27,80	8,87	166,35
somme										273,49			259,42	382,48	4311,13

Kss	2,347
Kas	1,693

Annexe C

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=32,61m)

R (m)	C (t/m ²)	a	γ_1 (t/m ³)	γ_2 (t/m ³)	γ_3 (t/m ³)	Φ_1	Φ_2	d_n (m)
32.61	4,1	0,15	1,73	2,08	1,96	25°	30°	25.94

N°Tr	bi	h1	h2	h3	α	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tangø	a*Gn*dn
-6	1,800	0	0	0,82	35	0,57	0,82	0,00	2,89	1,66	2,37	2,20	9,01	1,37	11,26
-5	3,261	0,73	0	2,28	30	0,50	0,87	4,12	14,57	9,35	16,19	3,77	15,44	8,95	72,73
-4	3,261	1,77	0	3,93	24	0,41	0,91	9,99	25,12	14,28	32,07	3,57	14,64	17,50	136,59
-3	3,261	2,81	0	5,15	17	0,29	0,96	15,85	32,92	14,26	46,64	3,41	13,98	25,24	189,76
-2	3,261	3,85	0	5,99	16	0,28	0,96	21,72	38,29	16,54	57,68	3,39	13,91	30,98	233,48
-1	3,261	4,9	0	6,49	6	0,10	0,99	27,64	41,48	7,23	68,75	3,28	13,44	36,64	268,96
0	3,261	5,94	0	6,65	0	0,00	1,00	33,51	42,50	0,00	76,01	3,26	13,37	40,17	295,77
1	3,261	6,98	0	6,49	6	0,10	0,99	39,38	41,48	8,45	80,42	3,28	13,44	42,08	314,62
2	3,261	8,02	0	5,99	12	0,21	0,98	45,25	38,29	17,37	81,71	3,33	13,67	42,26	325,02
3	3,261	9,06	0	5,15	17	0,29	0,96	51,11	32,92	24,57	80,36	3,41	13,98	40,97	326,96
4	3,261	10,01	0	3,93	24	0,41	0,91	56,47	25,12	33,19	74,54	3,57	14,64	37,31	317,47
5	3,261	11,15	0	2,29	30	0,50	0,87	62,90	14,64	38,77	67,15	3,77	15,44	32,72	301,71
6	3,261	12,32	0	0	37	0,60	0,80	69,50	0,00	41,83	55,51	4,08	16,74	25,88	270,44
7	3,261	10,57	0	0	44	0,69	0,72	59,63	0,00	41,42	42,89	4,53	18,59	20,00	232,02
8	3,261	7,89	0	0	53	0,80	0,60	44,51	0,00	35,55	26,79	5,42	22,22	12,49	173,19
9	3,15	4,17	0	0	63	0,89	0,45	22,72	0,00	20,25	10,32	6,94	28,45	4,81	88,42
somme										324,70			250,95	419,37	3558,40

Kss	2,064
Kas	1,545

Annexe C

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=38,11m)

R (m)	C (t/m ²)	a	γ_1 (t/m ³)	γ_2 (t/m ³)	γ_3 (t/m ³)	Φ_1	Φ_2	d_n (m)
38.11	4,1	0,15	1,73	2,08	1,96	25°	30°	30.02

N°Tr	bi	h1	h2	h3	α	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tang ϕ	a*Gn*dn
-5	2,27	0	0	0,8	28	0,47	0,88	0,00	3,56	1,67	3,14	2,57	10,54	1,81	16,03
-4	3,811	0,65	0	2,15	24	0,41	0,91	4,29	16,06	8,28	18,59	4,17	17,10	10,30	91,61
-3	3,811	1,87	0	3,58	17	0,29	0,96	12,33	26,74	11,42	37,36	3,99	16,34	20,26	175,93
-2	3,811	3,09	0	4,57	12	0,21	0,98	20,37	34,14	11,33	53,32	3,90	15,97	28,57	245,45
-1	3,811	4,41	0	5,15	6	0,10	0,99	29,08	38,47	7,06	67,17	3,83	15,71	35,57	304,15
0	3,811	5,44	0	5,35	0	0,00	1,00	35,87	39,96	0,00	75,83	3,81	15,63	39,80	341,45
1	3,811	6,75	0	5,15	6	0,10	0,99	44,50	38,47	8,67	82,52	3,83	15,71	42,73	373,62
2	3,811	7,97	0	4,57	12	0,21	0,98	52,55	34,14	18,02	84,79	3,90	15,97	43,25	390,33
3	3,811	9,19	0	3,58	17	0,29	0,96	60,59	26,74	25,53	83,52	3,99	16,34	41,78	393,25
4	3,811	10,41	0	2,15	24	0,41	0,91	68,63	16,06	34,45	77,37	4,17	17,10	37,71	381,37
5	3,811	11,85	0	0	30	0,50	0,87	78,13	0,00	39,06	67,66	4,40	18,04	31,55	351,81
6	3,811	10,53	0	0	37	0,60	0,80	69,42	0,00	41,78	55,44	4,77	19,56	25,85	312,62
7	3,811	8,46	0	0	45	0,71	0,71	55,78	0,00	39,44	39,44	5,39	22,10	18,39	251,16
8	3,811	5,29	0	0	53	0,80	0,60	34,88	0,00	27,85	20,99	6,33	25,96	9,79	157,05
somme										274,58			242,09	387,36	3785,84

Kss	2,292
Kas	1,683

Annexe C

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=39,08m)

R (m)	C (t/m ²)	a	γ_1 (t/m ³)	γ_2 (t/m ³)	γ_3 (t/m ³)	Φ_1	Φ_2	d_n (m)
39.08	4,1	0,15	1,73	2,08	1,96	25°	30°	36.25

N°Tr	bi	h1	h2	h3	α	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tangø	a*Gn*dn
-3	2,15	1,43	0	0	17	0,29	0,96	5,32	0,00	1,56	5,09	2,25	9,22	2,37	28,92
-2	3,908	3,2	0	0,49	12	0,21	0,98	21,63	3,75	5,28	24,83	4,00	16,38	11,99	138,05
-1	3,908	4,44	0	1,08	6	0,10	0,99	30,02	8,27	4,00	38,08	3,93	16,11	18,67	208,21
0	3,908	5,69	0	1,28	0	0,00	1,00	38,47	9,80	0,00	48,27	3,91	16,02	23,60	262,49
1	3,908	6,94	0	1,09	6	0,10	0,99	46,92	8,35	5,78	54,97	3,93	16,11	26,55	300,53
2	3,908	8,17	0	0,5	12	0,21	0,98	55,24	3,83	12,28	57,78	4,00	16,38	27,36	321,17
3	3,908	8,91	0	0	17	0,29	0,96	60,24	0,00	17,61	57,61	4,09	16,75	26,86	327,55
4	3,908	8,7	0	0	24	0,41	0,91	58,82	0,00	23,92	53,73	4,28	17,54	25,06	319,83
5	3,908	7,98	0	0	30	0,50	0,87	53,95	0,00	26,98	46,72	4,51	18,50	21,79	293,36
6	3,908	6,66	0	0	37	0,60	0,80	45,03	0,00	27,10	35,96	4,89	20,06	16,77	244,84
7	3,908	4,53	0	0	44	0,69	0,72	30,63	0,00	21,28	22,03	5,43	22,27	10,27	166,53
8	2,78	2,21	0	0	51	0,78	0,63	10,63	0,00	8,26	6,69	4,42	18,11	3,12	57,79
somme										154,04			203,47	214,41	2669,26

Kss	2,713
Kas	1,879

Annexe C

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=40,76m)

R (m)	C (t/m ²)	a	γ_1 (t/m ³)	γ_2 (t/m ³)	γ_3 (t/m ³)	Φ_1	Φ_2	d_n (m)
40.76	4,1	0,15	1,73	2,08	1,96	25°	30°	34.25

N°Tr	bi	h1	h2	h3	α	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tang \emptyset	a*Gn*dn
-3	2,59	1,62	0	0	17	0,29	0,96	7,26	0,00	2,12	6,94	2,71	11,10	3,24	39,47
-2	4,076	3,16	0	0,81	12	0,21	0,98	22,28	6,47	5,98	28,13	4,17	17,08	13,82	156,35
-1	4,076	4,47	0	3,58	6	0,10	0,99	31,52	28,60	6,28	59,79	4,10	16,80	31,04	326,91
0	4,076	5,77	0	1,43	0	0,00	1,00	40,69	11,42	0,00	52,11	4,08	16,71	25,57	283,35
1	4,076	7,07	0	1,64	6	0,10	0,99	49,85	13,10	6,58	62,61	4,10	16,80	30,64	342,32
2	4,076	8,37	0	0,43	12	0,21	0,98	59,02	3,44	12,99	61,09	4,17	17,08	28,86	339,61
3	4,076	9,43	0	0,81	17	0,29	0,96	66,50	6,47	21,33	69,78	4,26	17,48	33,23	396,76
4	4,076	9,21	0	0	24	0,41	0,91	64,94	0,00	26,42	59,33	4,46	18,29	27,67	353,13
5	4,076	8,43	0	0	30	0,50	0,87	59,44	0,00	29,72	51,48	4,71	19,30	24,01	323,23
6	4,076	7,07	0	0	37	0,60	0,80	49,85	0,00	30,00	39,82	5,10	20,93	18,57	271,08
7	4,076	4,85	0	0	44	0,69	0,72	34,20	0,00	23,76	24,60	5,67	23,23	11,47	185,96
8	4,076	2,1	0	0	51	0,78	0,63	14,81	0,00	11,51	9,32	6,48	26,55	4,35	80,52
somme										176,69			221,37	252,45	3098,68

Kss	2,682
Kas	1,875

Annexe C

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=44,6m)

R (m)	C (t/m ²)	a	γ_1 (t/m ³)	γ_2 (t/m ³)	γ_3 (t/m ³)	Φ_1	Φ_2	d_n (m)
44.6	4,1	0,15	1,73	2,08	1,96	25°	30°	36.25

N°Tr	bi	h1	h2	h3	α	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tang ϕ	a*Gn*dn
-4	4,46	0	0	2,06	23	0,39	0,92	0,00	18,01	7,04	16,58	4,85	19,87	9,57	97,92
-3	4,46	0	0	3,73	17	0,29	0,96	0,00	32,61	9,53	31,18	4,66	19,12	18,00	177,30
-2	4,46	1,19	0	4,89	12	0,21	0,98	9,18	42,75	10,80	50,79	4,56	18,69	28,33	282,36
-1	4,46	2,61	0	5,57	6	0,10	0,99	20,14	48,69	7,19	68,45	4,48	18,39	37,30	374,26
0	4,46	4,04	0	5,79	0	0,00	1,00	31,17	50,61	0,00	81,79	4,46	18,29	43,76	444,71
1	4,46	5,52	0	5,57	6	0,10	0,99	42,59	48,69	9,54	90,78	4,48	18,39	47,71	496,35
2	4,46	6,88	0	4,89	12	0,21	0,98	53,08	42,75	19,92	93,74	4,56	18,69	48,35	521,08
3	4,46	8,3	0	3,74	17	0,29	0,96	64,04	32,69	28,28	92,51	4,66	19,12	46,61	526,00
4	4,46	9,73	0	2,07	24	0,41	0,91	75,07	18,10	37,90	85,11	4,88	20,02	41,53	506,61
5	4,46	10,98	0	0	30	0,50	0,87	84,72	0,00	42,36	73,37	5,15	21,11	34,21	460,66
6	4,46	9,46	0	0	37	0,60	0,80	72,99	0,00	43,93	58,29	5,58	22,90	27,18	396,89
7	4,46	7,05	0	0	45	0,71	0,71	54,40	0,00	38,46	38,46	6,31	25,86	17,94	295,78
8	4,46	3,36	0	0	53	0,80	0,60	25,93	0,00	20,70	15,60	7,41	30,38	7,28	140,97
somme										275,66			270,83	407,76	4720,87

Kss	2,462
Kas	1,779

Annexe C

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval(R=34,9m)

R (m)	C (t/m ²)	a	γ_1 (t/m ³)	γ_2 (t/m ³)	γ_3 (t/m ³)	γ_w (t/m ³)	Φ_1	Φ_2	d_n (m)
34.9	4,1	0,15	1,73	2,08	1,96	1	25°	30°	30.32

N°Tr	bi	h1	h2	h3	α	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tang ϕ	Pi	(N-Pi)*tg ϕ	a*Gn*dn
-3	3,49	0,52	0	1,28	17	0,29	0,96	3,14	8,76	3,48	11,38	3,65	14,96	6,23	4,67	1,36	54,10
-2	3,49	1,83	0	2,19	12	0,21	0,98	11,05	14,98	5,41	25,46	3,57	14,63	13,50	7,81	5,34	118,38
-1	3,49	3,14	0	2,72	6	0,10	0,99	18,96	18,61	3,93	37,36	3,51	14,39	19,48	9,55	9,51	170,84
0	3,49	4,45	0	2,9	0	0,00	1,00	26,87	19,84	0,00	46,70	3,49	14,31	23,98	10,12	13,42	212,41
1	3,49	5,76	0	2,72	6	0,10	0,99	34,78	18,61	5,58	53,09	3,51	14,39	26,81	9,55	16,85	242,79
2	3,49	7,07	0	1,28	12	0,21	0,98	42,69	8,76	10,70	50,32	3,57	14,63	24,41	4,57	19,65	233,96
3	3,49	8,83	0	0	18	0,31	0,95	53,31	0,00	16,47	50,70	3,67	15,05	23,64	0,00	23,64	242,47
4	3,49	9,66	0	0	24	0,41	0,91	58,32	0,00	23,72	53,28	3,82	15,66	24,85	0,00	24,85	265,26
5	3,49	9,2	0	0	31	0,52	0,86	55,55	0,00	28,61	47,61	4,07	16,69	22,20	0,00	22,20	252,63
6	3,49	8,19	0	0	38	0,62	0,79	49,45	0,00	30,44	38,97	4,43	18,16	18,17	0,00	18,17	224,89
7	3,49	6,48	0	0	45	0,71	0,71	39,12	0,00	27,67	27,67	4,94	20,24	12,90	0,00	12,90	177,94
8	3,49	2,74	0	0	53	0,80	0,60	16,54	0,00	13,21	9,96	5,80	23,78	4,64	0,00	4,64	75,24
somme										169,22			196,88			172,54	2270,91

Kss	2,183
Kas	1,577

Annexe C

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval(R=36,79m)

R (m)	C (t/m ²)		a		γ_1 (t/m ³)	γ_2 (t/m ³)	γ_3 (t/m ³)	γ_w (t/m ³)	Φ_1	Φ_2	d_n (m)						
36.79	4,1		0,15		1,73	2,08	1,96	1	25°	30°	31.52						
N°Tr	bi	h1	h2	h3	α	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tang ϕ	Pi	(N-Pi)*tg ϕ	a*Gn*dn
-6	2,12	0	0	0,97	35	0,57	0,82	0,00	4,03	2,31	3,30	2,59	10,61	1,91	2,51	0,74	19,06
-5	3,679	0	0	2,65	30	0,50	0,87	0,00	19,11	9,55	16,55	4,25	17,42	9,55	11,26	4,30	90,35
-4	3,679	0	0	4,5	24	0,41	0,91	0,00	32,45	13,20	29,64	4,03	16,51	17,11	18,12	8,66	153,42
-3	3,679	0	0	5,88	18	0,31	0,95	0,00	42,40	13,10	40,32	3,87	15,86	23,28	22,75	12,67	200,47
-2	3,679	1,39	0	6,83	12	0,21	0,98	8,85	49,25	12,08	56,83	3,76	15,42	31,85	25,69	19,87	274,68
-1	3,679	2,77	0	7,39	6	0,10	0,99	17,63	53,29	7,41	70,53	3,70	15,17	38,77	27,34	26,03	335,30
0	3,679	4,5	0	7,58	0	0,00	1,00	28,64	54,66	0,00	83,30	3,68	15,08	44,91	27,89	31,91	393,84
1	3,679	5,53	0	7,39	6	0,10	0,99	35,20	53,29	9,25	88,00	3,70	15,17	46,92	27,34	34,17	418,36
2	3,679	6,87	0	6,83	12	0,21	0,98	43,73	49,25	19,33	90,94	3,76	15,42	47,76	25,69	35,78	439,59
3	3,679	6,87	0	5,88	18	0,31	0,95	43,73	42,40	26,61	81,91	3,87	15,86	42,67	22,75	32,07	407,20
4	3,679	9,66	0	4,5	24	0,41	0,91	61,48	32,45	38,21	85,81	4,03	16,51	43,31	18,12	34,86	444,11
5	3,679	11,04	0	2,65	30	0,50	0,87	70,27	19,11	44,69	77,40	4,25	17,42	37,93	11,26	32,68	422,56
6	3,679	8,77	3,64	0,22	37	0,60	0,80	83,67	1,59	51,31	68,09	4,61	18,89	31,89	17,78	23,60	403,10
7	3,679	8,24	2,61	0	44	0,69	0,72	72,42	0,00	50,31	52,09	5,11	20,97	24,29	13,35	18,07	342,39
8	3,679	7	0	0	53	0,80	0,60	44,55	0,00	35,58	26,81	6,11	25,06	12,50	0,00	12,50	210,65
9	2,82	2,62	0	0	62	0,88	0,47	12,78	0,00	11,29	6,00	6,01	24,63	2,80	0,00	2,80	60,43
somme										344,23			276,00			330,70	4615,49

Kss	1,762
Kas	1,292

Annexe C

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval(R=38,65m)

R (m)	C (t/m ²)	a	γ_1 (t/m ³)	γ_2 (t/m ³)	γ_3 (t/m ³)	γ_w (t/m ³)	Φ_1	Φ_2	d_n (m)
38.65	4,1	0,15	1,73	2,08	1,96	1	25°	30°	34.01

N°Tr	bi	h1	h2	h3	α	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tangø	Pi	(N-Pi)*tgø	a*Gn*dn
-4	2,74	0	0	0,79	22	0,37	0,93	0,00	4,24	1,59	3,93	2,96	12,12	2,27	2,33	1,18	21,64
-3	3,865	0	0	1,8	17	0,29	0,96	0,00	13,64	3,99	13,04	4,04	16,57	7,53	7,27	4,14	69,56
-2	3,865	0,76	0	2,8	12	0,21	0,98	5,08	21,21	5,47	25,72	3,95	16,20	14,30	11,06	9,14	134,13
-1	3,865	2,21	0	3,39	6	0,10	0,99	14,78	25,68	4,23	40,24	3,89	15,93	21,60	13,17	15,46	206,39
0	3,865	3,65	0	3,58	0	0,00	1,00	24,41	27,12	0,00	51,53	3,87	15,85	27,04	13,84	20,59	262,86
1	3,865	5,1	0	3,39	6	0,10	0,99	34,10	25,68	6,25	59,45	3,89	15,93	30,56	13,17	24,42	304,98
2	3,865	6,54	0	2,8	12	0,21	0,98	43,73	21,21	13,50	63,52	3,95	16,20	31,92	11,06	26,77	331,29
3	3,865	7,99	0	1,83	17	0,29	0,96	53,42	13,86	19,67	64,35	4,04	16,57	31,48	7,40	28,03	343,27
4	3,865	9,43	0	0,36	24	0,41	0,91	63,05	2,73	26,76	60,09	4,23	17,35	28,30	1,52	27,59	335,58
5	3,865	9,29	0	0	30	0,50	0,87	62,12	0,00	31,06	53,80	4,46	18,30	25,09	0,00	25,09	316,89
6	3,865	8,19	0	0	37	0,60	0,80	54,76	0,00	32,96	43,73	4,84	19,84	20,39	0,00	20,39	279,37
7	3,865	6,33	0	0	44	0,69	0,72	42,33	0,00	29,40	30,45	5,37	22,03	14,20	0,00	14,20	215,92
8	3,865	3,38	0	0	53	0,80	0,60	22,60	0,00	18,05	13,60	6,42	26,33	6,34	0,00	6,34	115,29
somme										192,92			229,22			223,31	2937,18

Kss	2,346
Kas	1,683

Annexe C

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval(R=39,70m)

R (m)	C (t/m ²)	a	γ_1 (t/m ³)	γ_2 (t/m ³)	γ_3 (t/m ³)	γ_w (t/m ³)	Φ_1	Φ_2	d_n (m)
39.7	4,1	0,15	1,73	2,08	1,96	1	25°	30°	34.86

N°Tr	bi	h1	h2	h3	α	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tangø	Pi	(N-Pi)*tgφ	a*Gn*dn
-4	3,94	0	0	1,1	35	0,57	0,82	0,00	8,49	4,87	6,96	4,81	19,72	4,02	5,29	1,55	44,42
-3	3,97	0	0	2,41	30	0,50	0,87	0,00	18,75	9,38	16,24	4,58	18,80	9,38	11,05	4,22	98,06
-2	3,97	0,36	0	3,44	24	0,41	0,91	2,47	26,77	11,89	26,71	4,35	17,82	15,17	14,95	8,20	152,90
-1	3,97	1,85	0	4,05	18	0,31	0,95	12,71	31,51	13,66	42,06	4,17	17,11	22,94	16,91	15,06	231,23
0	3,97	3,34	0	6,83	0	0,00	1,00	22,94	53,15	0,00	76,09	3,97	16,28	41,38	27,12	28,74	397,85
1	3,97	4,83	0	6,83	12	0,21	0,98	33,17	53,15	17,95	84,43	4,06	16,64	45,14	27,72	32,22	451,36
2	3,97	6,32	0	5,88	18	0,31	0,95	43,41	45,75	27,55	84,80	4,17	17,11	44,37	24,54	32,93	466,22
3	3,97	7,81	0	4,5	24	0,41	0,91	53,64	35,02	36,06	80,99	4,35	17,82	41,32	19,56	32,20	463,58
4	3,97	9,3	0	2,65	30	0,50	0,87	63,87	20,62	42,25	73,17	4,58	18,80	36,10	12,15	30,44	441,82
5	3,97	9,69	0	0,22	37	0,60	0,80	66,55	1,71	41,08	54,52	4,97	20,38	25,57	1,09	25,06	356,95
6	3,97	8,54	0	0	44	0,69	0,72	58,65	0,00	40,74	42,19	5,52	22,63	19,67	0,00	19,67	306,70
7	3,97	6,6	0	0	53	0,80	0,60	45,33	0,00	36,20	27,28	6,60	27,05	12,72	0,00	12,72	237,03
8	3,97	3,5	0	0	62	0,88	0,47	24,04	0,00	21,22	11,29	8,46	34,67	5,26	0,00	5,26	125,70
somme										302,86			264,82			248,27	3773,79

Kss	1,694
Kas	1,289

Annexe C

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval(R=40,08m)

R (m)	C (t/m ²)	a	γ_1 (t/m ³)	γ_2 (t/m ³)	γ_3 (t/m ³)	γ_w (t/m ³)	Φ_1	Φ_2	d_n (m)
40.08	4,1	0,15	1,73	2,08	1,96	1	25°	30°	35.07

N°Tr	bi	h1	h2	h3	α	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tangø	Pi	(N-Pi)*tgø	a*Gn*dn
-5	2,570	0	0	0,85	28	0,47	0,88	0,00	4,28	2,01	3,78	2,91	11,93	2,18	2,47	1,03	22,52
-4	4,08	0	0	2,38	24	0,41	0,91	0,00	19,03	7,74	17,39	4,47	18,31	10,04	10,63	5,08	100,12
-3	4,08	0	0	3,91	17	0,29	0,96	0,00	31,27	9,14	29,90	4,27	17,49	17,26	16,68	9,48	164,48
-2	4,08	0,56	0	4,97	12	0,21	0,98	3,95	39,74	9,09	42,74	4,17	17,10	24,25	20,73	14,58	229,87
-1	4,08	2,09	0	5,59	6	0,10	0,99	14,75	44,70	6,21	59,13	4,10	16,82	32,51	22,93	21,81	312,76
0	4,08	3,61	0	5,79	0	0,00	1,00	25,48	46,30	0,00	71,78	4,08	16,73	38,61	23,62	27,60	377,61
1	4,08	5,15	0	5,59	6	0,10	0,99	36,35	44,70	8,47	80,61	4,10	16,82	42,53	22,93	31,83	426,38
2	4,08	6,67	0	4,97	12	0,21	0,98	47,08	39,74	18,05	84,93	4,17	17,10	43,92	20,73	34,25	456,74
3	4,08	8,2	0	3,91	17	0,29	0,96	57,88	31,27	26,06	85,25	4,27	17,49	43,07	16,68	35,29	468,95
4	4,08	9,73	0	2,38	24	0,41	0,91	68,68	19,03	35,68	80,13	4,47	18,31	39,29	10,63	34,34	461,40
5	4,08	11,51	0	0	30	0,50	0,87	81,24	0,00	40,62	70,36	4,71	19,32	32,81	0,00	32,81	427,37
6	4,08	8,3	2,11	0	37	0,60	0,80	76,49	0,00	46,03	61,09	5,11	20,95	28,49	10,78	23,46	402,38
7	4,08	8,35	0	0	44	0,69	0,72	58,94	0,00	40,94	42,40	5,67	23,25	19,77	0,00	19,77	310,04
8	4,08	4,48	0	0	53	0,80	0,60	31,62	0,00	25,25	19,03	6,78	27,80	8,87	0,00	8,87	166,35
somme										275,31			259,42			300,22	4326,98

Kss	2,033
Kas	1,467

Annexe C

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (R=32,61m)

R (m)	C (t/m ²)	a	γ_1 (t/m ³)	γ_2 (t/m ³)	γ_3 (t/m ³)	γ_w (t/m ³)	Φ_1	Φ_2	d_n (m)
32.61	4,1	0,15	1,73	1,08	1,96	1	25°	30°	25.97

N°Tr	bi	h1	h2	h3	α	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tangø	a*Gn*dn
-6	1,800	0	0	0,82	35	0,57	0,82	0,00	2,89	1,66	2,37	2,20	9,01	1,37	11,26
-5	3,261	0	0,73	2,28	30	0,50	0,87	2,57	14,57	8,57	14,85	3,77	15,44	8,32	66,71
-4	3,261	0	1,77	3,93	24	0,41	0,91	6,23	25,12	12,75	28,64	3,57	14,64	15,90	121,99
-3	3,261	0	2,81	5,15	17	0,29	0,96	9,90	32,92	12,52	40,94	3,41	13,98	22,59	166,59
-2	3,261	0	3,85	5,99	16	0,28	0,96	13,56	38,29	14,29	49,84	3,39	13,91	27,33	201,73
-1	3,261	0	4,9	6,49	6	0,10	0,99	17,26	41,48	6,14	58,42	3,28	13,44	31,82	228,55
0	3,261	0	5,94	6,65	0	0,00	1,00	20,92	42,50	0,00	63,42	3,26	13,37	34,29	246,78
1	3,261	0	6,98	6,49	6	0,10	0,99	24,58	41,48	6,91	65,70	3,28	13,44	35,22	257,05
2	3,261	0	8,02	5,99	12	0,21	0,98	28,25	38,29	13,83	65,08	3,33	13,67	34,50	258,87
3	3,261	0	9,06	5,15	17	0,29	0,96	31,91	32,92	18,95	61,99	3,41	13,98	32,40	252,23
4	3,261	0	10,01	3,93	24	0,41	0,91	35,25	25,12	24,56	55,15	3,57	14,64	28,27	234,91
5	3,261	0	11,15	2,29	30	0,50	0,87	39,27	14,64	26,95	46,68	3,77	15,44	23,18	209,75
6	3,261	0	12,32	0	37	0,60	0,80	43,39	0,00	26,11	34,65	4,08	16,74	16,16	168,83
7	3,261	0,6	9,97	0	44	0,69	0,72	38,50	0,00	26,74	27,69	4,53	18,59	12,91	149,80
8	3,261	4,52	3,37	0	53	0,80	0,60	37,37	0,00	29,84	22,49	5,42	22,22	10,49	145,40
9	3,15	4,17	0	0	63	0,89	0,45	22,72	0,00	20,25	10,32	6,94	28,45	4,81	88,42
somme										250,08			250,95	339,56	2808,87

Kss	2,361
Kas	1,756

Annexe C

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (R=38,11m)

R (m)	C (t/m ²)	a	γ_1 (t/m ³)	γ_2 (t/m ³)	γ_3 (t/m ³)	γ_w (t/m ³)	Φ_1	Φ_2	d_n (m)
38.11	4,1	0,15	1,73	1,08	1,96	1	25°	30°	30.02

N°Tr	bi	h1	h2	h3	α	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tang ϕ	a*Gn*dn
-5	2,27	0	0	0,8	28	0,47	0,88	0,00	3,56	1,67	3,14	2,57	10,54	1,81	16,03
-4	3,811	0	0,65	2,15	24	0,41	0,91	2,68	16,06	7,62	17,12	4,17	17,10	9,61	84,36
-3	3,811	0	1,87	3,58	17	0,29	0,96	7,70	26,74	10,07	32,93	3,99	16,34	18,20	155,07
-2	3,811	0	3,09	4,57	12	0,21	0,98	12,72	34,14	9,74	45,83	3,90	15,97	25,08	210,98
-1	3,811	0	4,41	5,15	6	0,10	0,99	18,15	38,47	5,92	56,31	3,83	15,71	30,51	254,96
0	3,811	0	5,44	5,35	0	0,00	1,00	22,39	39,96	0,00	62,35	3,81	15,63	33,51	280,77
1	3,811	0	6,75	5,15	6	0,10	0,99	27,78	38,47	6,93	65,89	3,83	15,71	34,97	298,33
2	3,811	0	7,97	4,57	12	0,21	0,98	32,80	34,14	13,92	65,48	3,90	15,97	34,24	301,43
3	3,811	0	9,19	3,58	17	0,29	0,96	37,82	26,74	18,88	61,74	3,99	16,34	31,63	290,74
4	3,811	0	10,41	2,15	24	0,41	0,91	42,85	16,06	23,96	53,81	4,17	17,10	26,72	265,25
5	3,811	0	11,85	0	30	0,50	0,87	48,77	0,00	24,39	42,24	4,40	18,04	19,70	219,63
6	3,811	0	10,53	0	37	0,60	0,80	43,34	0,00	26,08	34,61	4,77	19,56	16,14	195,16
7	3,811	3,84	4,63	0	45	0,71	0,71	44,37	0,00	31,38	31,38	5,39	22,10	14,63	199,82
8	3,811	5,29	0	0	53	0,80	0,60	34,88	0,00	27,85	20,99	6,33	25,96	9,79	157,05
somme										208,40			242,09	306,54	2929,58

Kss	2,632593
Kas	1,923191

Annexe C

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (R=39,08m)

R (m)	C (t/m ²)	a	γ_1 (t/m ³)	γ_2 (t/m ³)	γ_3 (t/m ³)	γ_w (t/m ³)	Φ_1	Φ_2	d_n (m)
39.08	4,1	0,15	1,73	1,08	1,96	1	25°	30°	36.25

N°Tr	bi	h1	h2	h3	α	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tangø	a*Gn*dn
-3	2,15	0	1,43	0	17	0,29	0,96	3,32	0,00	0,97	3,18	2,25	9,22	1,48	18,06
-2	3,908	0	3,2	0,49	12	0,21	0,98	13,51	3,75	3,59	16,88	4,00	16,38	8,28	93,85
-1	3,908	0	4,44	1,08	6	0,10	0,99	18,74	8,27	2,82	26,86	3,93	16,11	13,44	146,88
0	3,908	0	5,69	1,28	0	0,00	1,00	24,02	9,80	0,00	33,82	3,91	16,02	16,86	183,90
1	3,908	0	6,94	1,09	6	0,10	0,99	29,29	8,35	3,93	37,43	3,93	16,11	18,38	204,67
2	3,908	0	8,17	0,5	12	0,21	0,98	34,48	3,83	7,97	37,48	4,00	16,38	17,89	208,32
3	3,908	0	8,91	0	17	0,29	0,96	37,61	0,00	10,99	35,96	4,09	16,75	16,77	204,48
4	3,908	0	8,7	0	24	0,41	0,91	36,72	0,00	14,94	33,54	4,28	17,54	15,64	199,66
5	3,908	0	7,98	0	30	0,50	0,87	33,68	0,00	16,84	29,17	4,51	18,50	13,60	183,14
6	3,908	0,64	6,02	0	37	0,60	0,80	29,74	0,00	17,90	23,75	4,89	20,06	11,07	161,69
7	3,908	4,53	0	0	44	0,69	0,72	30,63	0,00	21,28	22,03	5,43	22,27	10,27	166,53
8	2,78	2,21	0	0	51	0,78	0,63	10,63	0,00	8,26	6,69	4,42	18,11	3,12	57,79
somme										109,48			203,47	146,81	1828,96

Kss	3,199
Kas	2,241

Annexe C

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (R=40,76m)

R (m)	C (t/m ²)	a	γ_1 (t/m ³)	γ_2 (t/m ³)	γ_3 (t/m ³)	γ_w (t/m ³)	Φ_1	Φ_2	d_n (m)
40.76	4,1	0,15	1,73	1,08	1,96	1	25°	30°	34.25

N°Tr	bi	h1	h2	h3	α	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tangø	a*Gn*dn
-3	2,59	0	1,62	0	17	0,29	0,96	4,53	0,00	1,32	4,33	2,71	11,10	2,02	24,64
-2	4,076	0	3,16	0,81	12	0,21	0,98	13,91	6,47	4,24	19,94	4,17	17,08	10,00	110,83
-1	4,076	0	4,47	3,58	6	0,10	0,99	19,68	28,60	5,05	48,01	4,10	16,80	25,55	262,51
0	4,076	0	5,77	1,43	0	0,00	1,00	25,40	11,42	0,00	36,82	4,08	16,71	18,44	200,23
1	4,076	0	7,07	1,64	6	0,10	0,99	31,12	13,10	4,62	43,98	4,10	16,80	21,96	240,47
2	4,076	0	8,37	0,43	12	0,21	0,98	36,85	3,44	8,37	39,40	4,17	17,08	18,75	219,03
3	4,076	0	9,43	0,81	17	0,29	0,96	41,51	6,47	14,03	45,89	4,26	17,48	22,08	260,91
4	4,076	0	9,21	0	24	0,41	0,91	40,54	0,00	16,49	37,04	4,46	18,29	17,27	220,45
5	4,076	0	8,43	0	30	0,50	0,87	37,11	0,00	18,55	32,14	4,71	19,30	14,99	201,78
6	4,076	1,9	5,17	0	37	0,60	0,80	36,16	0,00	21,76	28,88	5,10	20,93	13,47	196,60
7	4,076	4,85	0	0	44	0,69	0,72	34,20	0,00	23,76	24,60	5,67	23,23	11,47	185,96
8	4,076	2,1	0	0	51	0,78	0,63	14,81	0,00	11,51	9,32	6,48	26,55	4,35	80,52
somme										129,71			221,37	180,33	2203,93

Kss	3,09705327
Kas	2,18583313

Annexe C

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (R=44,6m)

R (m)	C (t/m ²)	a	γ_1 (t/m ³)	γ_2 (t/m ³)	γ_3 (t/m ³)	γ_w (t/m ³)	Φ_1	Φ_2	d_n (m)
44.6	4,1	0,15	1,73	1,08	1,96	1	25°	30°	36.25

N°Tr	bi	h1	h2	h3	α	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tangø	a*Gn*dn
-4	4,46	0	0	2,06	23	0,39	0,92	0,00	18,01	7,04	16,58	4,85	19,87	9,57	97,92
-3	4,46	0	0	3,73	17	0,29	0,96	0,00	32,61	9,53	31,18	4,66	19,12	18,00	177,30
-2	4,46	0	1,19	4,89	12	0,21	0,98	5,73	42,75	10,08	47,42	4,56	18,69	26,75	263,60
-1	4,46	0	2,61	5,57	6	0,10	0,99	12,57	48,69	6,40	60,93	4,48	18,39	33,79	333,12
0	4,46	0	4,04	5,79	0	0,00	1,00	19,46	50,61	0,00	70,07	4,46	18,29	38,30	381,03
1	4,46	0	5,52	5,57	6	0,10	0,99	26,59	48,69	7,87	74,87	4,48	18,39	40,29	409,33
2	4,46	0	6,88	4,89	12	0,21	0,98	33,14	42,75	15,78	74,23	4,56	18,69	39,26	412,63
3	4,46	0	8,3	3,74	17	0,29	0,96	39,98	32,69	21,25	69,50	4,66	19,12	35,88	395,16
4	4,46	0	9,73	2,07	24	0,41	0,91	46,87	18,10	26,42	59,35	4,88	20,02	29,51	353,23
5	4,46	0	10,98	0	30	0,50	0,87	52,89	0,00	26,44	45,80	5,15	21,11	21,36	287,58
6	4,46	0	9,46	0	37	0,60	0,80	45,57	0,00	27,42	36,39	5,58	22,90	16,97	247,77
7	4,46	3,53	3,53	0	45	0,71	0,71	44,24	0,00	31,28	31,28	6,31	25,86	14,59	240,56
8	4,46	3,36	0	0	53	0,80	0,60	25,93	0,00	20,70	15,60	7,41	30,38	7,28	140,97
somme										210,22			270,83	331,53	3740,19

Kss	2,865
Kas	2,048

Annexe C

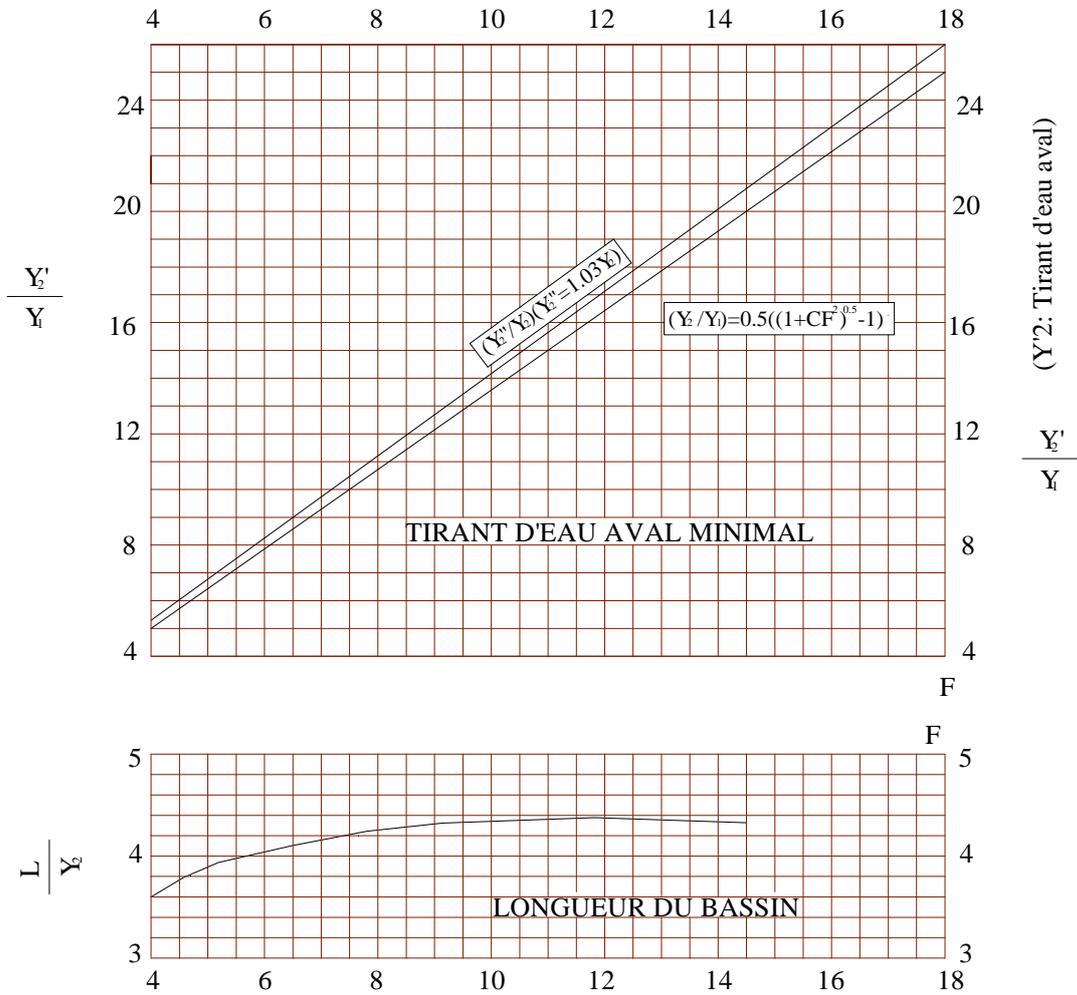
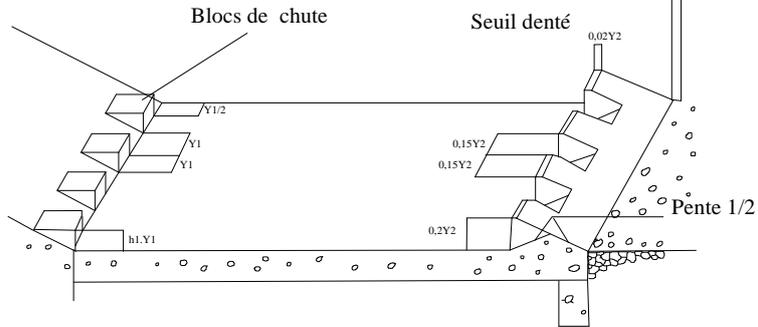
Annexe D.1: calcule volumes de matériaux de l'évacuateur des crues

N°	Déblai	Béton armé	Béton propre	Remblai	Enrochement	Déblai	Béton armé	Béton propre	Remblai	Enrochement	di (m)	Déblai	Béton armé	Remblai	Enrochement	Béton propre
	Si (m ²)	Smoy (m ²)		Vi (m ³)												
0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10	-	-	-	-	-
1	8,02	-	-	-	-	11,9	1,98	0,32	-	-	8,83	105,12	17,48	-	-	2,83
2	15,79	3,96	0,64	-	-	20,03	13,68	0,64	1,99	-	5,8	116,17	79,34	11,51	-	3,71
3	24,27	23,4	0,64	3,97	-	19,88	15,02	0,64	3,47	-	8,78	174,55	131,88	30,47	-	5,62
4	15,49	6,64	0,64	2,97	-	7,85	4,3	0,53	21,83	-	10,56	82,9	45,36	230,47	-	5,63
5	0,21	1,95	0,43	40,68	-	9,96	2,95	0,38	22,9	-	33,87	337,18	99,75	775,45	-	12,97
6	19,7	3,94	0,34	5,11	-	21,47	3,93	0,37	4,6	-	29,27	628,43	115,03	134,5	-	10,68
7	23,24	3,92	0,39	4,08	-	21,33	3,85	0,42	11,88	-	17,35	370,08	66,8	206,12	-	7,2
8	19,42	3,78	0,44	19,68	-	12,28	1,89	0,22	15,34	2,27	11,64	142,94	22	178,5	26,36	2,56
9	5,14	-	-	10,99	4,53	2,57	-	-	5,5	2,27	2,4	6,17	-	13,19	5,44	-
0	-	-	-	-	-							1 963,52	577,63	1 580,21	31,8	51,2
Les volumes																

Annexe D.2 : volume des matériaux de prise d'eau

N°	Déblai	Béton ordinaire	Béton propreté	Remblai	Enroch	Béton armé	Déblai	Béton ordinaire	Béton propreté	Remblai	Enroch	Béton armé	di (m)	Déblai	Béton ordinaire	Béton propreté	Remblai	Enroch	Béton armé
	Si (m ²)	Smoy (m ²)		Vi (m ³)															
0	0	0	0	0	0	0													
1	6.55	0	0	0	0	0	3.275	0	0	0	0	0	19.8	64.85	0	0	0	0	0
2	5.93	0	0.55	0	25.96	9.31	6.24	0	0.275	0	12.98	4.655	30	187.2	0	8.25	0	389.4	139.65
3	0.62	0.6	0.091	0	0	0	3.275	0.3	0.3205	0	12.98	4.655	13.3	43.56	3.99	4.2626	0	172.634	61.9115
4	0	0.601	0.091	2.97	0	0	0.31	0.6005	0.091	1.485	0	0	35	10.85	21.0175	3.185	51.975	0	0
5	0.011	0.601	0.091	0.027	0	0	0.0055	0.601	0.091	1.4985	0	0	29.8	0.164	17.909	2.7118	44.655	0	0
6	5.32	0	0.233	0.48	0	2.27	2.6655	0.3005	0.162	0.2535	0	1.135	14	37.32	4.207	2.268	3.549	0	15.89
7	0.98	0	0	1.76	0.96	0	3.15	0	0.1165	1.12	0.48	1.135	4	12.6	0	0.466	4.48	1.92	4.54
8	0	0	0	1.85	0	0	0.49	0	0	1.805	0.48	0	4	1.96	0	0	7.22	1.92	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.925	0	0	3.09	0	0	0	2.85825	0	0
les volumes														358.5	47.1243	21.1434	114.738	565.87	221.99

BASSIN DE TYPE III



Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE supérieure à 4.5 et un vitesse à l'entrée du bassin supérieure à 15 m/s (extrait de "dessign of smal dams")