

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
-ABDELLAH ARBAOUI-**

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 MEZOU DJ
(W. TISSEMSILT)**

Présenté par :

M^r. CHOUDAR CHERIF

Promotrice :

M^{me}. HADJ SADOK.N

Devent le jury compose de :

Président : M^r M.HASSANE

Examineur : M^{me} A.ADDOU

M^r A.HADJ SADOK

M^r A.HEBBOUCHE

October 2011

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance
et de respect à :*

- *Mes parents*
- *Mes frères et sœurs*
- *Toute ma famille*
- *Mes amis à l'ENSH*

CHOUAAR

Remercîment

Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions.

Mes remerciements également à :

- ✓ *Ma promotrice Mme : HADJ-SADOK Nabila.*
- ✓ *Tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail ;*
- ✓ *Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire ;*
- ✓ *Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.*

Enfin un grand merci tout spécial à ma famille, à mes parents qui m'ont permis de pour suivre mes études, à mes frères, ainsi qu'à tous mes amies qui n'ont cessé de me soutenir et de m'encourager au cours de mes années d'études et de m'avoir plus d'une fois remonté le moral.

CHOUHAR

ملخص :

في إطار الإستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية من اجل تخزين ملا بين الأمتار المكعبة التي تتسرب إلى البحر تترى الوكالة الوطنية للسدود و التحويلات ت ضرورة إنشاء سدود و حواجز مائية بالمنطقة.

و علي اثر ذلك يجب الاهتمام بهذه المنشآت من حيث تقدير الابعاد الهندسية والا اختيار الأمثل لمواقعها و دراسة جميع ملحقاتها و مقيماته.
وفي إطار ذلك تأتي مذكرتنا هذه لتناول دراسة مفصلة لحاجز مائي على مستوى ولاية تيسمسيلت و بالتحديد على مستوى وادي مزوج.

Résume :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de conservation des eaux et afin de mobiliser les millions de mètre cubes d'eau qui sont perdus (rejet en mer). L'ANBT s'est vue réaliser des barrages et des retenues collinaires.

Toutefois l'étude, le choix et le dimensionnement des ouvrages de stockage méritent d'être approfondis. Ainsi, l'étude que nous avons menée dans ce MFE est une étude de faisabilité d'une retenue collinaire dans la wilaya de Tissemsilt et principalement sur l'Oued Mezoudj.

Abstract:

In the setting of the national strategy concerning conservation of water, in order to mobilize an important quality of water that is lost (dismissal in sea). The ANBT saw itself achieving dams.

However the survey, the choice and the dimensionality of the storage works deserve to be deepened. Sow to survey we led in this thesis is a feasibility of a dam in the wilaya of Tissemsilt on **Oued Mezoudj**.

SOMMAIRE :

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

Chapitre I : Etude topographique

I.Introduction	2
I.1. Situation géographique de la wilaya	2
I.2. Situation géographique du site de la retenue	3
I.3. Choix de site de barrage	4
I.4.Caractéristiques du site choisi.....	5
I.5.Le climat	5
I.6.Conclusion	5

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Introduction	6
II.1.Etude géologique	6
II.1.1.Géomorphologie du bassin versant.....	6
II.1.2.Hydrogéologie	6
II.2.Géologie de la région	7
II.3. Géologie du site de la retenue.....	10
II.3.1.Etanchéité du site.....	10
II.3.2.Géologie de la cuvette	10
II.4.Fondation de la digue et ses ouvrages annexes	10
II.4.1Corps de la digue	10
II.4.2. Evacuateur des crues.....	11
II.4.3.La prise d'eau et le vidange de fond.....	11
II.4.4.Carrière d'enrichement	11
II.5.Techtonique et sismicité	11
II.6.Conclusion	13
II.7.Etude géotechnique.....	14
II.7.1.Site de la retenue.....	14
II.7.2.Zone d'emprunt	14
II.7.3.Essai de laboratoire	15
II.7.3.1.Nombre d'essais	15
a) Essais physiques	15
b) Essais mécaniques.....	15
II.7.3.2..Mode opératoire.....	16
a) Essais de cisaillement à la boîte	16
b) Essai de compactage (proctore normale)	16
c) Essais de compressibilité	16

II.7.4.résultats des essais de laboratoire et leur interprétation.....	16
II.7.4.1.Terrain de fondation de la digue	16
II.7.4.2.Argiles brunes (Quaternaire)	17
II.7.4.3.Granulométrie	17
II.7.4.4.Paramètre de compressibilité.....	17
II.7.4.5.Résistance au cisaillement direct.....	18
II.7.4.6 Analyse chimique	18
II.8 Les principales caractéristiques géotechniques	18
II.8.1 Paramètres de compressibilité	19
II.8.2 Résistance au cisaillement direct.....	19
II.8.3 Caractéristique géotechniques des roches	19
II.8.3.1 Protection du talus de la digue.....	19
II.8.3.2 Fondation de la digue	20
II.8.3.3 Remblai de la digue	21
II. 9 Conclusion	21

Chapitre III : Etude hydrologique

III.Introduction:	22
III.1.Le bassin versant	22
III.1.1. Caractéristiques générales du bassin versant	22
III.1.2. Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant	23
III.1.2.1 Les caractéristique géométriques	23
III.1.2.2 Les caractéristiques hydromor phologiques.....	23
III.1.2.3 Caractéristique hydrographiques	26
a) L'altitude maximale et minimale.....	27
b) L'altitude moyenne	27
c) L'altitude médianet	28
d) Pente moyenne du bassin versant	28
e) les Indices	28
III.2. Caractéristiques hydrographique du bassin versant	31
III.2.1. Chevelu hydrographique	32
III.2.2 Densité de drainage	33
III.2.3 Densité du thalweg élémentaire	33
III.2.4 La densité hydrographique	34
III.2.5 Longueur moyenne des versants	34
III.2.6 Le temps de concentration.....	34
III.2.7 Vitesse de ruissellement	36
III.3 Caractéristiques climatiques.....	38
III.3.1 Température de l'air	38
III.3.2 Humidité relative.....	39
III.3.3 Evaporation de la surface de l'eau	40
III.3.4 Régime des vents.....	40
III.3.5 La Pluviométrie	41
III.3.5.1 Les données disponibles.....	41
III.3.5.2 Répartition de la pluie moyenne dans l'année	41
III.3.5.3 Précipitations maximales journalières.....	42
III.3.6 Choix de la loi d'ajustement.....	43
III.3.6.1. Ajustement a la loi de GUMBEL	43
III.3.6.2. Ajustement a la loi de Normale	45
III.3.6.3. Ajustement a la loi GALTON	47

III.3.6.4. Ajustement des pluies maximales journalières à la loi Log-normal (Hydrolab).....	49
III.3.7 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences.....	50
III.4 Etudes des apports	53
III.4.1 Apport liquides	54
a) Formule de SAMIE	54
b) Formule de Derie II.....	54
c) Formule de l'I.N.R.H	54
d) Formule de MEDINGEER.....	54
e) Formule de SOGREA:	54
III.4.2 Caractéristiques de l'écoulement	54
a) Module de l'écoulement :	54
b) Module de l'écoulement relatif (spécifique):	55
c) Lamme d'eau écoulée :	55
d) Coefficient de l'écoulement:.....	55
III.4.3 Coefficient de variation	55
a) Formule de SOKOLOVSKY	55
b) Formule de L'ANTONOV	55
c) Formule Algérienne de N.N PADOUM	55
d) Formule de KRISTEKLY MENKEL	56
III.4.4 Les apports fréquentiels.....	56
III.5 Etude des crues.....	57
III.5.1. Formule empiriques.....	58
a) Formule de MALLET-GAUTHIER :	59
b) Formule de SOKOLOVSKY :	59
c) Formule de TURRAZA:.....	60
III.5.2. Hydrogramme de crue:.....	60
III.5.3 Estimation de la crue de projet	64
III.5.4 Les apports solides	67
a) Formule de TEXERONT:.....	67
b) Formule de Fournier	67
III.6 Régularisation.....	68
III.6.1. Répartition des Besoins	68
III.6.2 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces et volumétriques	69
III.6.3 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	72
III.6.4 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	75
a) Pertes par évaporation	75
b) Pertes par infiltration	75
c) Estimation de l'erreur	76
III.7 : Laminage des crues	82
III.7.1. Méthode de KOTCHERINE.....	82
a) Estimation du débit de crue laminée	82
b) Estimation de la charge au dessus du déversoir	87
III.8 : Etude d'optimisation	87
III.8.1 : Calcul du coût approximatif de la digue	87
III.8.2 Calcul de la hauteur de montée de la vague (revanche)	87
a) Formule de STEVENSON GAILLARD	87
b) Formule de MALLET et PAQUANT	87
c) Formule Simplifiée	88
III.8.3 Largeur en crête.....	88
1) Formule de KNAPEN T	88
2) Formule de E- F-PREECE	89
3) Formule Anonyme (simplifiée)	89
4) Formule pratique	89

III.8.4 Calcul le volume et le coût de la digue.	89
III.8.4.1 Calcul du coût de l'évacuateur de crues	90
a) Coût du déversoir	90
b) Calcul du coût du coursier	91
III.8.4.2 le coût total du barrage	92
III.8.5 Laminage pour un déversoir de largeur b=10.	92
III.9 Conclusion.....	103

Chapitre IV : Etude des variantes

IV. Etude des variantes:	104
IV.1. Les avantages et les inconvénients des barrages en terre :	104
IV.1.1. Les avantages :	104
IV.1.2. Les inconvénients :	104
IV.2. Le choix du type de barrage :	104
IV.2.1. La topographie du site:	105
IV.2.2. La morphologie de la vallée :	105
IV.2.3. Les conditions géologiques et géotechniques :	105
IV.2.4. Les matériaux de construction :	105
IV.3. les variantes à proposer :	105
IV.3.1. barrage en terre homogène :	106
IV.3.2. Barrage Zoné à noyau d'argile :	106
IV.3.3. Barrage enrochement avec masque en béton :	106
IV.4 Définition de profil général du barrage	106
IV.4.1 Hauteur de barrage.....	106
IV.4.1.1 Calcul de la revanche :	106
a) Formule de STEVENSON GAILLARD.....	106
b) Formule de MALLET et PAQUANT	107
c) Formule Simplifiée	107
IV.5.1. Largeur en crête	107
1) Formule de KNAPEN T	107
2) Formule de E- F-PREECE	107
3) Formule Anonyme (simplifiée)	108
4) Formule pratique (pratique).....	108
IV.5.2. La longueur en crête	108
IV.5.3. Fixation du choix définitif du type de barrage.....	108
IV.5.4 Pentés des talus	108
IV.5.5 Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus.....	108
IV.5.6 Etanchéité du barrage	109
a) Le Noyau	110
b) Les drains	110
IV.6 Etude Technico-économique	112
IV.6.1 Barrage homogène en argile	113
IV.6.1.1. Recharge (argile).....	113
IV.6.1.2 Matériaux de protection.....	113
IV.6.1.3 Prisme de drainage.....	115
IV.6.1.4 Tapis drainant.....	115
IV.6.2 Barrage zoné a noyau d'argile	116
IV.6.2.1 le Noyau.....	116

IV.6.2.2 Recharge	117
IV.6.2.3 Filtre et drains	117
IV.6.3 Barrage en enrochement avec masque en béton	118
IV.6.3.1 Recharge (enrochement)	119
IV.6.3.2 Masque en béton	119
IV.7 Estimation du coût des différentes variantes	120
IV.8 conclusion	120

Chapitre V : Etude de la variante choisie

Introduction	121
V.1 Conception de la digue	122
V.2 Classification de l'ouvrage	122
V.2.1 Dimensionnement de la digue (homogène en argile)	122
V.2.1.1 Hauteur de barrage	122
a.1 Formule de STEVENSON GAILLARD	122
a.2. Formule de MALLET et PACQUANT	123
a.3. Formule Simplifiée	123
V.2.1.2 La largeur en crête	123
1) Formule de KNAPEN T	123
2) Formule de E- F-PREECE	123
3) Formule ANONYME (SIMPLIFIER)	123
4) Formule PRATIQUE	123
V.2.1.3 Longueur en crête	124
V.2.1.4 Pentés des talus	125
V.3 Protection de la Crête	125
V.4 Protection des talus	125
V.5 Drainages	127
V.5.1 Prisme de drainage	128
V.5.1.1 Dimensionnement du prisme aval	128
V.5.2 Tapis de drainage	129
V.5.2.1 Dimensionnement du drain tapis	129
V.5.2.2 La clé d'étanchéité :	129
V.6 Disposition des filtres et drains	129
V.6.1 Les filtres:	129
a) Règles générales de dimensionnement des drains et filtre	130
b) Détermination de la courbe granulométrique des Filtres	131
c) Vérification de la condition d'absence de phénomène de renard	132
d) Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre	134
e) Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain	134
V. 6.2 Conclusion:	135
V.7 Etude des infiltrations	135
V.7.1 L'objectif de calcul des infiltrations	135
V.7.2 Principe	135
V.7.3 La ligne de saturation	136
V.7.4 Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite)	137
a) la digue	138

b) la fondation	138
c) le barrage	138
V.7.5 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage	138
a) Le corps de barrage	139
b) Fondation	139
V.8 Volume des travaux	140
V.9 Conclusion	142

Chapitre VI : Etude de Stabilité de la digue

VI.1 Généralités sur l'étude de stabilité des pentes	143
VI.2 Méthode de FELLENIUS	144
VI.3 Ordre de calcul	146
VI.3.1 Détermination du centre de glissement par la méthode de FANDEEV	146
VI.3.2 Les efforts agissants sur une partie de glissement	147
VI.3.3 Calcul des forces appliquées à chaque tranche:	148
a. Force de pesanteur	148
b. Forces de pression interstitielles	149
c. Forces de cohésion	149
d. Forces dues au séisme	149
VI.4 Classement des forces	149
a. Les forces stabilisatrices	149
b. Les forces déstabilisatrices (motrices)	150
VI.5 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement.....	151
a. Retenue pleine (fonctionnement normal)	151
b. Retenue vide (fin de construction).....	151
c. Calcul du Ks pour le cas de vidange rapide.....	152
VI.6 Conclusions	154

Chapitre VII : Etude des variantes des ouvrages annexes

Introduction	155
VII.1 Ouvrage d'évacuateur de crues.....	155
VII.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue.....	156
VII.1.2 Différents types des évacuateurs de crues.....	157
a) Evacuateur de crues en puits (tulipe)	158
b) L'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral	158
c) Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral	158
d) Evacuateur à siphon	158
VII.1.3 Choix de l'évacuateur de crue	159
VII.1.4 Choix de la variante	160
VII.2 Ouvrage de Prise d'eau	160
VII.2.1 Type de prise	160
a. Prise d'eau en charge	160
b. Prise d'eau flottante.....	160

c. Tour de prise	160
VII.2.2 Choix de la variante	161
VII.3 Ouvrage de vidange	161
VII.3.1 Conduite de vidange en charge	161
VII.3.2 Conduites à écoulement libre.....	161
VII.3.3 Choix de la variante	162
VII.4 Conclusion	163

Chapitre VIII : Etude des ouvrages annexes

Introduction	164
VIII.1 Dimensionnement hydraulique.....	164
VIII.1.1 Canal d'amenée	165
VIII.1.2 Déversoir	165
VIII.1.3 Chenal d'écoulement.....	166
VIII.1.4 Calcul du convergent.....	167
VIII.1.5 Le coursier	168
VIII.1.6 Dissipateur d'énergie.....	171
VIII.1.6.1 Dimensionnement du bassin.....	172
VIII.1.7 Canal de restitution.....	173
VIII.2 Conception de l'évacuateur de crues	174
VIII.2.1 Hauteur des murs bajoyers	174
VIII.3 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange	175
VIII.3.1 Calcul du débit de vidange	175
VIII.3.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre	176
VIII.4 Dimensionnement de la prise d'eau	177
VIII.5 Conclusion.....	178
VIII.6 Calcul des volumes de travaux	178

Chapitre IX : Organisation de chantier

Introduction	179
IX.1 Travaux de préparation.....	179
IX.2 Travaux de réalisation	180
IX.2.1 Travaux de terrassements	180
IX.2.2 Travaux d'excavations	180
IX.2.3 Travaux sur la digue	181
IX.2.4 Travaux secondaires	181
IX.3 Moyen de réalisation du barrage en terre	181
IX.4 Enchaînement des opérations de réalisation	182
IX.5 Mode d'exécution des travaux	182
IX.5.1 Travaux préparatoires.....	182
IX.5.2 Exécution des ouvrages	183
IX.6 Le devis estimatif.....	185
IX.7 La planification	186
IX.7.1 Définition de la planification	186

IX.7.2 Techniques de la planification.....	187
IX.7.2.1 méthodes basées sur le réseau.....	187
IX.7.2.2 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique).....	187
IX.7.2.3 Les étapes de la planification.....	187
IX.7.3 Les paramètres de la méthode C.P.M.....	187
IX.7.3.1 Chemin critique (C.C).....	188
IX.7.3.2 Attribution des durées de chaque opération.....	188
IX.8 Délai de construction et programme des travaux.....	189
IX.9 Détermination des chemins critiques.....	192
IX.10 Conclusion.....	194

Chapitre X : Protection et sécurité de travail

Introduction.....	195
X.1 Causes des accidents de travail.....	195
X.1.1 Causes humaines.....	196
X.1.2 Causes techniques.....	196
X.1.3 Conditions dangereuses dans le chantier.....	196
X.3. Actions dangereuses.....	197
X.4. Mesures préventives.....	197
X.5. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.....	197
X.6. Conclusion.....	199

Conclusion générale.....	200
--------------------------	-----

La liste des tableaux:

Tableau N°II.1 : Coefficients d'accélération du séisme.....	13
Tableau N°II.2 : Essais physiques d'identification et classification.....	15
Tableau N°II.3 : Essais mécaniques.....	15
Tableau N°II.4: propriété des Argiles brunes.....	17
Tableau N°II.5 : Granulométrie.....	17
Tableau N°II.6 : Paramètres de compressibilité.....	17
Tableau N°II.7: Résistance au cisaillement direct.....	18
Tableau N°II.8 : Les principales caractéristiques géotechniques.....	18
Tableau N°II. 9 : Paramètres de compressibilité.....	19
Tableau N°II.10 : Résistance au cisaillement direct.....	19
Tableau N°II.11 : Caractéristiques Fondation de la digue.....	19
Tableau N°II.12 : Caractéristiques Remblai de la digue.....	19
Tableau N°III.1 : surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.....	24
Tableau N°III.2 : résultat de calcul.....	28
Tableau N°III.3 : Evaluation de la pente moyenne.....	29
Tableau N°III.4 : Classification du relief.....	30
Tableau N°III.5 : Détermination de la pente de ROCHE Ip.....	30
Tableau N°III.6 : Les temps de concentration.....	36
Tableau N°III.7 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant.....	37

Tableau N°III.8 : Différents types de températures	38
Tableau N°III.9 : Station pluviométrique.....	39
Tableau N°III.10 : Répartition mensuelle de l'évaporation	40
Tableau N°III.11 : Répartition mensuelle du vent.	40
Tableau N°III.12 : Caractéristiques de la Stations pluviométrique.....	41
Tableau N°III.13 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle	41
Tableau N°III.14 : Caractéristiques de la série avec N=40 ans 50.....	42
Tableau N°III.15: Ajustement a la loi de GUMBEL	45
Tableau N°III.16 : Récapitulatif des résultats	45
Tableau (III.22) Ajustement a la loi log normale.....	46
Tableau N°III.18: Les apports fréquentiels	47
Tableau N°III.19: Ajustement a la loi log normale.....	47
Tableau N°III.20 : Récapitulatif des résultats	48
Tableau N°III.21 : les pluies maximales journalières fréquentielle	50
Tableau N°III.22 : pluies de courte durée (mm) et intensité de pluie(mm/h).....	51
Tableau N°III.23 : Récapitulatif des apports.....	54
Tableau N°III.24 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	54
Tableau N°III.25 : Caractéristiques de l'écoulement.....	56
Tableau N°III.26 : Apports fréquentiels.....	57
Tableau N°III.27 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.....	57
Tableau N°III.28 : Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthie	58
Tableau N°III.29: Valeur de α en fonction de la fréquence	59
Tableau N°III.30 : Valeur de γ en fonction de Caractéristique bassin versant	59
Tableau N°III.31 : Récapitulatif des résultats de la formule de SOKOLOVSKY	59
Tableau N°III.32: Récapitulatif des résultats de la formule TURAZZA	60
Tableau N°III.33 : Récapitulatif des résultats de débit de crue.....	60
Tableau N°III.34: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.....	61
Tableau N°III.35: Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour.....	62
Tableau N°III.36 : Catégories des dommages résultant des crues	64
Tableau N°III.37 : Crue de projet recommandée	65
Tableau N°III.38 : Choix de la crue de projet.....	65
Tableau N°III.39 : valeur de α en fonction de la perméabilité.....	66
Tableau N°III.40 : Récapitulatif des résultats des apports solides et volumes morts	67
Tableau N°III.41 : Répartition mensuelle des besoins	68
Tableau N°III.42 : Courbes topographiques de remplissage de la retenue.	69
Tableau N°III.43 : Calcul de volume utile sans tenir compte des pertes	72
Tableau N°III.44 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Hm3).....	74
Tableau N°III.45 : Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique	76
Tableau N°III.46 : Estimation des Pertes par Infiltration et Evaporation	77
Tableau N°III.47 : Régularisation saisonnière on tenir compte des pertes en (Hm3).....	78
Tableau N°III.48 : Estimation des Pertes par Infiltration et Evaporation	79
Tableau N°III.49: Régularisation saisonnière on tenir compte des pertes (Hm3) 2ème itération.....	80
Tableau N°III.50 : Données initiales.....	84
Tableau N°III.51 : 1 ème étape de calcul	84
Tableau N°III.52 : 2 ème étape de calcul	85
Tableau N°III.53 : Débit déversant en fonction de h et b et le volume de crue.....	85
Tableau N°III.54 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.....	85
Tableau N° III.55 : Récapitulatif des résultats de calcule de la revanche	88
Tableau N°III.56: differetes largeurs en crète.....	89
Tableau N°III.57 : Coût et volume de la digue	90
Tableau N°III.58: Coût de déversoir	91
Tableau N°III.59: Coût de coursier.....	92

Tableau N°III.60: Coût Totale du Retenue.....	92
Tableau N°III.61: Les caractéristiques de la retenue.....	94
Tableau N°III.63: Laminage.....	97
Tableau N°IV.1: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête	105
Tableau N°IV.2: Valeurs indicatives des pentes des talus	110
Tableau N°IV.3: Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.....	110
Tableau N°IV.4: volume de recharge en Argile limoneuse	110
Tableau N°IV.5: Volume d'enrochement (Rip Rap) talus amont (e=0,4m).....	113
Tableau N°IV.6: Volume de gravier, talus amont (e=0,2m).....	114
Tableau N°IV.7: Volume de sable, talus amont (e=0,2m).....	114
Tableau N°IV. 8: Volume d'enrochement, talus aval (e=0,4m)	115
Tableau N°IV.9: Volume d'enrochement	115
Tableau N°IV.10: Volume de gravier (e=0,4m).	115
Tableau N°IV.11: Volume de sable (e=0,3m).....	116
Tableau N°IV.12: Volume de sable et de gravier du tapis drainant.....	116
Tableau N°IV.13: Volume de Volume de noyau.....	116
Tableau N°IV.14: Volume de la recharge (alluvions).....	117
Tableau N°IV.15: Volume du sable (e=0,2)	117
Tableau N°IV.16: Volume du du gravier (e=0,2).....	117
Tableau N°IV.17: Volume de la recharge (enrochement)	118
Tableau N°IV.18 : Volume du masque en béton (e=0,4)	119
Tableau N°IV.19: Le coût des différentes variantes	119
Tableau N°V.1 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation	122
Tableau N°V.2 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.	124
Tableau N°V.3 : Valeurs indicatives des pentes des talus.....	124
Tableau N°V.4 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et le poids.	126
Tableau N°V.5 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....	127
Tableau N°V.6 : Coordonnées de la parabole de Kozeny.....	136
Tableau N°V.7 : Débit d'infiltration à travers la fondatio	138
Tableau N°V.8 : Débit d'infiltration à travers la retenue.....	139
Tableau N°V.9 : classification des barrages (V.volkov, 1986)	139
Tableau N°V.10: gradient hydraulique admissible (V.volkov, 1986)	139
Tableau N°V.11: détermination du gradient critique d'infiltration pour le sol de fondation.....	139
Tableau N°V.12 : Détermination de coefficient de sécurité	140
Tableau N°VI.1 : Coefficient de stabilité admissible des talus	144
Tableau N°VI.2 : valeurs de K1, K2 en fonction de pente de talus.....	147
Tableau N°VI.3 : Les rayons des cercles de glissement.....	147
Tableau N°VI.4 Caractéristique géotechnique de sol.....	151
Tableau N°VI.5 : Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	162
Tableau N°VII.1 : type de vidange de fond en fonction de $H^2 \sqrt{v}$	162
Tableau N°VIII.1 : Coordonnés de profil de Greager	165
Tableau N°VIII.2 : Caractéristique du canal	170
Tableau N°IX.1: Le devis estimatif et quantitatif.....	170
Tableau N°IX.2: Symboles des opérations.....	185
Tableau N°IX 3: Détermination des chemins critiques	190
Tableau N°IX.4 : Diagramme de GANTE	192
Tableau N°X.1 : Plan de sécurité.....	198

la liste des figures :

Figure I.1 : Situation Géographique de la Wilaya de TISSEMSILT	3
Figure I.2 : Situation Géographique de la commune SIDI BOUTOUCHENT	3
Figure I.3 : Situation de la Retenue collinaire.....	4
Figure II.1 : la Carte géologique de la région.....	9
Figure III.1 Bassin versant de la retenue SIDI BOUTOUCHENT	23
Figure III.2 Rectangle équivalent	25
Figure III.3 : Courbe Hypsométrique.....	27
Figure III.4 : topographie du bassin versant.....	31
Figure III.5: Réseau hydrographique du bassin versant	33
Figure III.6 : Répartition mensuelle de la température	38
Figure III.7 : Répartition mensuelle de l'humidité.....	39
Figure III.8 : Répartition mensuelle de l'évaporation	40
Figure III.9 : L'ajustement avec loi de Gumbel	44
Figure III.10 : L'ajustement avec loi de Galton	46
Figure III.11 : La comparaison graphique entre les deux lois.....	48
Figure III.12 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	49
Figure III.13 : Ajustement à la loi Log-Normale (hydrolab).....	49
Figure III.14 : Courbes intensités pour les différentes fréquences.....	52
Figure III.15: courbes pluies de courtes durées pour les différentes fréquences	52
Figure III.16 : Les hydrogrammes de crues pour différent période de retour	63
Figure III.18 : Courbe capacité-Hauteur et surface -hauteur.....	71
Figure III.19 : Les Courbes relations capacité d'évacuation du déversoir	86
Figure III.20 : Les courbes relations capacité d'évacuation du déversoir.....	86
Figure III.21 : Courbe d'optimisation de cout de la retenue de l'oued MEZOU DJ	93
Figure III.22 : Courbe des débits déversant	96
Figure III.23 : hydrogramme de débits entrant et sortant.....	134
Figure V.1 : Les forces qui agissent sur une tranche.....	137
Figure VI.1 :Calcul de stabilité, méthode de FLENIUS	145
Figure VI.2 : Les forces qui agissent sur une tranche	148
Figure VII.1 : Evacuateur en puits.....	156
Figure VII.2 : Evacuateur de crue à entonnement latéral.....	157
Figure VII.3 : Evacuateur à siphon	157
Figure VIII.1: profil de Greager	166
Figure VIII.2 : La ligne d'eau dans le coursier.....	170
Figure IX.1: Réseau à noeuds	191

la liste des planches :

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

Introduction Générale :

Les ressources en eau de l'Algérie et surtout celle qui coulent en surface constituent l'une des principales richesses sur lesquelles reposent la prospérité du pays dans l'avenir, ainsi que la réussite de son développement économique.

Au plan de l'édification, l'exploitation rationnelle des ressources hydrauliques de tout le temps figure parmi les principales préoccupations de la direction politique du pays.

Dans ce cadre la wilaya de TISSEMSILT a bénéficié par un projet de construction de quinze (15) retenues collinaires afin de combler le déficit en ressources en eau surtout pour l'irrigation, et parmi ces retenues, on a la retenue collinaire de SIDI BOUTOUCHENT sur l'Oued Mezoudj qui va faire l'objet d'une étude de faisabilité et qui va être destinée pour irriguer un périmètre dans la région.

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

Chapitre I :

ETUDE

TOPOGRAPHIQUE

Etude Topographique

Introduction:

Pour la réalisation d'un barrage ou d'une retenue 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 de la retenue, qu'on devra choisir la meilleure solution de point de vue économique et technique (technico-économique).

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

I.1 Situation géographique de la wilaya :

Géographiquement, la wilaya de Tissemsilt est comprise entre les parallèles 35°30' et 36° de latitude Nord et entre les méridiens de longitude 1°10'et 2°20'à l'Est de GREEN WICH. La ville de Tissemsilt est située au point géographique 35°36' de latitude Nord et 1°48'de longitude Est .

Située sur 903 m d'altitude au niveau de la mer, elle est limitée:

- Au Nord, par la Wilaya de Chlef et Ain-Defla.
- A l'Est, par la wilaya de Medéa.
- A l'Ouest, par la wilaya de Relizane.
- Au Sud, par la wilaya de Tiaret et Djelfa.

La wilaya s'étend sur une superficie de l'ordre de 3 151,37 Km² .

I.2 Situation géographique du site de la retenue :

Géographiquement, Le site de la retenue collinaire Sidi Boutouchent est est situé à une vingtaine de kilomètres sud-ouest du chef lieu de la daïra de Teniet El Haad et à 4 km sud du chef lieu de la commune de Sidi Boutouchent . L'accès au site est assuré par une route commune facilement carrossable avant d'empreunter une piste à pente très abrupte qui mène jusqu'au site .



Figure N°I.1 : la Situation Géographique de la Wilaya de TISSEMSILT

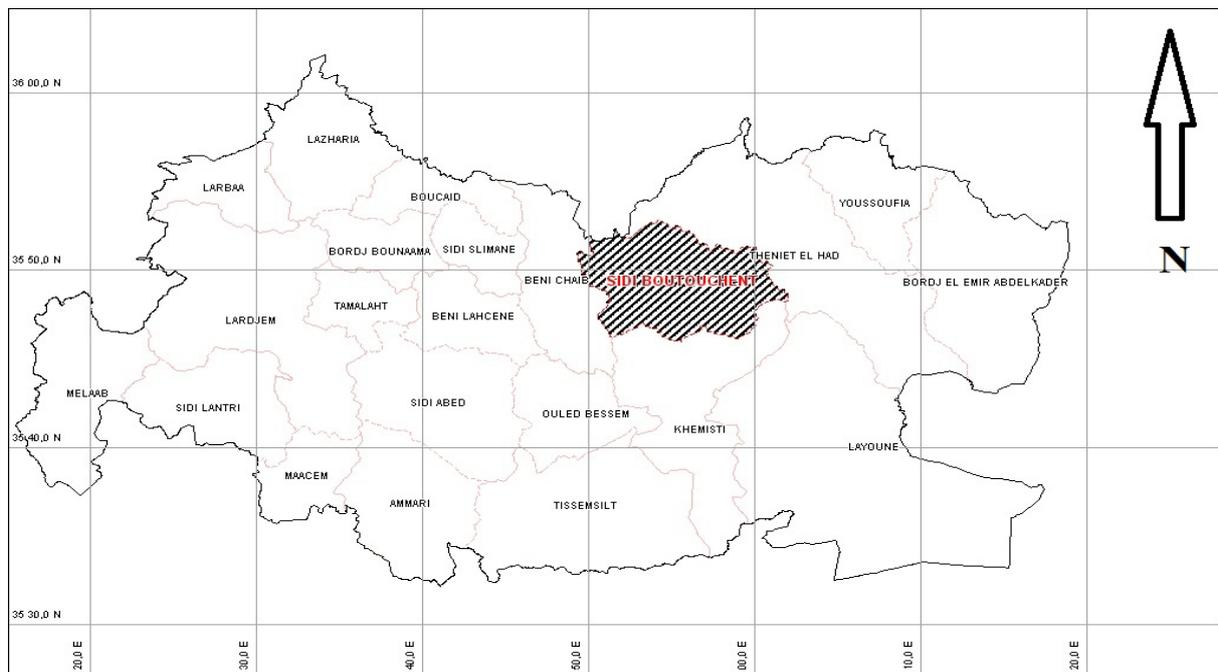


Figure N°I.2 : Situation Géographique de la commune SIDI BOUTOUCHENT- Wilaya de TISSEMSILT. Ech :1/150 000

I.3 Choix du site du barrage :

Notre se trouve dans le massif de l'Ouarsenis Oriental, qui appartient au Tell. Ce dernier correspond dans l'Algérie centrale aux reliefs qui forment, entre la Méditerranée et les Hautes plaines.

Le site de la retenue sur oued MEZOU DJ se trouve dans une vallée située au Sud-Ouest de la commune de Sidi Boutouchent à 13 Km environ de à vol d'oiseau.

Le site de l'ouvrage est localisé sur la carte d'état major de Bourbaki N° 160 à l'échelle 1/50.000 par les coordonnées LAMBERT, VOIROL suivant :

X=431.80 km

Y=277.35 km

Z=1050.00m

Le plan de situation de l'ouvrage est montré sur la figure (I.3).



Figure N°I.3 : Situation de la Retenue collinaire .Ech :1/50 000.

▪ Etude et reconnaissance du site :

Base topographique et ouvrages consultés

- Levé topographique de la cuvette au 1/500^{ème} ;
- Carte d'état major de Bourbaki N°160 au 1/50.000^{ème};
- Carte géologique au 1/50.000^{ème};

I.4 Caractéristiques du site choisi :

Le bassin versant du site du barrage de l'Oued Mezoudj est recouvert à 50 % de la surface totale, de forêt et de bois. La superficie du bassin versant, de par son ampleur peu considérable, garantit une quantité d'eau juste nécessaire pour le remplissage de la cuvette annuellement. Le couvert végétal en plus qu'il retient le sol en place, il ralentit le ruissellement et favorise l'infiltration de l'eau.

Le bassin versant est caractérisé par un relief très accidenté et des vallées généralement étroites. Il est limité à l'ouest par Kef El Melab (1414 m) qui constitue le point le plus haut, à l'est par Koudiat Baadj (1389 m). Le point le plus bas de ce bassin se situe au niveau de l'axe de la digue et qui est de 1051 m d'altitude. Le chevelu hydrographique du bassin versant est faiblement dense.

I.5 Le climat :

Le climat est de type continental semi-aride aux hivers rigoureux et aux étés secs et chauds. Cependant, il existe des contrastes pluviométriques liés à l'altitude entre les différentes régions de la wilaya. C'est au niveau des zones montagneuses que sont enregistrées les plus importantes précipitations (700 à 1000 mm). Ailleurs, la pluviométrie est comprise entre 600 et 700 mm. Les gelées blanches sont fréquentes sur les hautes plaines qui constituent un facteur limitant de la production agricole. Pendant le mois le plus froid les moyennes minima sont voisines de 0°C. Les vents les plus fréquents sont d'origine Nord-ouest pendant une plus grande partie de l'année, tandis que les vents venus du Sud (Sirocco) sont signalés en été. La neige a réapparue dans la Wilaya au cours de cet hiver. Des températures au dessus de zéro ont été signalées dans plusieurs endroits et à plusieurs reprises.

I.6 Conclusion :

Le terrain de notre site est un terrain accidenté avec une pente plus ou moins élevée qui favorise l'écoulement du cours d'eau vers l'exutoire.

Etude Géologique et Géotechnique

Introduction :

Le site du barrage sur « Oued Mezoudj » se situe dans la commune de Sidi Boutouchent , la daïra Theniet El Haad , la Wilaya de TISSEMSILT.

La reconnaissance géologique du site nous permettra de prendre les dispositions indispensables à la réalisation des tranchées, ainsi que le choix des engins de terrassement à utiliser.

II.1 Etude géologique :

II.1.1 Géomorphologie du bassin versant :

II.1.1.1 Géomorphologie :

Le site de la retenue collinaire Sidi Boutouchent est caractérisé par un bassin versant à relief très accidenté ,représenté dans les parties hautes telles que Kef El Melab et Koudiat Baadj ,par des terrains rocheux fissurés et fracturés, formés essentiellemnt de bancs épais de grès .

Les points extrêmes étant 1414 m (Djebel Meddad) , à la limite sud du bassin versant) et 1051 m site de la retenue.

Plus au sud , on trouve une dominance marneuse de teinte bleue verdâtre à violacée à passes minces de grès, souvent masqués par une couverture argileuse

Le fond de la vallée est comblé par des dépôts alluvionnaires de faible puissance et surtout des blocs de grès éboulés de forme anguleuse qui proviennent des éboulements de bancs de grès.

II.1.1.2 Hydrogéologique :

Des infiltrations d'eau de précipitations peuvent avoir lieu à travers la fissuration et la dislocation des épais bancs de grès et et à leur contact avec un terrain meuble tel que les marnes

ou argiles , elles ressortent en surface sous forme de sources perchées (quant la pente les permet) . Ce qui explique la présence souvent au pieds des montagnes de nombreuses sources à faibles débits dont on peut citer Ain Rhalem et Ain bou Mellah .

II.2 Géologie de la région :

La nature de la maigre végétation persistant dans la région de Theniet El Haad malgré les influences continentales dépend essentiellement de la composition du sous sol .Les forêts de pins s'implantent toujours sur des terrains marneux (Miocène , crétacé supérieur) ; les substratums schisteux ne nourrissent qu'une végétation arbustive clairsemée (schistes du crétacé inférieur).

Sur le crétacé inférieur et l'Albien schiste-gréseux et calcaires apparaissent des chênes lièges et surtout des cèdres.

La région de Teniet El Haad appartient à la partie du Tell méridional qui est limité au nord par la de pression du Chélif et au sud par les hauts plateaux. IL s'agit plus précisément d'une portion méridionale et à forte élévation transversale du Tell ou apparaissent entre les dépôts miocènes du Chélif plion -quaternaires des hautes plaines. Les terrains tertiaires et crétaqués très tectonisés n'apparaissent pas encore au bouclier africain mais à la frange méridionale du bourrelet liminaire qui le limite dans le nord.

Dans cette région subsiste une faible couverture végétale qui disparaît brutalement au sud pour laisser place aux régions subarides de la bordure sud- tellienne. Quelques belles forêts s'accrochent encore aux hauts reliefs qui créent un pays montagneux d'accès difficile et pauvre.

- **Quaternaire :** Les dépôts quaternaires ne forment que des placages réduits .les alluvions récentes et actuelles des vallées ainsi que celles de la basse terrasse sont les plus souvent limoneuses , peu épaisses et peu étendues .Les moyennes et hautes terrasses sont généralement plus caillouteuses . Les éboulis de pente sont abondants autour des massifs gréseux numidiens qui couronnent les marnes crétaquées ou ils sont toujours affectés de mouvements de terrains qui peuvent évoluer en véritable torrents de boue.
- **Le pliocène supérieur :** forment des pédiplaines suspendues , fort découpées par le phénomène érosif , et recouvertes par quelques mètres de cailloutis s'enfoncent plus au sud sous les dépôts continentaux réputés pliocènes de sersou .

- **Le miocène supérieur** : constitue des lambeaux de conglomérats et argiles rouges qui se raccordent au nord au miocène post-nappe de Cheliff dont ils représentent vraisemblablement des faciès méridionaux de cet âge (miocène supérieur) .
- **Le miocène inférieur** : autochtone débute à sa base par des conglomérats qui sont très fréquents et de puissance très variable de 0 à 100 mètres ; des grès et localement des calcaires leur succèdent qui fournissent des fossiles .
- **L'oligocène** :dit à faciès numidien constitue un complexe de base d'argiles lie de vin et verdâtres à Tubotomaculum à rares intercalations gréseuses ou calcaires.
- **Le complexe gréseux** : épais de plus de 500 mètres est azoïque. Les grès quartzeux à granoclassement sont séparés par des lits argileux ; au contact des deux on distingue les phénomène de load cast etc .
- **L'éocène supérieur** : est représenté par des marnes noires et grises , à rares bancs de grès et calcaires glauconies .L'éocène moyen est formé par d'argiles et marnes noires et grises très fossilisées .
- **L'éocène inférieur** : est représenté par deux ensembles distincts :

Le paléocène constitue un ensemble marneux, souvent difficile à séparer litho logiquement du Danien, caractérisé par un plancton L'Yprésien forme une barre de calcaires à silex noirs qui eux même sont deux types : calcaires et marno-calcaires à patine très blanche et des calcaires glauconies et phosphatés localement gréseux.

➤ **Le Turonien à Danien** : c'est un complexe qui n'est daté que par la microfaune .Partout apparaît une barre de calcaires marneux à nombreuses empreintes d'Ammonites ; des marnes et des marno -calcaires lui succèdent en chargeant dans le Cénomaniens de niveaux à Ostracés. Ces subdivisions ne doivent pas être considérées comme absolues , l'apparition des espèces fossiles étant progressive .Le Cénomaniens inférieur montre des biofaciès à Radiolaires sphériques.

Au sommet du cénomaniens supérieur se trouve des calcaires à lits siliceux très caractéristiques

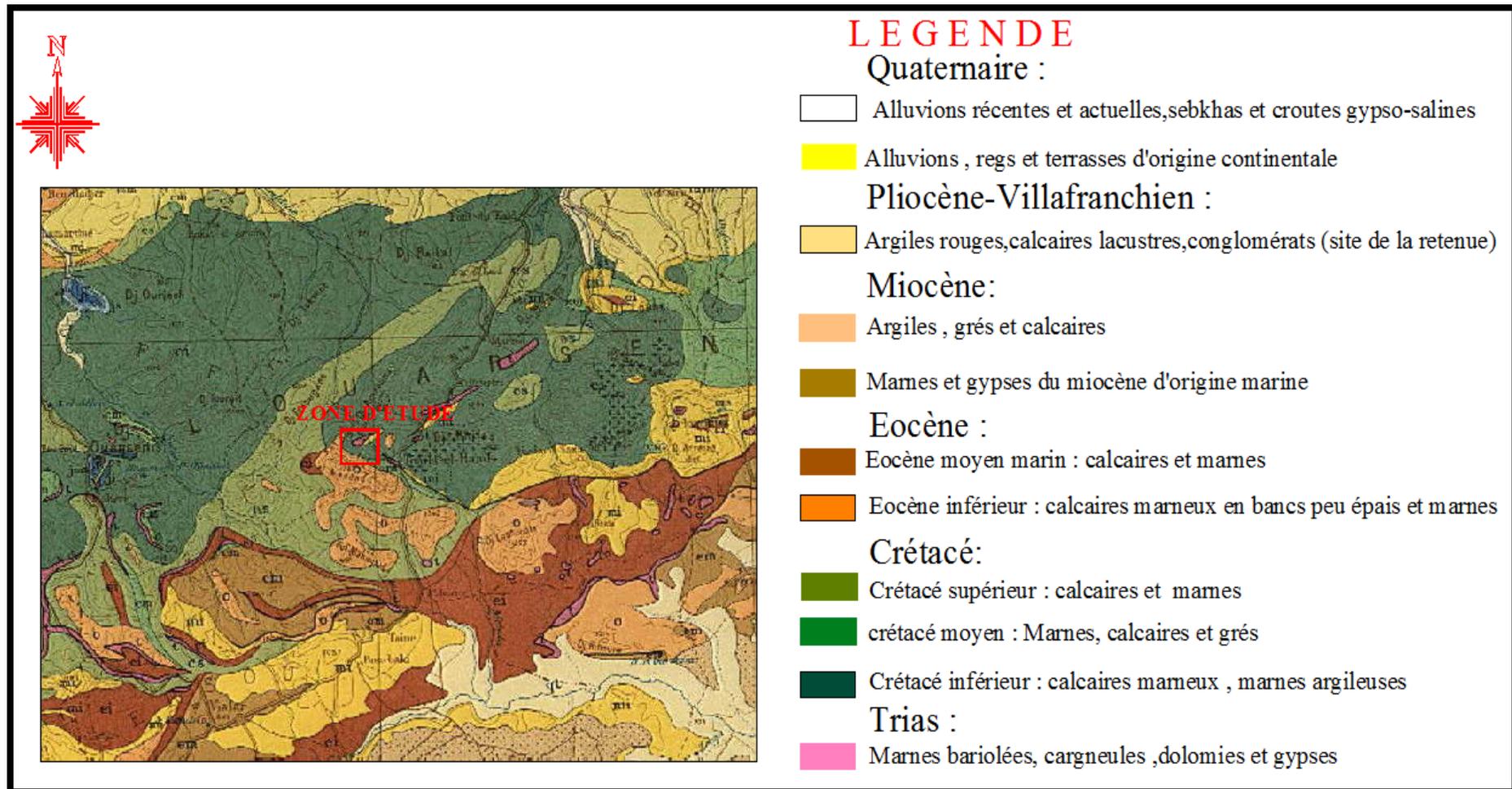


Figure N° II.1 : la Carte géologique de la région – Echelle : 1/50.000

II.3 Géologie du site de la Retenue :

La cuvette de la retenue sur Oued Mezoudj ainsi que la zone d'emprise de la digue sont représentés par un substratum argilo- marneux. Le fond de la vallée de la cuvette est comblé par des dépôts détritiques alluvionnaires récents issus de la décomposition des roches mères du bassin versant. Ce sont particules plus ou moins grossières formées de sables, graviers et cailloux.

II.3.1 Etanchéité du site :

L'étanchéité de la zone d'emprise et de fondation de la digue ainsi que son assiette, est pratiquement assurée par les marnes et sa couverture argileuses, imperméables .

II.2.3 Géologie de la cuvette :

L'assiette de la retenue collinaire Sidi Boutouchent est totalement occupée par des argiles brunes noires colluvionnaires masquant le substratum à dominance marneuse, à rares minces bancs de grès.

Le faciès marneux affleure par endroits de la cuvette et ses proximités et constitue donc le terrain d'assise et de fondation de la digue et ses ouvrages annexes.

Au fond étroit du thalweg le substratum est couvert d'une très faible couche de dépôts détritiques généralement grossiers composés de sables, graviers, cailloux qui sont des sédiments alluvionnaires et surtout des gros blocs de grès éboulés, de forme bien anguleuse.

Généralement, l'assiette de cette retenue collinaire est représentée par un terrain à dominance marneuse imperméable assurant donc la totalité de son étanchéité.

II.4 Fondation de la Digue et ses Ouvrages Annexes :**II.4.1 Corps de la digue :**

Sur les deux rives, la digue doit être ancrée et fondée jusqu'au substratum sain et imperméable après décapage de la couverture argileuse et le toit généralement altéré des marnes.

Au fond de la vallée, la digue doit être ancrée jusqu'au bed rok sain et imperméable après excavation de la mince couche alluvionnaire perméable.

Les parements amont et aval de la digue seront fondés au fond du thalweg dans les argiles brunes après décapage de la couche végétale.

II.4.2 Evacuateur de crue :

Implanté sur la rive gauche, le déversoir latéral des crues doit être également fondé dans les marnes après avoir enlevé ou excavé la couche colluvionnaire .

II.4.3 La prise d'eau et la vidange de fond :

Placées au fond du thalweg de la retenue collinaire seront fondées dans les argiles brunes noires.

II.4.4 Carrière d'enrochement :

Pour le besoin de la protection du talus amont de la digue, le matériau rocheux peut être extrait à partir de la carrière de Sidi Boutouchent (des calcaires massifs gris foncés d'âge Eocène).

II.5 Tectonique et sismicité :

L'Algérie a tout le temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individualités et collectivités locales, mais également au pays tout entier dont elle peut obérer le développement pour un certain nombre d'années à l'instar du séisme du 10 octobre 1980 de Chlef dont nous continuons encore à payer les conséquences aujourd'hui, en particulier sous forme de dette.

Donc pour pouvoir résister à ce phénomène, on doit construire des ouvrages telle sorte à leur fournir un degré de protection tolérable en répondant aux règles parasismiques Algériennes.

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).

Pour pouvoir réduire les pertes induites par ce cataclysme, on doit en premier lieu quantifier le danger ou dégât en identifiant les sources sismiques (failles actives, charriages.....) et évaluer les niveaux de secousses (intensité, magnitude, accélération) dans la région épacentrale , puis évaluer le niveau de vulnérabilité (taux de perte) de la population exposée au risque (individus ,ouvrages, bien économiques et sociaux.....)

Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescription réglementaires contenus dans le règlement R.P.A.99 (règles parasismiques

Algériennes) en considération de deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré) et des groupes d'usage des ouvrages qui sont classés de 1 à 3 en fonction de l'importance décroissante qu'il présente pour la vie économique et sociale de la communauté.

L'application de cette dernière se base sur l'accélération dite de « DOMMAGE » A Déterminée avec des hypothèses pour les groupes d'usages (1 , 2 , 3 respectivement et la période de retour 500, 100 , 50 année respectivement).

Le site de la retenue collinaire sur Oued MEZOU DJ commune de Sidi Boutouchent ,daïra de Teniet El Haad wilaya de Tissemsilt est situé dans la zone « II- a» (zone caractérisée par une forte intensité sismique d'après R.P.A, correspondant à une intensité égale à VII selon l'échelle de MERCALI).

Donc pour notre site ayant un degré d'usage égal à 2, appartenant à la zone sismique II- a , une durée de vie économique de 20 à 30 années et une période de retour P.R = 50 ans , son coefficient de dommage est de $10 \% = 0.10$.

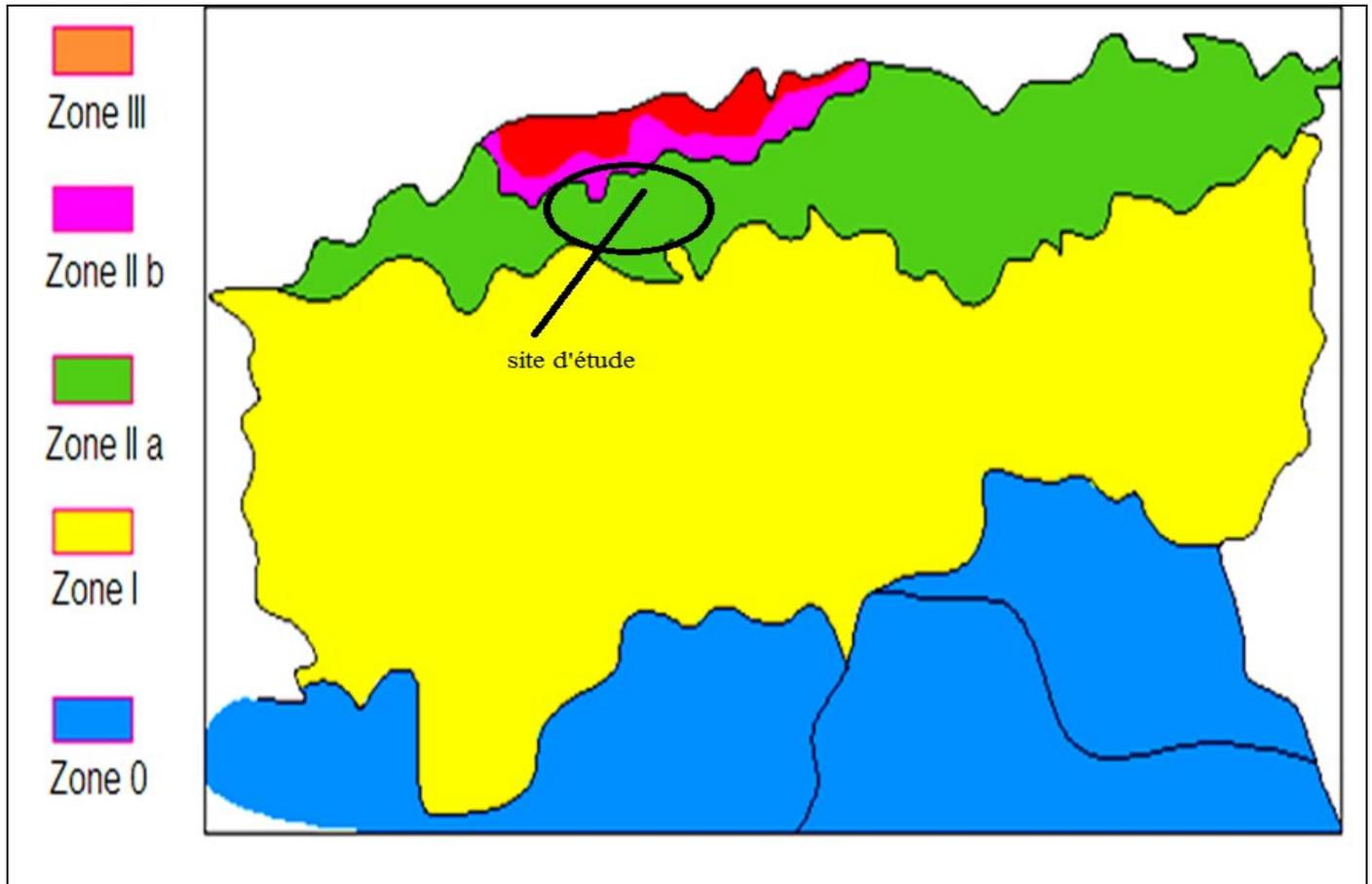


Figure N°II.1 : carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99.

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 Conclusion :

La retenue collinaire à projeter sera de type en terre homogène avec un prisme de drainage en tenant compte de toutes les caractéristiques du sol de fondation, des matériaux de construction existant au voisinage du site et de l'aspect économique

La cuvette est en générale à substratum marneux couvert par les alluvions et colluvions.

II.7 Etude géotechnique :

Le présent rapport traite l'étude géotechnique, basée sur la réalisation des sondages carottes au niveau du site la retenue, des fouilles au niveau de la zone d'emprunt, des essais géotechniques sur échantillons des sols prélevés des fouilles et sondages, ainsi que des essais sur roches prélevées de carrières près de Theniet El Had.

II.7.1 Site de la retenue :

Au niveau de site de la retenue, ont été réalisés 03 sondage carottés avec prélèvement de 09 échantillons de sols pour essais de laboratoire.

1) sondage N°1 :

0,00 – 1,00 m : Argile de terre végétale

1,00 – 3,5 : Argile devenant plus marneuses en profondeur.

3,5 – 5,0 : Marne violées à vertes.

2) Sondage N°2 :

0,00 – 1,00 m : Argile de terre végétale

1,00 – 3,5 : Argile brunes renfermant des blocs de rès à partir de 2,5 m

3,5 – 4,5m : Marnes violées à vertes

1) 3,5 – 5,0 : Marne violées à vertes Sondage N°3 :

0,0 – 3,5 : Argiles de terre végétale.

3,5 – 5,0 : Argiles brunes plastiques.

3,20 – 4,80 : Marnes voilées à vertes.

II.7.2 Zone d'emprunt :

Pour les besoins de remblai de la digue, ont été réalisés à la terrière 6 puits de profondeur de 2 à 3m, avec prélèvement de 06 échantillons de sols pour essais géotechniques.

Puits N°1à 6 :

0,0/0,7 : Argile de terre végétale.

0,7/3,0 : Argile brune plastiques.

II.7.3 Essai de laboratoire :**II.7.3.1 Nombre d'essais :****a. Essais physiques d'identification et classification :****Tableau N°II.1 : Essais physiques d'identification et classification**

Essais physiques	N°essais
Teneur en eau naturelle	04
Densité sèche	04
Poids spécifique	04
Degré de saturation	04
Granulométrie- sédimentométrie	04
Limites d'Atterberg	04
Analyses chimiques	04

b. Essais mécaniques :

Echantillons intacts (prélevés des sondages carottés) :

Tableau N°II.2 : Essais mécaniques

Essais mécaniques	N°essais
Essais de cisaillement à la boîte type UU	5
Essais de cisaillement à la boîte type CD	5
Essais œnométriques	5

Echantillons remaniés (prélevés des sondages carottés) :

Tableau N°II.3 : Essais mécaniques

Essais mécaniques	N°essais
Essais de cisaillement à la boîte type UU	4
Essais de cisaillement à la boîte type CD	4
Essais œnométriques	4
Essais de perméabilité à l'odométrie	4

II.7.3.2 Mode opératoire :

Les essais physique d'identification et de classification, ont été pratiqués selon Les normes standard au laboratoire de travaux publiques de l'Ouest (L.T.P.Ouest) découlant des normes AFNOR ou ASTM.

a. Essai de cisaillement à la boîte :

Pour obtenir les paramètres totaux de la résistance au cisaillement (à court terme), des essais de cisaillement à la boîte de type non consolidé et non drainé (type UU) ont été réalisés à la boîte de CASAGRANDE de dimensions intérieures 60×60mm à vitesse constante de 1,22mm/min.

Pour les paramètres effectifs de la résistance au cisaillement (long terme), des essais de cisaillement à la boîte type consolidé drainé (type CD) ont été réalisés à vitesse de 0,06mm/min.

b. Essai de compactage (Proctor normal) :

Ces essais ont été réalisés sur la portion de diamètre inférieur à 4 mm sous une énergie de compactage de 600KN/m³

c. Essai de compressibilité :

Essai effectués à l'odomètre, chaque essai est réalisé sous des pressions de charges normales $\sigma = 0,5 - 2 - 8 - 16$ bars.

II.7.4 Résultats des essais de laboratoire et leur interprétation :

II.7.4.1 Terrains de fondation de la digue :

Ce sont des dépôts détritiques pulvérulents comblant le lit de l'oued sous une faible épaisseur de l'ordre du mètre .Ils sont formés d'éléments plus au moins grossiers cailloux, graviers, sables avec un faible taux de particules fines argilo-limoneuses.Ces matériaux alluvionnaires proviennent de la décomposition physique et de l'altération chimique des roches mères affleurant à la surface du bassin versant de la dite retenue collinaire et se caractérisent par les propriétés suivantes :

- Cohésion effective (**C'**).....0,00 Kpa
- Angle de frottement effectif (**Ø'**).....32° - 35 °
- Capacité portante (**Rdt**).....350 Kpa
- Perméabilité (**K**).....10⁻² à 10⁻⁴ m/s

Ces valeurs montrent qu'on est dans un milieu pulvérulent à cohésion faible à nulle et à perméabilité assez élevée. Ces matériaux constituent donc une zone favorable aux pertes d'eau par infiltrations au dessous du corps de la digue.

A cet effet, le décapage de cette couche est indispensable et par conséquent l'ancrage jusqu'au substratum marneux sain imperméable, est à conseiller afin d'assurer l'étanchéité et la stabilité de l'ouvrage.

II.7.4.2 Argiles brunes (Quaternaire) :

Ces argiles constituent un terrain imperméable, dont les caractéristiques géotechniques sont les suivantes :

Tableau N°II.4 : propriété des Argiles brunes

Densité sèche	1,71 t/m ³
Teneur en eau W	15,16 %
Degré de saturation Sr	71,55 %
Limite de liquidité Wl	44,40 %
Indice de plasticité Ip	18,43 %

II.7.4.3 Granulométrie :

Tableau N°II.5 : Granulométrie

Particules de diamètre compris entre 20et2mm	1 – 3 %
Particules de diamètre compris entre 2et0,2mm	26 – 43%
Particules de diamètre compris entre 0,2et0,02mm	15 – 24%
Particules de diamètre inférieur à 2u	32 – 58%

II.7.4.4 Paramètres de compressibilité :

Tableau N°II.6 : Paramètres de compressibilité

Pression de consolidation Pc	1,9 bar
Coefficient de tassement Ct	0,171
Coefficient de gonflement Cg	0,092

II.7.4.5 Résistance au cisaillement direct :**Tableau N°II.7:** Résistance au cisaillement direct

Angle de frottement interne φ	20 °
Cohésion C_u	1,50 bar
Angle de frottement effectif φ_u	18 °
Cohésion effectif C_{ef}	0,25 bar
Coefficient de perméabilité K	10^{-7} m/s

II.7.4.6 Analyse chimique :

- Teneur en CaCo₃ : 2,00 %
- Teneur en matière organique (MO) : 0,63 %
- Teneur en chlorures : 0,71 %
- Teneur en sulfates : 0,00 %

D'après les résultats géotechniques de laboratoire, on peut dire ces argiles appartiennent aux (argilo-limoneux).

Elles affleurent dans la zone d'étude à des niveaux plus élevés et sont masquées dans la vallée de l'oued par la couverture quaternaire (Alluvions et colluvions).

II.8 Les principales caractéristiques géotechniques :**Tableau N°II.8 :** Les principales caractéristiques géotechniques

Densité sèche	14,7 – 15,1KN/m ³
Teneur en eau W	27,0 – 30,3%
Degré de saturation Sr	92,4 – 97,7%
Limite de liquidité W_L	42,8 – 43,9%
Indice de plasticité I_p	21,1 – 22,1%

II.8.1 Paramètres de compressibilité :

Tableau N°II.9 : Paramètres de compressibilité

Pression de consolidation P_c	1,9 bar
Coefficient de tassement C_t	0,171
Coefficient de gonflement C_g	0,092

II.8.2 Résistance au cisaillement direct :

Tableau N°II.10 : Résistance au cisaillement direct

Angle de frottement interne φ	16 °
Cohésion C_u	1,5 bar
Angle de frottement effectif φ_u	18°
Cohésion effectif C_{eff}	0,65 bar

Ce sont des matériaux argileux et limoneux, peu plastiques, très faiblement sensibles à l'eau et appartenant selon la classification Américaine U.S.C.S aux classes ML et CL, respectivement argile de moyen plasticité et limons très plastiques. Ce sont des matériaux inorganiques (teneur en matière organique 0.08 – 0.18%).

II.8.3 Caractéristique géotechniques des roches :

II.8.3.1 Protection du talus de la digue :

Les matériaux nécessaires à la protection du talus amont de la digue contre les mouvements des vagues d'eau de la retenue collinaire oued Mezoudj seront exploités de la carrière calcaires qui se trouve près du site .Ces matériaux sont de bonne qualité géotechnique et chimique qui sont :

- Poids spécifique des grains (γ_s).....2,0-2,5 t/m³
- Micro-Deval à l'eau (**M.D.E**).....<40 %
- Los Angeles (**L.A**).....35 %
- Résistance à la compression simple (**Rc**).....50-150 Mpa
- Résistance à la compression simple de saturation (**Rc_{sat}**).....40-130 Mpa

L'enrochement du parement amont de la digue doit comporter des sédiments calcaires sous forme de gros blocs de 200 à 300 mm de diamètre afin de bien résister aux mouvements des vagues.

II.8.3.2 Fondation de la digue :

Al : Alluvions (récentes et actuelles du fond de la vallée).

Ar : Argiles.

M : Marneux (substratum marneux)

Tableau N°II.11 : Caractéristiques Fondation de la digue

Caractéristiques géotechniques	Unité	Al	Ar	M
Teneur en eau naturelle W_n	%		15,60	
Densité sèche	t/m ³		1,71	
Densité humide	t/m ³		1,97	
Densité saturée	t/m ³		2,07	
Degré de saturation	%		71,55	
Limite de plasticité (W_p)	%		25,97	
Cohésion (C_u) totale	Bar		1,5	
Cohésion (c_f) effective	Bar	0,00	0,25	0,40
Coefficient de perméabilité (K)	m/s	10^{-3}	10^{-7}	10^{-8}
Pression de consolidation (P_c)	bar		1,9	
Densité de saturation (Sat)	t/m ³		1,85	
Coefficient de tassement (C_t)			0,171	
Coefficient de gonflement C_g			0,092	
Angle de frottement	degré		20°	
Angle de frottement effectif	degré	35°	18°	23°

II.8.3.3 Remblai de la digue :

Tableau N°II.12 : Caractéristiques Remblai de la digue

Caractéristiques géotechniques	Unité	valeur
Densité sèche	t/m ³	1,71
Densité humide	t/m ³	1,97
Densité de saturation (Sat)	t/m ³	2,07
Teneur en eau optimale	%	21,15- 24,0
Angle de frottement	Dégré	20
Angle de frottement effectif	Dégré	17 - 21
Cohésion (c,ef) effective	bar	0,65
Cohésion (Cu)	bar	1,22
Coefficient de tassement (Ct)	-	0,171
Coefficient de gonflement (Cg)	-	0,092
Pression de compressibilité (Pc)	bar	1,90
Perméabilité (K)	m/s	1,15. 10 ⁻⁸

II.9 Conclusion :

Sur le site objet de cette étude, il est prévu la réalisation d'une retenue collinaire. L'étude géologique et géotechnique nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- Les matériaux rencontrés en général sont des argiles marneuses contenant des traces de sable de coloration jaunâtre à verdâtre et pas de matière organique;
- Les ouvrages annexes seront dimensionnés pour une capacité portante admissible de 1,20 Kg/cm² ;
- Pour garantir un bon ancrage de la digue, il est nécessaire d'exécuter un tranchée dans l'axe du barrage, assez large pour permettre l'accès aux engins Sa profondeur sera en fonction de la hauteur de la digue en général (1/4H). Il est nécessaire de décaper les matériaux altérés en surface de la zone d'assise ;
- Lors des travaux de chantier, il est nécessaire de surveiller les variations de la teneur en eau. Trop sec, ces sols se plastifient mal pendant le compactage, trop humide l'eau occupe un volume non réductible, donc le compactage engendre des pressions interstitielles excessives Nuisibles à la stabilité.

Chapitre III :

ETUDE HYDROLOGIQUE

Etude Hydrologique

III Introduction :

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

Les ressources hydriques superficielles sont limitées et concentrées durant la saison pluvieuse qui s'étend de septembre à avril. Elles sont nécessaires pour couvrir les différents besoins durant les mois déficitaires de l'année. Leur mobilisation s'avère importante par leur stockage dans des retenues. La réalisation d'un barrage est conditionnée par :

- 1- l'abondance relative de l'écoulement superficiel;
- 2- l'existence d'un site adéquat;
- 3- l'existence d'un utilisateur potentiel.

Généralement, l'écoulement superficiel est engendré par des pluies. Dans les conditions d'un relief accidenté, les vallons sont abondants pour la réalisation de petits barrages. Certains avantages provoqués par la réalisation des petits barrages, tel que la rétention de l'écoulement solide et la recharge de la nappe souterraine.

III.1 Le bassin versant :

III.1.1 Caractéristiques générales du bassin versant :

Le bassin versant ou bassin d'alimentation ou droit d'une section de mesure, est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe obligatoirement par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval.

Notre bassin versant est déterminé sur des cartes d'état major à l'échelle

1/50 000 qui caractérisé par la projection et quadrillage kilométrique Lambert Nord Algérie type 1961, (LE BOU SELLAM N°92 et AINE TAGROUT N°116).conformement à la ligne de partage des eaux, qui permis de délimiter le bassin versant de l'oued BENI HAMID, a partir de l'exutoire qui correspond :

X=431 ,80km

Y=277,35km

Z=1051,00mNGA

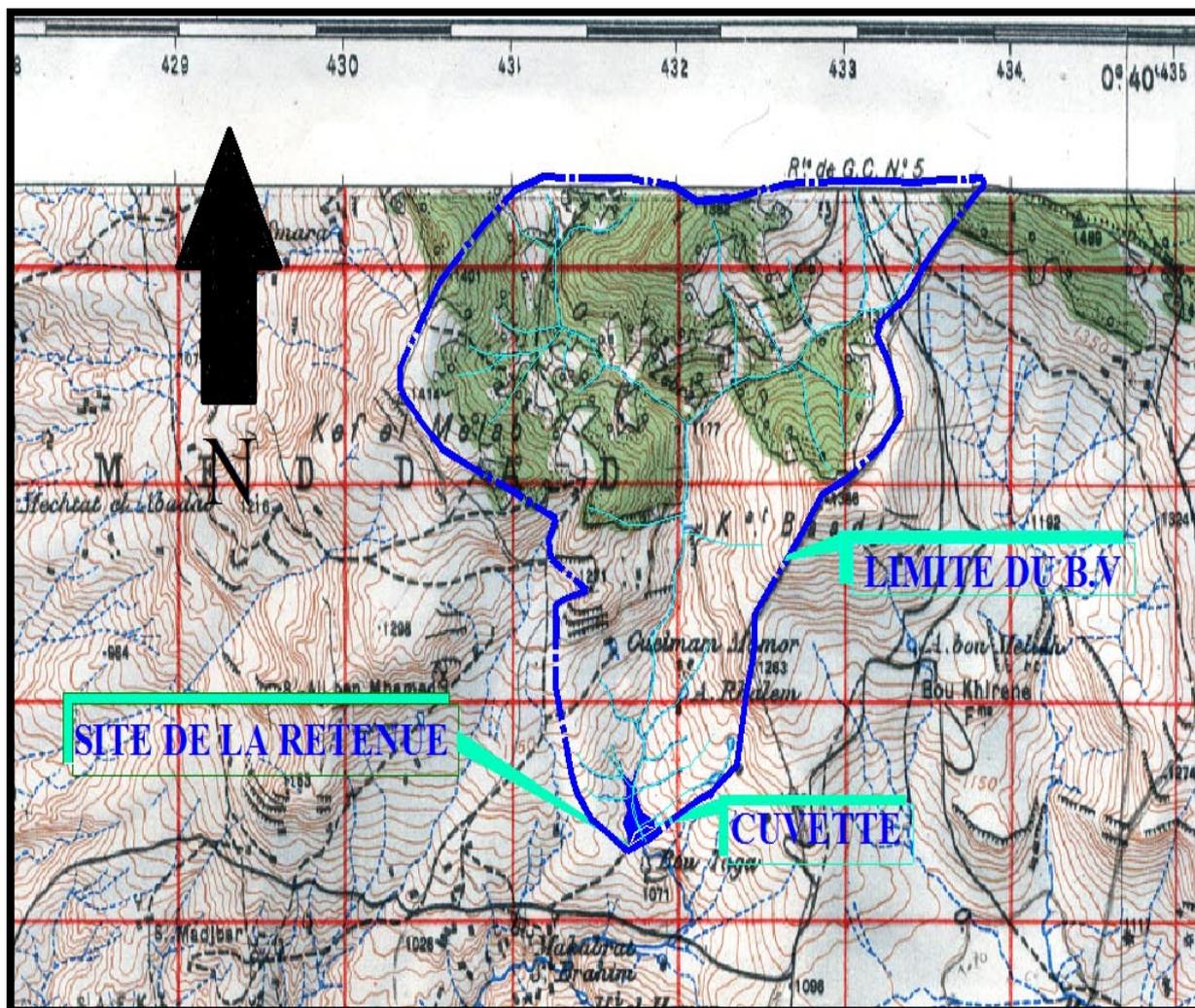


Figure III.1 : Bassin versant de la retenue SIDI BOUTCHENT

III.1.2 Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant :

III.1.2.1 Les caractéristiques géométriques :

- **Surface du bassin versant:**

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intrusion de plusieurs phénomènes hydrologiques (apport, volume de précipitation ou infiltration...). Elle est déterminée par planimétrie sur notre carte topographique, qui donne : $S = 5,73 \text{ km}^2$.

- **Périmètre du bassin versant:**

Le périmètre correspond à la limite extérieure de bassin : $P = 11,30 \text{ km}^2$

- **Longueur du talweg principal:**

C'est le talweg le plus long curvimétrage et il est de : $L_p = 2,76 \text{ km}$.

III.1.2.2 Les caractéristiques hydro-morphologiques :

- **Indice de compacité (GRAVELIUS):**

Appelé aussi indice de forme, cet indice caractérisant la forme du bassin versant est le rapport entre le périmètre du bassin P et la circonférence du cercle P' de rayon même superficie S que le bassin, soit :

$$Kc = \frac{P}{P'} = \frac{P}{2\pi R} \text{ avec : } S = \pi R^2 \text{ et } R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

$$AN : Kc = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

P: périmètre du bassin versant.

S: surface du bassin versant.

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

Alors : $Kc = 1,321$: $Kc > 1,128$ notre bassin est **allongé**

• **Coefficient d'allongement :**

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$Ca = L^2 / S \dots\dots\dots(III.1)$$

L : la longueur du talweg principal L = 2,76 Km

S : la superficie du bassin versant. S = 5,73 Km²

AN: Ca = 1,33

• **Rectangle équivalent:**

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

Les dimensions sont tirées comme suit :

$$S=L \times l$$

$$P/2=L+l$$

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

L : longueur de rectangle équivalent

l : largeur de rectangle équivalent

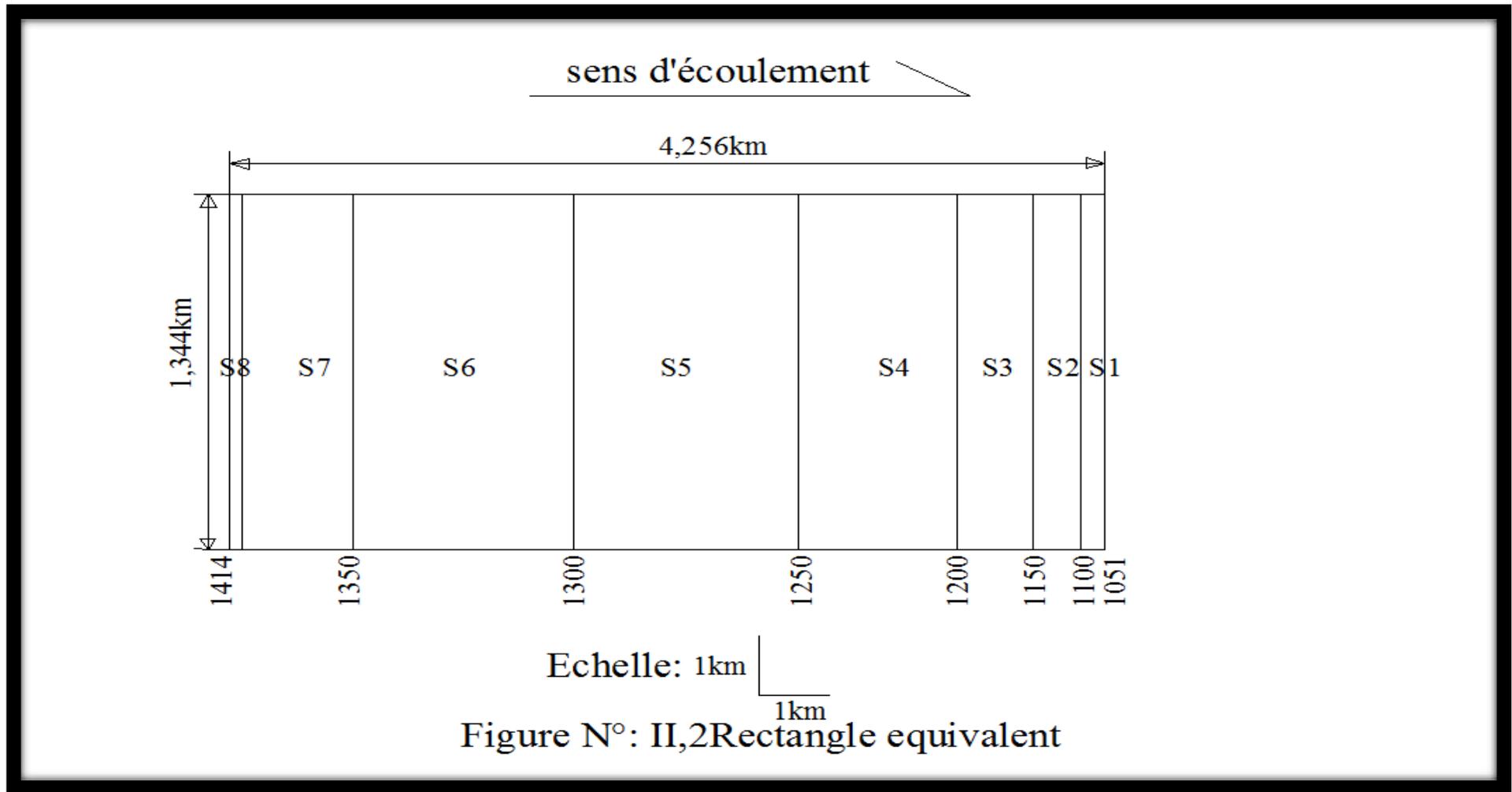
Donc :

$$L,l = Kc \frac{\sqrt{S}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.2)$$

AN:

$$L,l = 1,32 \frac{\sqrt{5,73}}{1,128} \left(1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{1,321} \right)^2} \right)$$

L=4,26 Km et l=1,35 km



III.1.2.3 Caractéristiques hydrographiques :

a) Courbe hypsométrique :

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

Le tableau N°II.1 donne la répartition des surfaces en fonction des cotes

Tableau N°III.1 : surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude

Altitudes (m.NGA)	Hi (m)	Surfaces				Hi. Si _{par} (m.km ²)
		Partielles		Cumulées		
		Si (Km2)	Si (%)	Si (Km2)	Si (%)	
1414-1400	1407	0,15	02,61	0,15	02,61	3672,27
1400-1350	1375	0,67	11,70	0,82	14,31	921,25
1350-1300	1325	1,45	25,30	2,27	39,61	1921,25
1300-1250	1275	1,47	25,65	3,74	65,26	1874,25
1250-1200	1225	0,84	14,66	4,58	79,92	1029,00
1200-1150	1175	0,48	08,38	5,06	88,30	564,000
1150-1100	1125	0,42	07,33	5,48	95,6	472,500
1100-1051	1075,5	0,25	04,37	5,73	100	268,875
somme		5,73	100			

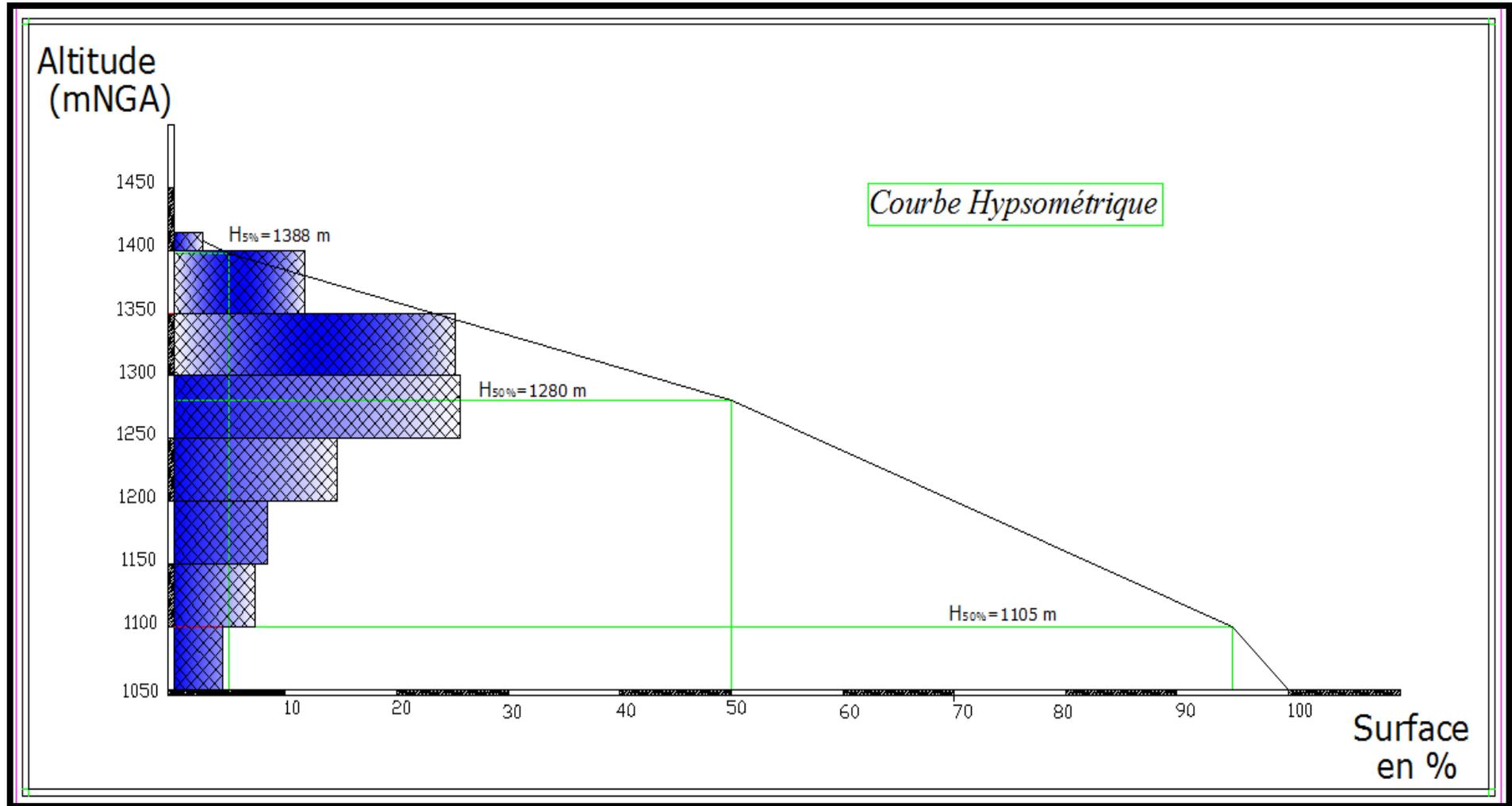


Figure N°III.3 : Courbe Hypsométrique

b) L'altitude maximale et minimale :

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente.

$H_{max} = 1414 \text{ m NGA}$ $H_{min} = 1051 \text{ m NGA}$

c) L'altitude moyenne :

L'altitude moyenne H_{moy} est calculée par la formule.

$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i H_i}{S}$ avec $H_i = \frac{H_{n-1} + H_n}{2}$ )III.3(

- 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 N°III.2 : Résultats de calcul

Altitudes (m .NGA)	H_i (m)	Surface partielle S_i (Km ²)	$S_i.H_i$ (m.Km ²)
1400-1414	1407	0.15	211,05
1400-1350	1375	0,67	921,25
1350-1300	1325	1,45	1921,25
1300-1250	1275	1,47	1874,25
1250-1200	1225	0,84	1029,00
1200-1150	1175	0,48	564,000
1150-1100	1125	0,42	472,500
1100-1051	1075,5	0,25	268,875
Somme			7262,18

Donc : $H_{moy} = \frac{\sum_{1051}^{1414} SiHi}{S} = \frac{7262,18}{5,73} = 1268 \text{ m}$

d) L'altitude médiane :

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière, d'après la courbe hypsométrique

$H_{méd} = 1280 \text{ m}$

e) Pente moyenne du bassin versant :

$I_m = \frac{\Delta H(0,5L_1 + L_2 + \dots + 0,5L_n)}{S} \dots\dots\dots (III.4)$

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

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

S: superficie du bassin versant (Km²).

Tableau N°III.3 : Evaluation de la pente moyenne.

N°	Courbes de niveau (m.NGA)	ΔH (m)	Longueur (km)
1	1050	50	1,125
2	1100		1,130
3	1150		1,175
4	1200		1,225
5	1250		1,275
6	1300		1,325
7	1350		1,150
8	1400		0,232

A.N :

$I_m = \frac{50 \times 10^{-3} \times 7,96}{5,73} \times 100\% = 6,95 \%$

la pente moyenne de bassin est : **$I_m = 9,95 \%$**

f) les Indices :

- **Indice de pente globale I_g :**

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

L'indice de pente global sera :

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

Avec : L : longueur du rectangle équivalent L=4,26 km

$H_{5\%} = 1388 \text{ m}$

$H_{95\%} = 1105 \text{ m} \implies I_g = 6,64 \%$

Tableau N°III.4 : Classification du relief

R1	Relief très faible	$I_g < 0,002$
R2	Relief faible	$0,002 < I_g < 0,005$
R3	Relief assez faible	$0,005 < I_g < 0,01$
R4	Relief modéré	$0,01 < I_g < 0,02$
R5	Relief assez modéré	$0,02 < I_g < 0,05$
R6	Relief fort	$0,05 < I_g < 0,1$
R7	Relief très fort	$0,05 < I_g$

$I_g = 6,64 \% > 0,05$ On déduit d’après le que notre relief est très fort.

• **Indice de pente moyenne I_m :**

L’indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_m = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots (III.6)$$

$\implies I_{pm} = 8,52 \%$

• **Indice de pente de ROCHE I_p [8] :**

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 :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} \dots\dots\dots (III.7)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

S_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives

H_i et H_{i-1} (m)

Tableau N°III.5 : Détermination de la pente de ROCHE I_p

$H_i - H_{i-1}$	$H_i - H_{i-1}$	Si (Km2)	Si (%)	$\sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})}$
1414-1400	14	0,15	02,61	6,04
1400-1350	50	0,67	11,70	24,18
1350-1300	50	1,45	25,30	35,57
1300-1250	50	1,47	25,65	35,81
1250-1200	50	0,84	14,66	27,07
1200-1150	50	0,48	08,38	20,47
1150-1100	50	0,42	07,33	19,14
1100-1051	49	0,25	04,37	14,63
somme		5,73	100	182,91

A.N : $I_p = 8,80 \%$

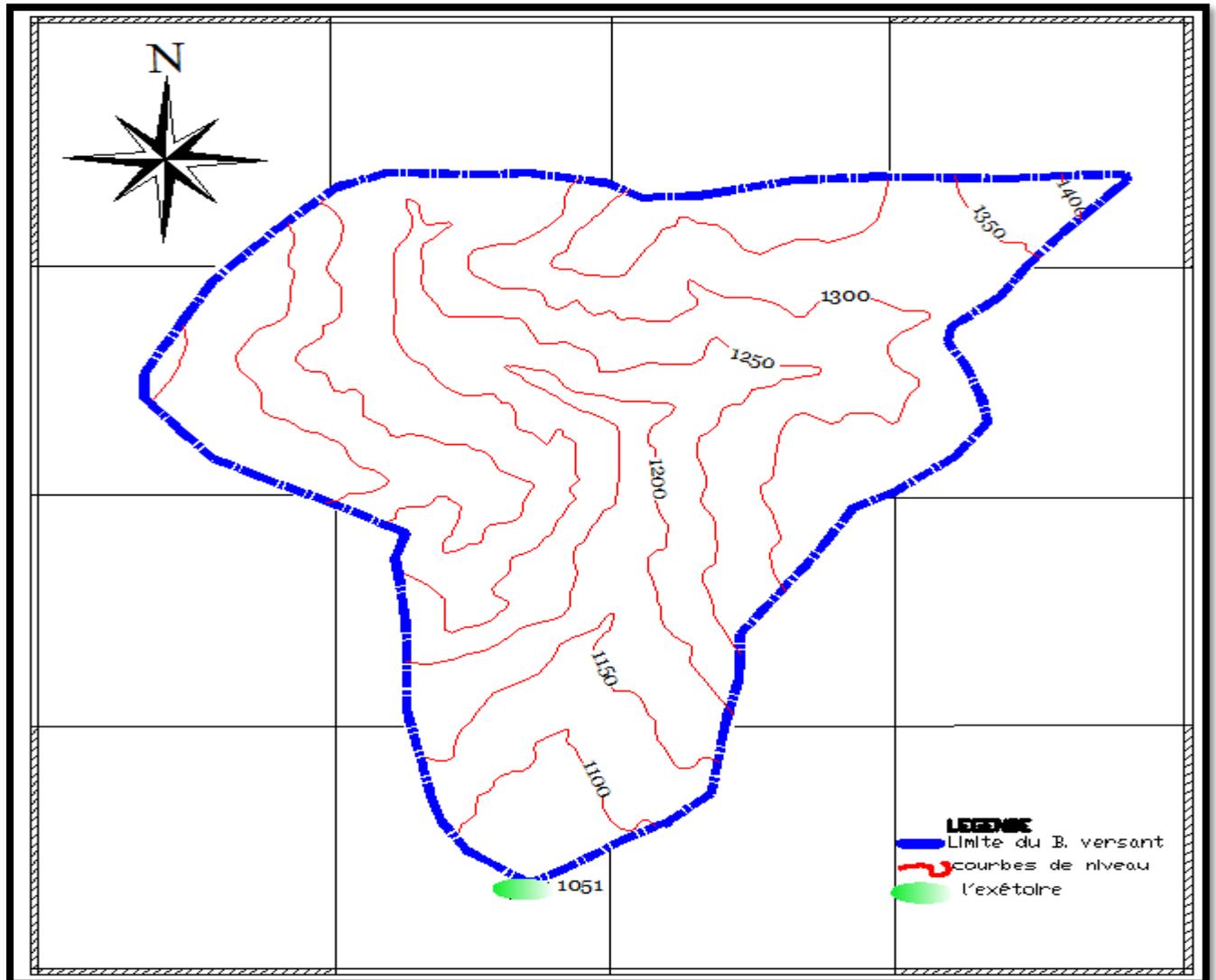


Figure N° III.4 : topographie du bassin versant ECH : 1/ 50 000

III.2 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant :

Le réseau hydrographique se définit comme étant l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Il est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin. Le réseau hydrographique est donc un organisme structuré et hiérarchisé. Il se différencie d'un autre réseau de par l'agencement de ses éléments selon les contraintes imposées par quatre facteurs principaux, à savoir:

a) **la géologie** : Par sa plus ou moins grande sensibilité à l'érosion, la nature du substratum influence la forme du réseau hydrographique. Le réseau de drainage n'est habituellement pas le même dans une région où prédominent les roches sédimentaires, par comparaison à des roches

ignées (i.e. des "roches de feu" dénommées ainsi car ces roches proviennent du refroidissement du magma). La structure de la roche, sa forme, les failles, les plissements, forcent le courant à changer de direction.

b) le climat : le réseau hydrographique est dense dans les régions montagneuses très humides et tend à disparaître dans les régions désertiques.

c) Détermine si les cours d'eau sont en phase érosive ou sédimentaire. Dans les zones plus élevées, les cours d'eau participent souvent à l'érosion de la roche sur laquelle ils s'écoulent. Au contraire, en plaine, les cours d'eau s'écoulent sur un lit où la sédimentation prédomine.

d) la présence humaine : Le drainage des terres agricoles, la construction de barrages, l'endiguement, la protection des berges et la correction des cours d'eau modifient continuellement le tracé originel du réseau hydrographique.

Afin de caractériser le réseau hydrographique, il est souvent utile de reporter son tracé en plan sur une carte à une échelle adéquate. L'utilisation de photographies analogiques ou numériques est utile à cette identification. Divers paramètres descriptifs sont utilisés pour définir le réseau hydrographique.

III.2.1. Chevelu hydrographique :

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne.

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM et nous avons 02 types du réseau : subdentritic et dentritic.

Dans cette classification de SCHUM est considéré d'ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x).

Dans notre bassin versant de l'Oued MZOU DJ, le cours d'eau principal est de l'ordre 4 (figure N°III.5)

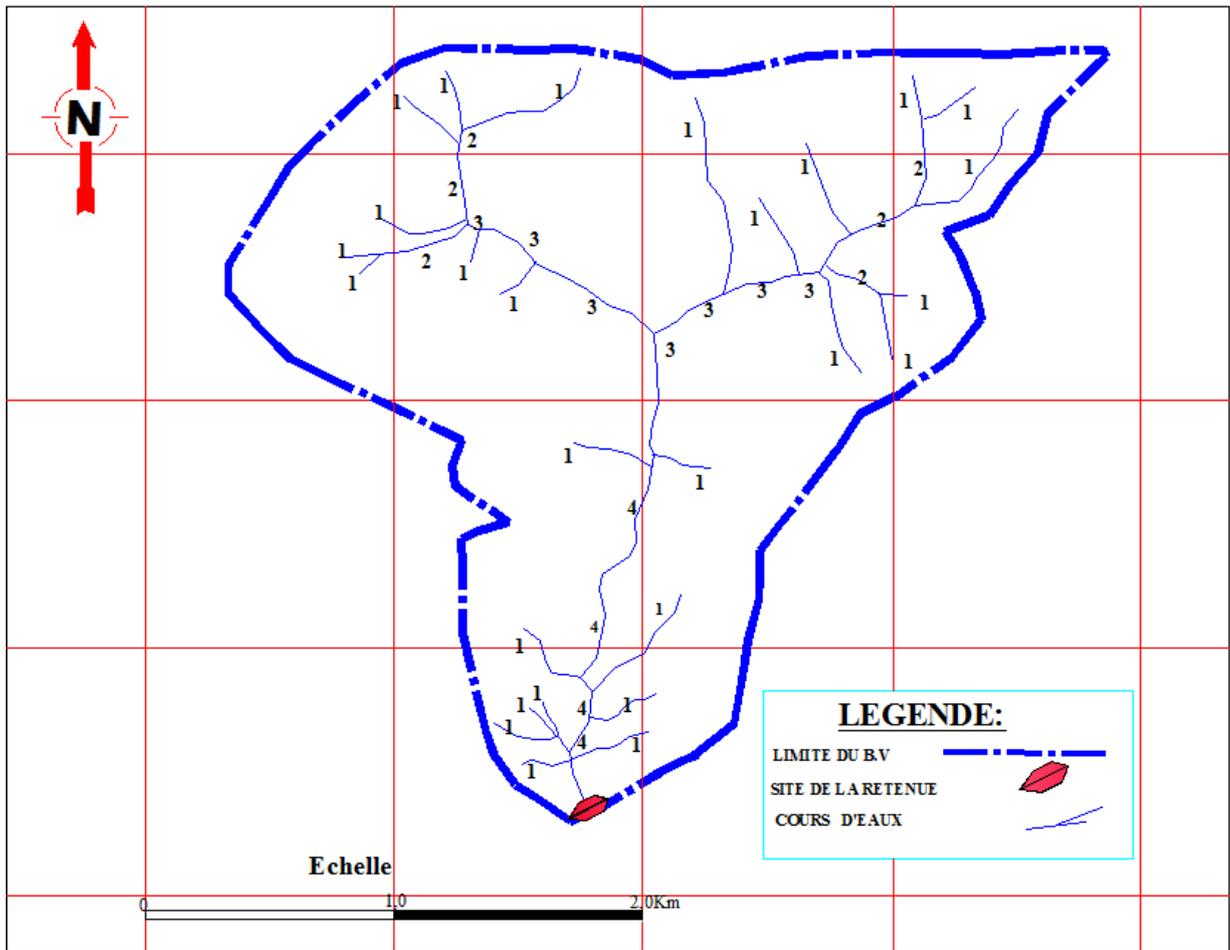


Figure N°III.5: Réseau hydrographique du bassin versant.

III.2.2 Densité de drainage:

C'est la longueur totale de tous les talwegs du bassin.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (III.8)$$

$\sum L_i$: longueur total des talwegs d'ordre i en (Km)

$\sum L_i = 13,14$ Km.

S: surface du bassin versant en (Km²).

Pour procéder à ce calcul, il faut classer les cours d'eau en utilisant la méthode de Schum.

$$D_d = \frac{13,14}{5,73} = 2,29 \text{ km/km}^2$$

III.2.3 Densité du thalweg élémentaire :

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (III.9)$$

N₁ : Nombre de thalwegs d'ordre 1, N₁= 24.

S : Superficie du bassin versant,(5,73km²).

F₁ = 4,18 thalweg/km²

III.2.4 La densité hydrographique:

La densité hydrographique représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface.

$$F = \frac{\sum N_i}{S} \dots\dots\dots (III.10)$$

Où :

F : densité hydrographique [km⁻²];

N_i : nombre de cours d'eau ;

S : superficie du bassin [km²].

Il existe une relation assez stable entre la densité de drainage D_d et la densité hydrographique F, de la forme :

$$F = a \cdot D_d^2 \dots\dots\dots (III.11)$$

a : est un coefficient d'ajustement.

En somme, les régions à haute densité de drainage et à haute densité hydrographique (deux facteurs allant souvent de pair) présentent en général une roche mère imperméable, un couvert végétal restreint et un relief montagneux. L'opposé, c'est-à-dire faible densité de drainage et faible densité hydrographique, se rencontre en région à substratum très perméable, à couvert végétal important et à relief peu accentué.

$$F = \frac{46}{5,73} = 8,03 \text{ km}^{-2}$$

III.2.5 Longueur moyenne des versants :

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots (III.12)$$

D_d:densité de drainage en (km/km²).

L:longueur du rectangle équivalent en (km).

$$L_i = 0,93 \text{ km}$$

III.2.6 Le temps de concentration :

Le temps de concentration t_c des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier, Il est composé de trois termes différents :

t_h : Temps d'humectation c'est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle.

tr : Temps de ruissellement ou d'écoulement c'est le temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturel, collecteur).

ta : Temps d'acheminement c'est le temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration tc est donc égal au maximum de la somme de ces trois termes, soit :

$$T_c = \max (\sum(T_h + T_r + T_a))$$

Théoriquement on estime que tc est la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement. Pratiquement le temps de concentration peut être déduit de mesures sur le terrain ou s'estimer à l'aide de formules le plus souvent empiriques.

- **La formule de GIANDOTTI (Sud Italie 1937) :**

$$T_c = \frac{4\sqrt{S}+1,5L_p}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots(III.13)$$

Lp : Longueur du cours d'eau principal (Km)

S : La superficie du bassin versant (Km²)

Hmoy : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA)

Hmin : Altitude minimale du bassin versant (m NGA).

- **La formule de KIRPICH :**

$$T_c=0.6615(L_p)^{0.77} I_{moy}^{0.385} \dots\dots\dots(III.14)$$

- **Formule CALIFORNIA :**

$$T_c = \left[\frac{0,87 \times L^3}{H_{max} - H_{min}} \right]^{0,368} \dots\dots\dots (III.15)$$

- **Formule VENTURA :**

$$T_c = 1,1272 \sqrt{\frac{A}{i_{moy}}} \dots\dots\dots (III.16)$$

Les résultats de la différente méthode dans le tableau suivant :

Tableau N°III.6: Les temps de concentration :

Méthodes		Tc (heures).
Formules empiriques	GIANDOTTI	1,16
	KIRPICH	3,29
	CALIFORNIA	0,33
	VENTURA	0,93

➤ **Commentaire :**

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur **Tc=1,16 heures**, GIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce que la formule de GIANDOTTI tient compte tous les paramètres géométriques du bassin.

III.2.7 Vitesse de ruissellement :

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

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

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

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

Soit : **V_r = 2,38 Km/h**

Tableau N°III.7. Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITES	VALEUR
Superficie		S	km ²	5,73
Périmètre		P	km	11,30
Longueur du thalweg principal		L	km	2,76
Indice de compacité		K _C		1,14
Coefficient d'allongement		K _P		1,33
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	4,26
	largeur	l _r	Km	1,35
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1414
	moyenne	H _{moy}	m	1268
	médiane	H _{med}	m	1280
	minimale	H _{min}	m	1105
Indice de pente de roche		I _p	m/Km	8,80
Indice de pente moyenne		I _m	m/Km	8,52
Indice de pente globale		I _g	m/Km	6,64
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	2,29
Temps de concentration		T _c	h	1,16
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	2,38

III.3 Caractéristiques climatiques :

Les conditions climatiques du bassin jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont la précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température le vent qui a une influence sur l'évaporation et la transpiration.

III.3.1 Température de l'air :

La température moyenne annuelle et sa répartition durant l'année ont été estimées à partir de séries observées sur les stations voisines, du fait de la similarité des conditions climatiques, il a été retenu celles de la station climatique de Miliana (périodes d'observation 1993 - 2008) , le tableau suivant donne la répartition moyenne mensuelle:

Tableau N°III.8: Différents types de températures .

Mois	sept	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mar.	av	mai	juin	juil	août	Moy
Temp Moy	21.7	16.7	11.9	9.2	8.3	9	10.8	13	15.9	22	25.2	26.3	15.8
Temp Max	27.7	21.7	16	12.8	12.1	12.8	15.3	17.7	21	27.5	31.1	32.3	20.7
Temp Min	17.4	13	8.7	6.8	5.4	6	7.2	9.3	11.8	17.2	20.2	21.2	12

Source: ANRH

La répartition mensuelle de température est présentée dans la figure II.8 Comme le montre le tableau II.8, la température moyenne annuelle pour notre région d'étude est de 20,70 c°. Le mois le plus chaud est Août, par contre le mois le plus froid est janvier.

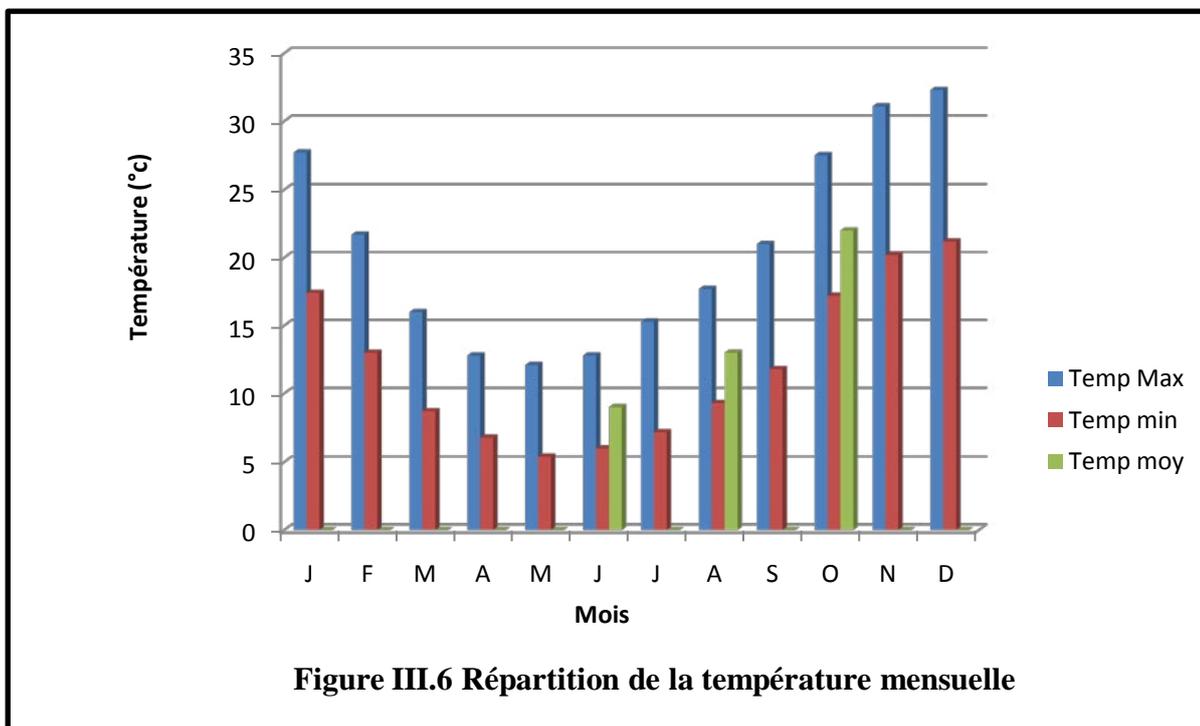


Figure III.6 Répartition de la température mensuelle

III.3.2. Humidité relative:

Elle représente le rapport entre la pression partielle de la vapeur d'eau dans l'air et la pression de saturation à la même température, d'après les relevés de la station de Miliana (période 1993 – 2008), il apparait que le taux d'humidité le plus élevé est observé en hiver (77,40% en décembre)

Tableau N°III.9: Répartition mensuelle de l'humidité.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aou	Moy
H %	58,70	66,50	73,30	77,40	74,70	75,60	68,90	67,20	65,40	55,40	45,70	50,90	65,10

Source: ANRH

L'humidité se manifeste durant sept mois dans l'année soit du mois d'octobre au mois d'avril où les valeurs sont toutes supérieures à la moyenne annuelle. Le reste de l'année, notamment la période qui coïncide avec la forte température, l'humidité ne s'abaisse pas au dessous de 35 %.

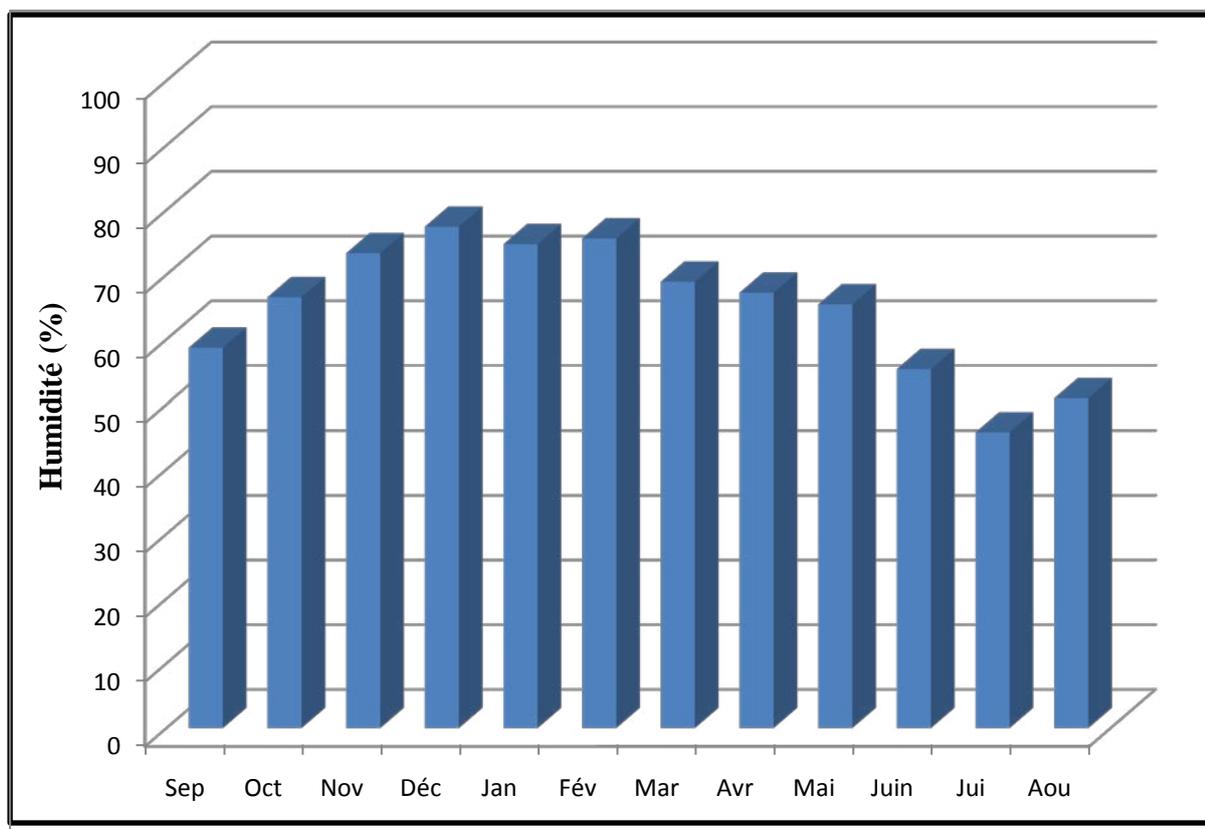


Figure N°III.7: répartition mensuelle de l'humidité

III.3.3. Evaporation de la surface de l'eau :

L'évaporation totale mesurée dans la région peut atteindre 1256 mm/an, la répartition mensuelle de l'évaporation est donnée dans le tableau suivant :

Tableau N°III.10 : Répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	ΣP (mm)
Ev(mm)	138	96.1	60	52.7	55.8	52.2	77.5	84	99.2	150	182.9	207.7	1256
Ev%	10,98	7,65	4,77	4,19	4,45	4,15	6,17	6,70	7,90	11,94	15,56	16,54	100

Source: ANRH

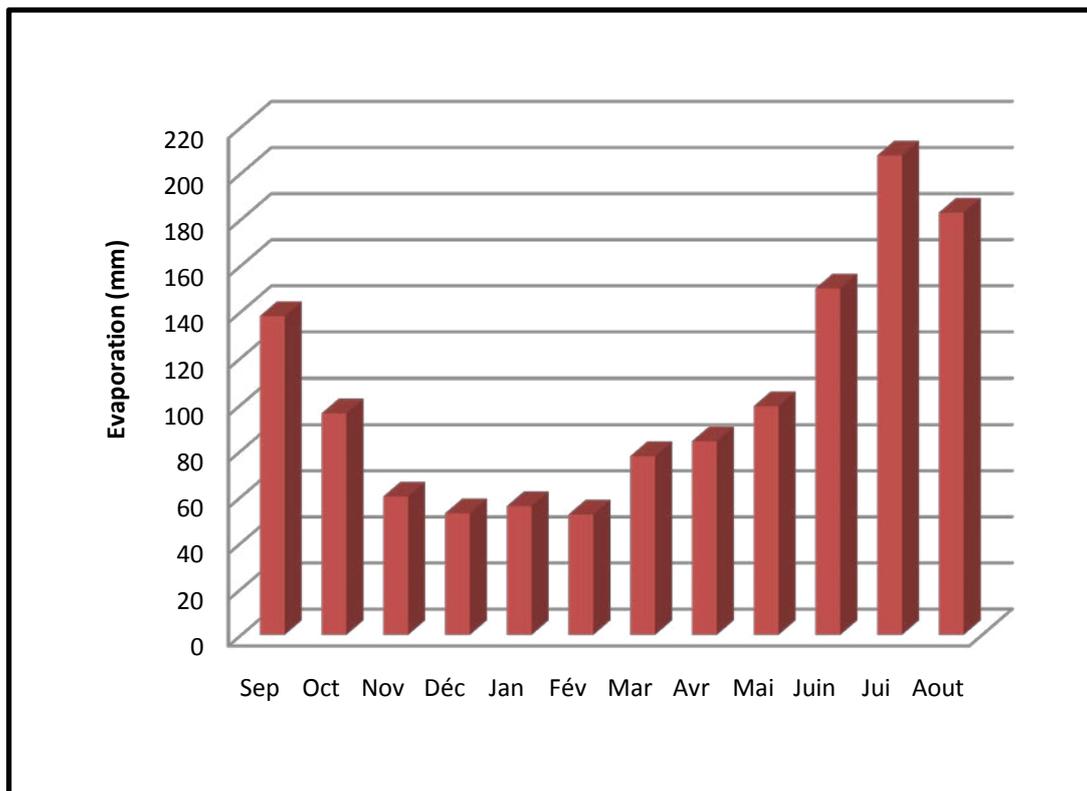


Figure III.8 : répartition mensuelle de l'évaporation

III.3.4 Régime des vents :

D'après le tableau II.11, la vitesse moyenne de vent est de 13,02 km/h. Elle présente un maximum en Septembre (13,76 km/h) et un minimum en Avril (12,33km/h).

Tableau N°III.11 : Répartition mensuelle du vent.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Moy
Vent moy (Km/h)	13,76	12,83	13,03	12,96	13,71	13,42	12,35	12,33	12,88	13,05	12,91	13,01	13,02

Source: ANRH

III.3.5 La Pluviométrie:

III.3.5.1 Les données disponibles:

Les données pluviométriques disponibles dans la région ont été sélectionnées à partir du réseau d'observations de l'agence nationale des ressources hydrauliques (ANRH).

Aucun poste pluviométrique n'est situé à l'intérieur du bassin versant du site Oued MEZOUJ. Cependant la station pluviométrique de THENIET EL HAAD située à proximité de la zone d'étude et possédant une période d'observation de 36 ans semble largement représentative à sa durée et à sa composante pluviométrique.

Les caractéristiques de cette station sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau N°III.12 : Caractéristiques de la Stations pluviométrique :

station	code	Coordonnées			Année de service	N (ans)
		X (km)	Y (km)	Z (m)		
THENIET EL HAD	011605				1970-2010	40
		439,8	285,65	1150		

Source: ANRH

La station de Theniet El Had a été choisie pour son altitude qui se rapproche Relativement bien de celle de notre bassin versant.

De plus, pour l'étude d'une retenue collinaire comme celle du site Oued MEZOUJ une série pluviométrique de 43 années (1970-2010) est largement suffisante pour représenter localement le régime des pluies comme il a été mentionné dans des nombreux ouvrages tel que " l'inventaire des infrastructures de petite et moyenne hydraulique, retenues collinaires, ministère de l'hydraulique, Alger 1988 "

III.3.5.2 Répartition de la pluie moyenne dans l'année :

Pour notre bassin, la lame de pluie moyenne annuelle de la station est estimée à $P_a = 544,44$ mm, dont la valeur est tirée de la Carte Pluviométrique de l'Algérie du Nord élaborée par l'A.R.N.H. La répartition mensuelle des précipitations moyennes est conforme à la répartition climatique de la région de Thniet El Had. Les précipitations mensuelles sont présentées dans le tableau.

Tableau N°III.13 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	ΣP (mm)
P(mm)	30,27	49,94	61,64	73,73	71,70	70,1	69,4	55,21	32,69	13,02	5,82	10,87	544,44
%	5,56	9,173	11,32	13,54	13,17	12,88	12,74	10,14	6,005	2,392	1,07	1,998	100

La répartition mensuelle de la précipitation est présentée en figure III.13. Nous remarquerons que les lames précipitées durant les mois de **Novembre** à **Mars** sont à peu près de même ordre de grandeur et représente environs **80 %** du total pluviométrique annuel. Néanmoins, on note une pointe en **Décembre**.

III.4.3 Les précipitations maximales journalières :

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

La station de THENIET EL HAD (011605) est considérée avec une série d'observation de 40 années (1970-2010).

a) Ajustement des pluies maximales journalières :

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour. Pour notre étude on passe par les étapes suivantes ;

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

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau n°III.14:

Tableau n°III.14 : Caractéristiques de la série avec N=40 ans

Caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=40} X$	2167,4 mm
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=40} X_i}{n}$	54,185 mm
L'écart type « σ_x » Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{40} (X_i - 54,185)^2}{40}}$	20,85 mm
Coefficient de variation « Cv »	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,385
L'exposant climatique	$b=0.36$	

III.3.6 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. (B.Touabia, 2001).

Dans notre étude on va utiliser les trois lois suivantes :

- 1)-La loi de GUMBEL.
- 2)-La loi de GALTON (log-normal2).
- 3)- La loi NORMAL.

III.3.6.1. 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;

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

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

Tableau N° III.15 : Ajustement a la loi de GUMBEL :

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Xt en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
1000,0	0.999	162	12,0	122-201
500,0	0.998	150	18,1	114-185
200,0	0.9950	134	15,5	104-164
100,0	0.9900	122	13,6	95,4-149
50,0	0.9800	110	11,7	87,3-133
20,0	0.9500	94,2	9,14	67,7-112
10,0	0.9000	81,9	7,24	58,6-79,6
5,0	0.8000	69,1	5,36	51,0-66,8
2,0	0,5000	49,7	3,18	43,5-55,9

Station de Thniet El Had (011605)
Gumbel (Méthode des moments)

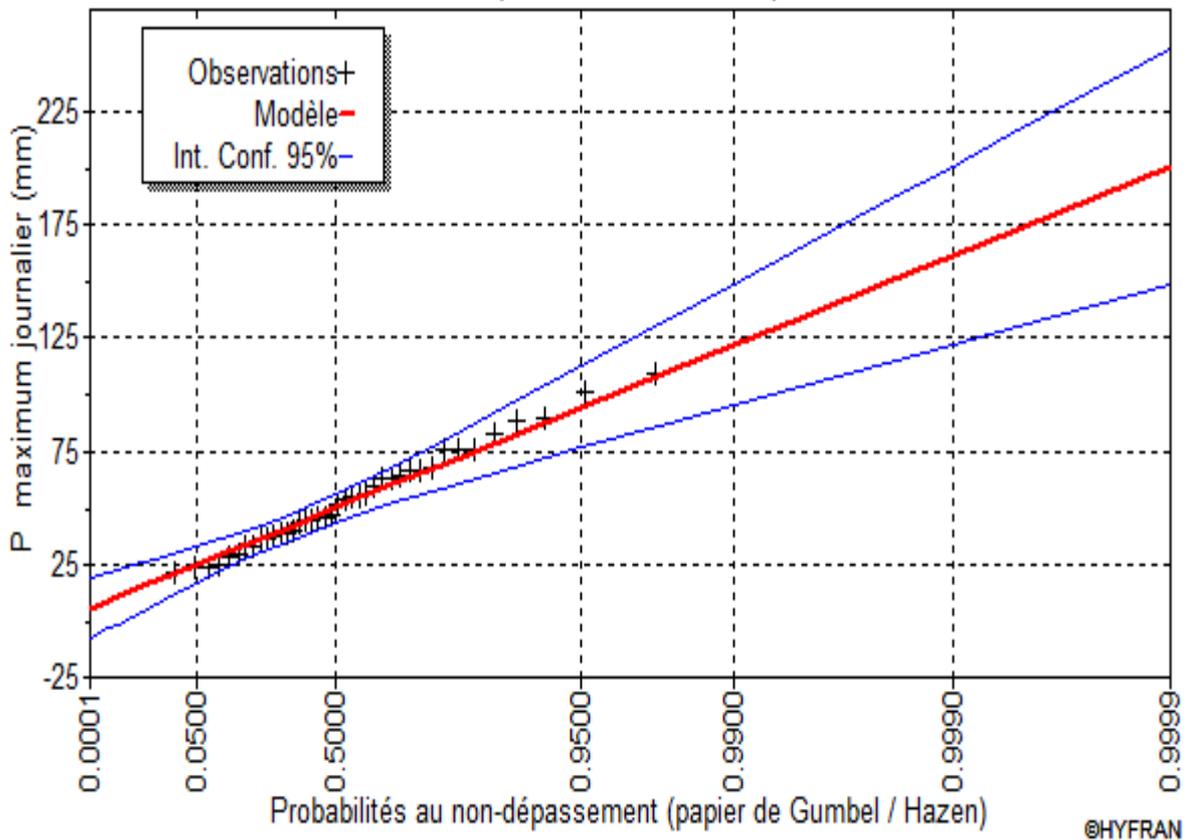


Figure N° III.9 : Ajustement a la loi de GUMBEL

Tableau N° III.16: Récapitulatif des résultats

	Carac. de la loi	Carac. de l'échantillon
Minimum	Aucun	21,1
Maximum	Aucun	110
Moyenne	53,4	53,3
Ecart-type	21,9	21,9
Médiane	49,7	49,4
Coefficient de variation (Cv)	0,411	0,411
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1,14	0,682
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2,40	2,69

III.3.6.2. Ajustement a la loi normale :

Calcul des fréquences expérimental (au non dépassement):

$$T = \frac{1}{1 - q} \quad \text{et:}$$

$$q = F(x_i) = \frac{m - 0.5}{N} \dots\dots\dots(III.21)$$

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 N° III. 17 : Ajustement à la loi normale.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Xt en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
1000,0	0.999	121	8,42	105-138
500,0	0.998	116	7,94	101-132
200,0	0.9950	110	7,27	95,5-124
100,0	0.9900	104	6,74	91,1-118
50,0	0.9800	98,4	6,17	86,3-110
20,0	0.9500	89,4	5,36	78,9-99,9
10,0	0.9000	81,4	4,71	72,2-90,6
5,0	0.8000	71,8	4,05	63,8-79,7
2,0	0,5000	53,3	3,47	46,5-60,1

Station de Thniet El Had (011605)
Normale (Maximum de vraisemblance)

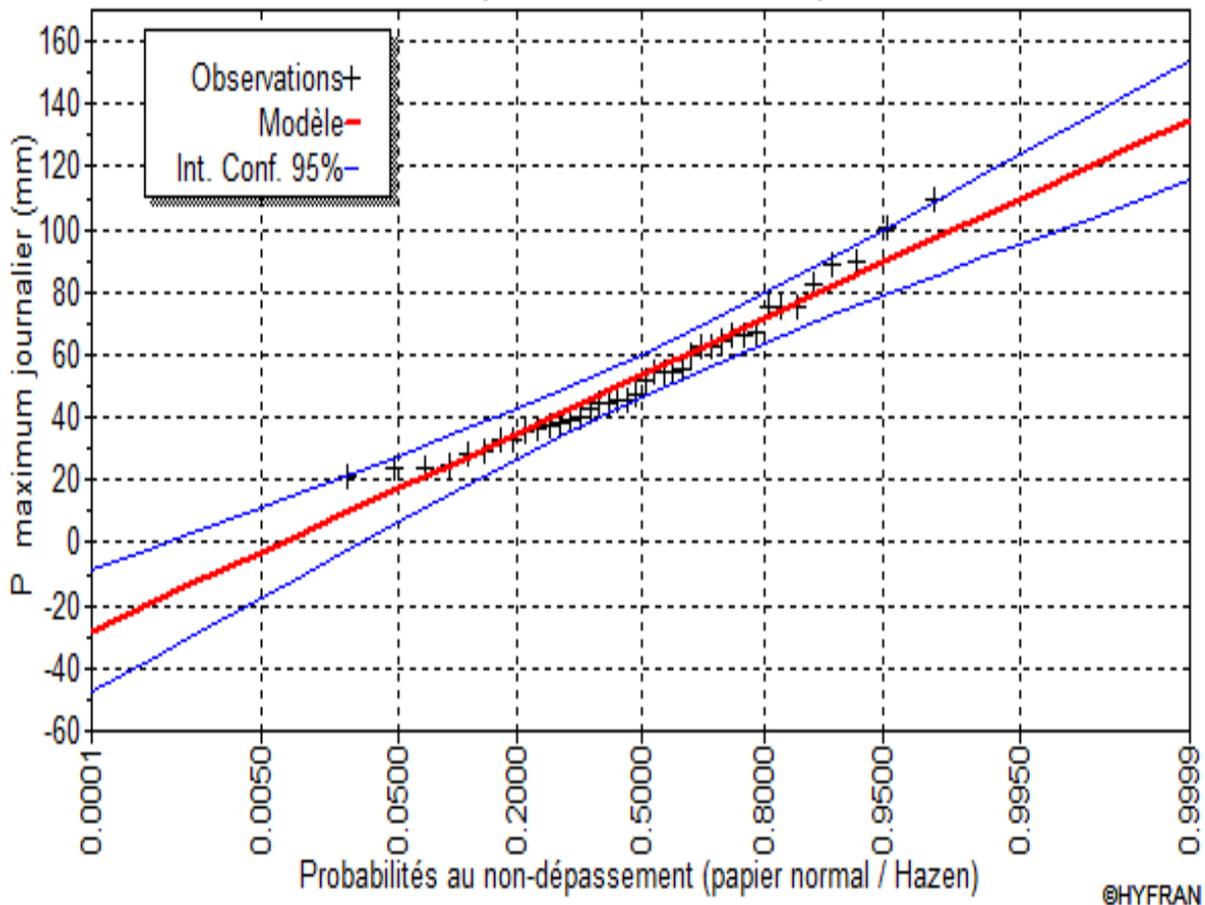


Figure N° III.10: Ajustement à la loi normale.

Tableau N° III.18 : Récapitulatif des résultats

Caractéristiques	Carac. de la loi	Carac. de l'échantillon
Minimum	Aucun	21,1
Maximum	Aucun	110
Moyenne	53,3	53,3
Ecart-type	21,9	21,9
Médiane	53,3	49,4
Coefficient de variation (Cv)	0,411	0,411
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0,00	0,682
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3,00	2,69

III.3.6.3. Ajustement a la loi log normale (GALTON) :

Paramètres d'ajustement à la loi Log–normale :

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

$\sigma_{\log} = 0,220821$

$\log P_{j_{\max}} = 4,56144$

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

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

Quantiles :

$q = f(x)$ (probabilité au non dépassement)

$T = 1/(1-q)$ (période de retour)

Tableau N° III.19 : Ajustement a la loi log normale

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Xt en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
1000,0	0.999	179	28,0	123-236
500,0	0.998	164	25,0	115-213
200,0	0.9950	145	20,1	105-184
100,0	0.9900	130	16,8	97,3-163
50,0	0.9800	116	13,7	89,3-143
20,0	0.9500	97,8	10,0	78,2-117
10,0	0.9000	84,0	7,56	69,2-98,8

5,0	0.8000	69,8	5,41	50,8-66,7
2,0	0,5000	49,0	3,25	42,7-55,4

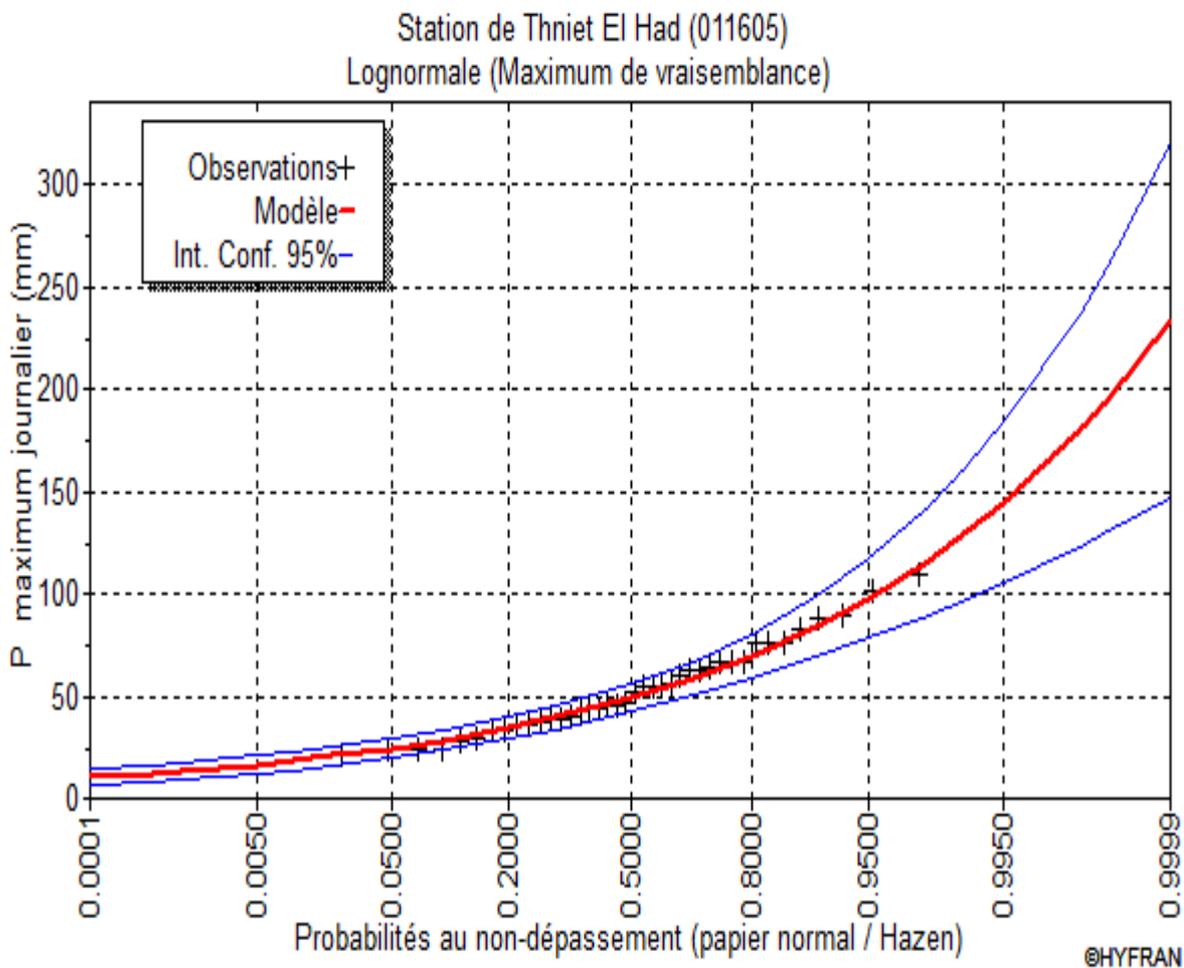


Figure N° III.11: Ajustement a la loi log normale

Tableau N°III.20 : Récapitulatif des résultats

	Carac. de la loi	Carac. de l'échantillon
Minimum	0,00	21,1
Maximum	Aucun	110
Moyenne	53,6	53,3
Ecart-type	23,5	21,9
Médiane	49,0	49,4
Coefficient de variation (Cv)	0,439	0,411
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1,40	0,682
Coefficient d'aplatissement (Ck)	6,68	2,69

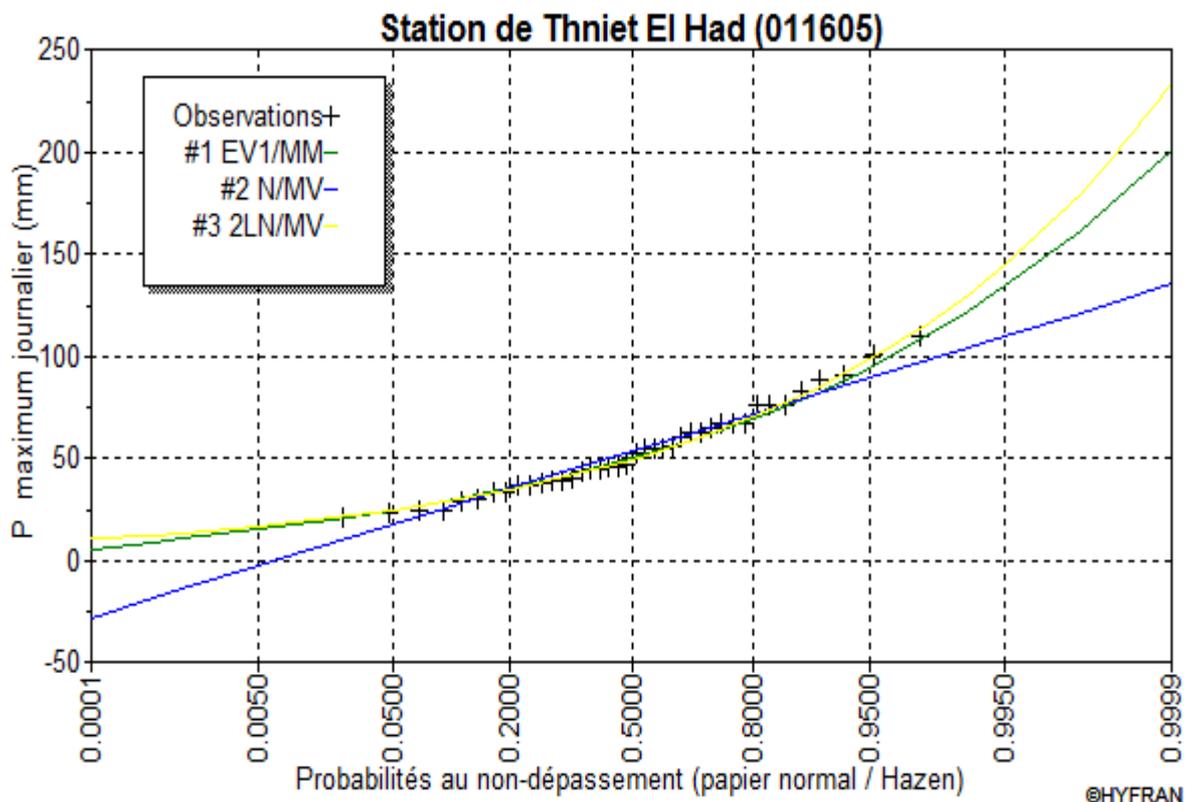


Figure N°III.12 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

III.3.6.4. Ajustement des pluies maximales journalières à la loi Log-normal (Hydrolab) :

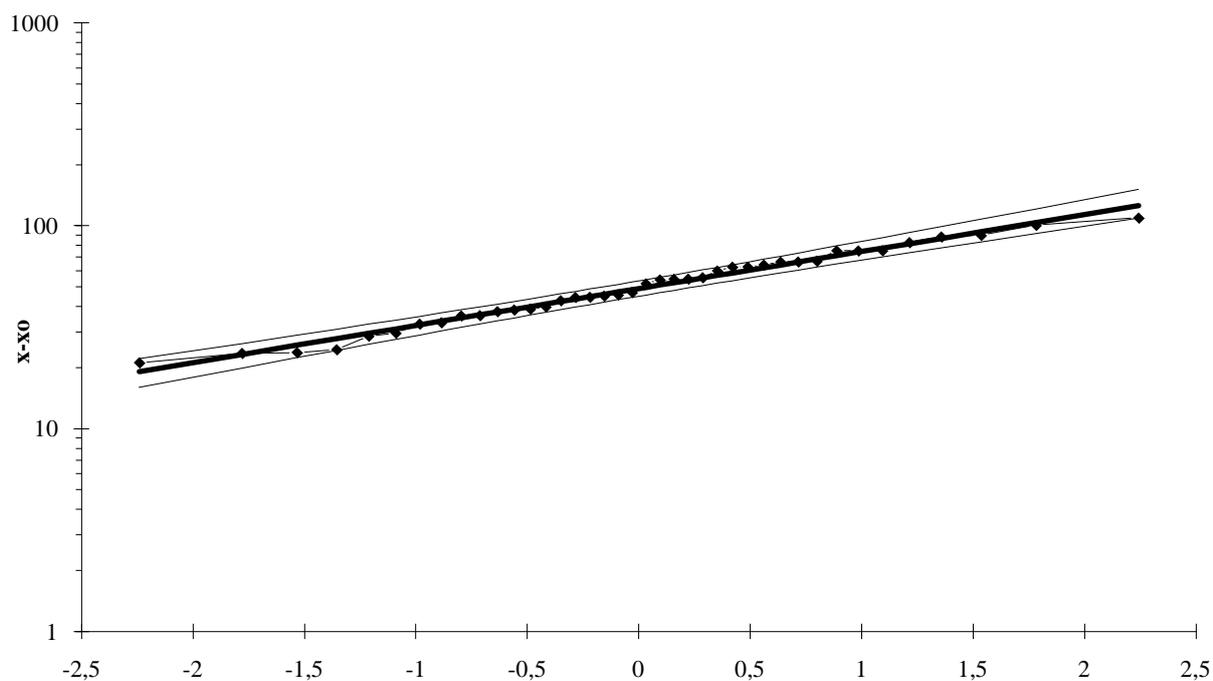


Figure N° III.13 : Ajustement des pluies maximales journalières à la loi Log-Normal (Hydrolab)

➤ **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.

Tableau N° III.21 : les pluies maximales journalières fréquentielle.

Période de retour (ans)	100	50	20	10	5
Fréquence (%)	0,99	0,98	0,95	0,9	0,8
P_{max j} (mm)	130	116	97,8	84,0	69,8

III.3.7 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 :

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

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=0.36)

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 :

$$P_{(ctp\%)} = P_{\max\ jp\%} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (III.26)$$

Intensité des pluies est donnée par la formule suivante :

$$I=P/t. \dots\dots\dots (III.27)$$

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 N° III.22 : pluies de courte durée (mm) et intensité de pluie (mm/h)

Temps (h)	Fréquence									
	1		2		5		10		20	
	P _{max t} (mm)	I ₀ (mm/h)								
1,00	41,41	41,41	36,95	36,95	31,15	31,15	26,75	26,75	22,23	22,23
1,16	43,68	37,65	38,98	33,60	32,86	28,33	28,22	24,33	23,45	20,22
2,00	53,14	26,57	47,42	23,71	39,98	19,99	34,34	17,17	28,53	14,27
4,00	68,20	17,05	60,86	15,21	51,31	12,83	44,07	11,02	36,62	9,16
6,00	78,92	13,15	70,42	11,74	59,37	9,90	51,00	8,50	42,38	7,06
8,00	87,53	10,94	78,11	9,76	65,85	8,23	56,56	7,07	47,00	5,87
10,00	94,86	9,49	84,64	8,46	71,36	7,14	61,29	6,13	50,93	5,09
12,00	101,29	8,44	90,38	7,53	76,20	6,35	65,45	5,45	54,39	4,53
14,00	107,07	7,65	95,54	6,82	80,55	5,75	69,18	4,94	57,49	4,11
16,00	112,34	7,02	100,25	6,27	84,52	5,28	72,59	4,54	60,32	3,77
18,00	117,21	6,51	104,59	5,81	88,18	4,90	75,74	4,21	62,93	3,50
20,00	121,74	6,09	108,63	5,43	91,59	4,58	78,66	3,93	65,37	3,27
22,00	125,99	5,73	112,42	5,11	94,78	4,31	81,41	3,70	67,65	3,07
24,00	130,00	5,42	116,00	4,83	97,80	4,08	84,00	3,50	69,80	2,91

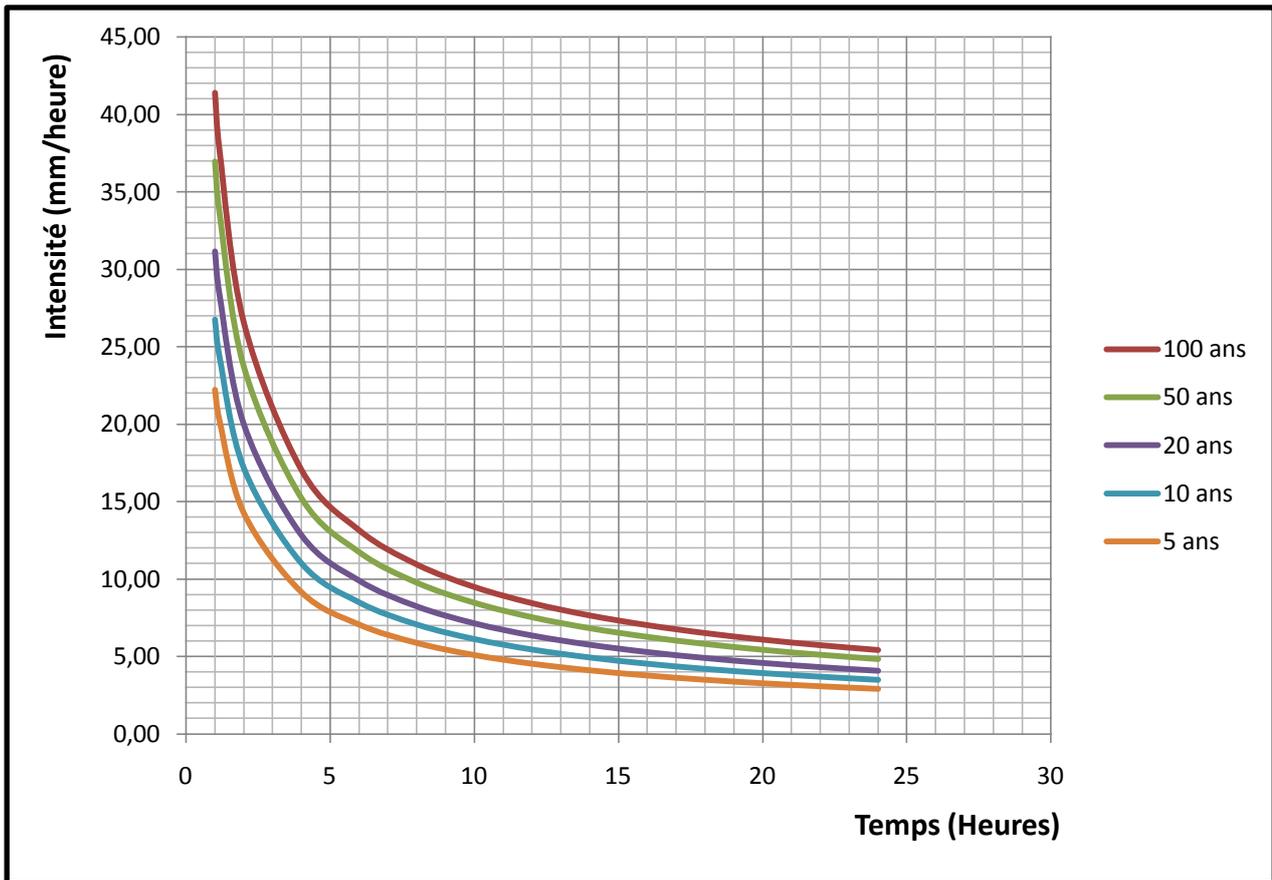


Figure N° III.14: Courbes intensités pour les différentes fréquences.

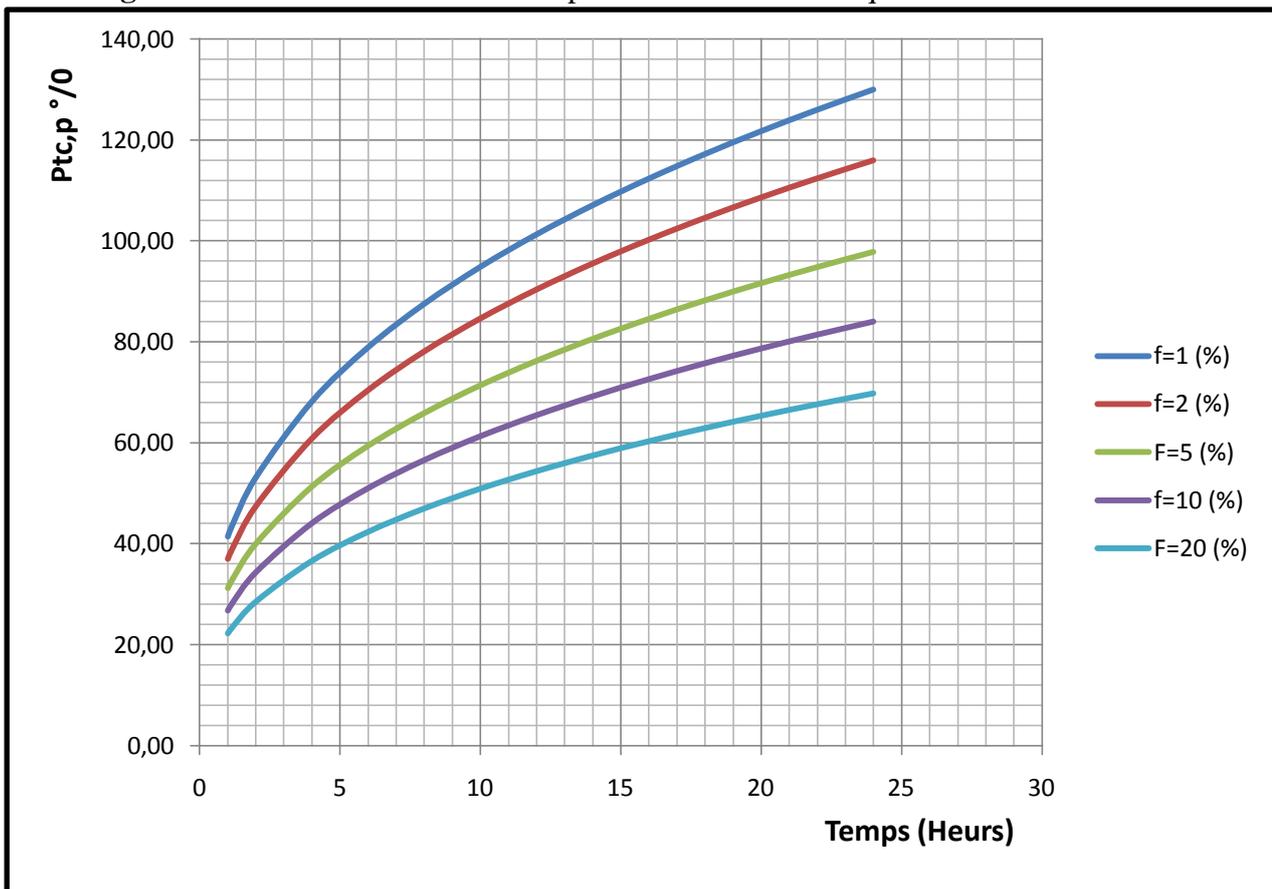


Figure N° III.15: Courbes Pluies de courtes durées pour les différentes fréquences.

III.4 Etudes des apports :

Puisque les données hydrométriques ne sont pas disponibles au niveau de notre talweg principal, les apports seront estimés à l'aide des formules empiriques qui basés sur la pluviométrie et dépendent de la précipitation et du déficit.

$$Q=F (P-D) \dots\dots\dots(III.28)$$

Avec :

Q : débit annuel d'écoulement (apport).

P : précipitation moyenne annuelle.

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

III.4.1 Apport liquides :

En raison de manque de séries hydrométriques au niveau du site du barrage et environs immédiats, les apports moyens annuels seront estimés à partir des formules empiriques.

a) Formule de SAMIE:

$$L_e = P_{moy}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (III.29)$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm] ;

S : Surface du bassin versant en [km²] ;

L_e : Lame d'eau écoulée en [mm].

b) Formule de DERI II :

$$A_0 = 0,513 \cdot P_{moy}^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} \quad [10^6 \text{ m}^3] \dots\dots\dots (III.30)$$

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

S : Superficie du bassin versant [Km²].

D_d : Densité de drainage [km/km²].

c) Formule de l'INRH:

On a: $A_{moy} = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (III.31)$

P : Pluie moyenne annuelle (mm).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

d) Formule de MEDINGEER :

$$Le = 1,024(P_{moy} - 0,26)^2 \dots\dots\dots (III.32)$$

Le: Lame d'eau écoulée (m)

P : Pluie moyenne annuelle (m)

e) Formule de SOGREAH :

$$Le = 720 \left(\frac{P_{moy} - 150}{1000} \right)^{1,85}$$

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

Tableau N° III.23 Récapitulatif des apports

Méthodes		Lame d'eau écoulée Le (mm)	L'apport moyen annuel (Mm ³)
Formules Empiriques	SAMIE	83,76	0,48
	Derie II	120,41	0,69
	l'INRH	134,38	0,77
	MEDINGUER	82,02	0,47
	SOGREAH	73,29	0,42
	Moyenne	3,33	0,566

D'après ces résultats on adopte finalement la valeur proche de la moyenne des autres valeurs, c'est-à-dire: **A=0,480 Mm3**

Tableau N° III.24 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
P_{mens}(mm)	30,27	49,94	61,64	73,73	71,70	70,10	69,38	55,21	32,69	13,02	5,82	10,87
A (%)	5,56	9,173	11,32	13,54	13,17	12,88	12,74	10,14	6,005	2,392	1,07	1,998
A (Mm³)	0,027	0,044	0,054	0,065	0,063	0,062	0,061	0,049	0,029	0,011	0,005	0,01

III.4.2 Caractéristiques de l'écoulement :

a) Module de l'écoulement :

Il est donné par : $M_e = A_0 / T$ (III.34)

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

T : Temps d'une année en secondes $T = 31,536.10^6$ s

A.N :
$$M_e = \frac{0,480.10^9}{31,536.10^6} = 15,22 \text{ l/s}$$

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

On a : $M_0 = M_e / S_{bv}$ (III.35)

M_0 : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

A.N : $M_0 = \frac{15,22}{5,73} = 2,66 \text{ l/s/km}^2$

c) lame d'eau écoulee :

$L_e = A_0/S_{BV}$ (III.36)

A.N: $L_e = \frac{0,480.10^6}{5,73.10^6} = 0,0838\text{m} = 83,80 \text{ mm}$

d) Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{moy}$ (III.37)

AN : $C_e = \frac{83,80}{544,44} = 0,154$

III.7.3 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.

a. Formule de SOKOLOVSKY

$C_v = 0,78 - 0,29 \log_{10} q - 0,063 \log_{10} (S + 1)$ (III.38)

q : Module de l'écoulement relatif.

S : Superficie du bassin (Km2).

AN : **Cv= 0,605**

b. Formule de L'ANTONOV

$C_v = 0.7 / (S + 1000)^{0.097}$ (III.39)

AN: **Cv = 0,358**

c. Formule Algérienne de N.N PADOUM :

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

$C_v = 0,93 K / M_0^{0,23}$ (III.40)

Avec : K : coefficient de réduction K= (0,25 - 1) on prend K=0,75.

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

AN : **Cv = 0,557**

d. Formule de KRISTEKLY MENKEL

$$C_v = 0,83 / (S^{0,06} \cdot q^{0,27}) \dots\dots\dots(III.41)$$

q : module de l'écoulement relatif

AN : Cv=0,574

Les résultats des calculs des caractéristiques de l'écoulement sont récapitulés dans le Tableau N°II.23.

Tableau N°III.25: Caractéristiques de l'écoulement

Lame d'eau écoulée moyenne Le (mm)		83,80	
Module de l'écoulement : (l/s)		15,22	
Coefficient de l'écoulement C _e		0,154	
Module spécifique M ₀ (l/s/km)		2,66	
Coefficient de variation C _v	SOKOLOVSKY	0,605	Cv=0,524
	N.N PADOUM	0,557	
	ANTONOV	0,358	
	KRISTEKLY MENKEL	0,574	

e. Conclusion: Le coefficient de variation moyen calculé à base des formules Empiriques sera donc : **Cv=0,557** donnée par la formule Algérienne de N.N.PADOUM.

III.5.4 Les apports fréquentiels:

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

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} \dots\dots\dots(III.42)$$

A% : Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A0 : Apport moyen annuel (Hm3).

Cv : Coefficient de variation.

$$A_{\%} = \frac{0,480 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\ln(0,480^2 + 1)}}}{\sqrt{0,480^2 + 1}} = 0,432 \cdot e^{0,455 \cdot U}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau III.18.

Tableau N°III.26 : Apports fréquentiels

période de retour (ans)	5 / 4	10	50	100
Fréquence (%)	80	10	2	1
Le variable Gauss "u"	-0,8428	1,285	1,753	2,0571
Apport (Mm ³)	0,294	0,948	1,195	1,391

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : **A_{80%}=0,294 Mm³**

Tableau N°III.27 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
Pluies mens(mm)	30,27	49,94	61,64	73,73	71,70	70,10	69,38	55,21	32,69	13,02	5,82	10,87
A _{80%} (%)	5,65	9,19	11,31	12,45	13,60	12,79	12,90	10,07	6,00	2,29	1,06	1,94
A _{80%} (Mm ³)	0,017	0,027	0,033	0,037	0,04	0,038	0,038	0,03	0,018	0,007	0,003	0,006

III.6 Etude des crues :

Les débits spécifiques maximums se caractérisent par un rabattement avec l'augmentation de la superficie du bassin versant. Aussi, le zonage vertical a une grande influence sur la distribution des caractéristiques physiques de surface, pluviométriques et hydrologiques. En général, la pluviométrie et le ruissellement superficiel augmentent avec l'accroissement de l'altitude. D'où les débits maxima spécifiques augmentent avec l'altitude et diminuent avec l'augmentation de la superficie des bassins versants.

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 crue.
- 3-la forme de la crue.
- 4-le temps de base.

III.6.1 Formule empiriques :

• **Formule de MALLET-GAUTHIER:**

On a:

$$Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots (III.43)$$

$Q_{\max,p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (544,44 mm)

S : Superficie du bassin versant (5,73 Km²)

L : Longueur du talweg principal (2,76 Km)

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

A : coefficient Régional pris égal a 20

T : période de retour [an].

$$Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot 2 \cdot \log(1 + 20 \cdot 0,480) \cdot 5,73 \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log 5,73}}{\sqrt{2,76}} = 14,15 \sqrt{\log T - 0,24}$$

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

Tableau N°III.28: Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.

Période de retour (an)	5	10	20	50	100
Fréquence (%)	20	10	5	2	1
Q_{\max} (m ³ /s)	22,62	27,44	31,53	36,23	39,42

• **Formule de SOKOLOVSKY :**

On a :

$$Q_{\max,p\%} = \frac{0,28 \cdot (P_{ct} - H_0) \cdot \alpha p^{\circ} \circ \cdot F \cdot S}{T_c} \dots\dots\dots (III.44)$$

S : Superficie du bassin [Km²].

T_c : temps de concentration[h].

$\alpha p\%$: coefficient de ruissellement de la crue probable pour une période donnée.

H_0 : pertes initiales en mm. Au nord de l'Algérie $H_0=7$ mm ;

Tableau N°III.29: Valeur de α en fonction de la fréquence.

Fréquence (%)	20	10	5	2	1
α	0,29	0,33	0,36	0,37	0,43

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

Tableau N°III.30: 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 : $\gamma = 2$ D'où : $F = 1,2$

Tableau N°III.31: Récapitulatif des résultats de la formule de SOKOLOVSKY

Période de retour (an)	5	10	20	50	100
Fréquence	20	10	5	2	1
P_{ct} (mm)	23,33	28,32	32,41	33,88	44,01
$\alpha p\%$	0,29	0,33	0,36	0,37	0,43
$Q_{max p\%}$ (m ³ /s)	7,85	11,68	15,18	16,51	26,41

• **Formule de TURAZZA :**

Cette formule a été développée en Italie :

$$Q_{p\%} = \frac{1}{3.6} C_r \frac{P_{tc, P\%}}{t_c} S = 1,37 * c_v * p \text{ m}^3 / s \dots\dots\dots(III.45)$$

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 N°III.32: Récapitulatif des résultats de la formule TURAZZA.

Fréquence (%)	20	10	5	2	1
C	0,29	0,33	0,36	0,37	0,43
P _{tc p%} (mm)	20,30	24,41	28,45	33,88	37,94
Q _{max} (m ³ /s)	8,07	11,03	14,03	17,17	19,99

Tableau N°III.33: Récapitulatif des résultats de débit de crue.

Formule	Q _{20%} (m ³ /s)	Q _{10%} (m ³ /s)	Q _{5%} (m ³ /s)	Q _{2%} (m ³ /s)	Q _{1%} (m ³ /s)
Mallet - Gauthier	22,62	27,44	31,53	36,23	39,42
SOKOLOVSKY	7,85	11,68	15,18	16,51	26,41
TURAZZA	8,07	11,03	14,03	17,17	19,99
moyenne	12,85	16,72	20,25	23,30	28,61

Sur la base de ses résultats, les valeurs adoptées sont celle de **SOKOLOVSKY**, car elle la plus proche de la moyenne.

III.6.1 Hydrogramme de crue:

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

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

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

La forme des crues (temps de montée et de décrue) est déterminée a l'aide de la méthode de SOKOLOVSKY, qui assimile l'hydrogramme de crue a deux équations paraboliques l'une pour le temps de montée et définie par:

$$Q_t = Q_{\max} \% \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots (III.46)$$

Et l'autre pour la décrue exprimée par:

$$Q_d = Q_{\max} \% \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (III.47)$$

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 [$t_d = \delta \cdot t_m$].

δ : Coefficient qui dépend du caractéristiques du bassin versant.

Tableau N°III.34: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

Condition	δ
Petits cours d'eau bassin non boisé, sol peu perméable Et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 à 2,5
Petits cour d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasse de lit majeur normales.	3 à 4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordement étendues.	4 à 7

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

On a donc:

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

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

$$t_b = t_m + t_d = 4,64 \text{ h}$$

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

Tableau N°III.35 :Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour

temps (h)	Débit de crues des périodes de retour				
	Q (5 ans) (m3/s)	Q (10 ans) (m3/s)	Q (20 ans) (m3/s)	Q (50 ans) (m3/s)	Q(100 ans) (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	0,23	0,35	0,45	0,49	0,79
0,40	0,93	1,39	1,80	1,96	3,14
0,60	2,10	3,12	4,06	4,42	7,07
0,80	3,73	5,56	7,22	7,85	12,56
1,00	5,83	8,68	11,28	12,27	19,63
1,16	7,85	11,68	15,18	16,51	26,41
1,20	7,58	11,28	14,66	15,95	25,51
1,40	6,34	9,43	12,25	13,32	21,31
1,60	5,23	7,79	10,12	11,01	17,61
1,80	4,27	6,35	8,25	8,97	14,35
2,00	3,43	5,10	6,63	7,21	11,53
2,20	2,71	4,03	5,23	5,69	9,10
2,40	2,09	3,11	4,05	4,40	7,04
2,60	1,58	2,35	3,06	3,33	5,32
2,80	1,16	1,73	2,24	2,44	3,90
3,00	0,82	1,22	1,59	1,73	2,76
3,20	0,56	0,83	1,08	1,17	1,87
3,40	0,36	0,53	0,69	0,75	1,19
3,60	0,21	0,31	0,41	0,44	0,70
3,80	0,11	0,16	0,21	0,23	0,37
4,00	0,05	0,07	0,09	0,10	0,16
4,20	0,02	0,02	0,03	0,03	0,05
4,40	0,00	0,00	0,00	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

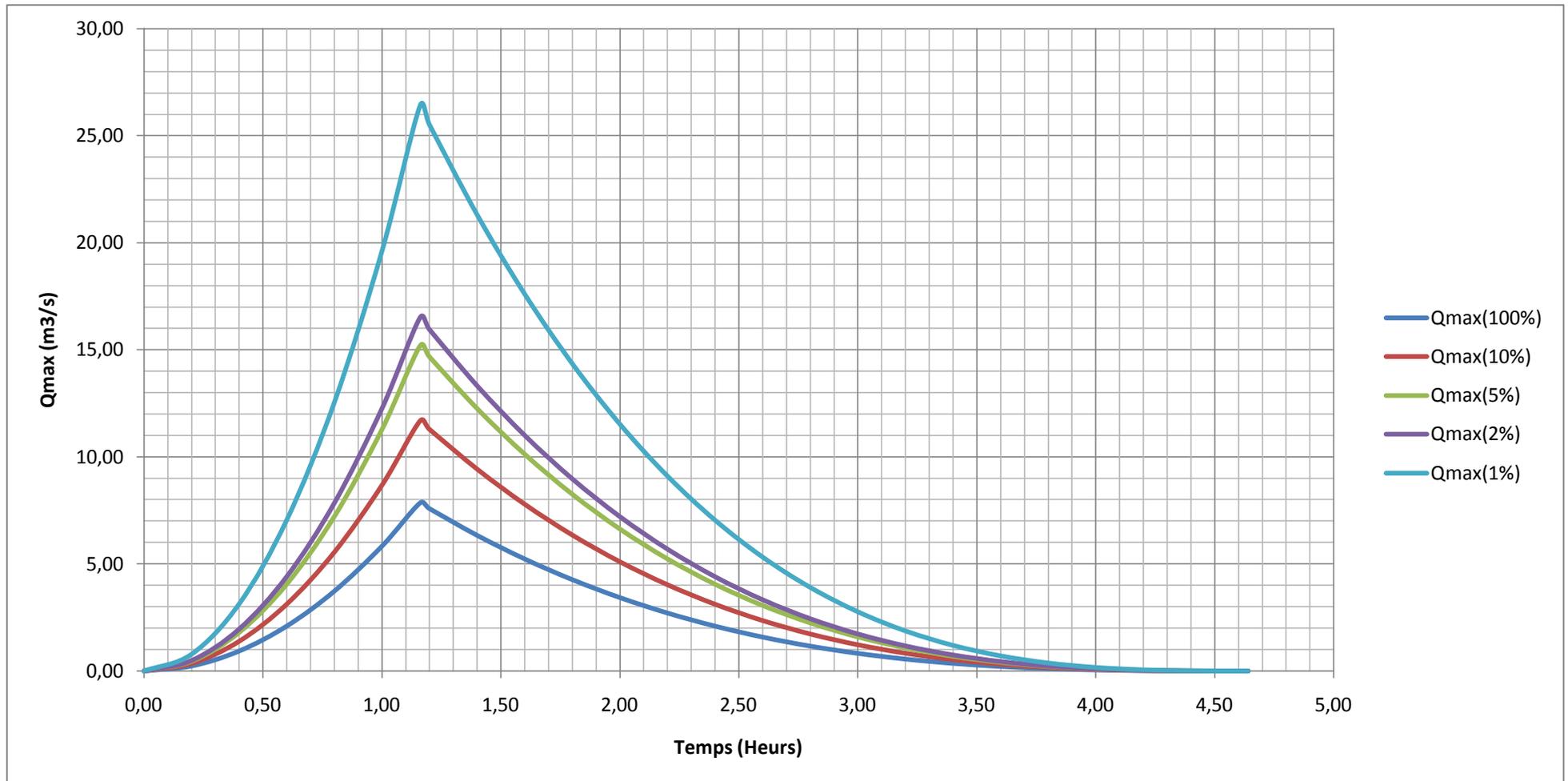


Figure N°III.17: Les hydrogrammes de crues pour différentes périodes de reteur

III.6.2 Estimation de la crue de projet :

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

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

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

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

1-/ Méthode du gradient des valeurs extrêmes.

2-/ Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable –débits maximum probable).

Recommandations du comité national Australien des grands barrages (voir Tableau (III.35))

Tableau N°III.36 : Catégories des dommages résultant des crues

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

Tableau N°III.37: Crue de projet recommandée

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

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations, superficie, perméabilité...)

- 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 le produit des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).

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

I_r : Représente les risques.

- **Si :**

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

2/ Le risqué est moyen (I_g =2), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification ave la crue cinq centennale et parfois millénaire.

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

Tableau N°III.38 : Choix de la crue de projet.

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modère)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	Q _{max} (1%)+revanche	Q _{max} (1%) +revanche majorée avec vérification pour Q _{max} (0,1%) et Q _{max} (0,2%)	Q _{max} (0.1%)

Pour notre cas, on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est élevé, donc on accepte un risque moyen ($I_g = 2$) et on opte pour la crue millénaire :

Par conséquent, on propose ici d'adopter soit pour la crue de projet soit pour les crues des travaux respectivement deux valeurs intermédiaires entre ceux obtenus des calculs hydrologiques.

C'est-à-dire la crue de projet millénaire :

$$Q_{\text{crue projet}} = 26,41 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Et pour la crue des travaux Nous adoptons crue de période de retour ($T = 50$ ans)

$$Q_{\text{crue travaux}} = 16,51 \text{ m}^3/\text{s}.$$

III.6.3 Les apports solides:

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

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

a) Formule de TIXERONT :

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15} \text{ T/km}^2/\text{an} \dots \dots \dots \text{(III.48)}$$

T_s : apport solide moyen annuel en suspension (t/Km²/An).

$L_0 = L_e$: Lamé d'eau écoulée (mm), $L_0 = 83,76$ mm

α : Caractéristique de perméabilité ($\alpha = 350$)

Tableau N°III.39 : valeur de α en fonction de la perméabilité.

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

Donc on opte , $T_s= 680,02 \text{ T/km}^2/\text{an}$

Le debit solide :

$$Q_s= T_s .S= \alpha. L_0^{0.15}.S \dots\dots\dots(III.49)$$

AN : $Q_s= 3896,53 \text{ T/an}$

Le volume mort :

On détermine le volume mort pour un délai d’envasement égale à 15 ans avec :

$$Vm = (1,05 \div 1,10). \frac{Q_s.T}{\gamma_s} \dots\dots\dots(III.50)$$

T :durée d’envasement (15ans)

En tenant compte du poids spécifiques moyen des sédiments $\gamma_s=1,6 \text{ T/m}^3$.

Dans notre cas on prend la durée de vie de la retenue 15 ans.

Donc : $V_{mort} = 38\ 356 \text{ m}^3$

b) Formule de Fournier :

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

Avec : T_0 : Taux d’abrasion (t/Km²/an)

P_A : pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvial (73,73 mm)

P_{moy} : pluie moyenne du bassin versant (544,44 mm).

AN : $T_0=178,78 \text{ t/km}^2/\text{an}$

Le volume mort :

$$AN : Vm = \frac{178,78.15.3,75}{1,6} = 6285,23..m^3$$

Tableau N°III.40 : Récapitulatif des résultats des apports solides et volumes morts

Formule	Apport Solide (m ³ /an)	Volume mort (m ³)
TIXERONT	697,05	38 356
FOURNIER	178,78	6285,23

Conclusion :

D’après les résultats trouvés, on opte une valeur du volume mort égale à $Vm=38\ 356 \text{ m}^3$ pour 15 ans d’exploitation.

III.7 Régularisation :

L'objet de l'étude de régularisation est d'établir la capacité de la retenue de L'Oued Mezoudj, de façon à ce que la régularisation des apports de l'Oued soit optimum. Donc le but consiste à déterminer les paramètres de la retenue et un mode d'exploitation, permettant ainsi une utilisation rationnelle des eaux. Pour la satisfaction des consommateurs. La retenue étant destinée à l'irrigation des terres limitrophes.

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

Le calcul de la régularisation a été fait par la méthode du bilan d'eau.

Il y a deux types de régularisation sont utilisés:

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Pour cette étude, on a effectué une régularisation saisonnière puisque les apports sont supérieurs à la demande.

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

- La répartition mensuelle de la demande en eau d'irrigation.
- La répartition mensuelle de l'apport (A 80% Hm^3).
- La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue Figure N°III.14.

III.7.1.Répartition des Besoins :

Le but d'utilisation de la retenue collinaire sur Oued **MEZOU DJ** est de satisfaire les besoins agricoles. Dans ce cas, la répartition mensuelle des besoins étant supposée suivre une loi agricole simplifiée utilisée souvent au Nord de l'Algérie.

La répartition des besoins est comme suit :La surface qu'on a à irriguer est de 30 Ha en posant la norme d'irrigation : $N=5000 \text{ m}^3/\text{an} /\text{Ha}$.

Tableau N°III.41 : Répartition mensuelle des besoins.

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil.	Aout	Année
Besoin en (%)	15	0	0	0	0	0	0	5	15	20	25	20	100
($\text{m}^3/\text{ha/a}$)	750	0	0	0	0	0	0	250	750	1000	1250	1000	5000
U_{irr} (Mm^3)	0,026	0	0	0	0	0	0	0,008	0,026	0,035	0,0437	0,035	0,175

III.7.2 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces et volumétriques»:

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

La cote minimale relevée est de 1051 m et la cote maximale de 1067 m, soit hauteur près de 17 mètres. L'approximation des volumes a été fait selon l'expression :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (III.52)$$

$$\Delta V_i = \frac{2}{3} S_1 \Delta H.$$

S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m^2

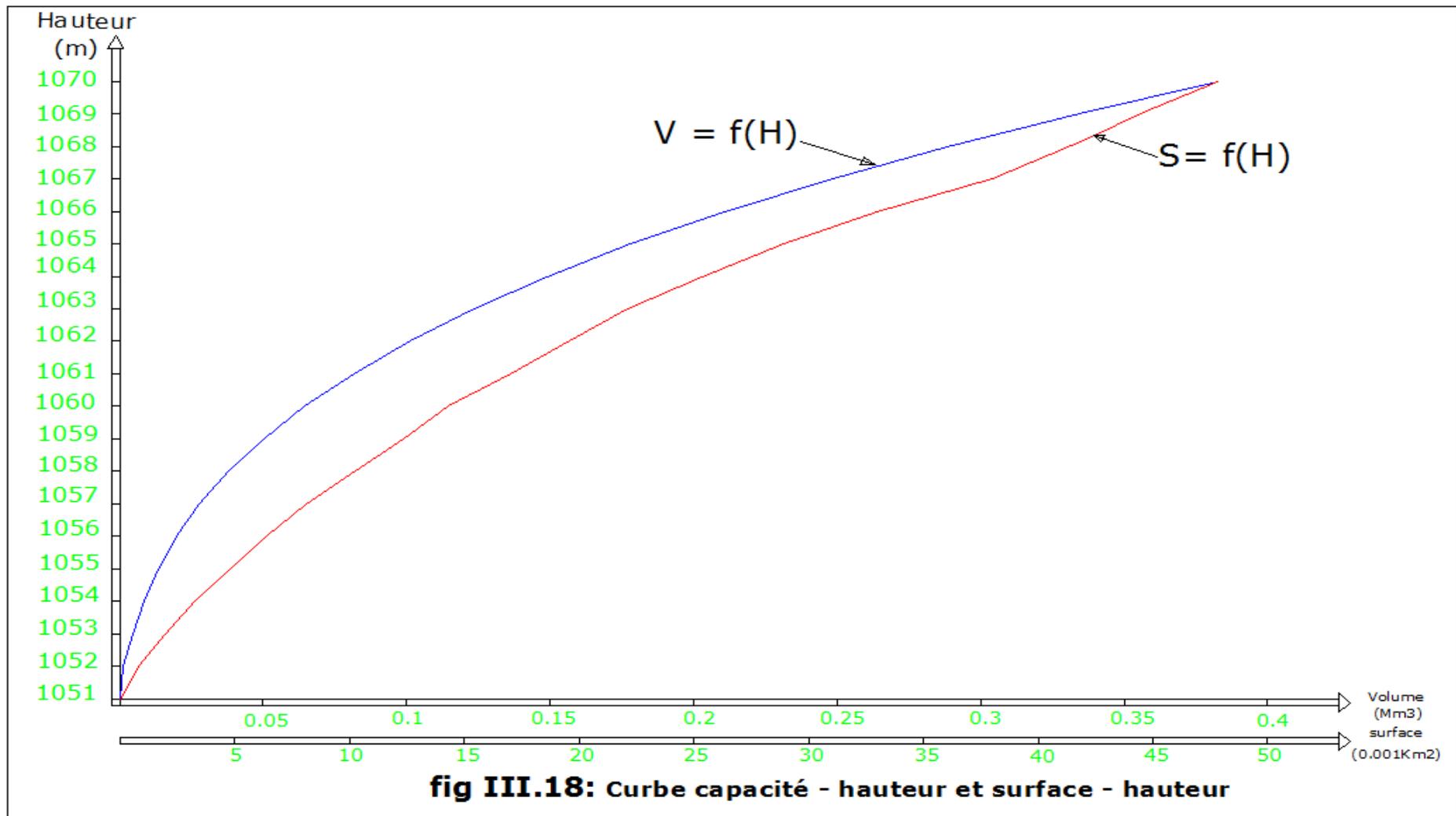
S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m^2

ΔH : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m^3)

Tableau N°III.42 : Courbes topographiques de remplissage de la retenue

côte (m)	H (m)	S (m ²)	S moy (m ²)	DH (m)	ΔV (m ³)	V (Hm ³)
1051	1	0,000000	0		0	
1052	2	3392,93	1696,465	1	1130,977	0,00113098
1053	3	3654,81	3523,87	1	3523,87	0,00465485
1054	4	3897,22	3776,015	1	3776,015	0,00843086
1055	5	5703,978	4800,599	1	4800,599	0,01323146
1056	6	7107,18	6405,579	1	6405,579	0,01963704
1057	7	9170,57	8138,875	1	8138,875	0,02777591
1058	8	11397,7	10284,14	1	10284,14	0,03806005
1059	9	13292,36	12345,03	1	12345,03	0,05040508
1060	10	15311,71	14302,04	1	14302,04	0,06470711
1061	11	18681,06	16996,39	1	16996,39	0,0817035
1062	12	20459,77	19570,42	1	19570,42	0,10127391
1063	13	23746,82	22103,3	1	22103,3	0,12337721
1064	14	26941,6	25344,21	1	25344,21	0,14872142
1065	15	30919,49	28930,55	1	28930,55	0,17765196
1066	16	35073,69	32996,59	1	32996,59	0,21064855
1067	17	40888,77	37981,23	1	37981,23	0,24862978
1068	18	43531,77	42210,27	1	42210,27	0,28844208
1069	19	45308,77	44420,27	1	44420,27	0,33442331
1070	20	50828,77	48068,77	1	48068,77	0,38240454



III.6.3 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

III.6.3.1 Calcul du volume utile :

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

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

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

a) Procédé de calcul :

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

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'Octobre jusqu'au mois d'Avril.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans l'annexe A (tableau II.1 à II.2).

Tableau N°III.43 : Calcul de volume utile sans tenir compte des pertes

Mois	$W_{80\%}$ (Mm ³)	$U_{80\%}$ (Mm ³)	$W_{80\%} - U_{80\%}$ (Mm ³)	V (Mm ³)
Octobre	0,027	0,0000	0,021	$V_s = 0,228$
Novembre	0,033	0,0000	0,033	
Décembre	0,037	0,0000	0,037	
Janvier	0,040	0,0000	0,040	
Février	0,038	0,0000	0,038	
Mars	0,038	0,0000	0,038	
Avril	0,030	0,0087	0,021	$V_d = 0,115$
Mai	0,018	0,0263	-0,008	
Juin	0,007	0,0350	-0,028	
Juillet	0,003	0,0437	-0,041	
Août	0,006	0,0350	-0,029	
Septembre	0,017	0,0260	-0,009	

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

$$\text{D'ou : } Vu = Vd \quad \text{Alors : } Vu = 0,115 \text{ Mm}^3 .$$

Le volume de la retenue normale sera : $V_{NNR} = Vu + Vm$

$$\text{D'où : } V_{NNR} = 0,115 + 0,038 = 0,153 \text{ Mm}^3$$

Le niveau du volume mort NVM correspond à $V_M = 0,038 \text{ Mm}^3$ NVM=1058,10 m

Le niveau normal de la retenue NNR correspond à $V_{NNR} = 0,153 \text{ Mm}^3$. NNR=1064,70 m

Avec : V_{rf} =volume de remplissage final.

V_{ri} =volume de remplissage initial.

S=volume excédentaire à évacuer.

Tableau N°III.44: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Hm³).

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	A _{80%} -U _{80%} (Mm ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation			2 ^{ème} consigne d'exploitation		
				V _{ri} (Mm ³)	V _{rf} (Mm ³)	S (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	V _{rf} (Mm ³)	S (Mm ³)
Oct.	0,027	0,000	0,027	0,038	0,038		0,011	0,038	0,027
				0,065	0,065		0,005	0,038	0,033
Nov.	0,033	0,000	0,033	0,098	0,098		0,001	0,040	0,037
				0,135	0,135		0,016	0,038	0,022
Déc.	0,037	0,000	0,037	0,175	0,153	0,022	0,056	0,056	
				0,191	0,153	0,038	0,094	0,094	
Jan	0,040	0,000	0,040	0,191	0,153	0,038	0,132	0,132	
				0,030	0,009	0,021	0,174	0,155	0,021
Fév.	0,038	0,000	0,038	0,174	0,155	0,021	0,153	0,153	
				0,145	0,145		0,145	0,145	
Mars	0,038	0,000	0,038	0,117	0,117		0,117	0,117	
				0,030	0,009	0,021	0,076	0,076	
Avr	0,030	0,009	0,021	0,076	0,076		0,076	0,076	
				0,018	0,026	-0,008	0,047	0,047	
Mai	0,018	0,026	-0,008	0,047	0,047		0,047	0,047	
				0,007	0,035	-0,028	0,038	0,038	
Juin	0,007	0,035	-0,028	0,038	0,038		0,038	0,038	
				0,003	0,044	-0,041	0,038	0,038	
Juil	0,003	0,044	-0,041	0,076	0,076		0,076	0,076	
				0,006	0,035	-0,029	0,047	0,047	
Août	0,006	0,035	-0,029	0,047	0,047		0,047	0,047	
				0,017	0,026	-0,009	0,038	0,038	
Sep	0,017	0,026	-0,009	0,038	0,038		0,038	0,038	
				Total	Σ0,119		Σ0,119		

III.6.4 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

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

A) Pertes par évaporation :

On a: $V_{ep} = E_s \cdot S_{moy}$ (III.53)

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}).

$$V_{moy} : \text{volume moyenne} \left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right] \dots\dots\dots(III.54)$$

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

B) Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (III.55)$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau III.37.

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

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

Tableau N°III.45: Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique

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

C) Estimation de l'erreur :

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

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

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

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

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

Tableau N°III.46 : Estimation des Pertes par Infiltration et Evaporation.

Mois	V _{moy} (Mm ³)	S _{moy} (Km ²)	Es (mm)	V _{evp} (m ³)	V _{inf} (Mm ³)	II (m ³)	W _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	W - U - II (m ³)	V (Mm ³)
Octobre	0,038	0,01028	96,1	0,0009879	0,00057	0,0015579	0,027	0	0,0254421	V', S = 0,219
Novembre	0,039	0,0112	60	0,000672	0,000585	0,001257	0,033	0	0,031743	
Décembre	0,039	0,0112	52,7	0,0005902	0,000585	0,0011752	0,037	0	0,0358248	
Janvier	0,047	0,0124	55,8	0,0006919	0,000705	0,0013969	0,04	0	0,0386031	
Février	0,075	0,0155	52,2	0,0008091	0,001125	0,0019341	0,038	0	0,0360659	
Mars	0,113	0,0227	77,5	0,0017593	0,001695	0,0034543	0,038	0	0,0345458	
Avril	0,1425	0,024	84	0,002016	0,0021375	0,0041535	0,03	0,0087	0,0171465	
Mai	0,149	0,0251	99,2	0,0024899	0,002235	0,0047249	0,018	0,0263	-0,013025	V', P = 0,137
Juin	0,131	0,0219	150	0,003285	0,001965	0,00525	0,007	0,035	-0,03325	
Juillet	0,0965	0,0195	182,9	0,0035666	0,0014475	0,0050141	0,003	0,0437	-0,045714	
Août	0,0615	0,015	207,6	0,003114	0,0009225	0,0040365	0,006	0,035	-0,033037	
Septembre	0,0425	0,0145	138	0,002001	0,0006375	0,0026385	0,017	0,026	-0,011639	

Tableau N° III.47 : Régularisation saisonnière on tenir compte des pertes en (Hm³).

Mois	W (Mm ³)	U+Π (Mm ³)	W-(u+Π) (Mm ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation			2 ^{ème} consigne d'exploitation		
				V _{ri} (Mm ³)	V _{rf} (Mm ³)	S (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	V _{rf} (Mm ³)	S (Mm ³)
Oct.	0,027	0,0016	0,0254	0,038	0,038		0,038	0,038	
				0,0634	0,0629		0,0125	0,038	0,026
Nov.	0,033	0,0012	0,0317	0,0952	0,0935		0,0063	0,038	0,032
				0,1310	0,1272		0,0125	0,038	0,025
Déc.	0,037	0,0011	0,0358	0,1696	0,1629		0,0483	0,0671	
				0,2056	0,175	0,031	0,0869	0,1028	
Jan	0,040	0,0014	0,0386	0,2095	0,175	0,035	0,1229	0,1346	
				0,1921	0,175	0,017	0,1575	0,1660	
Fév.	0,038	0,0019	0,0361	0,1620	0,1771		0,1747	0,1823	
				0,1284	0,1351		0,1616	0,1714	
Mars	0,038	0,0034	0,0345	0,0827	0,0856		0,1284	0,1354	
				0,0496	0,0495		0,0826	0,0859	
Avr	0,030	0,0128	0,0171	0,038	0,038		0,0496	0,0498	
				0,1921	0,175	0,017	0,1575	0,1660	
Mai	0,018	0,0310	-0,0130	0,1620	0,1771		0,1747	0,1823	
				0,1284	0,1351		0,1616	0,1714	
Juin	0,007	0,0402	-0,0332	0,0827	0,0856		0,1284	0,1354	
				0,0496	0,0495		0,0826	0,0859	
Juil	0,003	0,0487	-0,0457	0,038	0,038		0,0496	0,0498	
				0,1921	0,175	0,017	0,1575	0,1660	
Août	0,006	0,0390	-0,0333	0,1620	0,1771		0,1747	0,1823	
				0,1284	0,1351		0,1616	0,1714	
Sep	0,017	0,0288	-0,0116	0,0827	0,0856		0,1284	0,1354	
				0,0496	0,0495		0,0826	0,0859	
Total	Σ0,294		Σ0,083			Σ0,083	0,038	0,038	Σ0,083

D'après le tableau on a :

$$V'_s = 0,219371 \text{ Mm}^3 \quad \text{Et} \quad V'_d = 0,13666 \text{ Mm}^3$$

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

$$V'_U = V'_d = 0,1366 \text{ Mm}^3$$

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 = \frac{0,1366 - 0,115}{0,115} \cdot 100 = 19,13$$

$1\% < \varepsilon < 5\%$ N'est pas vérifié.

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_U + V_M$$

$$\text{D'où : } V_{\text{NNR}} = 0,175 \text{ Mm}^3$$

On fait la 2^{ème} itération.

Tableau N°III.48 : Estimation des Pertes par Infiltration et Evaporation.

Mois	V_{moy} (Mm ³)	S_{moy} (Km ²)	Es (mm)	V_{evp} (m ³)	V_{inf} (Mm ³)	II (m ³)
Octobre	0,0507	0,0123	96,1	0,001182	0,0007605	0,0019425
Novembre	0,0793	0,0167	60	0,001002	0,0011895	0,0021915
Décembre	0,1131	0,021	52,7	0,0011067	0,0016965	0,0028032
Janvier	0,1503	0,025	55,8	0,001395	0,0022545	0,0036495
Février	0,1876	0,031	52,2	0,0016182	0,002814	0,0044322
Mars	0,20755	0,033	77,5	0,0025575	0,0031133	0,0056708
Avril	0,2008	0,031	84	0,002604	0,003012	0,005616
Mai	0,17705	0,0291	99,2	0,0028867	0,0055425	0,0055425
Juin	0,1452	0,0245	150	0,003675	0,005853	0,005853
Juillet	0,10555	0,0207	182,9	0,003786	0,0053693	0,0053693
Août	0,06615	0,016	207,6	0,0033216	0,0043139	0,0043139
Septembre	0,0438	0,0115	138	0,001587	0,002244	0,002244

Tableau N° III.49 : Régularisation saisonnière on tenir compte des pertes en (Hm³)
2^{ème} itération

Mois	W (Mm ³)	U+Π (Mm ³)	W-(u+Π) (Mm ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation			2 ^{ème} consigne d'exploitation		
				V _{ri} (Mm ³)	V _{rf} (Mm ³)	S (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	V _{rf} (Mm ³)	S (Mm ³)
Oct.	0,027	0,0019	0,025	0,038	0,038		0,038	0,038	
				0,063	0,063		0,013	0,038	0,025
Nov.	0,033	0,0022	0,031	0,094	0,094		0,0072	0,038	0,031
				0,128	0,128		0,0242	0,0242	0,014
Déc.	0,037	0,0028	0,034	0,164	0,164		0,0584	0,0584	
				0,197	0,175	0,022	0,0947	0,0947	
Jan	0,040	0,0036	0,036	0,207	0,175	0,032	0,1283	0,1283	
				0,191	0,175	0,016	0,1606	0,1606	
Fév.	0,038	0,0044	0,035	0,161	0,161		0,1763	0,1763	
				0,129	0,129		0,1624	0,1624	
Mars	0,038	0,0057	0,032	0,083	0,083		0,1286	0,1286	
				0,049	0,049		0,0826	0,0826	
Avr	0,030	0,0143	0,016	0,038	0,038		0,0492	0,0492	
				0,018	0,018	-0,014			
Mai	0,018	0,0318	-0,014	0,161	0,161		0,1763	0,1763	
				0,129	0,129		0,1624	0,1624	
Juin	0,007	0,041	-0,034	0,129	0,129		0,1624	0,1624	
				0,083	0,083		0,1286	0,1286	
Juil	0,003	0,049	-0,046	0,083	0,083		0,1286	0,1286	
				0,049	0,049		0,0826	0,0826	
Août	0,006	0,039	-0,033	0,049	0,049		0,0826	0,0826	
				0,017	0,017	-0,011	0,038	0,038	
Sep	0,017	0,028	-0,011	0,038	0,038		0,0492	0,0492	
				0,038	0,038		0,0492	0,0492	
Total	Σ0,294		Σ0,07			Σ0,07	0,038	0,038	Σ0,07

$$V'_s = 0,20799 \text{ Mm}^3 \quad \text{Et} \quad V'_d = 0,138323 \text{ Mm}^3$$

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

$$V'_U = V_d = 0,13832 \text{ Mm}^3$$

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 = 1,26$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_U + V_d$$

$$\text{D'où :} \quad V_{NNR} = 0,177 \text{ Mm}^3 \quad \text{NNR} = 1065 \text{ m (NGA)}$$

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 :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad \dots\dots\dots(III.56)$$

Où :

Q : le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumule à l' instant **t** est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \quad \dots\dots\dots(III.57)$$

Où :

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

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

III.7.1 Méthode de KOTCHERINE :

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

1. l'hydrogramme de crue est considère 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) Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprime selon la relation suivant :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q\%} \right) \quad \dots\dots\dots(III.58)$$

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 :

$$q_{lam} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right) \dots\dots\dots(III.59)$$

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,

b) 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 :

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(III.60)$$

Où :

m : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge H , et de la forme de la crête du déversoir , pour notre cas il est constant et égal à **0,48** ;

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

L : la largeur de déversoir,

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

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

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

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

$$V_{moy} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \dots\dots\dots(III.61)$$

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 16 mètres.

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

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{moy}^2}{2g} \dots\dots\dots(III.62)$$

Où :

H_o : est la charge globale;

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

P : la hauteur de pelle.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de q_{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 calculé pour différentes charges "H" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "b",

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

Tableau N°III.50 : Données initiales

Données initiales	
g	9,81 m/s ²
α	1
Q_{1%}	26,41 m ³ /s
V_{crue 1%}	122 400 m ³
m	0,48
P	1,5 m

Tableau N°III.51 : 1 ère étape de calcul.

Données		Largeur(b) (m)	Hauteur(H) (m)	Débit (m ³ /s)	surface (m ²)	vitesse (m/s)	V _{forcé} (m ³)
g	9,81	4	0,50	3,01	8	0,38	18749
α	1	6	0,75	8,28	13,5	0,6	26998
2*g	19,62	8	1,00	17,0	20	0,85	36244
2. g^{0,5}	4,4294	10	1.25	29,7	27,5	1,08	45740
Q_{1%}	26,41	12	1,50	46,8	36	1,30	55235
W_{1%}	122 400	14	1,75	68,9	45,5	1,51	64730
m	0,48	16	2	96,2	56	1,72	74592

Tableau N°III.52 : 2 ème étape de calcul

H (m)	V _{moy} (m/s)	H ₀ (m)	Débits (m ³ /s)						
			b=4m	b=6m	b=8m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16m
0,50	0,37	0,50	3,07	4,60	6,14	7,68	9,21	10,75	12,28
0,75	0,61	0,76	5,74	8,60	11,47	14,34	17,21	20,08	22,95
1,00	0,85	1,03	8,98	13,47	17,96	22,45	26,94	31,43	35,92
1,25	1,08	1,30	12,74	19,11	25,49	31,86	38,23	44,60	50,98
1,50	1,30	1,58	16,99	25,49	33,98	42,48	50,98	59,48	67,97
1,75	1,51	1,86	21,69	32,54	43,39	54,24	65,08	75,93	86,78
2,00	1,71	2,15	26,82	40,23	53,64	67,05	80,46	93,87	107,28

Tableau N°III.53 : Débit déversant en fonction de h et b et le volume de crue

H (m)	V _{forcé} (Mm ³)	q Laminé (m ³ /s)	Débits (m ³ /s)						
			b=4m	b=6m	b=8m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16m
0,50	0,018749	22,36	3,07	4,60	6,14	7,68	9,21	10,75	12,28
0,75	0,026998	20,58	5,74	8,60	11,47	14,34	17,21	20,08	22,95
1	0,036244	18,59	8,98	13,47	17,96	22,45	26,94	31,43	35,92
1,25	0,045740	16,54	12,74	19,11	25,49	31,86	38,23	44,60	50,98
1,50	0,055235	14,49	16,99	25,49	33,98	42,48	50,98	59,48	67,97
1,75	0,064730	12,45	21,69	32,54	43,39	54,24	65,08	75,93	86,78
2,00	0,074592	10,32	26,82	40,23	53,64	67,05	80,46	93,87	107,28

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.17 et III.18. Tous les calculs et résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau N°III.54 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine

Largeur(b) (m)	Hauteur(H) (m)	Débit laminé (m ³ /s)	Cote NPHE m. NGA
4	1,35	15,20	1066,35
6	1,16	17,00	1066,16
8	1,02	18,58	1066,02
10	0,9	19,30	1065,90
12	0,82	20,10	1065,82
14	0,76	20,58	1065,76
16	0,7	21,00	1065,70

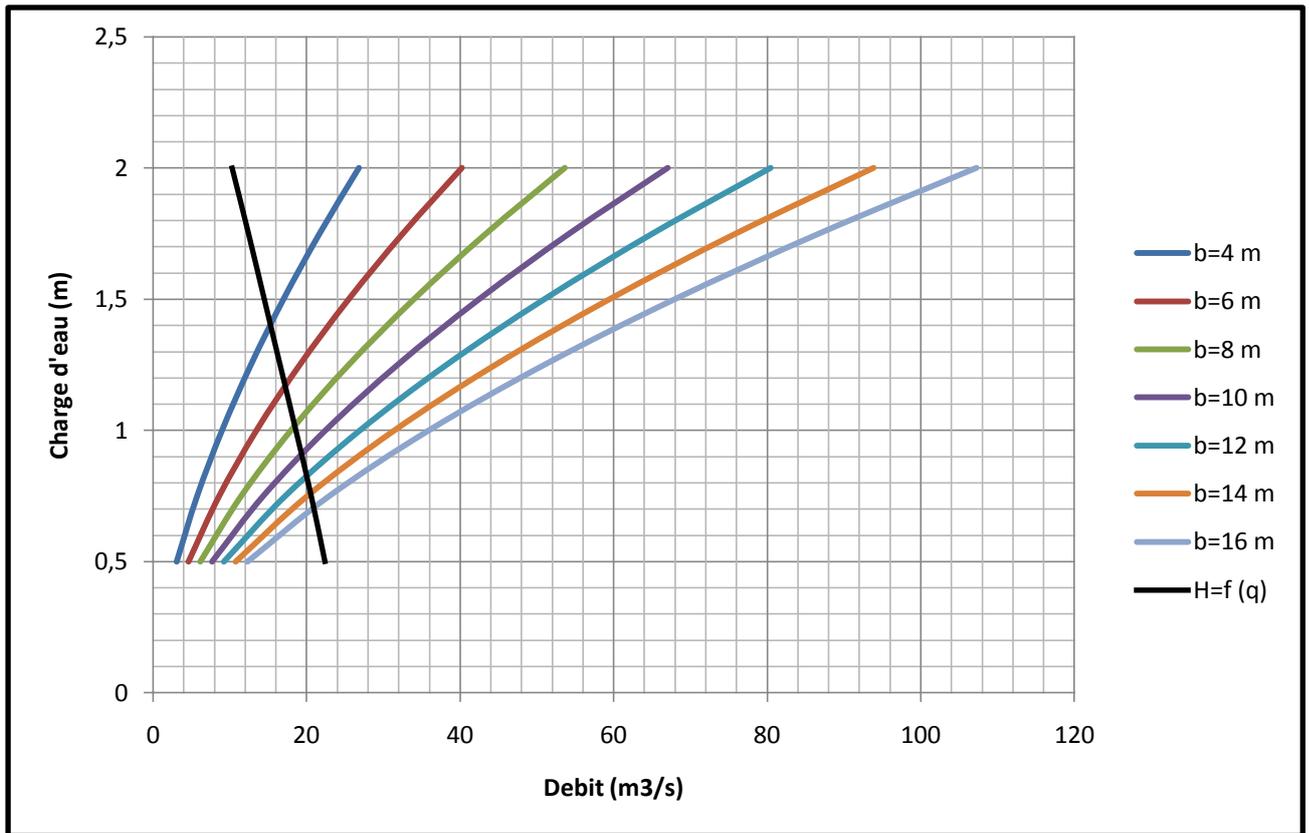


Figure N°III.20: Les courbes relations capacité d'évacuation du déversoir
 $q_{max} = q_{max}(b, h_d)$

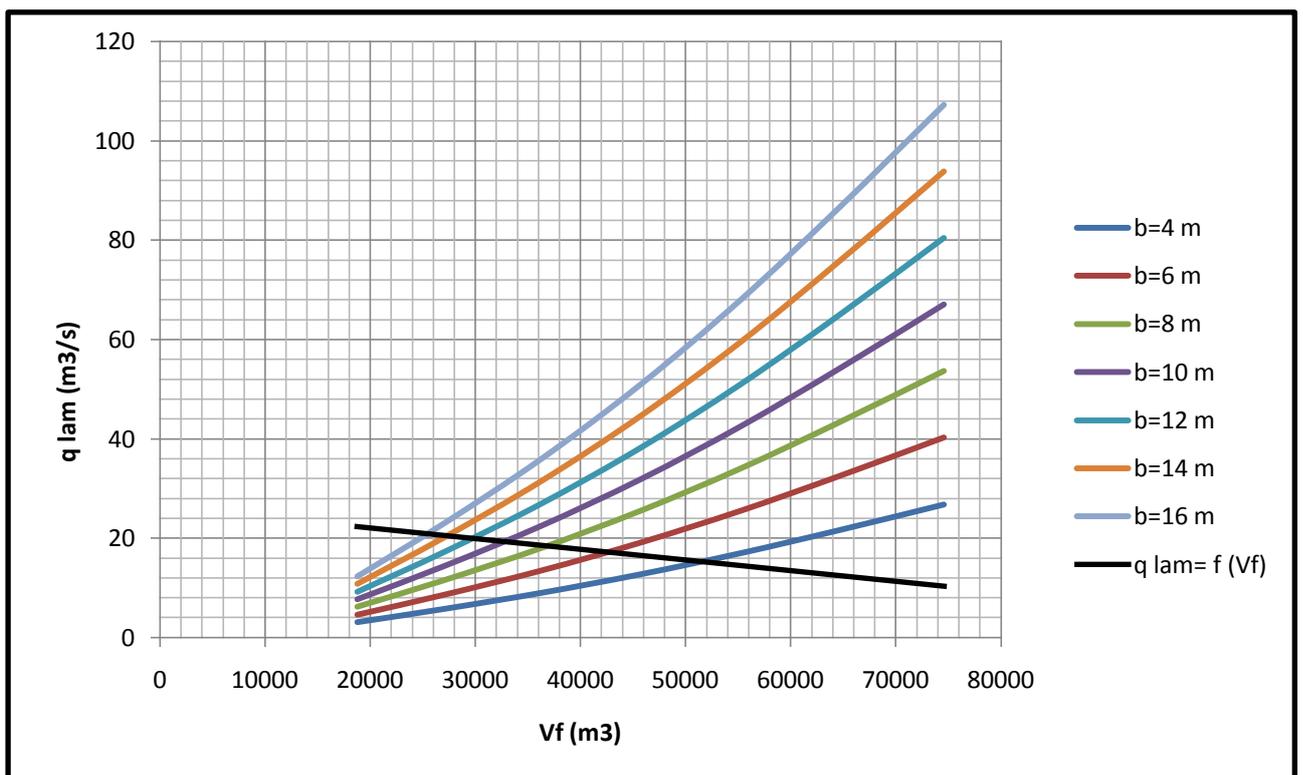


Figure N°III.21: Les courbes relations capacité d'évacuation du déversoir

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 :

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec :} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots(III.63)$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

$$\text{On a :} \left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right] \dots\dots\dots(III.64)$$

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

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b_{cr} : 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.8.2 Calcul de la hauteur de montée de la vague (revanche) :

Selon l'étude effectuée, pour cela on utilise plusieurs formules. Les plus employées sont :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0,75H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec} \quad H = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt[4]{F}$$

.....(III.65)

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètres [$F = 0,30 \text{ km}$].

A.N :

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,30} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,30} = 0,74 \text{ m}$$

D'où : $V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,74 = 2,988 \text{ m/s}$

Donc : $R = 0,75 \cdot 0,74 + \frac{2,988^2}{2 \cdot 9,81} = 1,01 \text{ m}$

b) Formule de MALLET et de PAQUANT :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec} \quad H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F}$$

.....(III.66)

A.N : $H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{0,29} = 0,68 \text{ m}$

$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,68 = 2,86 \text{ m/s}$

Donc : $R = 0,75 \cdot 0,68 + \frac{2,86^2}{2 \cdot 9,81} = 0,93 \text{ m}$

c) Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \quad \text{.....(III.67)}$$

$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,29} = 1,16 \text{ m}$

Tableau N° III.55 : Récapitulatif des résultats de calcul de la revanche.

Méthode	Hauteur de la vague hv (m)	vitesse de propagation de la vague Vv (m /s).	hauteur de montée de la vague Rv (m).
Formule de STEVENSON	0,74	2,98	1,01
Formule de MALLET et de PAQUANT	0,68	2,86	0,93
Formule Simplifiée	-	-	1,16
moyenne	0,695	2,89	1,02

➤ **Commentaire :**

On remarque que tous les formules pour des mesures de sécurité sont plus proche a la moyenne, on prend la valeur de la revanche : **R = 1,01 m.**

III.8.3 Largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPPENT :

$$b_{cr} = 1,65\sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.68)$$

2) Formule de E- F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (III.69)$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (III.70)$$

4) Formule pratique (pratique) :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.71)$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

Pour une charge moyenne de 1,75 mètre on a :

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

On admet une valeur de $t = 0,1$ mètre pour le tassement du retenue, le tableau n°III.47 nous donne les résultats du calcul pour les différents largeurs et lames déversantes.

Tableau N°III.56: differetes largeurs en crête.

Largeur en crête du barrage (m)							
Largeurs déversantes (m)	Lames déversantes (m)	Tassements (m)	Hauteur du barrage (m)	Formules utilisées			
				KNAPIEN	PREECE	SIMPLIF	pratique
4	1,35	0,1	16,42	6,69	5,46	6,19	6,75
6	1,16	0,1	16,23	6,65	5,43	6,15	6,71
8	1,02	0,1	16,09	6,62	5,41	6,12	6,69
10	0,9	0,1	15,97	6,59	5,40	6,10	6,66
12	0,82	0,1	15,89	6,58	5,38	6,08	6,64
14	0,76	0,1	15,83	6,56	5,38	6,07	6,63
16	0,7	0,1	15,77	6,55	5,37	6,05	6,62

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

III.8.4 Calcul le volume et le 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 N°III.57 : Coût et volume de la digue.

Coût de la digue			
Largeurs déversantes (m)	Largeur déversantes (m)	Volume de la digue (m ³)	Coût de la digue 10 ⁶ (DA)
4	1,35	50369,37	20,17748
6	1,16	50458,63	20,183452
8	1,02	48690,33	19,476132
10	0,9	46444,83	18,577932
12	0,82	45766,04	18,306416
14	0,76	45260,68	18,104272
16	0,7	44758,53	17,903412

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prendra respectivement 3 et 2,5 mètre, et pour le prix du mètre cube (m³) du remblai est estimé à 400 DA.

III.8.4.1 Calcul du coût de l'évacuateur de crues :

a) 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 déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1,80} \dots\dots\dots(III.72)$$

Ou :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc : $V_{dév} = S.L$

S : Section transversale (m²)

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à quinze mille dinars Algériens 32000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

Tableau N°III.58: Coût de déversoir.

Coût du déversoir			
Largeurs déversantes (m)	Section (m ²)	Volume du béton (m ³)	Coût du déversoir millions (DA).
4	2,8125	11,25	0,36
6	2,30833333	13,85	0,4432
8	1,9325	15,46	0,49472
10	1,982	19,82	0,63424
12	1,93583333	23,23	0,74336
14	1,91428571	26,8	0,8576
16	1,825625	29,21	0,93472

b) Calcul du coût du coursier :

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

La longueur approximative du coursier est 74,30 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{b\acute{e}ton} = S_{b\acute{e}ton} \times L_{cou} \dots\dots\dots(III.79)$$

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

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e,\text{max}})^{0,4} \dots\dots\dots(\text{III.80})$$

Le volume du déblai est donné par :

$$V_{\text{déblai}} = \sum \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots(\text{III.81})$$

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

d : la distance entre deux coupes.

Le Tableau n°III.56 nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau N°III.59: Coût de coursier.

Largeurs déversantes (m)	Débits déversants (m ³ /s)	largeur de coursier (m)	surface de béton (m ²)	volume de béton (m ³)	volume de déblais (m ³)	coût de béton Millions (DA)	coût de déblais Millions (DA)	coût total Millions (DA)
4	15,20	2,96	2,82	213,83	1 165,31	5,345	0,171	5,51
6	17,00	3,10	2,98	223,62	1 234,35	5,590	0,178	5,76
8	18,58	3,21	3,08	231,79	1 280,01	5,792	0,185	5,97
10	19,30	3,26	3,13	235,26	1 311,48	5,88	0,188	6,06
12	20,10	3,38	3,18	239,11	1 336,02	5,977	0,191	6,16
14	20,58	3,35	3,21	241,32	1 354,04	6,034	0,193	6,22
16	21,00	3,37	3,24	243,34	1 369,07	6,083	0,194	6,27

III.8.3. le coût total du barrage :

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

Tableau N°III.60: Coût Totale de la Retenue.

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	20,147748	0,36	5,51	26,017748
6	20,183452	0,4432	5,76	26,386652
8	19,476132	0,69472	5,97	26,151548

10	18,577932	0,92424	6,46	25,960956
12	18,306416	1,02336	6,56	25,892852
14	18,104272	1,13576	6,62	25,860672
16	17,903412	2,166	6,67	26,743932

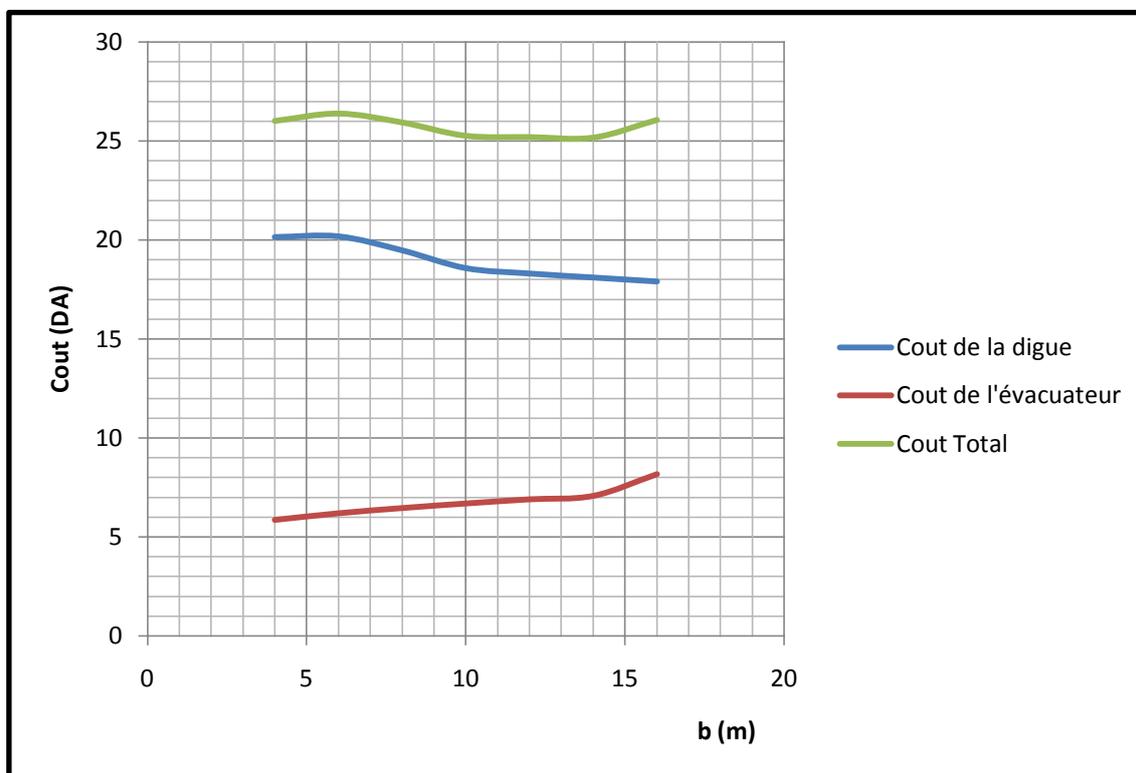


Figure N°III.22 : courbe d'optimisation de coût de la retenue de l'oued MEZOU DJ

D'après la courbe d'optimisation représentée par la figure III, la largeur donnant le coût minimum est de 10 mètre.

Donc la hauteur de barrage est : $H_b = 16,01$ m

La cote de crête est 1066,97 m (N.G.A)

Le résultat de l'étude de la régularisation et du la minage des Crues dans le tableau ci-dessous :

Tableau N°III.61: Les caractéristiques de la retenue

Définition	Unité	Valeur
Volume Mort	M.m ³	0,038
Volume Utile	M.m ³	0,138
Volume AU NIVEAU NORMAL DE LA RETENUE	M.m ³	0,177
COTE DE FOND	m	1051
COTE AU NIVEAU MORT (NVM)	m	1058,10
COTE AU NIVEAU NORMAL DE RETENUE (NNR)	m	1065
COTE DE PLUS HAUTES EAUX (NPHE)	m	1065,9
COTE DE LA CRETE (CRETE)	m	1066,97
LARGEUR DE DEVERSOIR	m	10
LA HAUTEUR DE CHARGE DEVERSER	m	0 ,9
LE DEBIT EVACUER	m ³ /s	19,30

III.8.4. Laminage pour un déversoir de largeur $b=10$ mètres :

Connaissent cette largeur, la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au dessus du déversoir est calculé et tracée.

Tableau III.62 : Volumes et débit déversant.

Cote (m)	H_d (m)	q (m ³ /s)	$1/2 q\Delta t$ (m ³)	$1/2 q\Delta t$ (Mm ³)	V (Mm ³)	$V+1/2q\Delta t$ (Mm ³)
1065	0	0	0	0	0,177	0,177
1065,05	0,05	0,2377091	27,5742516	0,0000275	0,178	0,1780276
1065,1	0,1	0,6723428	77,9917613	0,0000773	0,179	0,179078
1065,15	0,15	1,2351725	143,280014	0,00014328	0,180	0,1801433
1065,2	0,2	1,9016725	220,594013	0,00022059	0,181	0,1812206
1065,25	0,25	2,6576682	308,289505	0,00030829	0,182	0,1823083
1065,3	0,3	3,4935955	405,257079	0,00040526	0,183	0,1834053
1065,35	0,35	4,4024335	510,682287	0,00051068	0,184	0,1845107
1065,4	0,4	5,3787422	623,93409	0,00062393	0,185	0,1856239
1065,45	0,45	6,4181448	744,504794	0,0007445	0,186	0,1867445
1065,5	0,5	7,5170207	871,9744	0,00087197	0,187	0,187872
1065,55	0,55	8,6723096	1005,98791	0,00100599	0,188	0,189006
1065,6	0,6	9,8813803	1146,24012	0,00114624	0,189	0,1901462
1065,65	0,65	11,141939	1292,46492	0,00129246	0,190	0,1912925
1065,7	0,7	12,451962	1444,42763	0,00144443	0,191	0,1924444
1065,75	0,75	13,809649	1601,91926	0,00160192	0,192	0,1936019
1065,8	0,8	15,21338	1764,75211	0,00176475	0,193	0,1947648
1065,85	0,85	16,661693	1932,75639	0,00193276	0,194	0,1959328
1065,9	0,9	18,153255	2105,77755	0,00210578	0,195	0,1971058

On trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir Figure III.23.

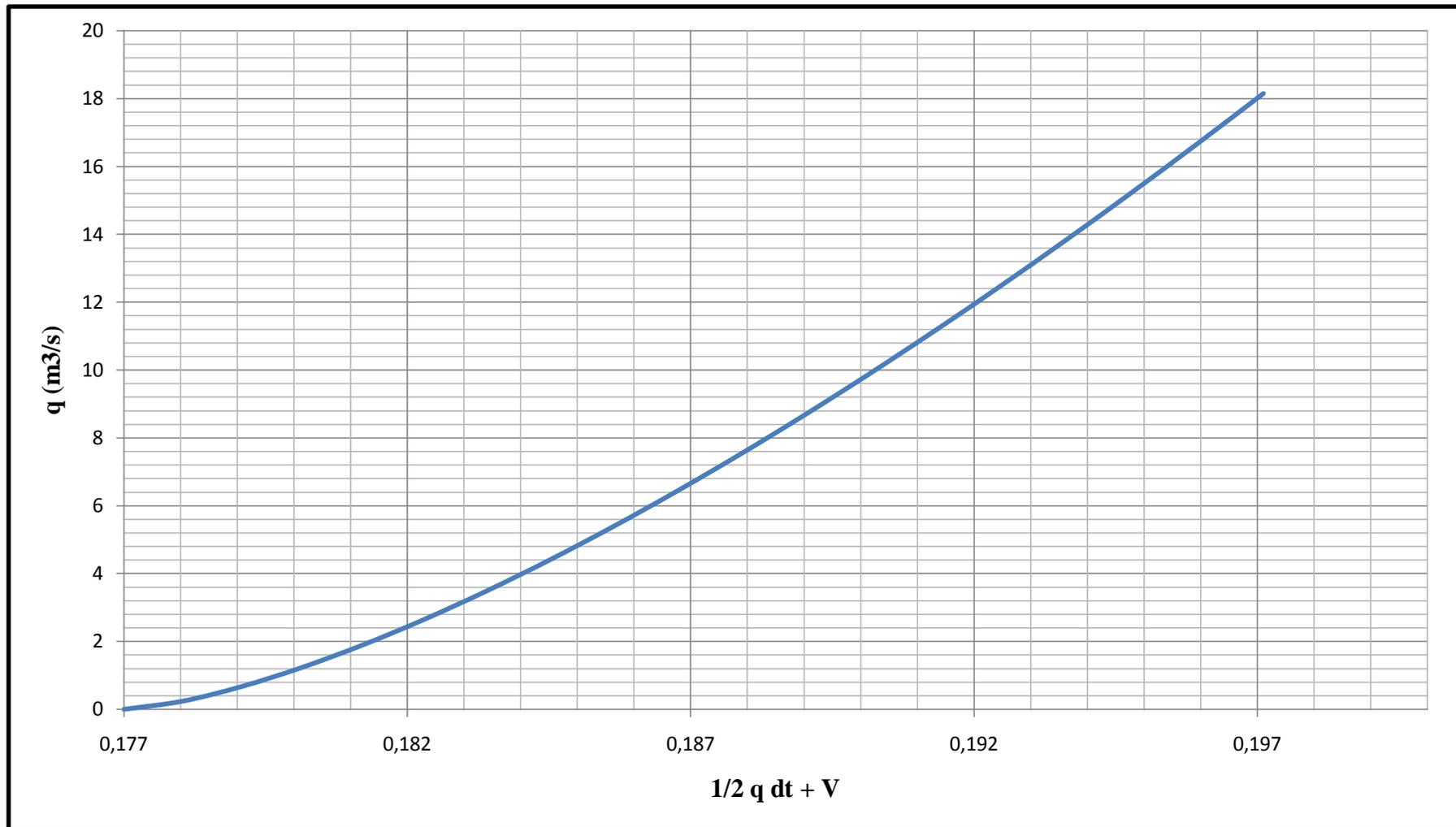


Figure N°III.23: Courbe des débits déversants

Tableau N°III.63: Laminage

Temps (h)	Q0,1%(m3/s)	(Qmoy) m3/s	(Qmoy-q) m3/s	(Qmoy-q)Δt Mm3	V+1/2*qΔt Mm3	q m3/s
0	0					
		0,395	0,395	0,0002844	0,177	0
0,2	0,79					
		1,57	1,54813	0,0011147	0,1772844	0,02187
0,4	3,14					
		3,535	2,602813	0,001874	0,1783991	0,932187
0,6	7,07					
		6,28	3,417813	0,0024608	0,1802731	2,862187
0,8	12,56					
		9,815	5,022813	0,0036164	0,1827339	4,792187
1	19,63					
		13,205	6,482813	0,0046676	0,1863503	6,722187
1,16	26,41					
		12,755	4,102813	0,002954	0,191018	8,652187
1,2	25,51					
		10,655	0,072813	5,243E-05	0,193972	10,582187
1,4	21,31					
		8,805	-3,707187	-0,002669	0,1940244	12,512187
1,6	17,61					
		7,175	-7,267187	-0,005232	0,1913552	14,442187
1,8	14,35					
		5,765	-10,60719	-0,007637	0,2951229	17,372187
2	11,53					
		4,55	-11,80519	-0,0085	0,2874857	17,355187
2,2	9,1					
		3,52	-11,86519	-0,008543	0,2789859	15,385187
2,4	7,04					
		2,66	-11,75519	-0,008464	0,270443	14,415187
2,6	5,32					
		1,95	-11,49519	-0,008277	0,2619793	13,445187
2,8	3,9					
		1,38	-11,09519	-0,007989	0,2537027	12,475187
3	2,76					
		0,935	-10,57019	-0,007611	0,2457142	11,505187
3,2	1,87					
		0,595	-9,940187	-0,007157	0,2381037	10,535187
3,4	1,19					
		0,35	-9,215187	-0,006635	0,2309467	9,565187

3,6	0,7					
		0,185	-8,410187	-0,006055	0,2243118	8,595187
3,8	0,37					
		0,08	-7,745187	-0,005577	0,2182565	7,825187
4	0,16					
		0,025	-7,030187	-0,005062	0,2126799	7,055187
4,2	0,05					
		0,005	-6,280187	-0,004522	0,2076182	6,285187
4,6	0,01					
		0	-5,515187	-0,003971	0,2030965	5,515187
4,64	0					
		0	-4,745187	-0,003417	0,1991255	4,745187
4,8	0					
		0	-3,975187	-0,002862	0,195709	3,975187
5	0					
		0	-3,205187	-0,002308	0,1928469	3,205187
5,2	0					
		0	-2,435187	-0,001753	0,1905391	2,435187
5,4	0					
		0	-1,565187	-0,001127	0,1887858	1,565187
5,6	0					
		0	-0,795187	-0,000573	0,1876589	0,795187
5,8	0					
		0	-0,598187	-0,000431	0,1870863	0,598187
6	0					
		0	-0,501187	-0,000361	0,1866556	0,501187
6,2	0					
		0	-0,491487	-0,000354	0,1862948	0,491487
6,4	0					
		0	-0,481787	-0,000347	0,1859409	0,481787
6,6	0					
		0	-0,472087	-0,00034	0,185594	0,472087
6,8	0					
		0	-0,462387	-0,000333	0,1852541	0,462387
7	0					
		0	-0,452687	-0,000326	0,1849212	0,452687
7,2	0					
		0	-0,442987	-0,000319	0,1845953	0,442987
7,4	0					
		0	-0,433287	-0,000312	0,1842763	0,433287

		0	-0,423587	-0,000305	0,1839643	0,423587
7,8	0					
		0	-0,413887	-0,000298	0,1836594	0,413887
8	0					
		0	-0,404187	-0,000291	0,1833614	0,404187
8,2	0					
		0	-0,394487	-0,000284	0,1830703	0,394487
8,4	0					
		0	-0,384787	-0,000277	0,1827863	0,384787
8,6	0					
		0	-0,375087	-0,00027	0,1825093	0,375087
8,8	0					
		0	-0,365387	-0,000263	0,1822392	0,365387
9	0					
		0	-0,355687	-0,000256	0,1819761	0,355687
9,2	0					
		0	-0,345987	-0,000249	0,18172	0,345987
9,4	0					
		0	-0,336287	-0,000242	0,1814709	0,336287
9,6	0					
		0	-0,326587	-0,000235	0,1812288	0,326587
9,8	0					
		0	-0,316887	-0,000228	0,1809937	0,316887
10	0					
		0	-0,307187	-0,000221	0,1807655	0,307187
10,2	0					
		0	-0,297487	-0,000214	0,1805443	0,297487
10,4	0					
		0	-0,287787	-0,000207	0,1803301	0,287787
10,6	0					
		0	-0,278087	-0,0002	0,1801229	0,278087
10,8	0					
		0	-0,268387	-0,000193	0,1799227	0,268387
11	0					
		0	-0,258687	-0,000186	0,1797295	0,258687
11,2	0					
		0	-0,248987	-0,000179	0,1795432	0,248987
11,4	0					
		0	-0,239287	-0,000172	0,1793639	0,239287
11,6	0					
		0	-0,229587	-0,000165	0,1791917	0,229587

11,8	0					
		0	-0,219887	-0,000158	0,1790263	0,219887
12	0					
		0	-0,210187	-0,000151	0,178868	0,210187
12,2	0					
		0	-0,200487	-0,000144	0,1787167	0,200487
12,4	0					
		0	-0,190787	-0,000137	0,1785723	0,190787
11,6	0					
		0	-0,181087	-0,00013	0,178435	0,181087
11,8	0					
		0	-0,171387	-0,000123	0,1783046	0,171387
12	0					
		0	-0,161687	-0,000116	0,1781812	0,161687
12,2	0					
		0	-0,151987	-0,000109	0,1780648	0,151987
12,4	0					
		0	-0,142287	-0,000102	0,1779554	0,142287
12,6	0					
		0	-0,132587	-0,000095	0,1778529	0,132587
12,8	0					
		0	-0,122887	-0,000088	0,1777579	0,122887
13	0					
		0	-0,113187	-0,000081	0,1776699	0,113187
13,2	0					
		0	-0,103487	-0,000074	0,1775889	0,103487
13,4	0					
		0	-0,093787	-0,000067	0,1775149	0,093787
13,6	0					
		0	-0,084087	-0,00006	0,1774479	0,084087
13,8	0					
		0	-0,074387	-0,000053	0,1773879	0,074387
14	0					
		0	-0,064687	-0,000046	0,1773349	0,064687
14,2	0					
		0	-0,054987	-0,000039	0,1772889	0,054987
14,4	0					
		0	-0,045287	-0,000032	0,1772499	0,045287
14,6	0					
		0	-0,035587	-0,000025	0,1772179	0,035587

		0	-0,025887	-0,000018	0,1771929	0,025887
15	0					
		0	-0,016187	-0,000011	0,1771749	0,016187
15,2	0					
		0	-0,006487	-0,000004	0,1771639	0,006487
15,4	0					
		0	0,003213	-0,000002	0,1771599	-0,003213
15,6	0					
		0	0,012913	-0,000092	0,1771579	-0,012913
15,8	0					
		0	0,022613	-0,000016	0,1770659	-0,022613
16	0					
		0	0,032313	-0,000023	0,1770499	-0,032313
16,2	0					
		0	0,042013	-0,000003	0,1770269	-0,042013

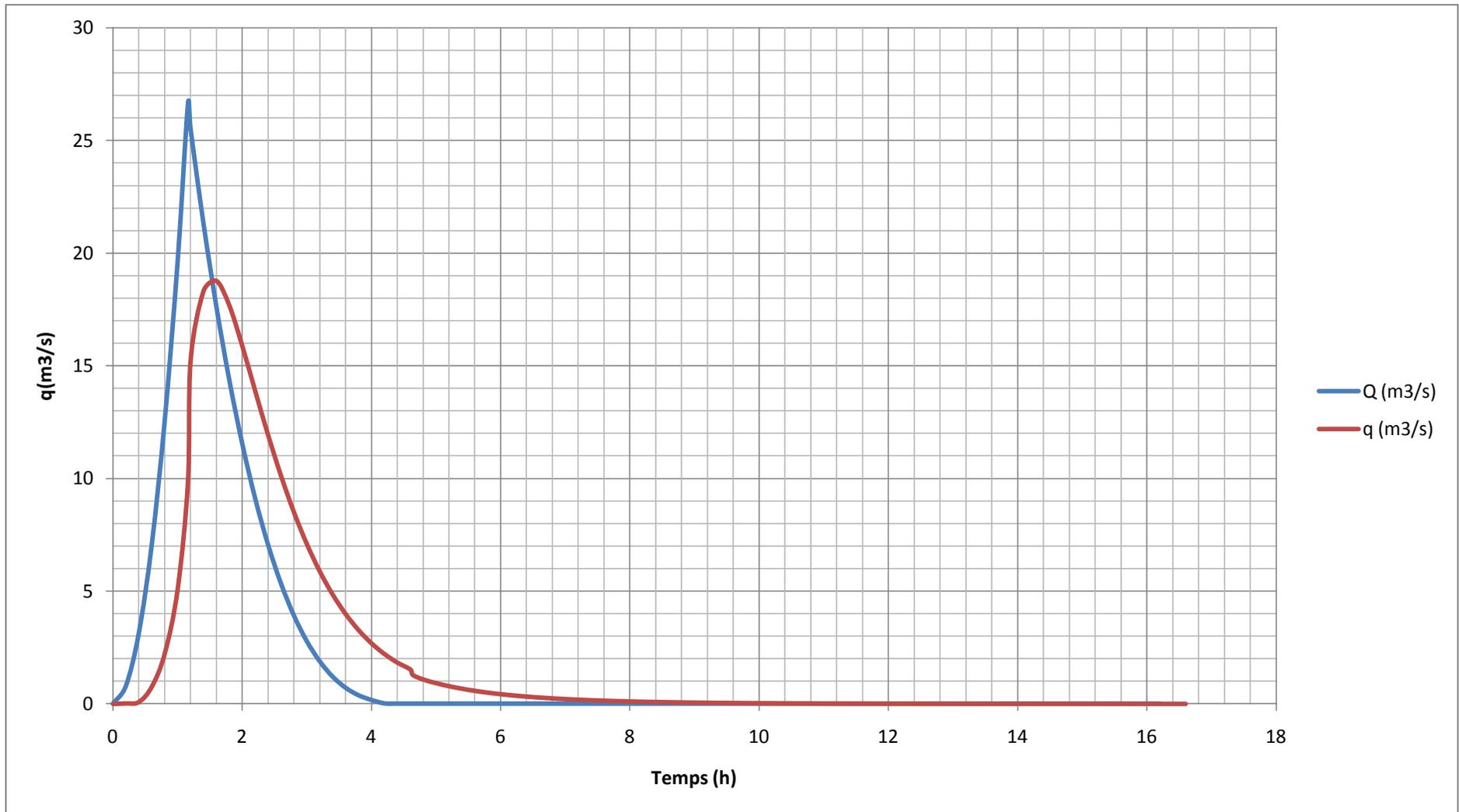


Figure N°III.24:Hydrogramme de débits entrant et sortant

III.9 Conclusion :

D'après l'étude hydrologique on constate que la hauteur de la retenue collinaire est égale à 16,01 m au niveau d'eau normal avec un volume mort de $0,038 \text{ Mm}^3$ et un volume utile de $0,177 \text{ Mm}^3$, la surface à irrigué est égale à 30 Ha.

Le débit évacué par l'évacuateur des crues est égale à $19,30 \text{ m}^3/\text{s}$ avec une largeur de déversoir est 10 m.

Chapitre IV :

ETUDE DES VARIANTES DIGUES

Etudes des Variantes digue

Introduction :

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

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de cette étude, en effet c'est en fonction de la nature des sols de la fondation et des matériaux de construction disponibles au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes, ou en écarter.

IV.1 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. Le corps du barrage est très flexible et adaptable aux conditions du terrain.
3. le volume des déblais est moyen.
4. Possibilité de construire le barrage avec n'importe quelle hauteur.
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 formations rencontrées dans le bassin versant, constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site et du type de barrage à implanter.

- Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.
- Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.
- Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

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 ai, si que du type de barrage. Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

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

IV.3 les variantes à 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 Définition de profil général du barrage :

IV.4.1 Hauteur de barrage :

IV.4.1.1 Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD :

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

Avec $H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(IV.2)$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [F = 0,30 km].

A.N :

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,30} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,30} = 0,74 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,74 = 2,98 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 1,01 \text{ m}$$

b) Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec}$$

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F} \quad \dots\dots\dots(\text{IV.3})$$

A.N :

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{0,30} = 0,68 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,68 = 2,86 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0,93 \text{ m}$$

c) Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \quad \dots\dots\dots(\text{IV.4})$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,30} = 1,16 \text{ m}$$

➤ **Conclusion :**

On prend une valeur de la formule de **STEVENSON GAILLARD.**

$$R = 1,01 \text{ m}$$

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t = 1065 - 1051 + 0,9 + 1,01 + 0,1 = 16,01 \text{ m}$$

On admet une valeur de $t = 0,1$ mètre pour le tassement du barrage, donc pendant la construction, on devra prévoir une contre flèche de 50 cm au milieu de la digue.

IV.5.1. Largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPEN T :

$$b_{\text{cr}} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b} \quad \dots\dots\dots(\text{IV.5})$$

2) Formule de E- F-PREECE :

$$b_{\text{cr}} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \quad \dots\dots\dots(\text{IV.6})$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{\text{cr}} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \quad \dots\dots\dots(\text{IV.7})$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

4) Formule pratique (pratique) :

$$b_{\text{cr}} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \quad \dots\dots\dots(\text{IV.8})$$

Tableau IV.01 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	6,59
EF PREECE	5,40
SIMPLIFIEE	6,10
PRATIQUE	6,66
Moyenne	6,18

On opte pour une largeur de crête égale à :

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

IV.5.2. La longueur en crête :

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

$$L = 222 \text{ m}$$

IV.5.3. 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.5.4 Pentés des talus :

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimal, le Tableau IV.2 donne les différentes valeurs des pentes des talus amont et aval pour chaque type du barrage en fonction de son hauteur.

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

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

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et le type du barrage .on choisi pour les calculs les pentes:

- Parement amont $m_1 = 3$.
- Parement aval $m_2 = 2,5$.

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

IV.5.5 Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus :

Les talus de la digue doivent nécessairement être protégés contre toute action pouvant contribuer à leur altération.

Les talus de la digue sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

➤ **le talus aval :**

On doit concevoir le revêtement pour éviter le possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau.

Pour sa protection, l'utilisation d'une (pierre) avec des épaisseurs entre 0,20 et 0,3 m est très commune.

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

la projection d'une rigole après le dispositif de drainage a pour fonction de véhiculer les eaux d'infiltration et les eaux superficielles vers le lit de l'oued.

➤ **Le talus amont:**

Sera protégé par un parement en rip-rap d'encrochement en fonction de la hauteur des vagues **h_v** et leur vitesse de propagation **V** par la formule suivante :

$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots (IV.11)$$

- Où ; e : Epaisseur de l'encrochement en [m];
- V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s] (2,92m/s);
- C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus

et du poids spécifique θ du matériau d'encrochement.

La valeur de C est donnée par le Tableau IV.3.

Tableau N°IV.3: Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.:

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\gamma = 2,50 \text{ (t/m}^3 \text{)}$	$\gamma = 2,65 \text{ (t/m}^3 \text{)}$	$\gamma = 2,80 \text{ (t/m}^3 \text{)}$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Nous obtenons une épaisseur d'encrochement $e=0,24\text{m}$, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à $0,30 \text{ m}$.

IV.6.1 Etanchéité du barrage :

a. Le Noyau :

Pour les deux premières variantes où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage. Vers le sommet, le noyau doit être monté au dessus du niveau des plus hautes eaux jusqu'à la crête du barrage. Il doit être protégé à sa partie supérieure par une couche de sable ou de préférence, en traitant le sommet du barrage en chemin avec une chaussée enrobé en bitumineux. Latéralement, nous disposons de part et d'autre du noyau un drain filtre.

➤ **Dimensionnement du noyau :**

Niveau en crête:

$$N_{crN} = N_{CB} - 1 = 1067 - 1 = 1066 \text{ m}$$

La largeur en crête minimale du noyau est:

$$b_{min} = 1/6 \cdot H_b = 1/6 * 16 = 2,66 \text{ m} \dots\dots\dots (IV.12)$$

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:

$$H_n = H_b - 1 = 16 - 1 = 15 \text{ m}$$

La largeur en base est:

$$b_{base} = 2 \cdot m \cdot H_n + b_{min} = 2 * 0,75 * 15 + 3 = 24,5 \text{ m} \dots\dots\dots (IV.13)$$

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 [$L_b = 101 \text{ m}$].

AN :

$$L_d = \frac{101}{3} = 33,66 \text{ m}$$

B.2. Dimensionnement du drain prisme :

Hauteur: $HP = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots (IV.14)$

Avec : H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 15,97 \text{ m}$)

On prend $HP = 0,15 H_b$

On aura : $HP = 2,40 \text{ m}$

Donc on adopte: $H_p = 2,5 \text{ m}$
 Largeur en crête: $b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \dots\dots\dots(IV.15)$
 On prend $b_p = 1/3 h_p$
 Ce qui donne: $b_p = 0,83 \text{ m}$
 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.6 .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 :

$$H_{bi} = N_c r - N_{pi} \dots\dots\dots (IV.16)$$

Où : N_{cr} : Côte de la crête du barrage.
 N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section i.

L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i" est déterminée ainsi :

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.
 B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

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

Où : m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

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

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i$$

Avec : $V_i = [(S_i + S_{i+1})/2] * d \dots\dots\dots(VI.17)$

Avec :
 d : Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1}

En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

Sur la base du volume de différents matériaux utilisés pour la construction du barrage pour les différentes variantes, et les prix unitaires pratiqués par l'agence nationale des barrages et du transfert (ANBT), nous déterminons les coûts des différentes variantes.

IV.6.1 Barrage homogène en argile :

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

IV.6.1.1. Recharge (argile) :

Tableau N°IV.4: volume de recharge en Argile limoneuse.

Coupe N°	Hi (m)	Si (m ²)	S _{moy} (m)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	0	-	-	-
2	1,97	22,49248	11,24624	14,61	245,95935
3	3,97	67,16248	44,82748	10,7	479,653983
4	4,97	97,74748	82,45498	10,43	860,005389
5	6,97	175,4175	136,5825	7,47	1020,27109
6	8,97	275,0875	225,2525	7,58	1707,41376
7	10,97	396,7575	335,9225	15,06	5058,99247
8	15,97	797,1825	596,97	9,46	5647,33596
9	12,97	540,4275	668,805	16,56	11075,4104
10	9,97	333,1725	436,8	22,2	9696,95945
11	8,97	275,0875	304,13	15,19	4619,73432
12	6,97	175,4175	225,2525	13,07	2944,04985
13	4,97	97,74748	136,5825	14,02	1914,8863
14	2,97	42,07748	69,91248	13,77	962,694781
15	0	0	21,03874	6,55	137,803731
Total					46289,52

IV.6.1.2 Matériaux de protection :

Tableau N°IV.5: Volume d'enrochement (Rip Rap) talus amont (e=0,4m).

Coupe N°	H _i (m)	S _i (m ²)	S _{moy} (m)	L _i (m)	V _i (m ³)
0	0	0	-	-	-
1	1,97	2,364	1,182	14,61	17,26902
2	3,97	4,764	3,564	10,7	38,1348
3	4,97	5,964	5,364	10,43	55,94652
4	6,97	8,364	7,164	7,47	53,51508
5	8,97	10,764	9,564	7,58	72,49512
6	10,97	13,164	11,964	15,06	180,17784
7	15,97	19,164	16,164	9,46	152,91144
8	12,97	15,564	17,364	16,56	287,54784
9	9,97	11,964	13,764	22,2	305,5608
10	8,97	10,764	11,364	15,19	172,61916
11	6,97	8,364	9,564	13,07	125,00148
12	4,97	5,964	7,164	14,02	100,43928
13	2,97	3,564	4,764	13,77	65,60028
14	0	0	1,782	6,55	11,6721
Total					1638,891

Tableau IV.6: Volume de gravier, talus amont (e=0,2m).

Coupe N°	H _i (m)	S _i (m ²)	S _{moy} (m)	L _i (m)	V _i (m ³)
0	0	0	-	-	-
1	1,97	1,062	0,531	14,61	7,75791
2	3,97	2,262	1,662	10,7	17,7834
3	4,97	2,862	2,562	10,43	26,72166
4	6,97	4,062	3,462	7,47	25,86114
5	8,97	5,262	4,662	7,58	35,33796
6	10,97	6,462	5,862	15,06	88,28172
7	15,97	9,462	7,962	9,46	75,32052
8	12,97	7,662	8,562	16,56	141,78672
9	9,97	5,862	6,762	22,2	150,1164
10	8,97	5,262	5,562	15,19	84,48678
11	6,97	4,062	4,662	13,07	60,93234
12	4,97	2,862	3,462	14,02	48,53724
13	2,97	1,662	2,262	13,77	31,14774
14	0	0	0,831	6,55	8,9211
Total					799,5146

Tableau IV.7: Volume de sable, talus amont (e=0,2m).

Coupe N°	H _i (m)	S _i (m ²)	S _{moy} (m)	L _i (m)	V _i (m ³)
0	0	0	-	-	-
1	1,97	0,942	0,471	14,61	6,88131
2	3,97	2,142	1,542	10,7	16,4994
3	4,97	2,742	2,442	10,43	25,47006
4	6,97	3,942	3,342	7,47	24,96474
5	8,97	5,142	4,542	7,58	34,42836
6	10,97	6,342	5,742	15,06	86,47452
7	15,97	9,342	7,842	9,46	74,18532
8	12,97	7,542	8,442	16,56	139,79952
9	9,97	5,742	6,642	22,2	147,4524
10	8,97	5,142	5,442	15,19	82,66398
11	6,97	3,942	4,542	13,07	59,36394
12	4,97	2,742	3,342	14,02	46,85484
13	2,97	1,542	2,142	13,77	29,49534
14	0	0	0,771	6,55	5,05005
Total					779,5838

Tableau IV.8 : Volume d'encrochement, talus aval (e=0,4m)

Coupe N°	Hi (m)	Si (m ²)	S _{moy} (m)	Li (m)	Vi (m ³)
0	0	0	-	-	-
1	1,97	1,67	0,835	14,61	12,19935
2	3,97	3,67	2,67	10,7	28,569
3	4,97	4,67	4,17	10,43	43,4931
4	6,97	6,67	5,67	7,47	42,3549
5	8,97	8,67	7,67	7,58	58,1386
6	10,97	10,67	9,67	15,06	145,6302
7	15,97	15,67	13,17	9,46	124,5882
8	12,97	12,67	14,17	16,56	234,6552
9	9,97	9,67	11,17	22,2	247,974
10	8,97	8,67	9,17	15,19	139,2923
11	6,97	6,67	7,67	13,07	100,2469
12	4,97	4,67	5,67	14,02	79,4934
13	2,97	2,67	3,67	13,77	50,5359
14	0	0	1,335	6,55	8,74425
Total					1315,915

IV.6.1.3 Prisme de drainage :

Tableau IV.9: Volume d'encrochement.

Coupe N°	Hi (m)	Si (m)	S _{moy} (m)	di	Vi (m ³)
0	0	0	-	-	-
1	0,5	0,875	0,4375	7,47	3,268125
2	1,7	3,995	2,435	7,58	18,4573
3	3	14	8,9975	15,05	135,41238
4	2,16	9,7328	11,8664	16,56	196,50758
5	1,05	2,12625	5,929525	22,2	131,63546
6	0	0	1,063125	6,24	6,6339
					485,28084

IV.6.1.4 Tapis drainant :

Tableau IV.10: Volume de gravier (e=0,3m).

Coupe N°	Hi (m)	Si (m ²)	S _{moy} (m)	di	Vi (m ³)
0	0	0	-	-	-
1	0,5	0,041667	0,0208335	7,47	0,1556262
2	1,7	0,481667	0,261667	7,58	1,9834359
3	3	2,666667	1,574167	15,05	23,691213
4	2,16	1,664267	2,165467	16,56	35,860134

5	1,05	0,18375	0,9240085	22,2	20,512989
6			0,091875	6,24	0,5733
					82,776698

Tableau IV.11: Volume de sable (e=0,3m).

Coupe N°	Hi (m)	Si (m ²)	S _{moy} (m)	di	Vi (m ³)
0	0	0	-	-	-
1	0,5	0,041667	0,0208335	7,47	0,1556262
2	1,7	0,481667	0,261667	7,58	1,9834359
3	3	2,666667	1,574167	15,05	23,691213
4	2,16	1,664267	2,165467	16,56	35,860134
5	1,05	0,18375	0,9240085	22,2	20,512989
6	0	0	0,091875	6,24	0,5733
					82,77669

Tableau IV.12: Volume de sable et de gravier du tapis drainant.

Tapis drainant					
Sable (e=20 cm)			Gravier (e=30 cm)		
Si (m)	di	Volume (m ³)	Si (m)	di	V (m ³)
5,4	74	399,6	8,1	74	499,4

IV.6.2 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.6.2.1 le Noyau :

Tableau IV.13: Volume de noyau.

Coupe N°	Hi (m)	Si (m)	S _{moy} (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
0	0	0	-	-	-
1	4,17	14,76107	7,380535	25,31	186,80134
2	7,17	67,1652	40,963135	17,9	733,24012
3	14,97	114,5375	90,85135	32,1	2916,3283
4	9,17	131,22	122,87875	53,95	6629,3086
5	2,17	24,84173	78,030865	29,89	2332,3426
6	0	0	12,420865	17,52	217,61355
Total					13015,6345

IV.6.2.2 Recharge :

Tableau IV.14: Volume de la recharge (alluvions).

Coupe N°	H _i (m)	S _i (m)	S _{mov} (m ²)	L _i (m)	V _i (m ³)
0	0	0	-	-	-
1	1,97	14,472204	7,236102	14,61	105,71945
2	3,97	45,338876	29,90554	10,7	319,98928
3	4,97	84,38718	64,863028	10,43	676,52138
4	6,97	155,74274	120,06496	7,47	896,88525
5	8,97	231,6612	193,70197	7,58	1468,2609
6	10,97	320,1724	275,9168	15,06	4155,307
7	15,97	338,1316	329,152	9,46	3113,7779
8	12,97	264,8316	301,4816	16,56	4992,5353
9	9,97	234,2872	249,5594	22,2	5540,2187
10	8,97	250,6834	242,4853	15,19	3683,3517
11	6,97	240,6612	245,6723	13,07	3210,937
12	4,97	144,74274	192,70197	14,02	2701,6816
13	2,97	61,41682	103,07978	13,77	1419,4086
14	0	0	72,37137	6,55	474,03247
Total					32758,627

IV.6.2.3 Filtre et drains :

Tableau IV.15: Volume du sable (e=0,2)

Coupe N°	H _i (m)	S _i (m)	S _{mov} (m ²)	L _i (m)	V _i (m ³)
0	0	0	-	-	-
1	12,7	9,071429	4,5357145	5,56	25,218573
2	15	10,71429	9,8928595	15,05	148,88754
3	14,16	10,11429	10,41429	9,46	98,519183
4	12,15	8,678571	9,3964305	15,56	146,20846
5	10,7	7,642857	8,160714	10,5	85,687497
6	0	0	3,8214285	10,5	40,124999
					544,64625

Tableau IV.16: Volume du gravier (e=0,2)

Coupe N°	H _i (m)	S _i (m)	S _{mov} (m ²)	L _i (m)	V _i (m ³)
0	0	0	-	-	-
1	12,7	9,071429	4,5357145	5,56	25,218573
2	15	10,71429	9,8928595	15,05	148,88754
3	14,16	10,11429	10,41429	9,46	98,519183

4	12,15	8,678571	9,3964305	15,56	146,20846
5	10,7	7,642857	8,160714	10,5	85,687497
6	0	0	3,8214285	10,5	40,124999
					544,64625

IV.6.3 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.6.3.1 Recharge (enrochement) :

Tableau IV.17: Volume de la recharge (enrochement).

Coupe N°	Hi (m)	Si (m)	S _{moy} (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
0	0	0	-	-	-
1	1,97	20,60848	10,30424	14,61	150,54491
2	3,97	62,87848	41,74348	10,7	446,655183
3	4,97	92,26348	77,57098	10,43	809,065269
4	6,97	167,5335	129,8985	7,47	970,341608
5	8,97	264,8035	216,1685	7,58	1638,55704
6	10,97	384,0735	324,4385	15,06	4886,04343
7	15,97	778,4985	581,286	9,46	5498,96532
8	12,97	525,3435	651,921	16,56	10795,8113
9	9,97	321,6885	423,516	22,2	9402,05465
10	8,97	264,8035	293,246	15,19	4454,40636
11	6,97	167,5335	216,1685	13,07	2825,32197
12	4,97	92,26348	129,8985	14,02	1821,17662
13	2,97	38,99348	65,62848	13,77	903,704101
14	0	0	19,49674	6,55	127,703631
					44730,35

IV.6.3.2 Masque en béton :

Tableau IV.18: Volume du masque en béton (e=0,4).

Coupe N°	H _i (m)	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	L _i (m)	V _i (m ³)
0	0	0	-	-	-
1	1,97	1,884	0,942	14,61	13,76262
2	3,97	4,284	3,084	10,7	32,9988
3	4,97	5,484	4,884	10,43	50,94012
4	6,97	7,884	6,684	7,47	49,92948
5	8,97	10,284	9,084	7,58	68,85672
6	10,97	12,684	11,484	15,06	172,94904
7	15,97	18,684	15,684	9,46	148,37064
8	12,97	15,084	16,884	16,56	279,59904
9	9,97	11,484	13,284	22,2	294,9048
10	8,97	10,284	10,884	15,19	165,32796
11	6,97	7,884	9,084	13,07	118,72788
12	4,97	5,484	6,684	14,02	93,70968
13	2,97	3,084	4,284	13,77	58,99068
14	0	0	1,542	6,55	10,1001
Total					1559,168

IV.7 Estimation du coût des différentes variantes :

Le Tableau IV.19, donne les différents coûts des variantes.

Tableau IV.19: Le coût des différentes variantes.

Variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût .10 ⁶ (DA)	Total .10 ⁶ (DA)
Homogène En terre	Recharge (argile)	46289,52	500	23,144	30,6704
	Enrochement	3440,086	1500	5,1601	
	Graviers	1381,114	800	1,1049	
	Sables	1261,3838	1000	1,2614	
Zoné	Recharge (alluvions)	32758,627	1000	32,7586	49,6224
	Noyau	13494,551	800	10,7956	
	Graviers	504,5211	1000	0,5045	
	Sables	504,5211	800	0,4036	
	Enrochement	3440,086	1500	5,1601	
Enrochement avec masque en béton	Recharge (enrochement)	44730,35	1500	67,0955	106,007
	Masque en béton	1559,168	25000	38,9792	

➤ **Comparaison financière des trois variantes :**

A travers le tableau IV.19, 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 :

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 (<3%) ;
 - Une grande résistance au cisaillement et une densité sèche maximale
- Un coût économique ;
- le coût du barrage doit être le plus économique possible.

Chapitre V :

ETUDE DE LA VARIANTE CHOISIE

Etude de Variante Choisie

Introduction

La digue de la retenue de Mezoudj est en remblai homogène, avec une hauteur totale de 16,01 m. La largeur en crête est de 6, et les fruits des talus amont et aval sont donnés successivement de (3 ; 2,5).

V.1 Conception de la digue:

La digue de la retenue collinaire sur Oued MEZOU DJ est une digue dite homogène et sera construite uniquement avec des argiles limoneuses.

La composition constructive sera comme suit :

- Fondation ancrée à 4 mètres pour éviter le niveau alluvionnaire ;
- Filtre horizontal (tapis drainant) avec un prisme aval ;
- Recharges argileuses mélangées avec des alluvions ;
- Revêtements sur les talus amont et aval de la digue.

Le niveau de la crête a été arrêté à la côte 1067 m.NGA. On définit les termes suivants :

a. Crête: Facilite la circulation sur le barrage une fois terminée, elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage.

b. Clé d'ancrage: elle permet de couper ou de diminuer le flux d'eau à travers la fondation et d'allonger le chemin de filtration.

c. Revêtements: Ils protègent les talus contre l'action des vagues (en amont) et de la pluie (en aval).

d. Filtres et drainages: Il s'agit de dispositifs qui contrôlent et évacuent les eaux infiltrées à l'intérieur des barrages.

e. Recharge: Le massif en amont ou en aval qui donne, en général, la stabilité au barrage.

V.2 Classification de l'ouvrage

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. Pour connaître la classe de notre barrage, nous utilisons le tableau V.1 ;

Tableau N°V.1 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs 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

V.2.1 Définition de profil général de la retenue :

V.2.1.1 Hauteur de barrage :

a. Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a.1 Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (V.01)$$

Avec : $H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (V.02)$

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

F: largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit être inférieure à 18 kilomètres [F = 0.30 km].

A.N : $H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,30} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,30} = 0,74 \text{ m}$

D'où : $V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,74 = 2,98 \text{ m/s}$

Donc : $R = 0,75 \cdot 0,74 + \frac{2,98^2}{2 \cdot 9,81} = 1,01 \text{ m}$

a.2 Formule de MALLET et PACQUANT :

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec} \quad H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (V.03)$$

A.N : $H = 0,5 + 0,33 \cdot 30 = 0,68 \text{ m}$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,68 = 2,86 \text{ m/s}$$

Donc :
$$R = 0,665 + \frac{2,86^2}{2 \cdot 9,81} = 0,93 \text{ m}$$

a.3 Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(V.04)$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,3} = 1,16 \text{ m}$$

b. Calcul la hauteur du barrage

Pour les barrages dont la hauteur ne dépasse pas les 20 m, on peut préalablement prendre la valeur du tassement égale à (0,5 ÷ 2) % de la hauteur du barrage.

Pour les petits barrages, on calcule le tassement d'après la formule suivante : $T = 0,01 H_b$

Avec ;

T = Tassement de la crête du barrage,

H_b = Hauteur du barrage.

D'où :

$$H_b = C_{NNR} - C_f + h_{dév} + R + T = 1065 - 1051 + 0,90 + 1,01 + 0,1 = 16,01 \text{ m.}$$

V.1.1.2 La largeur en crête

Pour les digues dont les hauteurs sont inférieures à 10m, la largeur de la crête ne doit pas être inférieure à 3 m. Pour les digues de hauteur supérieure à 10m, la largeur de la crête sera égale à 1/3 de la hauteur de la digue, mais en général il est recommandable que la largeur soit de 4 à 6m.

1) Formule de KNAPENT :

$$b_{cr} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(V.05)$$

2) Formule de E- F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots(V.06)$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots(V.07)$$

4) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(V.08)$$

Avec ;

H_b : Hauteur du barrage [m];

Tableau N°V.2 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	6,59
EF PREECE	5,40
SIMPLIFIEE	6,10
PRATIQUE	6,66
Moyenne	6,18

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

V.2.1.3 Longueur en crête :

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à 222 m

V.2.1.4 pentes des talus :

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales.

Tableau N°V.3: Valeurs indicatives des pentes des talus.

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

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et le type du barrage .on choisi pour les calculs les pentes:

- Parement amont $m_1 = 3$.

➤ Parement aval $m_2 = 2,5$.

Ces valeurs seront retenues si toutefois la stabilité est assurée.

V.3 Protection de la Crête :

La crête du barrage en tant qu'élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable elle est réalisée avec une pente de 2 pour mille dans les deux cotés. Elle peut servir pour les passages de service.

La couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de gravé et sable compactée) et couche de 20cm béton. Pour le barrage homogène, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante les matériaux de la couche de crête.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage).

V.4 Protection des talus :

Les talus de la digue doivent nécessairement être protégés contre toute action pouvant contribuer à leur altération.

Les talus de la digue sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

a. le talus aval :

Pour sa protection, l'utilisation de pierres avec des épaisseurs entre 0,2 et 0,3 m est très commune.

b. Le talus amont :

L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'à une profondeur minimale. Pour cela, on utilise communément un enrochement sur la couche de filtre dont l'épaisseur peut être calculée par les méthodes suivantes:

1. Première méthode :

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

1-le talus aval :

Sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé au fur à mesure des travaux de terrassement. On fait un enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3).

Remarque :

On a évité d'enherber le parement du talus aval car les racines de la végétation risquent de favoriser des fissures au niveau du talus, on peut attendre à des glissements d'argile.

2-le talus amont :

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

Sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la formule suivante :

$$e = C.V^2 \dots\dots\dots (V.09)$$

- Où :
- e : Epaisseur de l'enrochement en [m];
 - V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s] (2,92m/s);
 - C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et

Du poids spécifique θ du matériau d'enrochement. ($\gamma_P=2,5 \text{ g/cm}^2$).

La valeur de C est donnée par le tableau V.4.

Tableau N°V.4: Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\gamma = 2,50 \text{ (t/m}^3 \text{)}$	$\gamma = 2,65 \text{ (t/m}^3 \text{)}$	$\gamma = 2,80 \text{ (t/m}^3 \text{)}$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Par interpolation linéaire : $C = 0,028$

D'où : $e = 0,24 \text{ m}$

En analysant les résultats obtenus, on peut conclure que l'épaisseur à retenir pour la suite du dimensionnement de la digue est $e = 30 \text{ cm}$.

Donc on retient une protection d'une épaisseur de 30 cm d'enrochements.

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

$$P \geq 0,52e^2\gamma \dots\dots\dots(V.10)$$

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

$$Dp = 3\sqrt{\frac{P}{0,524\gamma}} \text{ (cm) } \dots\dots\dots(V.11)$$

Diamètre moyen de **D_p=10cm**.

Donc on retient une protection d'une épaisseur de 30 cm avec deux (02) couches d'enrochements.

2. Deuxième méthode :

Les ingénieurs d'US ARMY utilisent le tableau V.5 déterminé à partir d'abaques qui permettent d'obtenir l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague.

Tableau V.5 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	Dmin (m)
0 ÷ 0,3	0,3	0,20
0,2 ÷ 0,6	0,4	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,40
1,8 ÷ 2,4	0,7	0,45
2,4 ÷ 3	0,8	0,55

Pour des hauteurs de la vague 0,6 < H < 1,2m.

$$e = 0,45 \text{ et } D_{50 \text{ min}} = 0,30 \text{ m}$$

H = hauteur de la vague (m).

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

D₅₀ = diamètre minimal du 50 % de la pierre.

V.5 Drainages :

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

Les conditions des drainages sont comme suit :

- Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.
- Ne pas permettre l'effet de Renard; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs

Couches filtrantes.

➤ On doit contrôler son fonctionnement.

❖ **But du drainage :**

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

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

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

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

V.5.1. Prisme de drainage :

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. Sa hauteur minimale est en fonction du niveau d'eau en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur. On peut calculer sa hauteur par l'expression $0.2 H$ où H est la hauteur du barrage.

V.5.1.1 Dimensionnement du prisme aval :

• **Fruits des talus**

$m_1 = (1 \text{ -- } 1,75)$ on prend $m_1 = 1,25$

$m_2 = (1,5 \text{ -- } 2,5)$ on prend $m_2 = 2,5$

• **la hauteur du drain :**

$$h_{dr} = (0,15 \text{ -- } 0,2) H_b \dots\dots\dots (V.12)$$

Où :

H_b : Hauteur du barrage ;

AN: $h_{dr} = 0,18 * 16,01 = 2,87 \text{ m}$

Donc on adopte: $H_{dr} = 3.00\text{m}$

• la largeur en crête :

Elle est donnée par : $b_{dr} = \left(\frac{1}{3} - \frac{1}{4}\right) H_{dr}$ (V.13)

$$b_{dr} = \frac{1}{3} \cdot 3 = 1,00 \text{ m}$$

• largeur en base du drain :

Elle est exprimée par :

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) H_{dr} \text{ (V.14)}$$

AN : $B = 1 + (1,25 + 2,5) \cdot 3 = 12,25 \text{ m}$

V.5.2 tapis de drainage :

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue, la sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur, pour son dimensionnement il est recommandé d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0.50 \text{ m}$, 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.5.2.1 Dimensionnement du drain tapis :

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

$$L_d = \frac{L_b}{3} \text{ (V.15)}$$

L_d : Longueur du drain tapis en mètres ;

L_b : Longueur transversale du barrage en mètres.

Donc : $L_d = \frac{101}{3} = 33,67 \text{ m}$

O prend $L_d = 33,67 \text{ m}$

V.5.2.2 la clé d'étanchéité :

D'après les résultats obtenus au laboratoire, on peut dire que le fond de la vallée d'Oued MEZOUJ est constitué généralement d'une couche alluvionnaire, où la présence d'un grand risque de pertes d'eau par infiltration au dessous du corps de la digue.

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméable.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui de la digue. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 5 m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.30m. La largeur en base est de 4.0m indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1,0$.

V.6 Disposition des filtres et drains :

V.6.1 Les filtres :

De fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage, l'eau s'infiltré progressivement dans le massif et ses fondations. Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des particules fines du massif à drainer, on interpose alors un filtre entre les deux matériaux, sa fonction principale est de retenir ces particules du sol drainé tout en permettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux grossiers.

Ils peuvent être situés :

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

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

De nos jours, on remplace souvent ces filtres granulaires naturels ou concassés par des géotextiles issus de l'industrie du textile et se présentent en rouleaux de longueur variable offrant ainsi l'avantage d'être économique et une facilité de mise en œuvre par rapport aux filtres à base de plusieurs couches de matériaux calibrés.

a. Règles générales de dimensionnement des drains et filtres :

Dans les passages ultérieurs, nous avons fait allusions à plusieurs reprises aux conditions de non entraînement des fines particules encore dénommées "conditions de filtres" ; les conditions de l'absence du renard

➤ **Condition 1:**

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (V.16)$$

D'où :

- η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, η = D₆₀/D₁₀ ;
- n : Porosité du sol en fonction d'unité n = n_o - 0,1 Log η ;
- n_o = 0,4 pour les sols caillouteux ;
- n_o = 0,45 pour les sols argileux.

➤ **Condition 2 :**

Condition de (TERZAGI ,1922) se condition doit répondre à la condition de perméabilité et à la condition de non entraînement des fines :

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

- Condition de perméabilité $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$;
- Condition de non entraînement des fines $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$;

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

$$4 \cdot d_{85} > D_{15} > 5 \cdot d_{15} \quad .$$

Le plus souvent pour les petits barrages, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition, la mise en place d'un filtre est alors inutile. En outre pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant on devra

S'assurer de la condition d'uniformité à savoir :

$$2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8 \quad .$$

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

Un filtre ne doit ni se dégrader par entraînement de ses éléments, ni se colmater.

b) Détermination de la courbe granulométrique des Filtres :

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \dots\dots\dots (V.17)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots\dots\dots (V.18)$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

- D_{15}, D_{50} : Diamètre de filtre.
- d_{15}, d_{50} : Diamètre du sol à protéger.

Granularité de sol protégé :

- $d_{15} = 0,0005 \text{ mm} ;$
- $d_{50} = 0,004 \text{ mm};$
- $d_{85} = 0,15 \text{ mm}.$

• La première couche de filtre est entre des terres du corps du barrage et la première couche de drain aux limites suivantes :

- $0,006 \text{ mm} < D_{15} < 0,02 \text{ mm} ;$
- $0,048 \text{ mm} < D_{50} < 0,238 \text{ mm}.$

La courbe granulométrique moyenne est :

- $D_{15} = 0,013 \text{ mm} ;$**
- $D_{50} = 0,143 \text{ mm}.$**

La deuxième couche des filtres on la détermine de fonction de la courbe moyenne de la première couche :

- $0,156 \text{ mm} < D_{15} < 0,520 \text{ mm}$
- $1,716 \text{ mm} < D_{50} < 8,294 \text{ mm}.$

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

- $D_{15} = 0,338 \text{ mm}.$**
- $D_{50} = 5,005 \text{ mm}.$**

c) Vérification de la condition d’absence de phénomène de renard :

1) Filtre N° 1 :

➤ **La condition de l’absence du renard au massif du sol.**

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

η : Coefficient d’hétérogénéité du sol du filtre. $\eta = \frac{D_{60}^F}{D_{10}^F}$

Avec : $D_5^F, D_{17}^F, D_{10}^F, D_{60}^F$: diamètres des particules égales à 5 ; 17 ; 10 et 60%

$$D_5^F = 0,008\text{mm} \quad ; \quad D_{17}^F = 0,012\text{mm} \quad , \quad D_{10}^F = 0,009\text{mm} \quad ; \quad D_{60}^F = 0,30\text{mm} \quad .$$

$$\eta = \frac{0,30}{0,009} = 33,33.$$

n : porosité du sol en fonction d'unité

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

tel que : $n_0 = 0,45$ pour les argiles.

$$\text{AN : } n = 0,45 - 0,1 \log (33,33) \quad \mathbf{n = 0,30}$$

Ce qui donne

$$0,32 \sqrt[6]{33,33(1+0,05.33,33)} \frac{0,30}{1-0,30} = 0,48.$$

$$\frac{D_5^F}{D_{17}^F} = 0,67 \geq 0,48 .$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de l'apparition du phénomène du renard dans le filtre, donc la couche est acceptée.

➤ **La condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,013}{0,15} = 0,087 < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

2) Filtre N°2 :

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

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

$$D_5^F = 0,22\text{mm} \quad ; \quad D_{17}^F = 0,41\text{mm} \quad , \quad D_{10}^F = 0,28\text{mm} \quad ; \quad D_{60}^F = 10\text{mm} .$$

$$\eta = \frac{D_{60}^F}{D_{10}^F} = \frac{10}{0,28} = 35,71. \quad \text{Donc } n = 0,45 - 0,1 \log (35,71) \quad \mathbf{n = 0,29}.$$

$$0,32 \sqrt[6]{35,71(1+0,05.35,71)} \frac{0,29}{1-0,29} = 0,49.$$

$$\frac{D_5^F}{D_{17}^F} = 0,54 \geq 0,49 .$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de l'apparition du phénomène du renard dans le deuxième filtre, donc la couche est acceptée.

➤ **La condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,338}{0,15} = 2,25 < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

d) Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre :

$$K_f > (2 + \sqrt[6]{\eta})K_n$$

Où :

K_f : Coefficient de perméabilité du filtre 10^{-4} m/s

K_n : Coefficient de perméabilité de l'argile $0,96 \cdot 10^{-8}$ m/s.

$$\eta = \frac{D_{60}^F}{D_{10}^F} = 35,71 \quad ; \quad \text{et} \quad (2 + \sqrt[6]{\eta})K_n = 3,73 \cdot 10^{-8} \quad \text{m/s.}$$

$$K_f = 10^{-4} > 3,73 \cdot 10^{-8}$$

Donc, la perméabilité du filtre est suffisante.

e) Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain :

✓ **Condition de perméabilité :**

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5 \dots\dots\dots (V.20)$$

D_{15} : diamètre correspondant à 15% du drain.

d_{15} : diamètre correspondant à 15% de l'argile.

$$D_{15} = 0.013 \text{ mm}$$

$$d_{15} = 0.0005 \text{ mm.}$$

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} = \frac{0,013}{0,0005} = 26 > 5$$

Donc la condition de perméabilité est vérifiée.

✓ **Condition de non entraînement des particules fines :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots (V.21)$$

D_{15} : diamètre correspondant à 15% du drain.

d_{85} : diamètre correspondant à 85% de l'argile.

$$D_{15} = 0,013 \text{ mm,}$$

$$d_{85} = 0,15$$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,013}{0,15} = 0,087 < 4$$

La condition assemblée les deux sont : $4 \cdot d_{85} > D_{15} > 5 \cdot d_{15}$ donc est vérifié.

6.2 Conclusion :

On prévoit dans le talus amont :

- Une première couche de sable d'épaisseur $e_s = 20 \text{ cm}$;
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur $e_g = 20 \text{ cm}$;
- Les enrochements d'épaisseur $e_r = 0,30 \text{ cm}$

V.7 Etude des infiltrations :

Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours infiltration d'eau du fait qu'on crée une charge hydraulique derrière la digue.

Les infiltrations sont le principal ennemi d'un barrage par ses effets qui se présentent sous deux aspects:

- d'une part, les pertes d'eau qui réduisent sensiblement la capacité de la retenue;
- d'autre part, elles peuvent nuire à la stabilité de l'ouvrage par création d'effet de renard ou de sous-pression.

Ce calcul s'appuie sur le tracé de la ligne de saturation, dont plusieurs auteurs ont essayé de définir. Nous utiliserons la méthode grapho-analytique établie par KOZENY.

V.7.1 L'objectif de calcul des infiltrations :

L'objectif de cette partie est de déterminer :

- la zone submergée du corps de la digue ;
- les pressions interstitielles ;
- La trace de la ligne de saturation ;
- Le débit de fuite a travers le corps de barrage.

V.7.2 Principe :

Les hypothèses suivantes ont été émises pour le calcul:

- 1- la filtration est supposée dans un seul plan;
- 2- les composantes des vitesses dans la direction perpendiculaire à ce plan sont nulles;
- 3- l'écoulement suit la loi de DARCY;
- 4- le massif du barrage est homogène et isotrope.

D'après ces hypothèses, KOZENY a montré que la ligne de saturation est une parabole d'axe horizontal, dont le foyer est situé au pied du parement aval du noyau du barrage.

V.7.3 La ligne de saturation :

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle. Cette dernière est appelée ligne phréatique. Cette ligne délimite la partie sèche ou humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à trraver le barrage et de déterminer le cas échéant ;la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l »intérieur du massif.

L'équation de cette parabole est la suivante:

$$Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0 \dots\dots\dots(V.14)$$

Et $y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots(V.15)$

$h = H_e = 14 \text{ m} ; d = B - L_{ta} - 0,7. B ;$

B : La largeur en base ;

$b = m_1.h ; \text{ donc : } b = 42 \text{ m} ;$

$d = 101 - 33,67 - 0,7.42 = 37,93 \text{ m}$

$y_0 = 2,50 \text{ m}.$

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

$$y^2 = 5 x + 6,25$$

La parabole coupe le plan d'eau en un point A. Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny on raccorde celle ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole. En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point (D) sensiblement situé à une distance de a_0 .

$$a_0 = \frac{Y_0}{2} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{d^2 + H^2} - d \right) \dots\dots\dots (V.16)$$

AN : $a_0 = \frac{2,5}{2} = 1,25m$

Tableau N°V.6: Coordonnées de la parabole de Kozeny.

X (m)	-1,25	-1,05	0	5	10	15	20	25	30	35	40
Y (m)	0	1	2,5	5,59	7,5	9,01	10,30	11,45	12,5	13,46	14,36

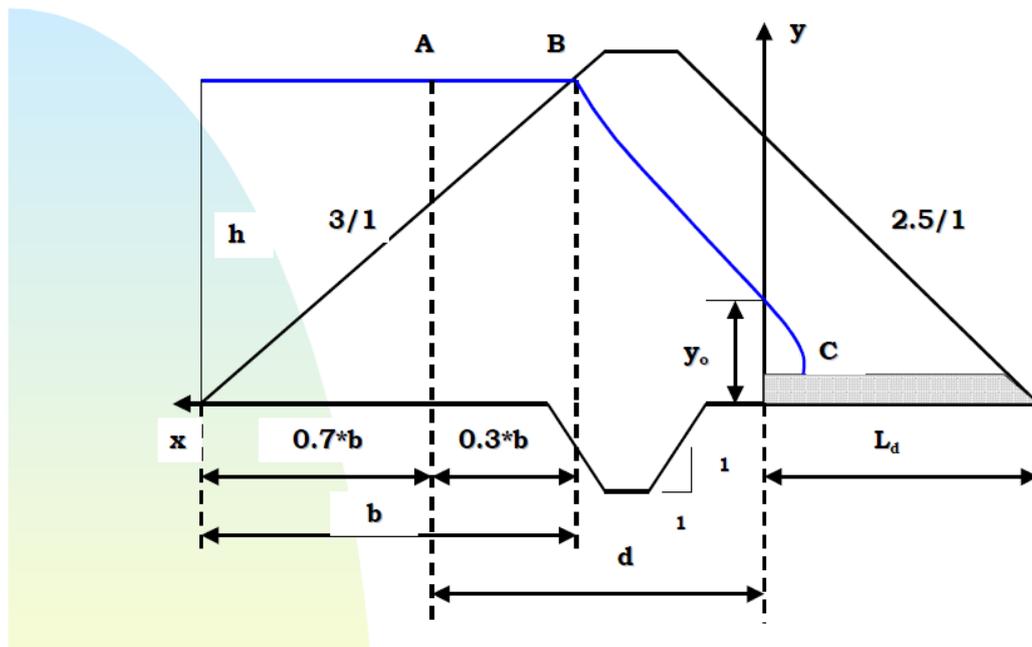


Figure N°V.1 : calcul les infiltrations à travers le corps de la digue.

V.7.4 Calcul du débit d’infiltration (débit de fuite) :

a) la digue :

C’est la nature du matériau (argile) qui conditionne l’écoulement à travers le corps du barrage.

Le débit de fuite est déterminé par la formule suivante :

$$Q_n = K.I.A \dots\dots\dots (V.17)$$

q_n : débit d’infiltration (m³/s/ml) ;

I : gradient hydraulique ;

K : Coefficient de perméabilité ;

A : section d’infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par :

$$I = \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (V.18)$$

Et $A=y.1$

Donc: $q_n = K.y.\frac{dy}{dx}$ Avec $Y.\frac{dy}{dx} = y_0$

D’où : $q_n = K.y_0$ (m³/s/ml)

Sachant que $K = 2,25.10^{-8}$ m/s

On a : $q_n = 5,63 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s/ml}$

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q_n \cdot L = 5,68 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit de perte en une année sera :

$$Q_{an} = 179,16 \text{ m}^3/\text{an}$$

Cette valeur de débit de fuite est sensiblement négligeable par rapport au volume d'eau Stocké.

b) Fondation :

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

$$q_n = K \cdot I \cdot A \dots\dots\dots (V.19)$$

avec : K : coefficient de perméabilité. ($K = 1,25 \cdot 10^{-7}$)

I : gradient hydraulique

$$I = H_b / L_b \dots\dots\dots (V.20)$$

(H_b charge de la retenue, $L_b = 101 \text{ m}$ l'emprise de barrage)

A : section d'infiltration par unité de longueur $A = T \cdot 1$ ($T = 5 \text{ m}$ profondeur du sol de fondation perméable).

D'où : $q_n = K \cdot I \cdot T$

Tableau N°V.7: Débit d'infiltration à travers la fondation

H	I	K(m/s)	$q(\text{m}^3/\text{s/ml})$	$Q(\text{m}^3/\text{s})$
14	0,139	$1,25 \cdot 10^{-7}$	$8,68 \cdot 10^{-8}$	$8,77 \cdot 10^{-6}$

c) Le barrage (digue + Fondation) :

le débit d'infiltration (m^3/s) à traver le barrage est donné dans le tableau suivant :

Tableau N°V.8: Débit d'infiltration à travers la retenue

Digue(m^3/s)	Fondation(m^3/s)	Barrage(m^3/s)
$5,68 \cdot 10^{-6}$	$8,77 \cdot 10^{-6}$	$14,45 \cdot 10^{-6}$

V.7.5 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :

➤ **Corps du barrage :**

La résistance d'infiltration du sol est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} \leq I_{adm} \dots\dots\dots (V.21)$$

ΔH : perte de charge à travers le barrage ; $\Delta H = 14 \text{ m}$ et $l = 101 \text{ m}$

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau V.10

Tableau N°V.9 : 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 N°V.10 : gradient hydraulique admissible (V.volkov, 1986)

Sol du corps du barrage	Classification de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,5	1,6	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable- moyenne	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: $I_{adm}=1,8$; $\Delta H=14$ m; $l=101$ m ;

$I = 0,139 \leq I_{adm}=1,8$.

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 :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (V.20)$$

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

TableauN°V.11 : 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 N°V.12: 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 :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0,88T_c} \dots\dots\dots(V.21)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. (5m)

ΔH : charge d'eau (H=14 m).

L : longueur à la base du barrage (L=101 m)

On a donc, $I_f=0,133$

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 fondation est assurée.

V.8 Volume des travaux

Les volumes totaux des différents matériaux constituant le corps de barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_b = \sum_i^n V_i \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots(V.22)$$

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 résumé dans les tableaux de l'annexe 'C'

V.9 Conclusion :

A partir des résultats de calculs qui sont faits dans ce chapitre on conclut que :

- La digue de la retenue Sidi Boutchent est une digue homogène (argile) d'hauteur $H_b=16,01\text{m}$.
- Le filtre est stable (pas de phénomène de renard).
- Le débit total d'infiltration est de $14,45 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$ qui est faible.
- La quantité de zone d'empreinte est suffisante pour les matériaux de constructions.

Chapitre VI :

ETUDE DE STABILITE DE LA DIGUE

Etude de Stabilité

VI.1 Généralités sur l'étude de stabilité des pentes (barrage) :

La stabilité des barrages en terre est étudiée au moyen des méthodes utilisées plus généralement pour l'étude des pentes en mécanique des sols les plus courantes sont celles de FELLENIUS, BISHOPB, TAYLOR , toutes sont des méthodes d'équilibre des forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies. Un facteur qui influe très fortement sur la stabilité est la pression interstitielle qui peut s'installer de façon durable dans le remblai.

- En raison des écoulements permanents à travers le remblai.
- En conséquence des variations des contraintes, résultantes de la construction, d'une vidange rapide, ou bien de séismes.

Plusieurs configurations doivent être analysées :

- 1. Fonctionnement normal (talus aval) :** le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités.
- 2. Fin de construction (talus aval et amont) :** pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées.
- 3. Vidange rapide (talus amont) :** après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont.

Les coefficients de sécurité couramment admis en fonction de la classe du barrage sont groupés dans le Tableau N°VI.1

Tableau N°VI.1: Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,3 ÷ 1,2	1,2 ÷ 1,15	1,15 ÷ 1,1	1,1 ÷ 1,05
Spéciales (avec séisme)	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,05

Notre barrage fait partie de la classe III, les coefficients admissibles seront donc :

- Sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,15 - 1,10$
- Avec séisme : $K_{as,adm} = 1,10 - 1,05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcul le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste la détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être inférieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} »

VI.2 Méthode de FELLENIUS :

Dans cette méthode on admet que la rupture a lieu suivant une surface de glissement en forme de cylindre circulaire et qu'elle se produit instantanément et simultanément le long de toute la surface. On considère d'autre part qu'il n'y a aucune interaction dans la 3^{ème} dimension du barrage transversale à la vallée. Pour que cette approximation soit valable, la longueur du barrage le long de cette 3^{ème} dimension doit représenter 2 à 3 fois la longueur de l'arc de rupture, cette hypothèse étant faite, on trace sur une coupe transversale du barrage plusieurs cercles de glissement et on cherche le cercle le plus critique c'est-à-dire celui qui présente le coefficient de sécurité le plus faible.

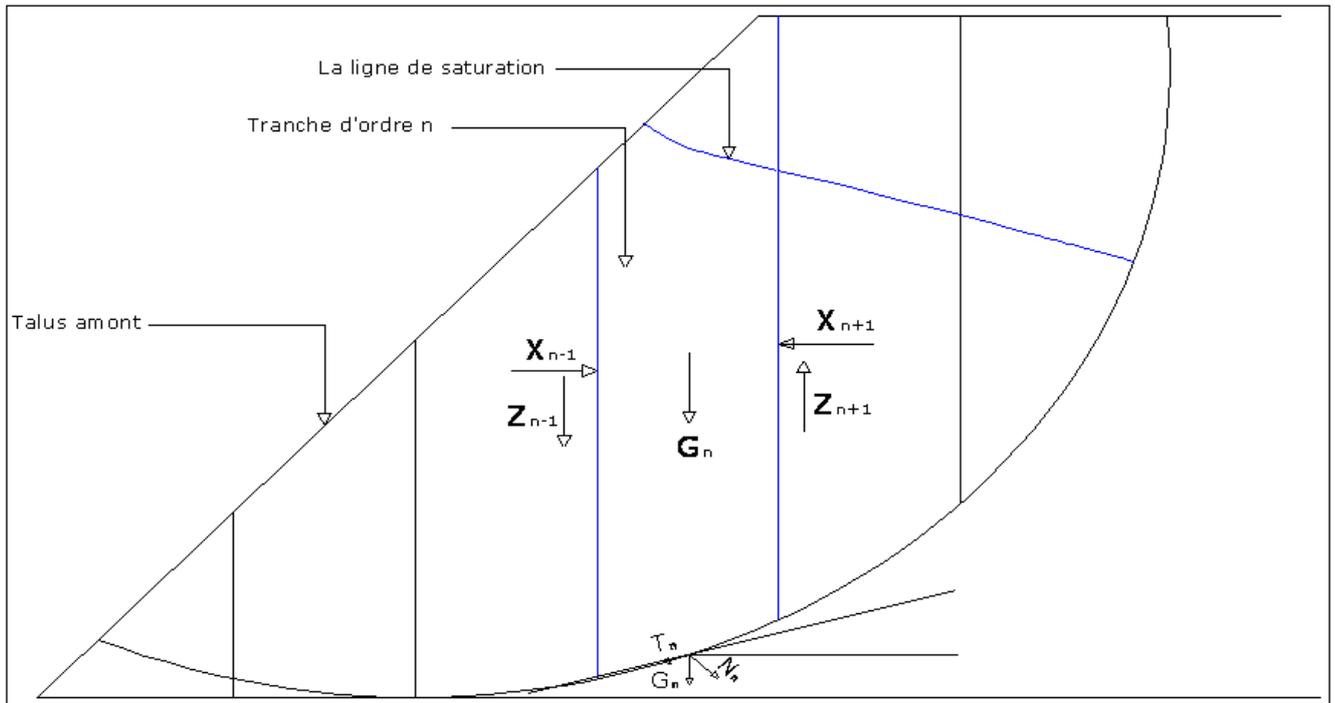


Figure VI.01 : Calcul de stabilité, méthode de FELLENIUS.

Tel que :

G_n : le poids de la tranche.

N_n : la composante normale du poids (G_n) de la tranche ramenée au niveau du cercle de glissement.

T_n : la composante tangentielle du poids (G_n) de la tranche ramenée au niveau du cercle de glissement.

X_n, Y_n : les composantes de l'action de la tranche d'ordre (n-1) sur la tranche (n).

X_{n+1}, Y_{n+1} : les composantes de l'action de la tranche d'ordre (n+1) sur la tranche (n).

Pour simplifier les calculs, FELLENIUS admet les hypothèses suivantes :

1) Au niveau de chaque tranche:

$$X_{n+1} - X_n = 0$$

$$Y_{n+1} - Y_n = 0$$

Ce qui revient à dire qu'il n'y a pas d'interaction.

2) La force tangentielle T_n a tendance à entraîner le glissement, elle est motrice.

3) La force N_n est stabilisatrice car elle mobilise le frottement interne, elle crée une force résistante

Le moment des forces résistantes est la somme de celui des forces de frottement et de celles de cohésion s'écrit :

$$\sum(N_n - P).Tg(\varphi).R + \sum C.dl.R \dots\dots\dots(VI.01)$$

Tel que : $P = U.dl \dots\dots\dots (VI.02)$

- U : la pression interstitielle
- dl : longueur en arc de la tranche
- R : rayon du cercle de glissement.
- φ : angle du frottement.
- C : la cohésion.

Le moment des forces motrices s'écrit :

$$\sum T_n.R = R. \sum T_n \dots\dots\dots (VI.03)$$

Le coefficient de sécurité F est défini comme le du moment résistant au moment moteur :

$$F = \frac{\sum(N_n - P).Tg(\varphi) + C.dl}{\sum T_n} \dots\dots\dots (VI.04)$$

En tenant compte de séisme le coefficient de sécurité devient :

$$F = \frac{\sum(N_n - P).Tg(\varphi) + C.dl}{\sum T_n + \frac{a.G_n.d_n}{R}} \dots\dots\dots (VI.05)$$

Tel que :

- a : Le coefficient de la séismicité.
- dn : la distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

VI.3 Ordre de calcul :

VI.3.1 Détermination du centre de glissement par la méthode de FANDEEV :

- 1) Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- 2) Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
- 3) Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :
 $R_1 = K_1.H_b.$

$$R_2 = K_2 \cdot H_b$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b = 15,97\text{m}$).

(K_1 - K_2) : sont déterminés d'après le Tableau VI.2 en fonction de la pente de talus.

Tableau N°VI.02: valeurs de K_1 , K_2 en fonction de pente de talus.

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Pour notre cas :

Tableau N°VI.03 : Les rayons des cercles de glissement.

talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	16,01	36,73
Aval	2,5	0,875	2,025	13,97	32,34

Le centre des rayons étant le point (B)

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite un courbe de rayon (R) qui doit être dans la limite du talus aval c.à.d entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement (o)

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0.1R$, pour le talus aval, les tranches se trouvant à droite dans le sens du glissement sont numérotées négativement, celles de gauche positivement contrairement au talus amont.

VI.3.2 Les efforts agissants sur une partie de glissement :

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

- 1) Poids de la tranche « G ».
- 2) Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
- 3) Forces de pressions interstitielles (U).
- 4) Forces de Cohésion.
- 5) L'effort du séisme.

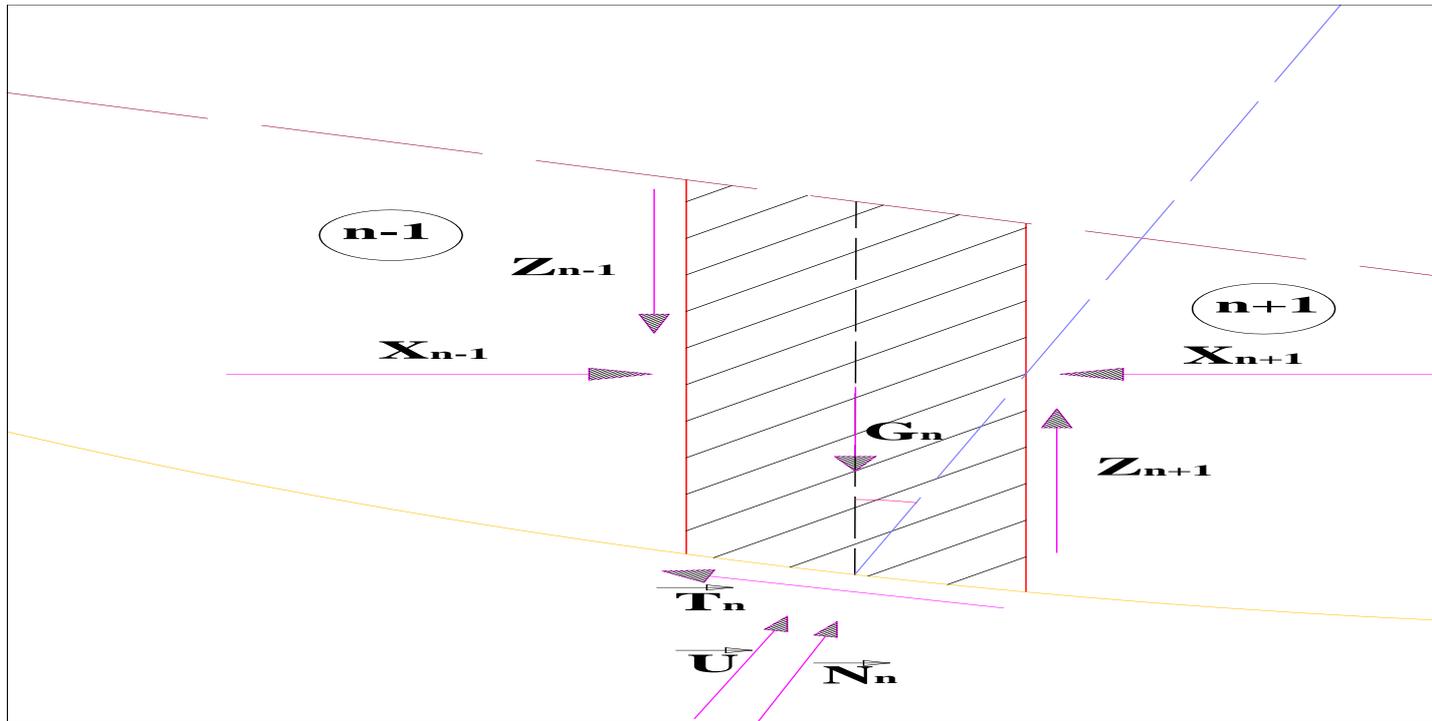


Figure N°VI.02 : Les forces qui agissent sur une tranche.

VI.3.3 Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

A) Force de pesanteur :

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit :

$$G_n = b (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) \dots\dots\dots(VI.06)$$

h_1, h_2 : 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} : le poids volumique du matériau de construction à l'état saturé).

b : largeur de la tranche.

Cette force a deux composantes :

- $N_n = G_n \cdot \cos\alpha$: qui est une force normale stabilisatrice.
- $T_n = G_n \cdot \sin\alpha$: qui est une force déstabilisatrice tangentielle au cercle de glissement.

Avec :

$$\sin(\alpha) = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{\text{nombre.total.des.tranches}} \dots\dots\dots(VI.07)$$

$$\cos(\alpha) = \sqrt{1 - \sin^2\alpha} \dots\dots\dots(VI.08)$$

Pour le cas d'une vidange rapide on utilise pour le calcul du poids de la tranche le poids volumique déjaugé

$$\gamma' = (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \dots\dots\dots (\text{VI.09})$$

Avec : γ_{sat} : le poids volumique déjaugé.

γ_w : le poids volumique de l'eau, $\gamma_w = 1 \text{T/m}^3$.

b) Forces de pression interstitielles :

Dans le cas ou le réservoir est plein la force de pression interstitielle se calcule comme suit :

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl. \dots\dots\dots (\text{VI.10})$$

Avec :

U : pression interstitielle.

dl : longueur en arc de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau, $\gamma_w = 1 \text{T/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

c) Forces de cohésion :

$$F_c = C \cdot dl \dots\dots\dots (\text{VI.11})$$

Avec : C : Cohésion du sol considéré.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

d) Forces dues au séisme :

Ces forces sont considérées horizontales, appliquées aux centres des tranches et sont dues à l'accélération du mouvement provoqué par le séisme.

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots (\text{VI.12})$$

Avec : a : Le coefficient de la séismicité ($a = 0,25$).

G_n : Poids de la tranche.

VI.4 Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

1. Les forces stabilisatrices :

a) Force de frottement :

$$F_1 = N_n \text{tg } \varphi - U \text{ dl tg } \varphi \dots\dots\dots (\text{VI.13})$$

Avec: φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b) Force de cohésion :

$F_c = C \cdot dl$, Avec

$$dl = \frac{b}{\cos(\alpha)} \dots\dots\dots (VI.14)$$

b : largeur de la tranche.

C : Cohésion du sol considéré.

Le moment des forces stabilisatrices par rapport au centre de glissement est donné par:

$$M_s = [(N_n - U) \cdot dl \cdot \text{tg}\phi + C \cdot dl] R \dots\dots\dots (VI.15)$$

M_s : moment des forces stabilisatrices par rapport au centre de glissement

R : rayon du cercle de glissement.

2. Les forces déstabilisatrices (motrices) :

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle au cercle de glissement, elle tend à faire glisser la tranche du talus vers le bas.

Le moment de ces forces par rapport au centre du cercle de glissement est donné par :

$$M = R \cdot \sum_{i=1}^n T \dots\dots\dots (VI.16)$$

Dans le cas d'un séisme il y a une force particulière supposée horizontale qui tend à faire vibrer la tranche du talus. Le moment de cette force est :

$$M_T = a \cdot G_n \cdot d_n \dots\dots\dots (VI.17)$$

Avec : M_T : moment des forces de séisme.

a : Le coefficient de la séismicité (a = 0,15).

G_n : Poids de la tranche.

d_n : la distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

Remarque : Les moments de toutes ces forces sont calculés par rapport au centre du cercle de glissement.

Les caractéristiques géotechniques des sols sont représentées dans le Tableau N°VI.04.

Tableau N°VI.04 : Caractéristique géotechnique de sol

Paramètres	Unité	Corps du barrage
φ	Degré (°)	20 °
C	T/m ²	1,22
γ_{sat}	T/m ³	2,07
γ_d	T/m ³	1,97
Γ_w	T/m ³	1

VI.5 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

1) Retenue pleine (fonctionnement normal) :

Le coefficient « K_s » est le rapport du moment des forces stabilisatrices sur les moments des forces motrices par rapport au centre de glissement donné par FELLENIUS.

a) avec effet de séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - P)tg\varphi + \sum CdL}{\sum G_n Sin(\alpha_n) + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots(VI.18)$$

b) Sans l'effet de séisme :

$$K_s = \frac{\sum (N_n - P)tg\varphi + \sum CdL}{\sum G_n Sin(\alpha_n)} \dots\dots\dots(VI.19)$$

2) Retenue vide (fin de construction) :

Pour le cas d'une retenue vide la pression interstitielle est nulle ($p = 0$), on vérifie la stabilité avec et sans l'effet du séisme.

R : rayon du cercle de glissement.

a) avec effet de séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum G_n \cdot Cos\alpha_n \cdot tg\varphi + \sum C \cdot dl}{\sum G_n Sin\alpha_n + \frac{\sum aG_n d_n}{R}} \dots\dots\dots(VI.20)$$

b) Sans l'effet de séisme :

$$K_{SS} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \dots\dots\dots (VI.21)$$

4) Calcul du K_s pour le cas de vidange rapide :

K_s est calculé seulement pour le talus amont. Et dans ce cas on calcule le poids de la tranche à l'aide du poids volumique déjaugée du matériau γ'.

a) Avec effet de séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n) \cdot \operatorname{tg} \varphi + \sum C dl}{\sum G_n \sin \alpha_n + \sum a \frac{G_n dn}{R}} \dots\dots\dots (VI.22)$$

b) Sans effet de séisme :

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi + \sum C dl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \dots\dots\dots (VI.23)$$

Les résultats de calcul de stabilité sont représentés dans l'Annexe D, pour les différents rayons.

Tableau N°VI.05 : Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

CAS DE SOLLICITATION		COEFFICIENT DE SECURITE	
		Sans Séisme (Kss,adm = 1.15 - 1.1)	Avec Séisme (Kas,adm = 1.1 - 1.05)
Fin de construction	Talus aval		
	R1=26,39 m	1,89	1,41
	R2=28,83 m	2,02	1,49
	R3=32,18 m	1,82	1,39
	R4=36,48m	2,35	1,67
	R5=37,19 m	1,89	1,48
	Talus amont		
	R1=27,15 m	2,06	1,50
	R2=29,45m	2,07	1,51
	R3=32,62 m	1,90	1,43
	R4=39,57 m	2,24	1,58
	R5=42,01 m	2,24	1,57
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R1=26,39 m	1,88	1,40
	R2=28,83 m	1,96	1,46
	R3=32,18 m	1,51	1,16
	R4=36,48m	2,32	1,65
R5=37,19 m	2,10	1,50	
Vidange Rapide	Talus amont		
	R1=27,15 m	2,66	1,94
	R2=29,45m	2,63	1,92
	R3=32,62 m	2,16	1,62
	R4=39,57 m	2,56	1,83
R5=42,01 m	2,93	2,02	

VI.6 Conclusions :

- On remarque que tous les coefficients de sécurité calculée sont supérieurs aux coefficients de sécurité admissible, ce qui indique que l'ouvrage hydraulique est bien stable.
- Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.
- On constate aussi que les coefficients de sécurité calculée varient en fonction des rayons des cercles de glissement, ce qui montre que la zone probable au glissement pourrait être localisée si l'étude de stabilité affinée.

Chapitre VII :

ETUDE DES VARIANTES DES OUVRAGES ANNEXES

Etudes des Variantes des Ouvrages Annexes

Introduction:

Pendant l'élaboration d'un projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour le retenue seront :

- 1- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- 2- L'ouvrage de vidange de fond.
- 3- L'ouvrage de prise d'eau.
- 4- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (techniquement et économiquement) à notre retenue.

VII.1 Ouvrage d'évacuateur de crues :

La fonction de déversoir constituant une partie intégrante de l'évacuateur de crue est de laisser passer les crues librement lorsque la retenue est pleine jusqu'à la cote de niveau normal sans risque de déversement sur la digue et sans créer d'érosion en aval risquant d'endommager l'ouvrage.

VII.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue :

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. les difficultés de réalisation.
3. les exigences topographiques du site.
4. les exigences géologiques de la fondation.
5. la facilité d'entretien.
6. la facilité de modification.
7. le coût de l'ouvrage.

VII.1.2 Différents types des évacuateurs de crues :

a) Evacuateur de crues en puits (tulipe) :

Le schéma « classique » de l'évacuateur de crue en puits est représenté en Figure VII.01

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puit coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Le calcul de l'évacuateur s'effectue pour le régime en charge du puits vertical et de la galerie de fuite avec le débit de calcul. Un tel schéma d'évacuateur en puits n'est pas recommandé, vu qu'il présente beaucoup d'inconvénients majeurs .

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- a) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- a) Problème de saturation (Débit supérieur à celui du dimensionnement, charriage)
- b) Problème de vibration.
- c) Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- d) Prévoir des protections anti vortex (coût et entretien).
- e) Dissipation au pied de la digue.

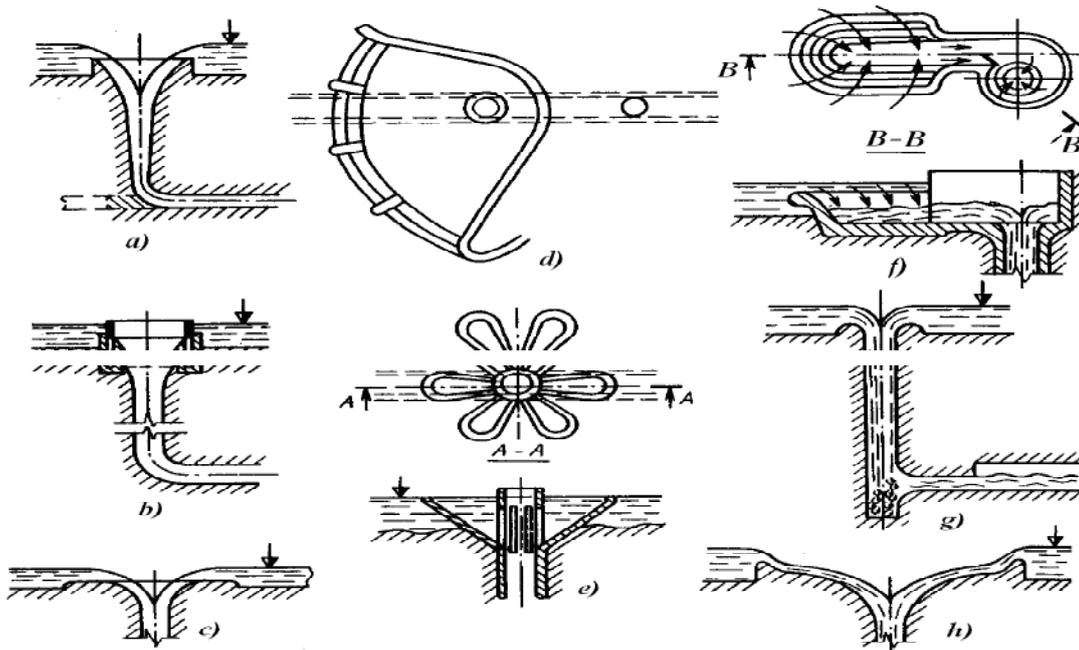


Figure N°VII.01 : Evacuateurs en puits

a) avec tulipe à profil pratique et puits cylindrique - b) avec vanne cylindrique coulissante - c) avec seuil plat (à gauche) et tulipe conique (à droite) - d) avec tulipe circulaire non entière - e) avec tulipe à pétale (en marguerite type sarno) - f) avec bêche spirale - g) avec puits profond - h) avec paroi circulaire de profil à nappe déprimée.

a. L'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral :

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique. Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

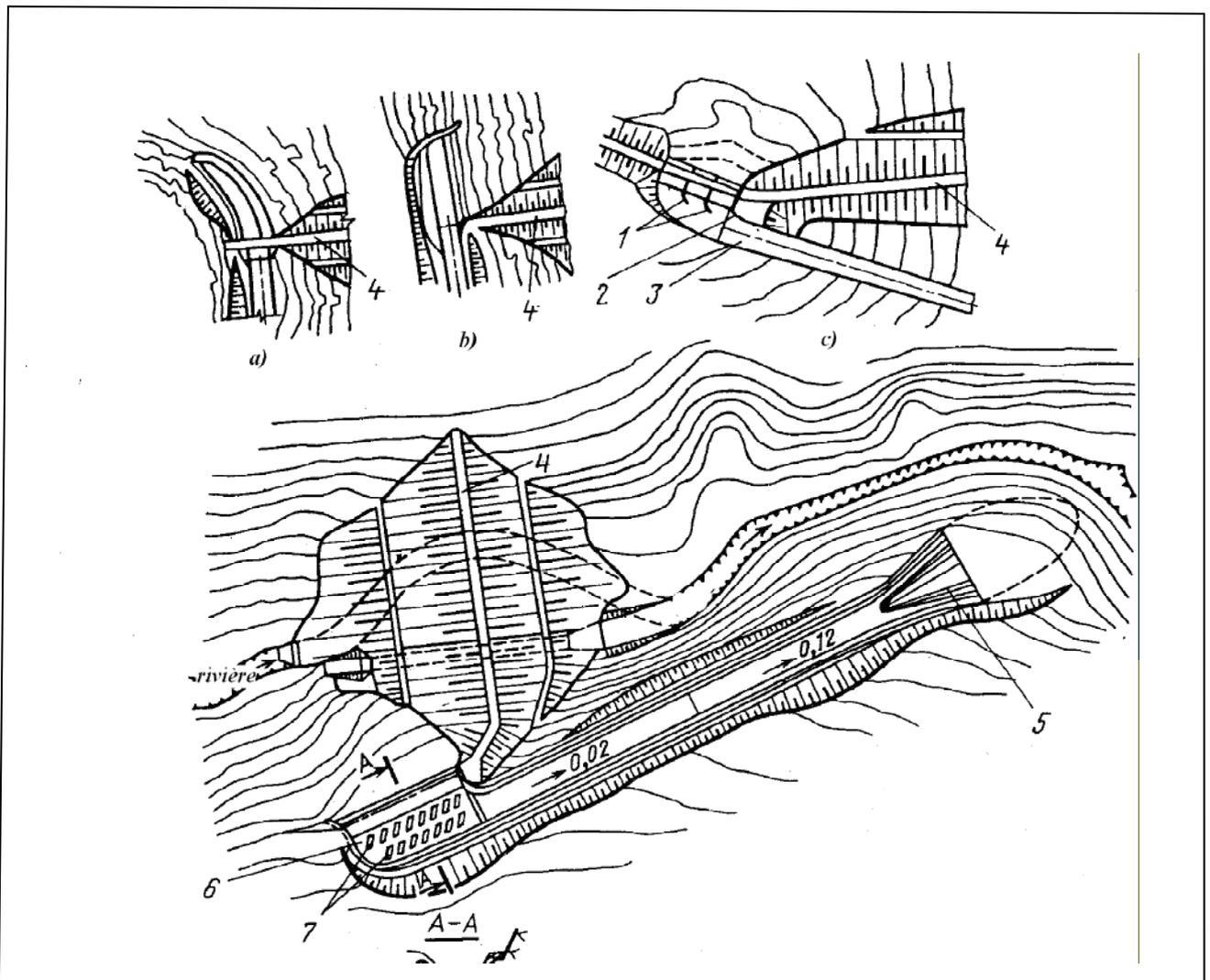


Figure N°VII.02: Evacuateur de crue à entonnement latéral

d) évacuateur de crue du barrage de guis (Cuba)- 4) digue - 5) saut de ski ;
6) évacuateur en tranchée -7) seuils de fond, oblique en plan .

b) Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral :

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages :

- 1) Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- 2) Facilité de réalisation.

Ses inconvénients sont :

- Le coût élevé.
- La difficulté de modification.

C) - Evacuateur à siphon :

C'est un ouvrage dans lequel le débit évacué arrive au bief aval en transitant par une conduite en charge, courbée dans le plan vertical sous forme de coude. Son embouchure (sa section d'entrée) se situe plus haut que le plan NNR et lors de son fonctionnement on observe une dépression dans la gorge au niveau du coude.

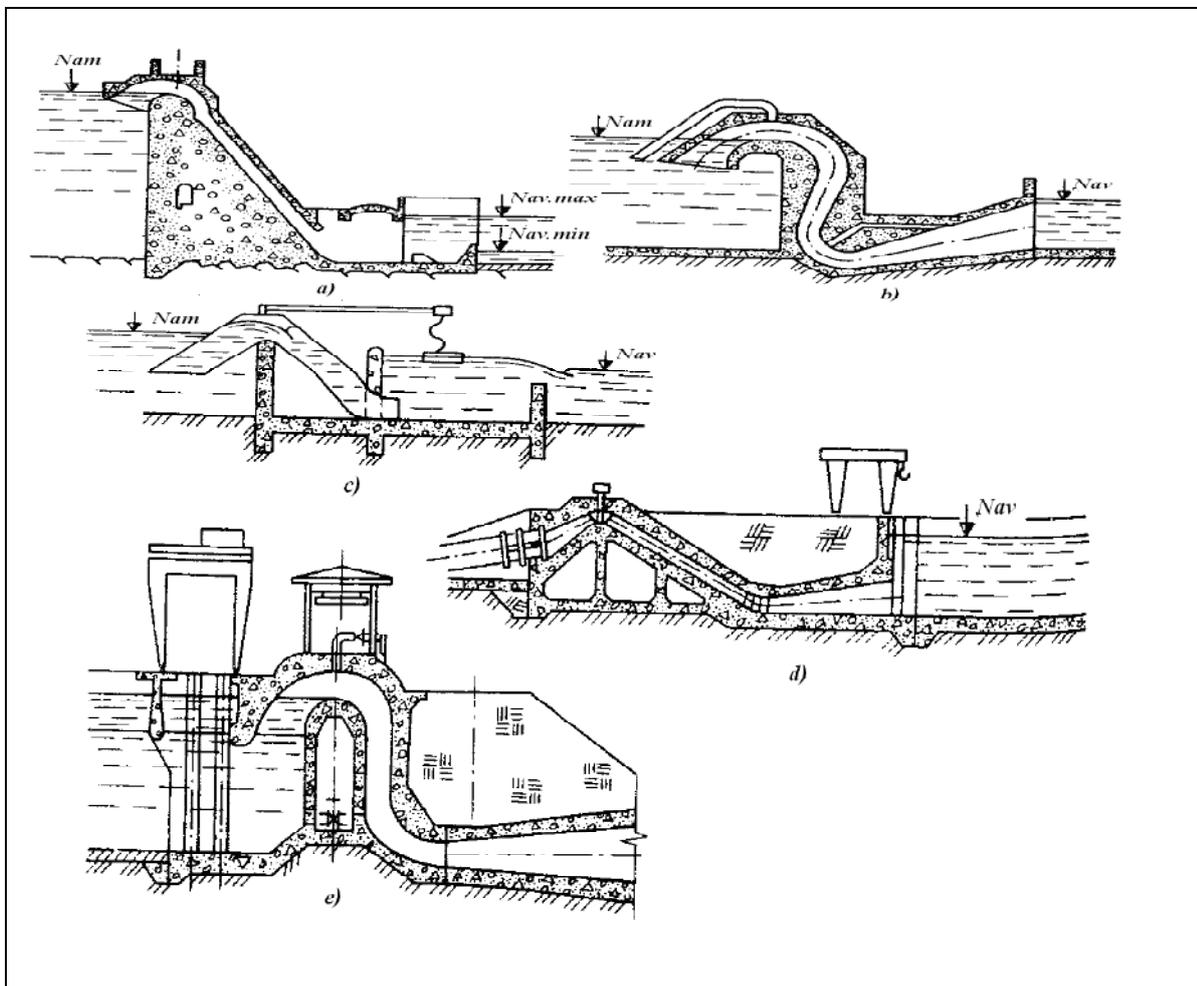


Figure N°VII.03 : Evacuateur à siphon

a)- évacuateur de crues de barrage - b) évacuateur de station, utilisé en qualité d'ouvrage de secours dans les canaux des systèmes d'irrigation et des stations de pompage - c) régulateur des débits -d) prise d'eau des stations de pompage d'irrigation e) ouvrage de prise d'eau.

En règle générale les siphons sont équipés de dispositifs auxiliaires, assurant l'évacuation de l'air du coude lors de l'amorçage. Les siphons sont largement utilisés dans les constructions des aménagements hydro agricoles.

C.1 Les avantages :

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

C.2 les inconvénients :

- L'amorçage et le désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.

VII.1.3 Choix de l'évacuateur de crue:

Pour le choix de l'évacuateur il faudra prendre plusieurs facteurs en considération

a) topographie :

le site présente des rives avec une pente plus ou moins douce alors que ce dernier se dirige vers la rive gauche en aval ainsi qu'il y a un talweg qui véhicule les eaux déversées vers ce dernier ce qui favorise l'implantation de l'axe de l'évacuateur de crues sur la rive gauche ceci va diminuer les travaux d'excavation ainsi que ces conditions nous permettent d'implanter un évacuateur latéral à entonnement frontal.

b) Géologie :

D'après les sondages implantés sur l'axe de la digue notamment sur la rive gauche de l'oued on remarque que la formation géologique de la dite rive pourra supporter un ouvrage en béton aussi qu'on remarque la présence des alluvions ainsi que l'absence des roches dans la fondation du barrage ce qui défavorise la réalisation d'un tunnel ou d'une galerie.

c) Fonctionnement :

A l'inverse de l'évacuateur tulipe ,l'évacuateur à ciel ouvert ne représente aucun danger lors de l'évacuation .En plus il est plus facile à entretenir .

d) Réalisation :

Dans notre cas le type le plus adapté du point de vue réalisation est l'évacuateur latéral.

VII.1.4 Choix de la variante :

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles pouvant arracher les arbres du site boisé ; la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive ; tout ces problèmes ramène à rejeter cette variante .

L'évacuateur de crue latéral s'adapte au site du fait que les excavations seront réduites, mais le problème de saturation pour une crue de débit qui peut dépasser celui de la crue de projet rend celle ci peu fiable.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal s'adapte aussi au site, puisque la largeur déversante n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation. Le bon fonctionnement et la sûreté de celui ci pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique.

L'évacuateur des crues pour la retenue sera donc latéral à entonnement frontal.

VII.2 Ouvrage de Prise d'eau :

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau de la retenue et celui des plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination

VII.2.1 Type de prise :**a. Prise d'eau en charge :**

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton .Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de command au pied aval de la digue. En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

b. Prise d'eau flottante :

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante; l'inconvénient de celle ci et celui du coût

important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

c. Tour de prise :

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

VII.2.2 Choix de la variante :

Vu la destination du retenue (irrigation des parcelles adjacentes), le prélèvement des eaux peut être effectué à un niveau unique, la qualité des eaux n'est pas d'une grande turbidité vu les apports solides faibles. L'ouvrage de prise en conduite permet la prise avec faible perte de charge, et un coût relativement faible par rapport aux deux autres variantes (flottantes, tour de prise), cela rend celle-ci la variante la plus adéquate.

VII.3 Ouvrage de vidange :

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus amont....) ;
- De vider la tranche morte en fin saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire prise, parement amont de la digue) ;
- De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

VII.3.1 Conduite de vidange en charge :

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est en fonction du débit à évacuer.

VII.3.2 Conduites à écoulement libre :

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier ;
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1-2) m de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

VII.3.3 Choix de la variante :

Pour des raisons pratiques et économiques, il a été préférable d'associer l'ouvrage de vidange à celui de prise d'eau.

Le tracé de la vidange de fond empruntera celui de la dérivation provisoire.

➤ **Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite :**

1- Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements ;

2- Prévoir une bonne assise pour la conduite ;

3-Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leurs diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

Quelques dispositifs minima de vidange qu'ont doit tenir en compte sont donnés dans le Tableau N°VII.1 ;

Tableau N°VII.1 : type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{V}$.

$H^2 \cdot \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
≤ 30	P V C ou Acier	(160 – 200) 300 en Acier	Une vanne en aval
30 à 100	Acier	300 - 400	
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	Une vanne de garde amont et une vanne avale
300 à 700		600 – 800	
700 à 1500		800 - 1200	
≥ 1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne réglable en avale.

H : Hauteur du barrage (m),

V : Volume d'eau stocké (Hm³).

L'ouvrage de vidange sera constitué de deux vannes, une vanne de garde. (Batardeau) en amont et une autre en aval.

VII.4 Conclusion :

Donc il faut faire un bon choix de variante au point de vue technico-économique. Parce que le plus parts des ouvrages annexe est en béton armé (évacuateur de crues, tour de prise), elle devient très couteuses, elles sa proche de 50 % de cout totale de l'ouvrage.

Chapitre VIII :

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

Etudes des Ouvrages Annexes

Introduction :

Le rôle de l'évacuateur de crues est de stabilisé le niveau de la retenue à la côte Normale (1065 m NGA) on évacuant le surplus qui arrive sous forme de crues ou d'apports continus.

Le fonctionnement de la retenue est tel qu'en assurant une réserve de secours, elle permet une alimentation d'eau continue pour les besoins d'irrigation pour une assez longue durée, cela nous oblige à assurer un écoulement rapide par le canal d'évacuation à partir du seuil de déversement jusqu'au lit de l'oued (le plus loin possible de la digue).

Les paramètres hydrauliques ont été dimensionnés pour la crue centennale, mais les ouvrages devront supporter même le passage d'une crue catastrophique (crue millénaire).

VIII.1 Dimensionnement hydraulique :

Avant de procéder aux calculs hydrauliques, on doit vérifier la fiabilité de l'évacuateur de crues avec sa longueur déversante lors de l'évacuation de la crue centennale.

La charge au dessus de déversoir est acceptable de point de vue que le niveau des plus hautes eaux sera encore inférieur à la crête de la retenue.

Les calculs hydrauliques seront donc établis pour la même largeur déversante (10m) et pour la même charge ($h_{dév}=0,90$ m) et le même débit déversant (19,30 m³/s).

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

- Un canal d'amenée ;
- Un seuil déversant pour le control du débit ;
- Un ouvrage intermédiaire comprend (chenal- convergeant- coursier) ;
- Un dissipateur d'énergie ;
- Un canal de restitution.

VIII.1.1 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 :

$$V_a = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots(VIII.01)$$

- Q : Débit à évacuer [m³/s],
- S : Section du canal en [m²] et Scan = H x b,
- H : Charge d'eau [m] et H = h + P,
- P : Hauteur de pelle en [m],
- h : Lane déversante en [m].

A.N :

$$V_a = \frac{19,30}{(0,9+1,5).10} = 0,8 \text{ m/s}$$

VIII.1.2 Déversoir :

Le déversoir est à seuil profilé (Creager), il est le mieux adapté pour l'écoulement de sorte que la lame d'eau déversante épouse le profil du déversoir. Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation :

$$Y = \frac{X^{1,85}}{2 \cdot H^{0,85}} \dots\dots\dots (VIII.02)$$

H : Charge sur le déversoir en [m].

Les coordonnées du déversoir sont données dans le Tableau N°VIII.1, et le profil du déversoir est représenté dans la Figure VIII.1.

Tableau N°VIII.1 : Coordonnés de profil de Greager.

X	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,2	2,4	2,6	2,8
Y	0,027	0,1	0,21	0,362	0,547	0,766	1,019	1,305	1,623	1,972	2,352	2,763	3,204	3,2

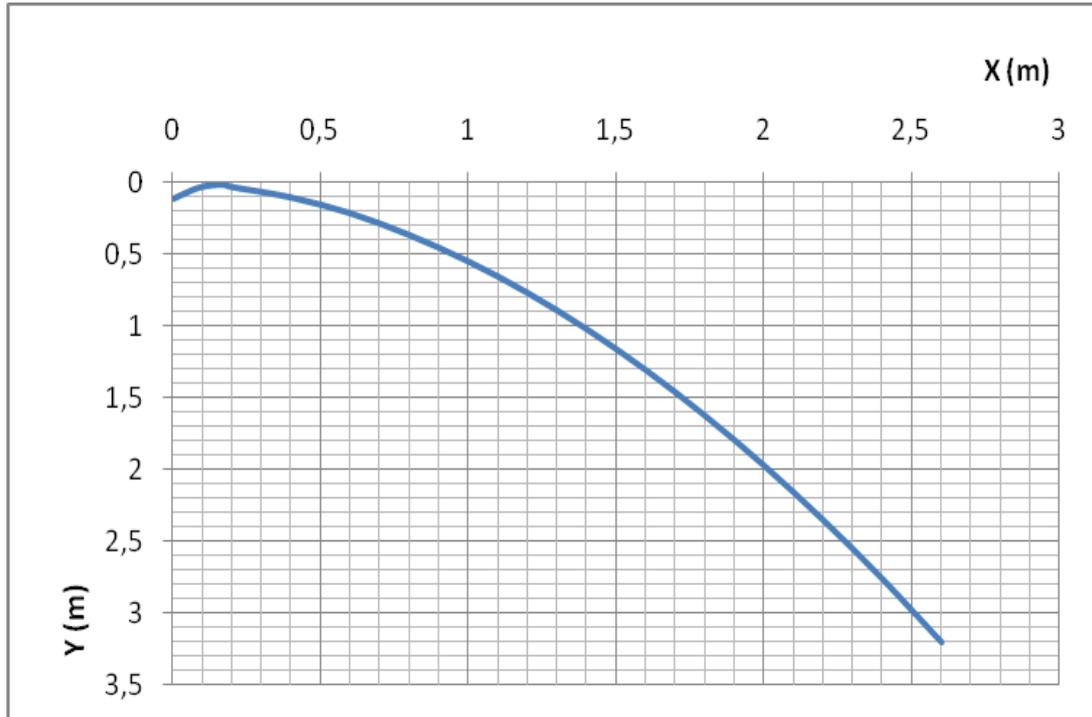


Figure N°VIII.1: profil de Greager

VIII.1.3 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 11,9 m ;

- Pour vérifier les conditions d’écoulement, on calculera la profondeur critique "yc" et la pente critique.

a. profondeur critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots\dots\dots(VIII.03)$$

- Ou : Q : débit de projet laminé (Q = 19,30 m³/s);
- b : la largeur de déversoir (b=10 m).
- g: l'accélération de pesanteur (g=9.81m²/s).

A.N :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81} \cdot \left(\frac{19,30}{10}\right)^2} = 0,72 \text{ m}$$

b. pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K.S.R^{2/3}_H.I^{1/2} \dots\dots\dots (VIII.04)$$

Avec :

- RH : rayon hydraulique en [m];
- I : pente en [m/m];
- S : section mouillée;
- K : coefficient de Manning –Strickler (K = 71).

Pour une section rectangulaire :

$$I_{cr} = \left[\frac{Q.(b + y_c)^{2/3}}{K.(b.y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (VIII.05)$$

A.N :

$$I_{cr} = \left[\frac{19,30.(10 + (2.0,72))^{2/3}}{71.(10.0,72)^{5/3}} \right]^2 .100\% = 0,26 \%$$

I_{cr} = 0,26 % > I_{ch} = 0,1%, donc la condition est vérifiée.

VIII.1.4 Calcul du convergent :

a. Le largeur initiale (Bc) et finale (bc) :

- La largeur initiale doit toujours correspondre à la longueur totale du déversement (bd = Bc) ;
- La largeur finale (bc) devra lier l'optimisation du coursier avec des recommandations de Sevchenko.

b. Longueur du chenal (Lc) :

- La longueur devra lier la disponibilité de l'espace topographique avec les recommandations de Sevchenko.

c. La pente de fond (i₀) :

- Dans les transitions subcritiques, il est recommandé i₀=0, pour qu'il existe des méthodes pour sa conception.

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (Bc - bc) \dots\dots\dots (VIII.06)$$

Tel que ;

- Bc : est la largeur au plafond du bief amont.
- bc : est la largeur au plafond de la section de contrôle

A.N :

$$L = 2,5 (10 - 4) = 15 \text{ m}$$

Recommandations de Setchenov pour le dimensionnement du convergent :

$$0.39 \leq \frac{b_T}{B_T} \leq 0.87$$

Condition à respecter : $8.5^\circ \leq \theta \leq 23^\circ$

Où : $\theta = \text{arch tan} \frac{B_c - b_c}{2L_{con}} \dots\dots\dots(\text{VIII.07})$

AN : $0.39 \leq \frac{b_T}{B_T} = (10 - 4)/10 = 0,6 \leq 0.87$ $\theta = \text{arch tan} \frac{10 - 4}{2.15} = 11,35^\circ$

Les deux conditions sont vérifiées.

VIII.1.5 Le coursier :

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

a. Largeur du coursier :

Elle est donnée par :

$$B = Q^{0.4} \text{ (m)} \dots\dots\dots (\text{VIII.8})$$

A.N :

$$B = 19,30^{0.4} = 3,27 \text{ m}$$

On prend : B = 4 m

02- Longueur du coursier :

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 74,30 mètres.

03- La profondeur critique :

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1 \dots\dots\dots (\text{VIII.09})$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} \dots\dots\dots (\text{VIII.10})$$

B : est la largeur du coursier égale à 4 m.

A.N :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{19,30^2}{g \cdot 4^2}} = 1,33m$$

d. Pente critique :

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2 \dots\dots\dots(VIII.11)$$

S_{cr} : Section critique (m²).

R_{cr} : Rayon critique (m).

C_{cr} : Coefficient de CHEZY

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6} \dots\dots\dots(VIII.12)$$

$$S_{cr} = B \cdot h_{cr} = 4 \cdot 1,33 = 5,32 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = B + 2 \cdot h_{cr} = 4 + 2 \cdot 1,33 = 6,33 \text{ m}$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = \frac{5,32}{6,33} = 0,84 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{0,014} 0,84^{1/6} = 69,38$$

Donc :

$$I_{cr} = \left(\frac{19,30}{69,38 \cdot 5,32 \cdot 0,84^{1/2}} \right)^2 \cdot 100\% = 0,33\%$$

$$I_{coursier} = 0,185 \text{ m/m} > I_{cr} = 0,33\%.$$

e. Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par moyen informatique ; avec logiciel CANALP.

Tableau N°VIII.2 : Caractéristique du canal.

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Y _N	Y _C	Régime	L _{bief} (m)
19,30	71	0,185	0,353	1,334	NT	74,30

Tableau N°VIII.3 : Calcul de la ligne d'eau.

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)	J (m/m)
Amont	0,00	7,43	1,320	1,01579	2,001	3,5980
1	7,430	7,43	0,680	2,74726	3,246	24,678
2	14,86	7,43	0,490	3,67604	4,344	44,340
3	22,29	7,43	0,460	4,49126	5,432	66,688
4	29,72	7,43	0,430	4,93772	6,068	81,001
5	37,15	7,43	0,430	5,46336	6,847	99,774
6	44,58	7,43	0,410	5,86796	7,469	115,659
7	52,01	7,43	0,400	6,08938	7,816	124,888
8	59,44	7,43	0,390	6,32508	8,191	135,130
9	66,87	7,43	0,380	6,57639	8,597	146,531
Aval	74,30	7,43	0,374	6,84479	9,037	159,256

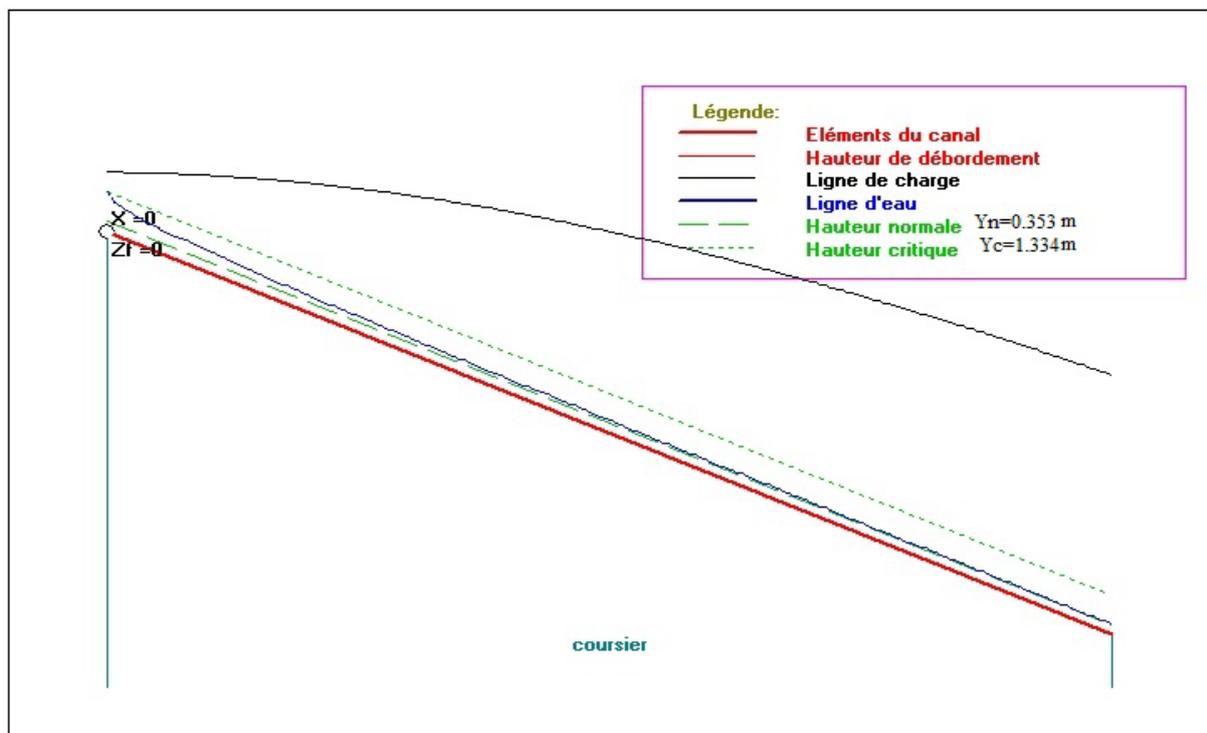


Figure N°VIII.2 : La ligne d'eau dans le coursier.

On a :
$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g h_c}} \dots\dots\dots (VIII.13)$$

Où : Fr : nombre de Froude;
 V : Vitesse de sortie du coursier ;

$$V = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots (VIII.14)$$

AN :

$$V = \frac{19,30}{4 \cdot 0,37} = 13,04 \text{ m/s}$$

$$Fr = \frac{13,04}{\sqrt{9,81 \cdot 0,37}} = 6,845$$

VIII.1.6 Dissipateur d'énergie :

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

- 1,0 ≤ Fr ≤ 1,7 Ressaut ondulé.
- 1,7 < Fr ≤ 2,5 Ressaut faible de petites apparitions en surface.
- 2,5 < Fr ≤ 4,5 Ressaut oscillant.
- 4,5 < Fr ≤ 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 dépasse 15 m/s, alors le bassin de dissipation est de type II.

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes (voir Annexe E).

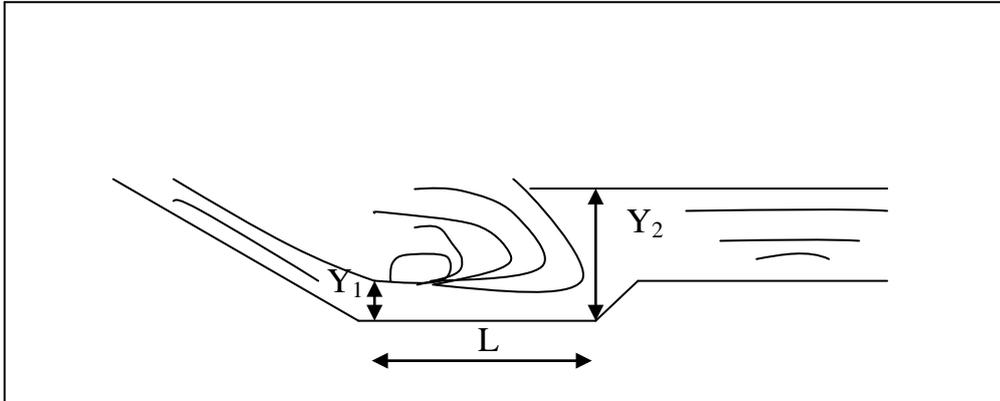
VIII.1.6.1 Dimensionnement du bassin :

De l'abaque de l'Annexe "E" On a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 9,25 \quad \text{Et on a aussi} \quad Y_1 = 0,37$$

Donc :

$$Y_2 = 9,25 \cdot 0,37 = 3,42 \text{ m}$$



$$\frac{1}{2}(\sqrt{1 + cF^2} - 1) = \frac{Y_1}{Y_2}$$

L : Longueur de ressaut

Y₁ : Tirant d'eau avant le ressaut

Y₂ : Tirant d'eau après le ressaut (Hauteur conjuguée)

F : Nombre de Froude ; Fr = 6,845

a. Largeur du bassin :

De l'abaque de l'Annexe "E.3" on a :

$$\frac{L_{\text{bas}}}{Y_2} = 2,60$$

Donc :

$$L_{\text{bas}} = 2,6 \times 3,42 = 8,90 \text{ m.}$$

On prend

$$L_{\text{bas}} = 9 \text{ m}$$

b. Dimensionnement des blocs Chicanes :

De l'abaque de l'Annexe E.3 on a :

On a :

$$\frac{h_2}{Y_1} = 1,5 \quad \frac{h_4}{Y_1} = 1,2$$

- La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 0,37 \text{ m.}$
- La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 0,37 \text{ m.}$
- Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 0,37 \text{ m.}$
- Hauteur du seuil denté : $h_2 = 1,75 Y_1 = 0,65 \text{ m.}$
- La largeur d'une dent : $l_2 = 0,75 h_2 = 0,42 \text{ m.}$
- Espacement entre deux dents : $e_2 = 0,75 h_2 = 0,42 \text{ m.}$
- La Hauteur du seuil terminal : $h_4 = 1,2 Y_1 = 0,45 \text{ m.}$

VIII.1.2.7 Canal de restitution :

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1 et une pente $I_c = 0,6 \%$ a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

✓ **La hauteur critique :**

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K \dots\dots\dots(VIII.15)$$

Avec: $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}}$ et : $\sigma = \frac{K \cdot m}{b}$ [m = 1].

Donc : $K = \sqrt[3]{\frac{19,30^2}{g \cdot 10^2}} = 0,724$ et $\sigma = \frac{1,02 \cdot 1}{6} = 0,17$

D'où :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0,17}{3} + 0.015 \cdot 0,17^2 \right) \cdot 0,72 = 0,68 \text{ m}$$

✓ **Pente critique :**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots(VIII.16)$$

$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$ donc : $S_{cr} = 4,54 \text{ m}^2$

$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2}$ donc : $P_{cr} = 6,96 \text{ m}$

$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr}$ donc : $R_{cr} = 0,65 \text{ m}$

$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6}$ donc : $C_{cr} = 71,49$ (n=0,013)

$$I_{cr} = \frac{19,30^2}{6,44^2 \cdot 71,49^2 \cdot 0,65} \cdot 100\% = 0,27\%$$

✓ **La profondeur normale :**

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le « CANALP » et on a :

$$h_n = 0.35 \text{ m}$$

✓ **La vitesse de l'écoulement :**

$$V = Q/S = C\sqrt{RI} \dots\dots\dots (VIII.17)$$

A.N :

$$V = 71,49 \cdot \sqrt{0,65 \cdot 0,006} = 4,46 \text{ m/s}$$

$V \geq V_{adm}$ (1,8 à 2,2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

VIII.1.3 Conception de l'évacuateur de crues :

Après le dimensionnement hydraulique des éléments de l'évacuateur de crues, et le calcul de la ligne d'eau ; on doit vérifier l'apparitions des phénomènes hydrauliques pour prévoir la hauteur finale des bajoyers.

III.1.3.1 Hauteur des murs bajoyers :

1. Hauteur des murs à l'entrée du déversoir :

On a :

$$h_m = h_e + r \dots\dots\dots (VIII.18)$$

h_m : Hauteur des murs bajoyers en [m].

h_e : Lamme d'eau sur le déversoir [m].

r : Revanche de sécurité (m) donnée par [$r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$].

A.N:

$$V = 19,30 / (10 \cdot 0,84) = 2,30 \text{ m/s} \quad \text{donc:} \quad r = 0.79 \text{ m.}$$

$$h_m = 0,9 + 0,79 = 1,69 \text{ m}$$

2. Hauteur des murs du chenal :

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête de la retenue.

C .Hauteur des murs au début du coursier :

$$\text{On a :} \quad h_m = h_e + r \quad \text{et} \quad r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$$

$$V = 19,30 / (4.1,33) = 3,63 \text{ m/s}$$

$$h_m = 1,33 + 0,82 = 2,15 \text{ m}$$

d . Hauteur des murs a la fin du coursier :

On a : $h_m = h_e + r$ et $r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$

$$V = 19,30 / (4.0,37) = 13,04 \text{ m/s}$$

$$h_m = 0,37 + 0,93 = 1,30 \text{ m}$$

e . Hauteur des murs dans le bassin de dissipation :

On a : $h_m = h_e + r$ et $r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$

$$V = 19,30 / (4.3,42) = 1,41 \text{ m/s}$$

$$h_m = 3,42 + 0,77 = 4,18 \text{ m.}$$

Remarque :

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d’une épaisseur de 0.2m le long de tous les éléments de l’évacuateur de crues. Ces murs assurent l’acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l’aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

VIII.3 Dimensionnement de l’ouvrage de vidange :

VIII.3.1 Calcul du débit de vidange :

Pendant la période d’évacuation par la vidange, le volume d’eau évacué est composé du volume utile de la retenu est du volume entrant à la retenue durant cette période .Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q = \frac{V_U}{T} + Q_0 \dots\dots\dots (VIII.19)$$

Vu : volume utile en [m3],

T : temps de vidange en seconde estimé à 10 jours,

Qr : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

$$Q_{vf} = \frac{0,138.10^6}{10*86400} + \frac{0,544*10^6}{31,53*10^6} = 0,18 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{vf} = 0,18 \text{ m}^3/\text{s.}$$

VIII.3.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

On a: $Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ}$ (VIII.20)

D'ou: $S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}}$ (VIII.21)

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m^3/s),

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m],

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

A.N :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \frac{0,18}{0,8 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot 14}} = 0,014m^2$$

Le diamètre de la conduite sera : $d = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,014}{\pi}} = 0,134m$

On prend un diamètre normalisé : $D_{vf} = 150 \text{ mm}$

• Correction du coefficient de débit μ :

On a : $\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}}$ (VIII.22)

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

a) Coefficients des pertes de charge linéaires :

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad \text{Avec :} \quad \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

λ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité [$n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot s$].

D : Diamètre de la conduite [$D = 150 \text{ mm}$].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 100 \text{ m}$).

• $\lambda = 0.046, \quad \sum \xi_I = 27.6m$

b) Coefficient des pertes de charge singulières:

On a :

$\xi_{entrée} = 0,5 \quad \xi_{sortie} = 1 \quad \xi_{vannes} = (0,1 + 0,1) = 0,2$

Donc :

$$\sum \xi_s = 1,2 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+(27,6+1,7)}} = 0,18$$

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \frac{0,18}{0,18 \cdot \sqrt{2g \cdot 14}} = 0,06$$

D'ou :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,06}{\pi}} = 0,277 \text{ m}$$

$$D_{vf} = 300 \text{ mm}$$

VIII.4 Dimensionnement de la prise d'eau :

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le Tableau III.40, le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

$$V_{\max} = 0,0437 \text{ Mm}^3$$

Donc :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} \dots\dots\dots \text{(VIII.23)}$$

An :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{0,0437 \cdot 10^6}{31.86400} = 0,016 \text{ m}^3 / \text{s}$$

T : temps de prise (T=31 jours).

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \dots\dots\dots \text{(VIII.24)}$$

μ : coefficient de débit μ=0,3.

S : section de la conduite en m².

$$S = \frac{Q_{\max}}{0,3 \cdot \sqrt{2g \cdot H}} = \frac{0,016}{0,3 \cdot \sqrt{19,62 \cdot 6,1}} = 0,0049 \text{ m}^2$$

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0049}{\pi}} = 0,079 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D = 100 \text{ mm}$$

➤ **Correction du coefficient de débit μ :**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \dots\dots\dots \text{(VIII.25)}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :
$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D}$$

$$\sum \xi = 1,15 * \frac{0,046.90}{0,10} = 47,61m$$

Donc :
$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 4,76}} = 0,14$$

Et :

$$S = \frac{0,016}{0,14 * \sqrt{19,62.6,1}} = 0,010m^2$$

D’ou :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4.S}{\Pi}} = \sqrt{\frac{4.0,01}{\Pi}} = 0,113m$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D = 150 \text{ mm}$$

b. Calcul de la vitesse d’eau dans la conduite de prise d'eau :

$$V = \frac{Q_{max}}{S} \dots\dots\dots(VIII.26)$$

$$V = \frac{Q_{max}}{S} = \frac{0,016}{0,01} = 1,6m/s$$

VIII.5 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 (1058) NGA. Les organes de commande seront regroupés avec ceux de la vidange (300 mm) au pied aval de la digue.

VIII.6 Calcul des volumes de travaux :

Les volumes totaux des différents matériaux constituant la construction de l’évacuateur des crues et le vidange de fond résumé dans l’annexe E.

Chapitre IX:

ORGANISATION DE CHANTIER

Organisation de Chantier

Introduction :

L'objectif de l'organisation de chantier est de réaliser l'ouvrage dans les délais et avec le moindre coût. 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 est en fonction des moyens de l'entreprise de construction. Il est préférable de réaliser la digue pendant la période sèche de l'année, c'est pour cette raison que l'on n'a pas prévu un ouvrage de dérivation. Le passage des crues de chantier a été prévu à travers la vidange de fond.

IX.1 Travaux 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 d'exécuter les 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 d'accès.
4. L'installation de la base de vie, des entrepôts et des ateliers nécessaires pour la construction et que l'alimentation en eau et en énergie électrique ;

5. préparations des moyens humains et mécaniques pour la construction.

IX.2 Travaux de réalisation :

IX.2.1 Travaux de terrassements :

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

IX.2.2 Travaux d'excavations :

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux. Ces derniers comprennent le décapage, l'excavation et la 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 transportée 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 utilisée pour la protection des talus, les quantités excédentaires seront véhiculées vers la décharge ;
3. Remblai de la clé d'encrage à partir de la zone d'emprunt après compactage par couche.

IX.2.3 Travaux sur la digue :

Les phases de construction de la digue sont les suivantes :

1. Construction des premiers ouvrages provisoires de protection du chantier et d'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 que 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 de 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 réalisation des routes et pistes d'accès d'entretien et d'exploitation ;

7. Finalisation des ouvrages de sortie en aval aussi on procède à l'aménagement final du site et les corrections des alentours du barrage avec le reboisement des versants et la correction torrentielle.

IX.2.4 Travaux secondaires :

1. 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.

IX.3 Moyen de réalisation du barrage en terre :

La construction d'une digue en terre nécessite La présence de moyens humains et matériels,

➤ Les moyens humains :

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit

➤ 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 moyens matériels :

- Le bulldozer ;
- Pelle mécanique ;
- Chargeur à pneu ou à chenilles ;
- Décapeuse ;
- Les niveleuses et les camions : Pour le compactage.
- 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.
- Pour le bétonnage, on utilise le plus souvent des bétonnières. Si les quantités de béton sont conséquentes, on utilise alors une centrale à béton.
- Les engins de forage et d'injection.
- Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

IX.4 Enchaînement des opérations de réalisation :

L'enchaînement chronologique des différentes phases du chantier comprend les opérations suivantes :

- 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 ;
- Génie civil des ouvrages de prise d'eau et de restitutions ;
- Génie civil de l'évacuateur de crues ;
- Mise en place de revêtement de talus ;
- Mise en place des équipements hydromécaniques ;
- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès, équipement divers et aménagement des abords.

IX.5 Mode d'exécution des travaux :**IX.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 :

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 estivale 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 un seul ouvrage de plusieurs fonctions, à savoir :

- 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.

IX.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. 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 importantes du barrage en terre qui sont le prélèvement des matériaux en ballastières et le compactage du remblai.

Les matériaux argileux bruns 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 vibrants 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 autorisée 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 œuvre doit respecter l'homogénéité granulaire des matériaux des différentes couches de filtres.

d. Mise en œuvre 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 œuvre des dispositifs de matériaux d'étanchéité dont les différents types ont été décrits. L'exécution d'un filtre drain sous-jacent au dispositif d'étanchéité est souvent nécessaire.

e. Protection des talus :

La crête est protégée par une couche des matériaux insensible à l'eau (un mélange gravier-bitume), bien compactés et résistant à la circulation des véhicules.

La mise en place des enrochements pour la protection des talus se fait à l'aide d'une pelle mécanique. Les enrochements seront posés sur des épaisseurs au moins égales à celle indiquées sur les plans d'exécution.

f. Compactage :

On compacte le sol dans le corps du barrage couche par couche par un rouleau. Pour atteindre la densité du projet, il faut faire de couche de sol de 30cm d'épaisseur avec 6 à 8 passes au rouleau pour obtenir un remblai bien compacté. Un contrôle journalier doit être fait durant toute la période de réalisation du remblai. Pendant la saison d'été il faut augmenter la quantité d'eau pour l'humidification et pour faciliter le compactage.

IX.6 Le devis estimatif :

Tableau IX.1: Le devis estimatif et quantitatif.

LA DIGUE					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Décapage de la couche de terre végétale	m ³	4075	300	1222500
2	Remblai	m ³	41566,061	300	12469818
3	Enrochements	m ³	3527.818	3000	10583454
4	Graviers	m ³	1404.519	600	842711,4
5	Sable	m ³	1284.196	400	513678,4
6	Bitume	m ³	384.33	7000	2690310
					28322472
L'EVACUATEUR DE CRUES					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Déblai	m ³	3437.00	400	3495108
2	Remblai	m ³	2656.49	300	398473.5
3	Béton armé 350 kg/m ³	m ³	220.67	22000	11702700
4	Béton de propreté 150 kg/m ³	m ³	48.13	6000	724878
5	Enrochements	m ³	20.00	1200	2229660
6	Water stop	ml	50	500	121854
					7364267
VIDANGE DE FOND ET PRISE D'EAU					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Déblai	m ³	550.00	300	165000
2	Remblai	m ³	480.00	150	72000
3	Béton armé 350 kg/m ³	m ³	80.13	22000	1762860
4	Béton de propreté 150 kg/m ³	m ³	40.73	6000	244380
7	Conduite métallique Ø 300	ml	100	45000	4050000
8	Conduite métallique Ø 150	ml	100	30000	2700000
11	Vanne Ø 300	u	1	50000	50000
12	Vanne Ø 150	u	1	30000	30000
					9074240
Montant totale : 44 760 979 DA					

IX.7 La planification :**IX.7.1 Définition de la planification :**

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre.

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail ;

IX.7.2 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

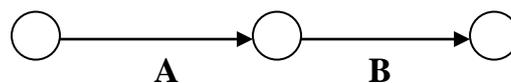
IX.7.2.1 méthodes basées sur le réseau :**IX.7.2.1.1 Définition du réseau :**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

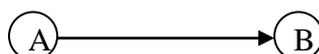
a. Réseau à flèches

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds

L'opération **A** précède l'opération **B**

**b. Réseau à nœuds :**

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération **B** ne peut commencer que si l'opération **A** est complètement achevée.

IX.7.2.1.2 Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- a. Etablissement d'une liste des tâches
- b. Détermination des tâches antérieures
- c. Construction des graphes partiels ;
- d. Regroupement des graphes partiels ;
- e. Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- f. Construction du réseau ;

IX.7.2.2 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases ;

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

IX.7.2.3 Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes ;

IX.7.2.3.1 Collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

IX.7.2.3.2 Décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

IX.7.2.3.3 Relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

IX.7.3 Les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants ;

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

MT : marge totale. Et on a :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

IX.7.3.1 Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivant :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{C.C}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

IX.7.3.2 Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante :

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

IX.8 Délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne efficacité la main d'œuvre et les autres moyens matériels pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération ;
- Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié, bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport, la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

IX.8.1 Symboles des différentes opérations :

Tableau IX.2: Symboles des opérations.

Travaux	Opérations	Duré (mois)
Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier	A	1
Phase 02 : décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange	B	2
Phase 03 : décapage généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage	C	2
Phase 04 : préparation des zones d'emprunt	D	1
Phase 05 : déboisement de la cuvette	E	2
Phase 06 : remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	F	2
Phase 07 : approvisionnement du filtre	G	3
Phase 08 : mise en place un système de drainage	H	1
Phase 09 : remblai compacté	I	2
Phase 10 : Excavation de l'évacuateur de crues	J	1
Phase 11 : génie civil de l'évacuateur de crues	K	4
Phase 12 : revêtement de talus	L	3
Phase 13 : Equipement hydraulique	M	1
Phase 14 : Travaux de finition	N	2

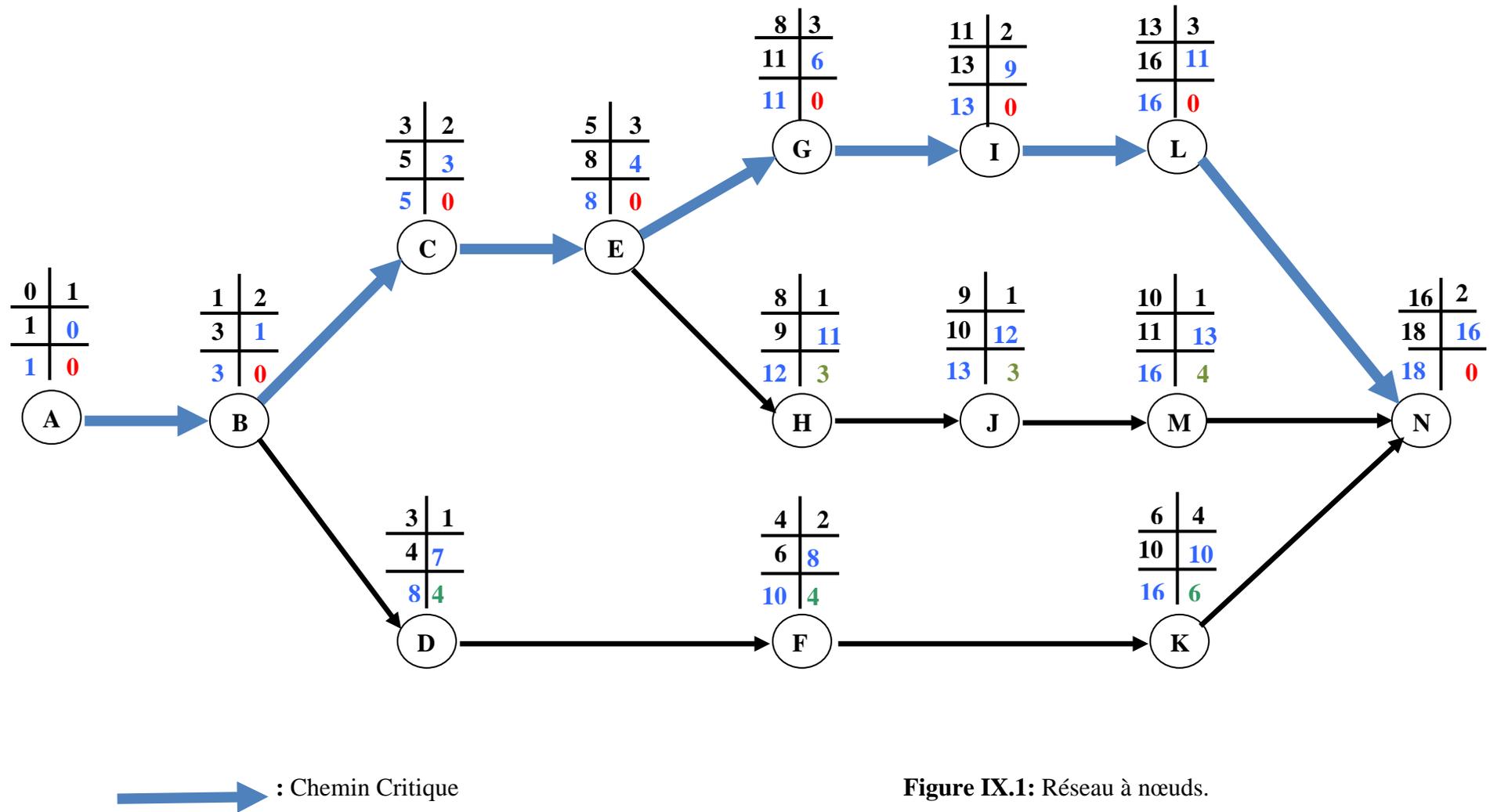


Figure IX.1: Réseau à nœuds.

IX.9 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 IX.3.

Tableau N°IX.3: Détermination des chemins critiques.

Opératio n	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	<i>1</i>	0	1	0	1	0
B	2	1	3	1	3	0
C	2	3	5	3	5	0
D	<i>1</i>	3	4	7	8	4
E	2	5	8	4	8	0
F	2	4	6	8	10	2
G	3	8	11	6	11	0
H	<i>1</i>	8	9	11	12	3
I	2	11	13	9	13	0
J	<i>1</i>	9	10	12	13	1
K	4	6	10	10	16	6
L	3	13	16	11	16	0
M	<i>1</i>	10	11	13	16	5
N	2	<i>16</i>	<i>18</i>	<i>16</i>	<i>18</i>	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire sur Oued MEZOUDJ égale à **18** mois.

Donc le chemin critique est : **A-B-D-E-G-I-L-N**

IX.10 Conclusion :

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. D'après nos calculs, le temps de réalisation de la retenue collinaire de Oued MEZOU DJ est estimé à 18 mois.

Chapitre X :

PROTECTION ET SECURITE DE CHANTIER

Protection et sécurité de travail

Introduction :

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

X.1 Causes des accidents de travail

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

X.1.1 Causes humaines

Ces causes peuvent être :

1. La négligence des travailleurs ;
2. La fatigue ;
3. La distraction ;
4. Les gestes néfastes ;
5. Inaptitude mentale ou physique ;
6. Adoption de la solution de faciliter.

X.1.2 Causes techniques

1. Les mauvaises conditions de travail ;
2. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage ;
3. Le manque d'éclairage.

X.1.3.Causes des maladies professionnelles :

❖ Les poussières :

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus graves et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.

Ces maladies se traduisent par un certain nombre de symptômes tels que :

- dyspnée : au début difficulté de respirer, c'est une dyspnée d'effort, puis cela aboutit à une insuffisance respiratoire plus importante.
- l'hémoptysie : expectoration sanglante avec risque de tuberculose.

❖ Le bruit :

Les surdités professionnelles surviennent par traumatismes sonores dus à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieurs à une seconde et aigus, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne. Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, déficit audimétrique bilatéral par lésions cochléaires irréversibles, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations.

X.2. Conditions dangereuses dans le chantier

1. Installation non protégée ou mal protégée ;
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état ;
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel ;
4. Protection individuelle inexistante ;
5. Défauts dans la construction ;
6. Eclairage défectueux ;
7. Facteur d'ambiance impropre ;

8. Conditions climatiques défavorables.

X.3. Actions dangereuses

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables ;
2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement ;
3. Agir sans prévenir ou sans autorisation ;
4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
5. Imprudence durant le travail ;
6. Suivre un rythme de travail inadapté.

X.4. Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante ;
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée ;
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger ;
- Les abris doivent être aérés et chauffés.

X.5. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes. On a résumé ce plan dans le tableau X.1 ;

Tableau X.1: Plan de sécurité.

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1. Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement	Disposition concernant : - La réalisation du chantier de jour comme nuit ; - Les zones interdites au public ; - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard -Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
2. Limiter les risques d'incidents lors del'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	-Repérage des lignes électriques.
3. Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	-Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4. Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	-Interdiction de dépassement et de stationnement
5. Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux ; -Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6. Eliminer les surcharges en bordure des fouilles	- Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7. Prévenir les chutes des objets	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières
8. Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules
9. Heurts des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

X.6. Conclusion :

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de palier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'économie à attendre d'une construction pareille.

Une source ininterrompue de déboire, de retards et de pertes dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel ; de simples petites meurtrissures aux mortelles.

Conclusion Générale :

Dans le cadre de la préparation du mémoire de fin d'étude, nous avons étudié la faisabilité de la retenue collinaire sur l'oued MEZOU DJ dans la wilaya de TISSEMSILT qui est destiné à l'irrigation.

On a fait une étude géologique qui comprend l'étude de la fondation, la cuvette, et la disponibilité des matériaux de construction, ensuite on a étudié l'hydrologie de la région. Et d'après les études effectuées, on a constaté que le réservoir est bien rempli.

Le choix de la variante a été faite en fonction des sols avoisinant, et on a opté pour une digue homogène vu la disponibilité suffisante des sols fins et sa simplicité de la réalisation.

Des calculs technico-économiques ont été faits pour choisir la variante optimale et faire le choix le plus économique pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues et la digue.

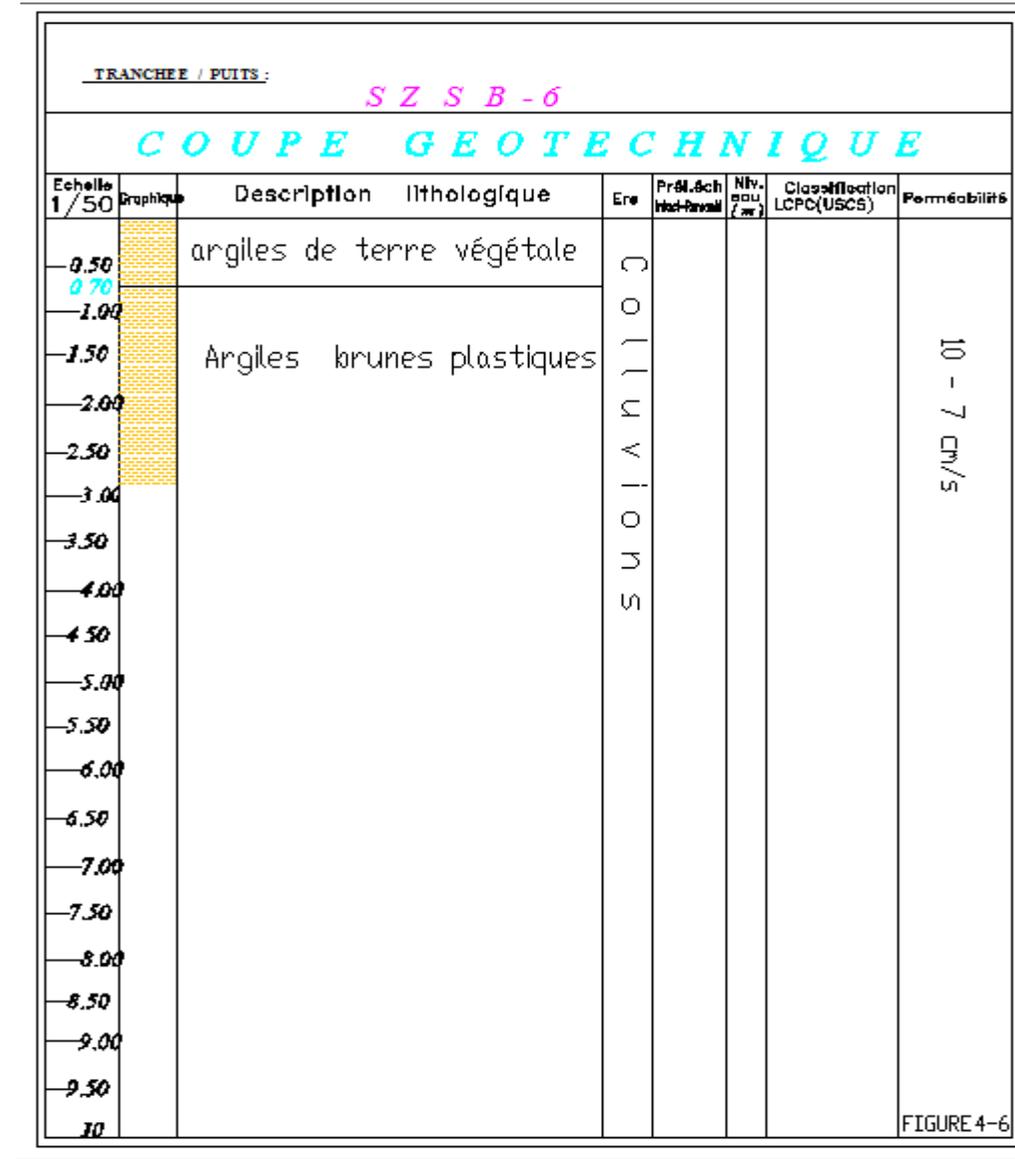
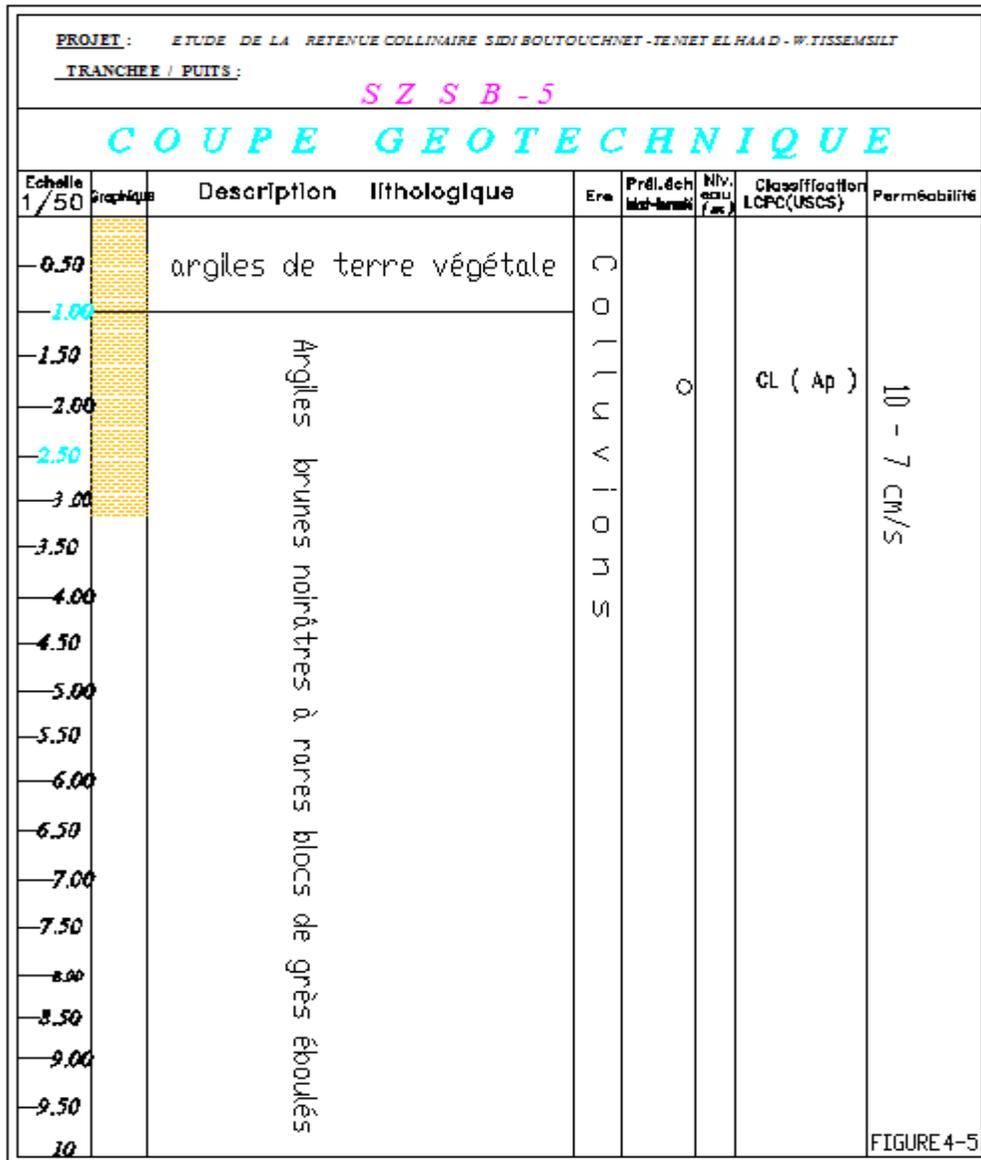
Le calcul de la stabilité de la digue est vérifié et a été établi par une méthode (manuellement par la méthode de FELLENIUS).

Les résultats obtenus par ce travail sont satisfaisants. Donc, le site proposé pour la réalisation de cet ouvrage est favorable sur le plan technique.

Bibliographie :

- [1]: **CIGB : Choix de la crue de projet 1984.**
- [2]: **CIGB : (barrage en remblai, filtre et drain granulaire, bulletin,1995)**
- [3]: **M .HASSANE .**
(Cours d'ouvrage hydrotechnique 5^{ème} Année ENSH- 2005).
- [4]: **M .HASSANE,1995 .**
(Gide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue à entonnement frontale. ENSH. Blida. Algérie).
- [5]: **M .HASSANE,2006**
*(Les ouvrages annexes de barrage*extrais du cours d'ouvrages hydrotechniques).ENSH. Blida. Algérie*
- [6]: **TOUABIA.B**
(Manuel pratique de l'hydrologie, ENSH. Blida. Algérie).

LES ANNEXES



Annexe A.2: Essai de compactage (zone d'emprunt).

ESSAI DE COMPACTAGE PROCTOR NORMAL - MODIFIE

Etude de la retenue collinaire Sidi Boutouchent

- W.TISSEMSILT -

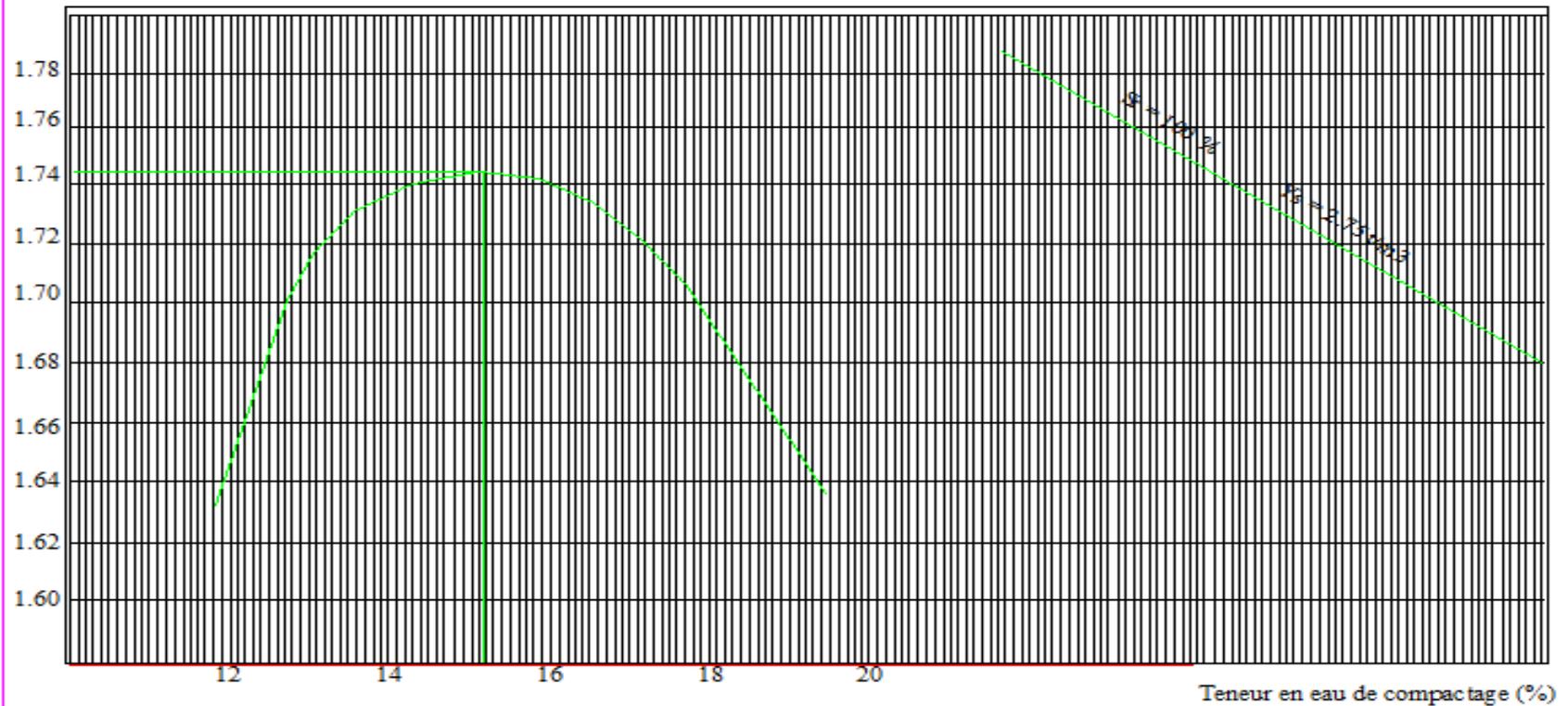
N° de l'échantillon : S A S B - 1

$Y_{dopt} = 1.746 \text{ t/m}^3$

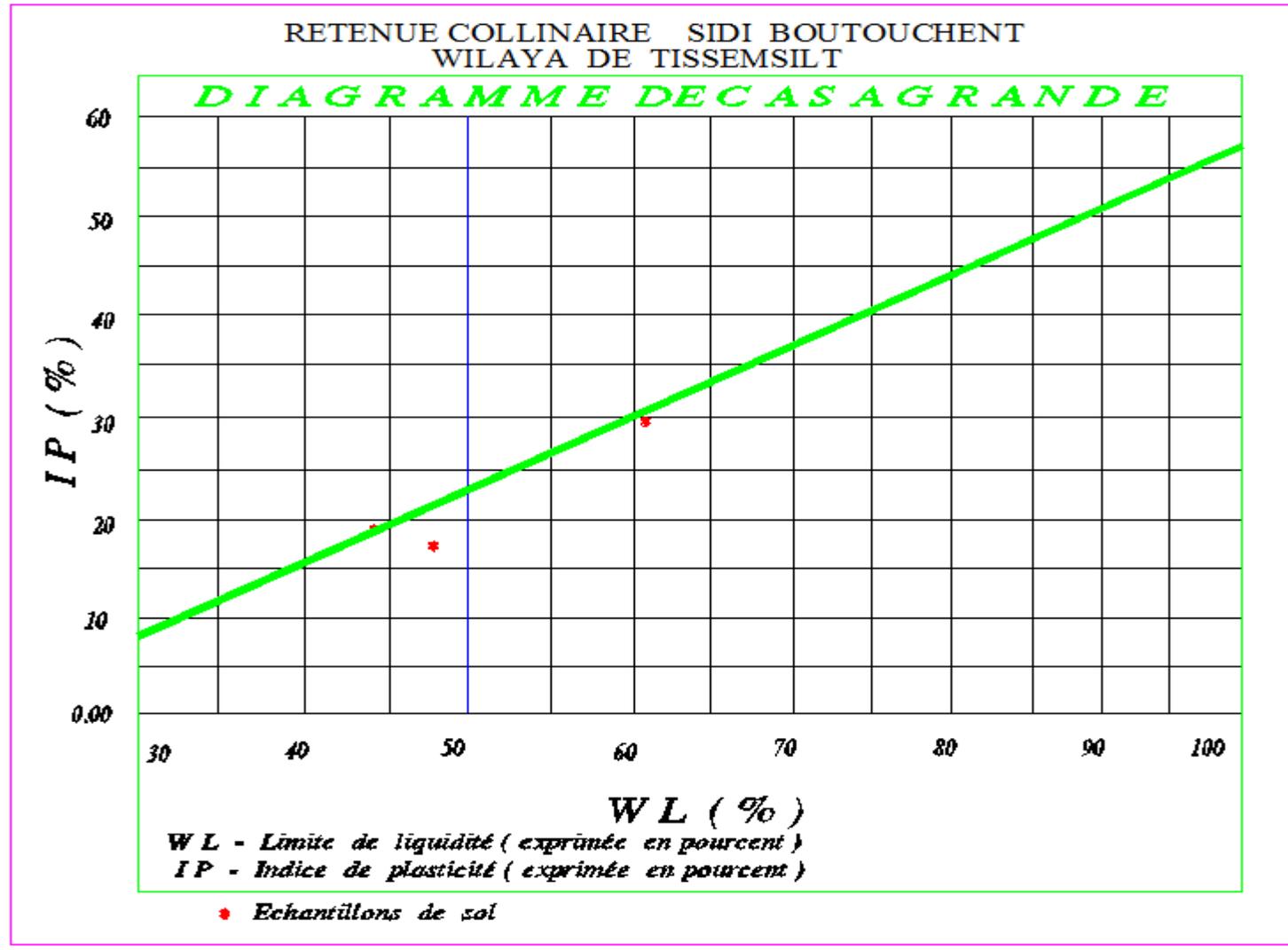
Profondeur de prélèvement : 1.00-3.50 m

$W_{max} = 15.20 \%$

poids spécifique apparent sec (g/cm^3)



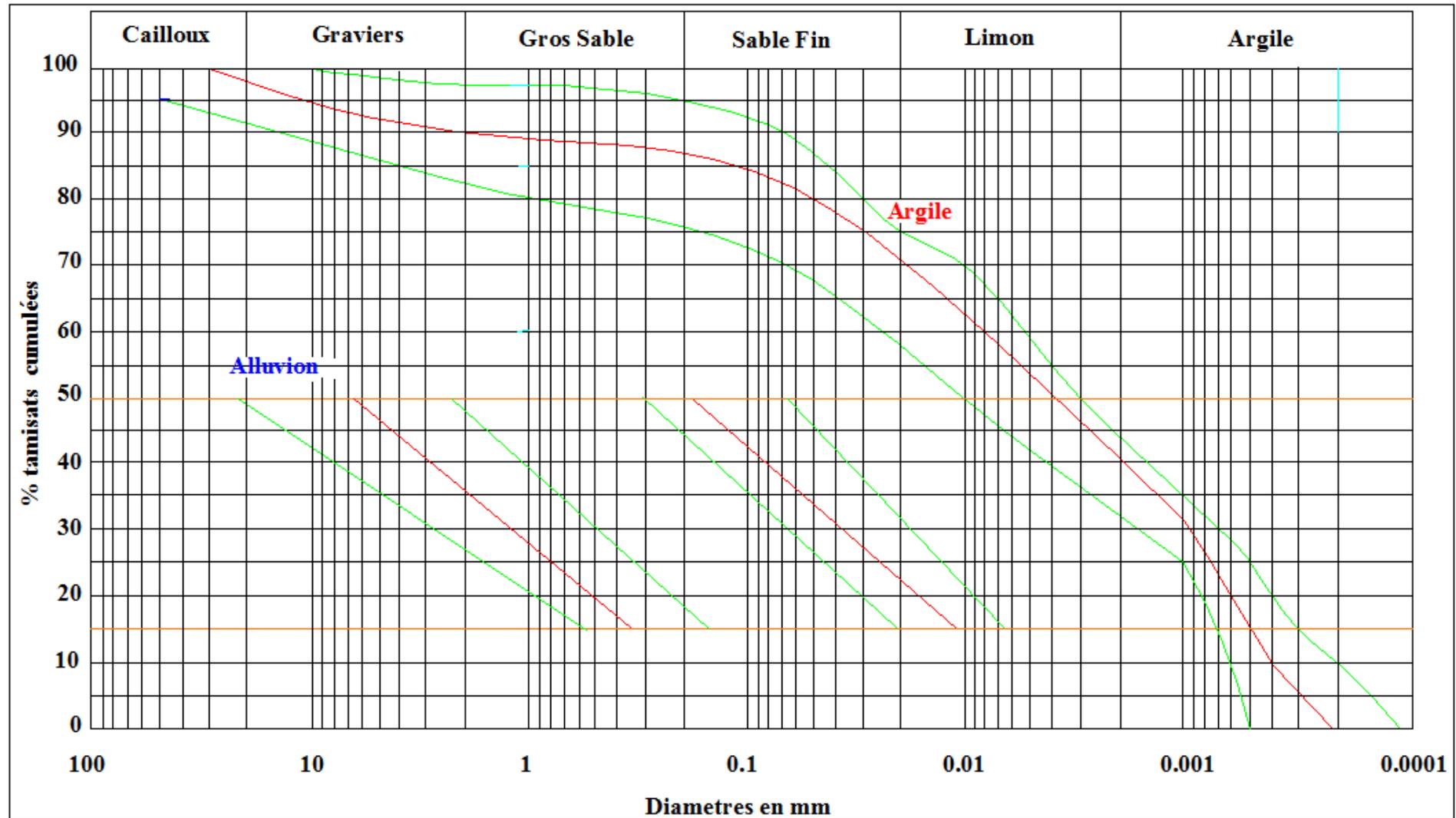
Annexe A. 3: Essai de casa grande



Annexe A.4: Essai compressibilité pour les 3 Sandage.



Annexe A.5: Analyse granulométrique de la zone d'emprunt.



Fuseau granulométrique des matériaux

Annexe B : Pluies mensuelles et moyennes annuelles de La station de THNIET EL HAD (Code : 011605).

MOIS	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1970/71	27,1	254,8	36,3	108,7	61,8	61,5	13,6	176,8	34,3	11,3	0	11,2	797,4
1971/72	35	72,6	91	59,4	12,9	54,3	114,6	20,6	17,9	4,4	0	0,3	483
1972/73	0	0	43	126,9	53,7	48,8	68,5	34,6	28,1	28,4	2	8,8	442,8
1973/74	27	139,3	36,6	46,5	65,3	60,2	63,5	103,7	0	64,3	0	1,9	608,7
1974/75	38	2	15	160,7	10,4	109,1	257,4	98	10,6	14,2	0	0	715,2
1975/76	23,2	72	46	3,6	15,3	79,3	142,1	87	47,3	30,6	2,1	9,9	558,4
1976/77	5,7	1,2	119,1	70,2	54,7	182,2	55,3	50,5	49,6	14	20,5	8,5	631,5
1977/78	46,6	130,3	61,5	97,4	70,3	28	14,9	51	54,1	27,3	0	3,1	584,5
1978/79	6,2	43,6	52,4	54,8	121	28,1	93,5	47,3	55,7	0	0	20,7	523,3
1979/80	145,6	86,5	62,9	14,1	61,5	56,5	153,5	82,6	39,1	1,6	0	6,6	710,5
1980/81	18,9	9,5	57,7	203,5	5,3	117,9	33,6	53,8	14,2	4,2	1,2	21,6	541,4
1981/82	7,6	12,1	0	80,3	113,2	76,4	20,9	55,4	58,5	61,6	0	0,7	486,7
1982/83	9,2	96,3	109,2	42,5	0	33,2	20,7	11,1	1,7	0	2	1,5	327,4
1983/84	0	2,6	53,5	59,8	64,6	36,3	44,8	37,5	51,1	22,4	0,2	0,3	373,1
1984/85	34,1	9,2	59,7	74	66	73	180	26,6	13,6	3,5	4,2	23,6	567,5
1985/86	25,2	3	68	80,4	137,2	121,6	116,3	15,8	8,1	8,3	0	1,8	585,7
1986/87	29,3	48,1	73,4	52,3	127,3	211,4	13,3	0	4,6	12,1	58,9	11,3	642
1987/88	6,8	47,1	94,6	39,5	30,8	19,7	40,1	35,6	41,9	12	0	0	368,1
1988/89	17,2	49	25,1	106	16,1	51,1	70	61,8	15	34	6,9	33,5	485,7
1989/90	27,9	11,5	39,4	40,9	91,4	0	72,6	57	75,6	4,5	18	2,5	441,3
1990/91	34,1	9,2	59,7	74	66	73	180	26,6	13,6	3,5	4,2	23,6	567,5
1991/92	15,6	72,2	24,4	12,6	143	15,3	91,3	93	63,3	13,5	17,2	3,6	565
1992/93	15,4	36,5	32,7	57,8	8,7	61,2	22,9	55,3	57,3	0	0	23,7	371,5
1993/94	30	41,2	40,2	63,1	57,8	81,1	4,4	28,4	9,6	0	2,8	18,5	377,1
1994/95	107,7	73,6	14	48,9	87,4	26	67,6	18,4	11,3	12,9	0	13,9	481,7
1995/96	13,2	78,5	28,5	56,8	115,5	181	97	88,9	34,3	27,4	40,2	11,2	772,5
1996/97	21,9	43,6	22,3	73,7	82,8	13,1	1,5	154,3	45,7	0	0	17,8	476,7
1997/98	76,5	77,8	159,4	68	25,7	40,9	15,5	72,4	143,5	3,6	0	18,1	701,4
1998/99	32,5	37,2	40,3	41,2	140,5	92,4	123,6	1,5	4,6	1,6	0	14,2	529,6
1999/00	23,3	46,2	56,4	174,3	1,3	0	4,9	52,7	9,9	0	0	8,9	377,9
2000/01	36,9	55,1	124,8	97,3	239,5	49,3	3,4	44,5	38,5	1,6	0	5,6	696,5
2001/02	37	31,4	52	56,9	17	32,2	25,5	65,6	24,6	3	0	14,2	359,3
2002/03	4,6	21,1	121,3	42,8	222,9	152,8	11,4	65,2	15,2	22,6	24,8	9,4	714,1
2003/04	9,4	59,4	114,2	116,7	41	57,5	49,8	56,2	73,4	3,7	11,5	15,4	608,2
2004/05	26,7	24,3	47,2	89,6	94,1	93,8	41,1	29,5	10,2	4,1	0	0	460,6
2005/06	14,6	40	71,9	64,7	146,2	126	36,5	30,6	0	18,7	7,7	5	561,9
2006/07	52,6	0,7	2	63,4	23,6	59,2	135,2	102	16	8,4	2,2	0	465,3
2007/08	26,4	73,9	120,9	22	19,9	27,5	99,9	8,7	52	13,3	6,5	0	471
2008/09	42,3	72,6	115,6	92,9	77,1	41,2	99,2	79,7	32,7	2,3	0	22,8	678,4
2009/2010	59,6	12,5	73,6	111,3	79,5	132,2	75,6	28,5	31	22,1	0	41,4	667,3
moyenne	30,273	49,943	61,645	73,7375	71,7075	70,1075	69,388	55,2175	32,6925	13,025	5,828	10,878	544,44

Annexes C :

Annexe C.1: Volume des matériaux (la digue).

Coupes	Surface (m ²)			Surface moyenne (m ²)			Longueur (m)	Volume (m ³)			
	terre végétale	Argile	Clé d'ancrage	terre végétale	Argile	Clé d'ancrage		terre végétale	Argile	Clé d'ancrage	
0-0	0	0	0								
1--1	8,48	62,47	0	4,24	31,235	0	14,61	61,9464	456,3434	0	
2--2	18,47	207,01	0	13,475	134,74	0	21,13	284,7268	2847,056	0	
3--3	24,98	364,44	12	21,725	285,725	6	15,06	327,1785	4303,019	90,36	
4--4	30,76	457,08	32	27,87	410,76	22	22,64	630,9768	9299,606	498,08	
5--5	27,41	379,96	8,25	29,085	418,52	20,125	16,56	481,6476	6930,691	333,27	
6--6	23,83	213,19	0	25,62	296,575	4,125	22,2	568,764	6583,965	91,575	
7--7	13,43	161,08	0	18,63	187,135	0	28,26	526,4838	5288,435	0	
8--8	13,52	63,1	0	13,475	112,09	0	27,09	365,0378	3036,518	0	
0-0	0	0	0	6,76	31,55	0	20,32	137,3632	641,096	0	
				Volume total (m ³)					3383,73	39384,99	1013,285

Annexe C.2: Volume des matériaux de protection amont et aval.

Coupes	Surface (m ²)			Surface moyenne (m ²)			Longueur (m)	Volume (m ³)		
	enrochement Rip-Rap	gravier	Sable	roche	gravier	Sable		roche	gravier	Sable
0-0	0	0	0	6,20	1,48	0,96	14,61	90,58	26,00	21,33
1--1	12,4	3,56	2,92	18,18	4,47	3,35	21,13	384,14	105,01	81,45
2--2	23,96	6,38	4,79	24,58	7,63	5,72	15,06	370,17	114,90	86,21
3--3	25,2	8,88	6,66	26,46	9,99	7,49	22,64	599,16	226,06	169,57
4--4	27,73	11,09	8,32	26,13	10,45	7,84	16,56	432,63	173,025	129,84
5--5	24,52	9,81	7,36	22,81	9,12	6,84	22,20	506,271	202,575	151,95
6--6	21,09	8,44	6,33	16,12	6,45	4,83	28,26	455,60	182,278	136,63
7--7	11,14	4,46	3,34	11,18	4,47	3,35	27,09	302,86	121,22	90,88
8--8	11,22	4,49	3,37	5,61	1,68	1,68	20,32	113,99	45,61	34,23
0--0	0	0	0							
Volume total (m³)								3255,85	1196,67	902,824

Annexe C.3: Volume des matériaux de protection de la crête

béton	Gravier	Sable	di (m)	béton	Gravier	Sable
Si (m²)	Si (m²)	Si (m²)		Vi (m³)	Vi (m³)	Vi (m³)
0,6	0,6	0,6	222	133,2	133,2	133,2

Annexes D :

D.I Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval (R=26,39m) :

a	C	γ_1	γ_2	γ_3	γ_ω	R	dn	ϕ Fondation	ϕ corps 1	Tg(ϕ_1)	Tg(ϕ_2)
0,15	3,75	1,71	2,07	1,85	1	26,3945	21,54	35	20	0,36397	0,70021

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
-5	1,6	0,2	0	0	30	0,500	0,866	0,557	0,56	0,56	0,97	1,88	7,06	0,51	0	0,5	3,6
-4	2,6	2,59	0	0	24	0,407	0,914	11,690	11,69	9,51	21,36	2,89	10,83	11,36	0	11,4	75,5
-3	2,6	4,09	0	0	17	0,292	0,956	18,460	18,46	10,79	35,31	2,76	10,35	18,79	0	18,8	119,3
-2	2,6	5,05	0	0	11	0,191	0,982	22,793	22,79	8,70	44,75	2,69	10,08	23,81	0	23,8	147,3
-1	2,6	6,01	0	1,53	6	0,105	0,995	27,126	34,60	6,45	61,38	2,65	9,95	33,91	4,1	32,4	199,4
0	2,6	6,97	0	1,66	0	0,000	1,000	31,459	39,56	0,00	71,02	2,64	9,90	39,15	4,4	37,6	229,5
1	2,6	7,93	0	1,53	6	0,105	0,995	35,792	43,26	8,26	78,62	2,65	9,95	43,08	4,1	41,6	255,4
2	2,6	8,89	0	1,13	12	0,208	0,978	40,125	45,64	17,83	83,89	2,70	10,12	45,55	3,0	44,4	277,1
3	2,6	9,85	0	0,44	18	0,309	0,951	44,458	46,61	28,14	86,61	2,78	10,41	46,43	1,2	46,0	294,2
4	2,6	9,71	0	0	24	0,407	0,914	43,826	43,83	35,65	80,07	2,89	10,83	42,61	0	42,6	283,2
5	2,6	9,89	0	0	31	0,515	0,857	44,638	44,64	45,98	76,52	3,08	11,55	40,72	0	40,7	288,5
6	2,6	9,11	0	0	37	0,602	0,799	41,118	41,12	49,49	65,68	3,30	12,39	34,95	0	34,9	265,7
7	2,6	7,8	0	0	44	0,695	0,719	35,205	35,20	48,91	50,65	3,67	13,76	26,95	0	26,9	227,5
8	2,6	5,75	0	0	53	0,799	0,602	25,952	25,95	41,45	31,24	4,39	16,45	16,62	0	16,6	167,7
9	2,1	0,45	0	0	64	0,899	0,438	1,647	1,65	2,96	1,44	4,88	18,31	0,77	0	0,8	10,6
somme										314,69			171,94		0	0,5	3,6

Kss	1,897
Kas	1,413

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval (R=28,83m) :

a	C	γ_1	γ_2	γ_3	γ_ω	R	dn	ϕ Fondation	ϕ corps 1	Tg(ϕ_1)	Tg(ϕ_2)
0,15	3,75	1,71	2,07	1,85	1	28,8393	23,78	35	20	0,36397	0,70021

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
-4	1,1	1,17	0	0	24	0,407	0,914	2,26	0,00	0,92	2,07	1,24	4,64	0,75	0	0,75	8,06
-3	2,9	3,67	0	0,67	17	0,292	0,956	18,10	3,57	6,34	20,73	3,02	11,31	8,69	2,02	7,96	77,31
-2	2,9	4,72	0	1,42	11	0,191	0,982	23,28	7,58	5,89	30,29	2,94	11,02	13,52	4,17	12,01	110,06
-1	2,9	5,77	0	1,8	6	0,105	0,995	28,45	9,60	3,98	37,85	2,90	10,87	16,99	5,22	15,09	135,76
0	2,9	6,82	0	2	0	0,000	1,000	33,63	10,67	0,00	44,30	2,88	10,81	19,71	5,77	17,61	158,04
1	2,9	7,86	0	1,86	6	0,105	0,995	38,76	9,92	5,09	48,42	2,90	10,87	20,94	5,39	18,98	173,67
2	2,9	8,91	0	1,12	12	0,208	0,978	43,94	5,98	10,38	48,82	2,95	11,06	19,74	3,30	18,53	178,06
3	2,9	9,96	0	0,67	17	0,292	0,956	49,12	3,57	15,41	50,39	3,02	11,31	19,49	2,02	18,75	187,97
4	2,9	10,61	0	0	24	0,407	0,914	52,32	0	21,28	47,80	3,16	11,84	17,40	0,00	17,40	186,65
5	2,9	9,91	0,295	0	31	0,515	0,857	50,63	0	26,08	43,40	3,36	12,62	15,80	0,99	15,44	180,62
6	2,9	9,34	0	0	37	0,602	0,799	46,06	0	27,72	36,79	3,61	13,54	13,39	0	13,39	164,31
7	2,9	7,91	0	0	44	0,695	0,719	39,01	0	27,10	28,06	4,01	15,03	10,21	0	10,21	139,15
8	2,9	5,67	0	0	53	0,799	0,602	27,96	0	22,33	16,83	4,79	17,97	6,12	0	6,12	99,75
9	2,1	0,9	0	0	65	0,906	0,423	3,23	0	2,93	1,37	4,97	18,63	0,50	0	0,50	11,53
somme										175,43			171,53			172,74	1810,95

Kss	2,0235
Kas	1,4901

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval (R=32,1886m) :

a	C	γ_1	γ_2	γ_3	γ_ω	R	dn	ϕ Fondation	ϕ corps 1	Tg(ϕ_1)	Tg(ϕ_2)
0,15	3,75	1,71	2,07	1,85	1	32,1886	24,34	35	20	0,36397	0,70021

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)*tg ϕ	a*Gn*dn
-6	1,0	0	0	2,13	37	0,602	0,799	0	3,74	2,25	2,99	1,19	4,46	2,09	2,53	1,17	13,67
-5	3,2	0	0	4,16	30	0,500	0,866	0	24,77	12,39	21,45	3,72	13,94	15,02	15,46	9,39	90,45
-4	3,2	0	0	5,77	24	0,407	0,914	0	34,36	13,98	31,39	3,52	13,21	21,98	20,33	14,58	125,45
-3	3,2	2,36	0	6,95	17	0,292	0,956	12,990	41,39	15,90	52,00	3,37	12,62	32,23	23,39	23,72	198,53
-2	3,2	3,53	0	7,92	12	0,208	0,978	19,430	47,16	13,85	65,14	3,29	12,34	39,22	26,06	29,73	243,14
-1	3,2	4,99	0	8,28	6	0,105	0,995	27,466	49,31	8,02	76,35	3,24	12,14	44,28	26,80	34,52	280,31
0	3,2	5,87	0	8,54	0	0,000	1,000	32,310	50,85	0,00	83,16	3,22	12,07	47,37	27,49	37,36	303,64
1	3,2	7,14	0	8,41	6	0,105	0,995	39,300	50,08	9,34	88,89	3,24	12,14	49,10	27,22	39,19	326,34
2	3,2	8,21	0	7,92	12	0,208	0,978	45,190	47,16	19,20	90,33	3,29	12,34	48,39	26,06	38,90	337,19
3	3,2	9,38	0	7,09	17	0,292	0,956	51,630	42,22	27,44	89,75	3,37	12,62	46,24	23,86	37,56	342,66
4	3,2	10,53	0	5,88	24	0,407	0,914	57,960	35,01	37,82	84,94	3,52	13,21	41,67	20,72	34,13	339,46
5	3,2	9,26	2,46	4,26	30	0,500	0,866	67,360	25,37	46,36	80,31	3,72	13,94	36,62	24,98	27,52	338,56
6	3,2	12,4	3,41	2,14	37	0,602	0,799	90,974	12,74	62,42	82,83	4,03	15,11	33,57	22,37	25,43	378,68
7	3,2	8,93	4,45	0	44	0,695	0,719	78,803	0	54,74	56,69	4,47	16,78	20,63	19,91	13,38	287,72
8	3,2	10,93	0	0	53	0,799	0,602	60,161	0	48,05	36,21	5,35	20,06	13,18	0,00	13,18	219,66
9	3,2	6,41	0	0	64	0,899	0,438	35,282	0	31,71	15,47	7,34	27,54	5,63	0,00	5,63	128,82
somme										403,46			224,52			385,41	3954,27

Kss	1,8269
Kas	1,3966

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval (R=36,4874m) :

a	C	γ_1	γ_2	γ_3	γ_ω	R	dn	ϕ Fondation	ϕ corps 1	Tg(ϕ_1)	Tg(ϕ_2)
0,15	3,75	1,71	2,07	1,85	1	36,4874	32,5782	35	20	0,36397	0,70021

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)*tg ϕ	a*Gn*dn
-3	2,24	0,97	0	0	17	0,292	0,956	3,715	0	1,1	3,6	2,3	8,8	1,3	0	1,3	18,2
-2	3,65	2,25	0	0,31	12	0,208	0,978	14,039	2,1	3,4	15,8	3,7	14,0	6,4	1,2	6,0	78,8
-1	3,65	3,54	0	0,86	6	0,105	0,995	22,087	5,8	2,9	27,7	3,7	13,8	12,0	3,2	10,9	136,3
0	3,65	4,91	0	1,04	0	0,000	1,000	30,635	7,0	0,0	37,7	3,6	13,7	16,1	3,8	14,7	184,0
1	3,65	6,23	0	0,86	6	0,105	0,995	38,871	5,8	4,7	44,4	3,7	13,8	18,1	3,2	17,0	218,3
2	3,65	7,56	0	0,31	12	0,208	0,978	47,169	2,1	10,2	48,2	3,7	14,0	18,2	1,2	17,8	240,7
3	3,65	8,25	0	0	17	0,292	0,956	51,475	0	15,0	49,2	3,8	14,3	17,9	0	17,9	251,5
4	3,65	8,21	0	0	24	0,407	0,914	51,225	0	20,8	46,8	4,0	15,0	17,0	0	17,0	250,3
5	3,65	7,68	0	0	31	0,515	0,857	47,918	0	24,7	41,1	4,3	16,0	14,9	0	14,9	234,2
6	3,65	6,61	0	0	37	0,602	0,799	41,242	0	24,8	32,9	4,6	17,1	12,0	0	12,0	201,5
7	3,65	4,81	0	0	44	0,695	0,719	30,011	0	20,8	21,6	5,1	19,0	7,9	0	7,9	146,7
8	2,69	1,97	0	0	53	0,799	0,602	9,062	0	7,2	5,5	4,5	16,8	2,0	0	2,0	44,3
somme										135,7			176,1			139,4	2004,9

Kss	2,3544
Kas	1,6746

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval (R=37,1997m) :

a	C	γ_1	γ_2	γ_3	γ_ω	R	dn	ϕ Fondation	ϕ corps 1	Tg(ϕ_1)	Tg(ϕ_2)
0,15	3,75	1,71	2,07	1,85	1	37,1997	32,4961	35	20	0,36397	0,70021

N°Tr	bi	h1	h2	h3	\square	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
-5	0,61	1,31	0	0,25	19	0,326	0,946	1,37	0,28	0,54	1,56	0,65	2,42	0,66	0,06	0,63	8,04
-4	3,72	2,09	0	0,79	15	0,259	0,966	13,29	5,44	4,85	18,09	3,85	14,44	8,35	0,62	8,12	91,31
-3	3,72	2,96	0	1,33	11	0,191	0,982	18,83	9,15	5,34	27,47	3,79	14,21	13,02	1,77	12,37	136,40
-2	3,72	3,8	0	1,72	7	0,122	0,993	24,17	11,84	4,39	35,74	3,75	14,05	16,96	2,96	15,88	175,52
-1	3,72	4,68	0	1,95	4	0,070	0,998	29,77	13,42	3,01	43,08	3,73	13,98	20,18	3,80	18,80	210,53
0	3,72	5,54	0	2,02	0	0,000	1,000	35,24	13,90	0,00	49,14	3,72	13,95	22,56	4,08	21,08	239,54
1	3,72	6,41	0	1,95	4	0,070	0,998	40,77	13,42	3,78	54,06	3,73	13,98	24,18	3,80	22,79	264,17
2	3,72	7,27	0	1,72	7	0,122	0,993	46,25	11,84	7,08	57,65	3,75	14,05	24,93	2,96	23,86	283,12
3	3,72	8,13	0	1,34	11	0,191	0,982	51,72	9,22	11,63	59,82	3,79	14,21	24,82	1,80	24,16	297,04
4	3,72	8,99	0	0,79	15	0,259	0,966	57,19	5,44	16,21	60,49	3,85	14,44	23,78	0,62	23,56	305,25
5	3,72	9,86	0	0	19	0,326	0,946	62,72	0	20,42	59,30	3,93	14,75	21,58	0	21,58	305,73
6	3,72	9,91	0	0	22	0,375	0,927	63,04	0	23,61	58,45	4,01	15,05	21,27	0	21,27	307,28
7	3,72	9,7	0	0	27	0,454	0,891	61,70	0	28,01	54,98	4,18	15,66	20,01	0	20,01	300,77
8	3,72	9,27	0	0	31	0,515	0,857	58,97	0	30,37	50,55	4,34	16,27	18,40	0	18,40	287,43
9	3,72	8,6	0	0	35	0,574	0,819	54,71	0	31,38	44,81	4,54	17,03	16,31	0	16,31	266,66
10	3,72	7,65	0	0	40	0,643	0,766	48,66	0	31,28	37,28	4,86	18,21	13,57	0	13,57	237,20
11	3,72	6,37	0	0	45	0,707	0,707	40,52	0	28,65	28,65	5,26	19,73	10,43	0	10,43	197,51
12	3,72	4,66	0	0	50	0,766	0,643	29,64	0	22,71	19,05	5,79	21,70	6,94	0	6,94	144,49
13	2,32	1,7	0	0	56	0,829	0,559	6,74	0	5,59	3,77	4,15	15,56	1,37	0	1,37	32,87
somme										278,85			283,71			301,14	4090,85

Kss	1,8934
Kas	1,4704

Stabilité pour le cas de fin de construction talus Amont (R=27,1536m) :

a	C	γ_1	γ_2	γ_3	γ_ω	R	dn	ϕ Fondation	ϕ corps 1	Tg(ϕ_1)	Tg(ϕ_2)
0,15	3,75	1,71	2,07	1,85	1	27,1536	22,9828	35	20	0,36397	0,70021

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	(N-Pi)*tg ϕ	a*Gn*dn
-5	2,18	1,25	0	0	31	0,515	0,857	4,660	0,00	2,40	3,99	2,54	9,54	1,45	1,454	16,064
-4	2,72	2,97	0	0	24	0,407	0,914	13,790	0,00	5,61	12,60	2,97	11,15	4,59	4,585	47,542
-3	2,72	4,84	0	0	17	0,292	0,956	22,473	0,00	6,57	21,49	2,84	10,65	7,82	7,822	77,475
-2	2,72	5,69	0	0,7	11	0,191	0,982	26,420	3,52	5,71	29,39	2,77	10,37	11,86	11,856	103,204
-1	2,72	6,55	0	1,12	6	0,105	0,995	30,413	5,63	3,77	35,84	2,73	10,24	14,93	14,927	124,244
0	2,72	7,4	0	1,25	0	0,000	1,000	34,360	6,28	0,00	40,64	2,72	10,18	16,90	16,903	140,101
1	2,72	8,25	0	1,12	6	0,105	0,995	38,307	5,63	4,59	43,69	2,73	10,24	17,78	17,784	151,456
2	2,72	9,1	0	0,7	12	0,208	0,978	42,254	3,52	9,52	44,77	2,78	10,41	17,45	17,451	157,789
3	2,72	9,95	0	0	17	0,292	0,956	46,200	0,00	13,51	44,18	2,84	10,65	16,08	16,081	159,273
4	2,72	9,79	0	0	24	0,407	0,914	45,458	0,00	18,49	41,53	2,97	11,15	15,11	15,115	156,711
5	2,72	9,27	0	0	31	0,515	0,857	43,043	0,00	22,17	36,90	3,17	11,88	13,43	13,429	148,388
6	2,72	8,33	0	0	37	0,602	0,799	38,678	0,00	23,28	30,89	3,40	12,75	11,24	11,243	133,341
7	2,72	6,85	0	0	44	0,695	0,719	31,806	0,00	22,09	22,88	3,77	14,16	8,33	8,327	109,650
8	2,72	4,6	0	0	53	0,799	0,602	21,359	0,00	17,06	12,85	4,51	16,92	4,68	4,679	73,634
9	1,36	2	0	0	64	0,899	0,438	4,651	0,00	4,18	2,04	3,10	11,63	0,74	0,742	16,035
somme										158,94			171,91		162,399	103,204

Kss	2,0653
Kas	1,5008

Stabilité pour le cas de fin de construction talus Amont (R=29,45m) :

a	C	γ_1	γ_2	γ_3	γ_ω	R	dn	ϕ Fondation	ϕ corps 1	Tg(ϕ_1)	Tg(ϕ_2)
0,15	3,75	1,71	2,07	1,85	1	29,4536	22,9828	35	20	0,36397	0,70021

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	(N-Pi)*tg ϕ	a*Gn*dn
-5	1,47	0,95	0,00	0,00	28,00	0,47	0,88	2,39	0,00	1,12	2,11	1,66	6,24	0,77	0,77	8,71
-4	2,95	2,55	0,00	0,00	24,00	0,41	0,91	12,85	0,00	5,22	11,74	3,22	12,09	4,27	4,27	46,85
-3	2,95	4,59	0,00	0,00	18,00	0,31	0,95	23,12	0,00	7,15	21,99	3,10	11,62	8,00	8,00	84,33
-2	2,95	5,65	0,00	0,64	12,00	0,21	0,98	28,46	3,49	6,64	31,25	3,01	11,29	12,52	12,52	116,52
-1	2,95	6,57	0,00	1,10	6,00	0,10	0,99	33,10	6,00	4,09	38,88	2,96	11,11	16,16	16,16	142,57
0	2,95	8,76	0,00	1,26	0,00	0,00	1,00	44,13	6,87	0,00	51,00	2,95	11,05	20,87	20,87	185,98
1	2,95	9,55	0,00	1,12	6,00	0,10	0,99	48,11	6,10	5,67	53,92	2,96	11,11	21,67	21,67	197,71
2	2,95	9,34	0,00	1,12	12,00	0,21	0,98	47,05	6,10	11,05	51,99	3,01	11,29	20,93	20,93	193,85
3	2,95	10,21	0,00	0,67	18,00	0,31	0,95	51,43	3,65	17,02	52,39	3,10	11,62	20,24	20,24	200,89
4	2,95	10,05	0,00	0,00	24,00	0,41	0,91	50,63	0,00	20,59	46,25	3,22	12,09	16,83	16,83	184,64
5	2,95	9,50	0,00	0,00	30,00	0,50	0,87	47,86	0,00	23,93	41,45	3,40	12,76	15,09	15,09	174,53
6	2,95	8,50	0,00	0,00	37,00	0,60	0,80	42,82	0,00	25,77	34,20	3,69	13,83	12,45	12,45	156,16
7	2,95	6,92	0,00	0,00	45,00	0,71	0,71	34,86	0,00	24,65	24,65	4,17	15,62	8,97	8,97	127,13
8	2,95	4,53	0,00	0,00	53,00	0,80	0,60	22,82	0,00	18,23	13,73	4,90	18,36	5,00	5,00	83,22
9	1,58	1,82	0,00	0,00	64,00	0,90	0,44	4,92	0,00	4,42	2,16	3,60	13,52	0,78	0,78	17,93
somme										175,55			183,599		184,54	1921,03

Kss	2,0704
Kas	1,5089

Stabilité pour le cas de fin de construction talus Amont (R=32,62m) :

a	C	γ_1	γ_2	γ_3	γ_ω	R	dn	ϕ Fondation	ϕ corps 1	Tg(ϕ_1)	Tg(ϕ_2)
0,15	3,75	1,71	2,07	1,85	1	32,6249	24,78	35	20	0,36397	0,70021

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	(N-Pi)*tg ϕ	a*Gn*dn
-6	1,5	0,0	0	2,7	24	0,4	0,9	0,0	7,5	3,1	6,9	1,7	6,2	4,8	4,8	28,0
-5	3,3	1,1	0	4,9	24	0,4	0,9	6,3	29,3	14,5	32,6	3,6	13,4	20,9	20,9	132,5
-4	3,3	2,2	0	6,5	24	0,4	0,9	12,0	39,2	20,8	46,8	3,6	13,4	29,1	29,1	190,4
-3	3,3	3,2	0	7,7	17	0,3	1,0	17,7	46,7	18,8	61,5	3,4	12,8	37,4	37,4	239,2
-2	3,3	4,2	0	8,6	11	0,2	1,0	23,4	51,7	14,3	73,8	3,3	12,5	43,9	43,9	279,4
-1	3,3	5,2	0	9,1	6	0,1	1,0	29,1	54,7	8,8	83,3	3,3	12,3	48,6	48,6	311,5
0	3,3	6,2	0	9,2	0	0,0	1,0	34,8	55,7	0,0	90,5	3,3	12,2	51,7	51,7	336,5
1	3,3	7,3	0	9,1	6	0,1	1,0	40,6	54,7	10,0	94,7	3,3	12,3	52,8	52,8	354,0
2	3,3	8,2	0	8,4	12	0,2	1,0	45,7	50,9	20,1	94,5	3,3	12,5	51,1	51,1	359,2
3	3,3	9,3	0	7,7	17	0,3	1,0	51,9	46,7	28,8	94,3	3,4	12,8	49,3	49,3	366,5
4	3,3	10,3	0	6,5	24	0,4	0,9	57,7	39,2	39,4	88,5	3,6	13,4	44,3	44,3	360,2
5	3,3	11,4	0	4,9	31	0,5	0,9	63,4	29,3	47,7	79,5	3,8	14,3	37,4	37,4	344,6
6	3,3	12,4	0	2,7	37	0,6	0,8	69,1	16,3	51,4	68,2	4,1	15,3	29,2	29,2	317,5
7	3,3	13,3	0	0,0	44	0,7	0,7	74,3	0,0	51,6	53,4	4,5	17,0	19,4	19,4	276,0
8	3,3	10,6	0	0,0	53	0,8	0,6	59,2	0,0	47,3	35,6	5,4	20,3	13,0	13,0	220,0
9	0,7	6,3	0	0,0	65	0,9	0,4	7,7	0,0	7,0	3,3	1,7	6,4	1,2	1,2	28,7
somme										383,6			207,1		534,1	4144,1

Kss	1,9010
Kas	1,4255

Stabilité pour le cas de fin de construction talus Amont (R=39,57m) :

a	C	γ_1	γ_2	γ_3	γ_ω	R	dn	ϕ Fondation	ϕ corps 1	Tg(ϕ_1)	Tg(ϕ_2)
0,15	3,75	1,71	2,07	1,85	1	39,5743	34,547	35	20	0,36397	0,70021

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	(N-Pi)*tg ϕ	a*Gn*dn
-4	1,98	1,4	0	0	24	0,407	0,914	4,740	0,00	1,93	4,33	2,17	8,13	1,58	1,58	24,56
-3	3,96	2,61	0	0,45	17	0,292	0,956	17,662	3,29	6,13	20,04	4,14	15,52	8,35	8,35	108,60
-2	3,96	3,86	0	1,47	11	0,191	0,982	26,121	10,76	7,04	36,21	4,03	15,12	16,73	16,73	191,13
-1	3,96	5,1	0	2,07	6	0,105	0,995	34,513	15,15	5,19	49,40	3,98	14,92	23,05	23,05	257,38
0	3,96	6,34	0	2,27	0	0,000	1,000	42,904	16,62	0,00	59,52	3,96	14,84	27,25	27,25	308,45
1	3,96	7,58	0	2,07	6	0,105	0,995	51,295	15,15	6,95	66,09	3,98	14,92	29,12	29,12	344,35
2	3,96	8,82	0	1,47	12	0,208	0,978	59,687	10,76	14,65	68,91	4,05	15,17	28,62	28,62	365,07
3	3,96	10,06	0	0,45	17	0,292	0,956	68,078	3,29	20,87	68,25	4,14	15,52	25,90	25,90	369,86
4	3,96	10,27	0	0	24	0,407	0,914	69,499	0,00	28,27	63,49	4,33	16,24	23,11	23,11	360,15
5	3,96	9,52	0	0	31	0,515	0,857	64,424	0,00	33,18	55,22	4,62	17,31	20,10	20,10	333,85
6	3,96	8,14	0	0	37	0,602	0,799	55,085	0,00	33,15	43,99	4,96	18,58	16,01	16,01	285,45
7	3,96	5,99	0	0	44	0,695	0,719	40,536	0,00	28,16	29,16	5,50	20,63	10,61	10,61	210,06
8	3,47	2,44	0	0	53	0,799	0,602	14,478	0,00	11,56	8,71	5,77	21,62	3,17	3,17	75,03
somme										197,07			208,53		233,61	3233,94

Kss	2,2436
Kas	1,5860

Stabilité pour le cas de fin de construction talus Amont (R=42,01m) :

a	C	γ_1	γ_2	γ_3	γ_ω	R	dn	ϕ Fondation	ϕ corps 1	Tg(ϕ_1)	Tg(ϕ_2)
0,15	3,75	1,71	2,07	1,85	1	42,017	37,18	35	20	0,36397	0,70021

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	(N-Pi)*tg ϕ	a*Gn*dn
-4	2,38	0,35	0	0	24	0,407	0,914	1,424	0,00	0,58	1,30	2,61	9,77	0,47	0,47	7,94
-3	4,20	2,56	0	0,76	17	0,292	0,956	18,393	5,91	7,10	23,24	4,39	16,48	10,36	10,36	135,53
-2	4,20	3,88	0	1,84	11	0,191	0,982	27,877	14,30	8,05	41,41	4,28	16,05	19,79	19,79	235,24
-1	4,20	5,2	0	2,48	6	0,105	0,995	37,362	19,28	5,92	56,33	4,22	15,84	26,95	26,95	315,88
0	4,20	6,52	0	2,69	0	0,000	1,000	46,846	20,91	0,00	67,76	4,20	15,76	31,69	31,69	377,87
1	4,20	7,84	0	2,48	6	0,105	0,995	56,330	19,28	7,90	75,19	4,22	15,84	33,81	33,81	421,66
2	4,20	9,16	0	1,84	12	0,208	0,978	65,814	14,30	16,66	78,37	4,30	16,11	33,23	33,23	446,81
3	4,20	10,47	0	0,76	17	0,292	0,956	75,226	5,91	23,72	77,59	4,39	16,48	30,14	30,14	452,48
4	4,20	10,97	0	0	24	0,407	0,914	78,818	0,00	32,06	72,00	4,60	17,25	26,21	26,21	439,57
5	4,20	10,17	0	0	31	0,515	0,857	73,071	0,00	37,63	62,63	4,90	18,38	22,80	22,80	407,51
6	4,20	8,72	0	0	37	0,602	0,799	62,652	0,00	37,71	50,04	5,26	19,73	18,21	18,21	349,41
7	4,20	6,41	0	0	44	0,695	0,719	46,055	0,00	31,99	33,13	5,84	21,90	12,06	12,06	256,85
8	3,44	1,88	0	0	53	0,799	0,602	11,059	0,00	8,83	6,66	5,72	21,44	2,42	2,42	61,68
somme										218,16			221,02		268,14	3908,43

Kss	2,2422
Kas	1,5720

D.II Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus Aval (R=26,39m) :

a	C	γ_1	γ_2	γ_3	γ_ω	R	dn	ϕ Fondation	ϕ corps 1	Tg(ϕ_1)	Tg(ϕ_2)
0,15	3,75	1,71	2,07	1,85	1	26,3945	21,54	35	20	0,36397	0,70021

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	(N-Pi)*tg ϕ	a*Gn*dn
-5	1,6	0,2	0,0	0,0	30,0	0,5	0,9	0,6	0,6	0,6	1,0	1,9	7,1	0,5	0,5	3,6
-4	2,6	2,6	0,0	0,0	24,0	0,4	0,9	11,7	11,7	9,5	21,4	2,9	10,8	11,4	11,4	75,5
-3	2,6	4,1	0,0	0,0	17,0	0,3	1,0	18,5	18,5	10,8	35,3	2,8	10,4	18,8	18,8	119,3
-2	2,6	5,1	0,0	0,0	11,0	0,2	1,0	22,8	22,8	8,7	44,7	2,7	10,1	23,8	23,8	147,3
-1	2,6	6,0	0,0	1,5	6,0	0,1	1,0	27,1	34,6	6,5	61,4	2,7	10,0	33,9	33,9	199,4
0	2,6	7,0	0,0	1,7	0,0	0,0	1,0	31,5	39,6	0,0	71,0	2,6	9,9	39,2	39,2	229,5
1	2,6	7,9	0,0	1,5	6,0	0,1	1,0	35,8	43,3	8,3	78,6	2,7	10,0	43,1	43,1	255,4
2	2,6	8,9	0,0	1,1	12,0	0,2	1,0	40,1	45,6	17,8	83,9	2,7	10,1	45,5	45,5	277,1
3	2,6	9,9	0,0	0,4	18,0	0,3	1,0	44,5	46,6	28,1	86,6	2,8	10,4	46,4	46,4	294,2
4	2,6	9,7	0,0	0,0	24,0	0,4	0,9	43,8	43,8	35,7	80,1	2,9	10,8	42,6	42,6	283,2
5	2,6	9,9	0,0	0,0	31,0	0,5	0,9	44,6	44,6	46,0	76,5	3,1	11,5	40,7	40,7	288,5
6	2,6	9,1	0,0	0,0	37,0	0,6	0,8	41,1	41,1	49,5	65,7	3,3	12,4	34,9	34,9	265,7
7	2,6	7,8	0,0	0,0	44,0	0,7	0,7	35,2	35,2	48,9	50,6	3,7	13,8	26,9	26,9	227,5
8	2,6	5,8	0,0	0,0	53,0	0,8	0,6	26,0	26,0	41,5	31,2	4,4	16,4	16,6	16,6	167,7
9	2,1	0,5	0,0	0,0	64,0	0,9	0,4	1,6	1,6	3,0	1,4	4,9	18,3	0,8	0,8	10,6
somme										314,693			171,94		425,20237	2844,582

Kss	1,8976
Kas	1,4135

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus Aval (R=28,8393m) :

a	C	γ_1	γ_2	γ_3	γ_ω	R	dn	ϕ Fondation	ϕ corps 1	Tg(ϕ_1)	Tg(ϕ_2)
0,15	3,75	1,71	2,07	1,85	1	23,782	28,8393	35	20	0,36397	0,70021

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tang ϕ	(N-Pi)*tg ϕ	a*Gn*dn
-4	1,13	1,17	0	0	24	0,41	0,91	2,26	0,00	0,92	2,07	4,64	0,75	0	0,75
-3	2,88	3,67	0	0,67	17	0,29	0,96	18,10	3,57	6,34	20,73	11,31	8,69	0	8,69
-2	2,88	4,72	0	1,42	11	0,19	0,98	23,28	7,58	5,89	30,29	11,02	13,52	0	13,52
-1	2,88	5,77	0	1,8	6	0,10	0,99	28,45	9,60	3,98	37,85	10,87	16,99	0	16,99
0	2,88	6,82	0	2	0	0,00	1,00	33,63	10,67	0,00	44,30	10,81	19,71	0	19,71
1	2,88	7,86	0	1,86	6	0,10	0,99	38,76	9,92	5,09	48,42	10,87	20,94	0	20,94
2	2,88	8,91	0	1,12	12	0,21	0,98	43,94	5,98	10,38	48,82	11,06	19,74	0	19,74
3	2,88	9,96	0	0,67	17	0,29	0,96	49,12	3,57	15,41	50,39	11,31	19,49	0	19,49
4	2,88	10,61	0	0	24	0,41	0,91	52,32	0,00	21,28	47,80	11,84	17,40	0	17,40
5	2,88	10,21	0	0	31	0,52	0,86	50,35	0,00	25,93	43,16	12,62	15,71	0	15,71
6	2,88	9,34	0	0	37	0,60	0,80	46,06	0,00	27,72	36,79	13,54	13,39	0	13,39
7	2,88	7,91	0	0	44	0,69	0,72	39,01	0,00	27,10	28,06	15,03	10,21	0	10,21
8	2,88	5,67	0	0	53	0,80	0,60	27,96	0,00	22,33	16,83	17,97	6,12	0	6,12
9	2,10	0,9	0	0	65	0,91	0,42	3,23	0,00	2,93	1,37	18,63	0,50	0	0,50
somme										175,286		171,528			183,167

Kss	2,0235
Kas	1,4923

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus Aval (R=32,18) :

a	C	γ_1	γ_2	γ_3	γ_ω	R	dn	ϕ Fondation	ϕ corps 1	Tg(ϕ_1)	Tg(ϕ_2)
0,15	3,75	1,71	2,07	1,85	1	32,189	24,34	35	20	0,36397	0,70021

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tang ϕ	(N-Pi)*tg ϕ	a*Gn*dn
-6	1,0	0,0	0	2,1	0,602	0,799	0,0	3,8	2,3	3,0	1,2	4,5	2,1	2,1	13,8
-5	3,2	0,0	0	4,2	0,500	0,866	0,0	25,0	12,5	21,7	3,7	13,9	15,2	15,2	91,4
-4	3,2	0,0	0	5,8	0,407	0,914	0,0	34,7	14,1	31,7	3,5	13,2	22,2	22,2	126,8
-3	3,2	2,4	0	7,0	0,292	0,956	13,0	41,8	16,0	52,4	3,4	12,6	32,5	32,5	200,2
-2	3,2	3,5	0	7,9	0,208	0,978	19,4	47,7	14,0	65,6	3,3	12,3	39,6	39,6	245,0
-1	3,2	5,0	0	8,3	0,105	0,995	27,5	49,8	8,1	76,9	3,2	12,1	44,6	44,6	282,3
0	3,2	5,9	0	8,5	0,000	1,000	32,3	51,4	0,0	83,7	3,2	12,1	47,8	47,8	305,7
1	3,2	7,1	0	8,4	0,105	0,995	39,3	50,6	9,4	89,4	3,2	12,1	49,5	49,5	328,3
2	3,2	8,2	0	7,9	0,208	0,978	45,2	47,7	19,3	90,8	3,3	12,3	48,7	48,7	339,1
3	3,2	9,4	0	7,1	0,292	0,956	51,6	42,7	27,6	90,2	3,4	12,6	46,5	46,5	344,3
4	3,2	10,5	0	5,9	0,407	0,914	58,0	35,4	38,0	85,3	3,5	13,2	41,9	41,9	340,8
5	3,2	11,7	0	4,3	0,500	0,866	64,5	25,6	45,1	78,1	3,7	13,9	35,9	35,9	329,2
6	3,2	14,9	0	2,1	0,602	0,799	81,8	12,9	57,0	75,6	4,0	15,1	31,0	31,0	345,7
7	3,2	13,4	0	0,0	0,695	0,719	73,6	0,0	51,2	53,0	4,5	16,8	19,3	19,3	268,9
8	3,2	10,9	0	0,0	0,799	0,602	60,2	0,0	48,0	36,2	5,3	20,1	13,2	13,2	219,7
9	3,2	6,4	0	0,0	0,899	0,438	35,3	0,0	31,7	15,5	7,3	27,5	5,6	5,6	128,8
somme									394,2			224,5		495,7	3909,8

Kss	1,8269
Kas	1,3966

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus Aval (R=36,48m) :

a	C	γ_1	γ_2	γ_3	$\gamma\omega$	R	dn	ϕ Fondation	ϕ corps 1	Tg(ϕ_1)	Tg(ϕ_2)
0,15	3,75	1,71	2,07	1,85	1	36,48	32,5782	35	20	0,36397	0,70021

N° Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tang ϕ	(N-Pi)*tg ϕ	a*Gn*dn
-3	2,200	1,0	0	0,0	17	0,292	0,956	3,6	0,0	1,1	3,5	2,3	1,3	1,3	17,8
-2	3,649	2,3	0	0,3	12	0,208	0,978	14,0	2,1	3,4	15,8	3,7	6,4	6,4	78,8
-1	3,649	3,5	0	0,9	6	0,105	0,995	22,1	5,8	2,9	27,7	3,7	12,0	12,0	136,3
0	3,649	4,9	0	1,0	0	0,000	1,000	30,6	7,0	0,0	37,7	3,6	16,1	16,1	184,0
1	3,649	6,2	0	0,9	6	0,105	0,995	38,9	5,8	4,7	44,4	3,7	18,1	18,1	218,3
2	3,649	7,6	0	0,3	12	0,208	0,978	47,2	2,1	10,2	48,2	3,7	18,2	18,2	240,7
3	3,649	8,3	0	0,0	17	0,292	0,956	51,5	0,0	15,0	49,2	3,8	17,9	17,9	251,5
4	3,649	8,2	0	0,0	24	0,407	0,914	51,2	0,0	20,8	46,8	4,0	17,0	17,0	250,3
5	3,649	7,7	0	0,0	31	0,515	0,857	47,9	0,0	24,7	41,1	4,3	14,9	14,9	234,2
6	3,649	6,6	0	0,0	37	0,602	0,799	41,2	0,0	24,8	32,9	4,6	12,0	12,0	201,5
7	3,649	4,8	0	0,0	44	0,695	0,719	30,0	0,0	20,8	21,6	5,1	7,9	7,9	146,7
8	2,690	2,0	0	0,0	53	0,799	0,602	9,1	0,0	7,2	5,5	4,5	2,0	2,0	44,3
somme										135,7176				143,87	2004,533

Kss	2,35666
Kas	1,67759

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus Aval (R=37,19m) :

a	C	γ_1	γ_2	γ_3	$\gamma\omega$	R	dn	ϕ Fondation	ϕ corps 1	Tg(ϕ_1)	Tg(ϕ_2)
0,15	3,75	1,71	2,07	1,85	1	37,1997	32,5782	35	20	0,36397	0,70021

N° Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	D li	C*dli	N*tang ϕ	(N-Pi)*tg ϕ	a*Gn*dn
-5	0,610	1,3	0	0,3	19,0	0,326	0,946	1,4	0,3	0,5	1,6	0,6	0,7	0,7	8,0
-4	3,720	2,1	0	0,8	15,0	0,259	0,966	13,3	5,4	4,8	18,1	3,9	8,4	8,4	91,3
-3	3,720	3,0	0	1,3	11,0	0,191	0,982	18,8	9,2	5,3	27,5	3,8	13,0	13,0	136,4
-2	3,720	3,8	0	1,7	7,0	0,122	0,993	24,2	11,8	4,4	35,7	3,7	17,0	17,0	175,5
-1	3,720	4,7	0	2,0	4,0	0,070	0,998	29,8	13,4	3,0	43,1	3,7	20,2	20,2	210,5
0	3,720	5,5	0	2,0	0,0	0,000	1,000	35,2	13,9	0,0	49,1	3,7	22,6	22,6	239,5
1	3,720	6,4	0	2,0	4,0	0,070	0,998	40,8	13,4	3,8	54,1	3,7	24,2	24,2	264,2
2	3,720	7,3	0	1,7	7,0	0,122	0,993	46,2	11,8	7,1	57,6	3,7	24,9	24,9	283,1
3	3,720	8,1	0	1,3	11,0	0,191	0,982	51,7	9,2	11,6	59,8	3,8	24,8	24,8	297,0
4	3,720	9,0	0	0,8	15,0	0,259	0,966	57,2	5,4	16,2	60,5	3,9	23,8	23,8	305,3
5	3,720	9,9	0	0,0	19,0	0,326	0,946	62,7	0,0	20,4	59,3	3,9	21,6	21,6	305,7
6	3,720	9,9	0	0,0	22,0	0,375	0,927	63,0	0,0	23,6	58,4	4,0	21,3	21,3	307,3
7	3,720	9,7	0	0,0	27,0	0,454	0,891	61,7	0,0	28,0	55,0	4,2	20,0	20,0	300,8
8	3,720	9,3	0	0,0	31,0	0,515	0,857	59,0	0,0	30,4	50,5	4,3	18,4	18,4	287,4
9	3,720	8,6	0	0,0	35,0	0,574	0,819	54,7	0,0	31,4	44,8	4,5	16,3	16,3	266,7
10	3,720	7,7	0	0,0	40,0	0,643	0,766	48,7	0,0	31,3	37,3	4,9	13,6	13,6	237,2
11	3,720	6,4	0	0,0	45,0	0,707	0,707	40,5	0,0	28,7	28,7	5,3	10,4	10,4	197,5
12	3,720	4,7	0	0,0	50,0	0,766	0,643	29,6	0,0	22,7	19,1	5,8	6,9	6,9	144,5
13	2,320	1,7	0	0,0	56,0	0,829	0,559	6,7	0,0	5,6	3,8	4,1	1,4	1,4	32,9
somme										278,847				309,319	4090,851

Kss	1,8962
Kas	1,4895

D.III Stabilité pour le cas de vidange rapide talus Amont (R=32,62m) :

a	C	γ_1	γ_2	γ_3	γ_ω	R	dn	ϕ Fondation	ϕ corps 1	Tg(ϕ_1)	Tg(ϕ_2)
0,15	3,75	1,71	1,07	1,85	1	32,6249	24,78	35	20	0,36397	0,70021

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
-6	1,51	0	0	2,7	24	0,407	0,914	0,000	7,54	3,07	6,89	1,65	6,20	4,82	28,04
-5	3,26249	0	1,13	4,86	24	0,407	0,914	3,945	29,33	13,54	30,40	3,57	13,39	20,08	123,69
-4	3,26249	0	2,15	6,5	24	0,407	0,914	7,505	39,23	19,01	42,70	3,57	13,39	27,59	173,72
-3	3,26249	0	3,17	7,73	17	0,292	0,956	11,066	46,66	16,88	55,20	3,41	12,79	35,09	214,55
-2	3,26249	0	4,2	8,57	11	0,191	0,982	14,662	51,73	12,67	65,17	3,32	12,46	40,79	246,76
-1	3,26249	0	5,22	9,06	6	0,105	0,995	18,222	54,68	7,62	72,51	3,28	12,30	44,68	270,99
0	3,26249	0	6,24	9,23	0	0,000	1,000	21,783	55,71	0,00	77,49	3,26	12,23	46,94	288,04
1	3,26249	0	7,27	9,06	6	0,105	0,995	25,379	54,68	8,37	79,62	3,28	12,30	47,27	297,59
2	3,26249	0	8,2	8,43	12	0,208	0,978	28,625	50,88	16,53	77,77	3,34	12,51	45,04	295,52
3	3,26249	0	9,31	7,73	17	0,292	0,956	32,500	46,66	23,14	75,70	3,41	12,79	42,55	294,22
4	3,26249	0	10,34	6,5	24	0,407	0,914	36,096	39,23	30,64	68,81	3,57	13,39	37,10	279,99
5	3,26249	0	11,36	4,86	31	0,515	0,857	39,656	29,33	35,53	59,14	3,81	14,27	29,98	256,43
6	3,26249	0	12,39	2,7	37	0,602	0,799	43,252	16,30	35,84	47,56	4,09	15,32	21,69	221,34
7	3,26249	1,92	11,39	0	44	0,695	0,719	50,472	0,00	35,06	36,31	4,54	17,01	13,21	187,61
8	3,26249	3,61	9,7	0	53	0,799	0,602	54,001	0,00	43,13	32,50	5,42	20,33	11,83	200,72
9	0,72	5,56	7,75	0	65	0,906	0,423	12,816	0,00	11,62	5,42	1,70	6,39	1,97	47,64
somme										213,63			207,09	470,62	3426,84

Kss	2,1677
Kas	1,6226

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus Amont (R=27,15m) :

a	C	γ_1	γ_2	γ_3	γ_ω	R	dn	ϕ Fondation	ϕ corps 1	Tg(ϕ_1)	Tg(ϕ_2)
0,15	3,75	1,71	1,07	1,85	1	27,1536	22,9828	35	20	0,36397	0,70021

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	2,18	0	1,25	0	31	0,515	0,857	2,916	0,00	1,50	2,50	2,54	9,54	0,91	10,05
-4	2,72	0	2,97	0	24	0,407	0,914	8,629	0,00	3,51	7,88	2,97	11,15	2,87	29,75
-3	2,72	0	4,84	0	17	0,292	0,956	14,062	0,00	4,11	13,45	2,84	10,65	4,89	48,48
-2	2,72	0	5,69	0,7	11	0,191	0,982	16,532	3,52	3,83	19,68	2,77	10,37	8,32	69,11
-1	2,72	0	6,55	1,12	6	0,105	0,995	19,031	5,63	2,58	24,52	2,73	10,24	10,81	85,00
0	2,72	0	7,4	1,25	0	0,000	1,000	21,500	6,28	0,00	27,78	2,72	10,18	12,22	95,77
1	2,72	0	8,25	1,12	6	0,105	0,995	23,970	5,63	3,09	29,43	2,73	10,24	12,59	102,03
2	2,72	0	9,1	0,7	12	0,208	0,978	26,439	3,52	6,23	29,30	2,78	10,41	11,82	103,27
3	2,72	0	9,95	0	17	0,292	0,956	28,909	0,00	8,45	27,65	2,84	10,65	10,06	99,66
4	2,72	0	9,79	0	24	0,407	0,914	28,444	0,00	11,57	25,99	2,97	11,15	9,46	98,06
5	2,72	0	9,27	0	31	0,515	0,857	26,933	0,00	13,87	23,09	3,17	11,88	8,40	92,85
6	2,72	0	8,33	0	37	0,602	0,799	24,202	0,00	14,57	19,33	3,40	12,75	7,04	83,44
7	2,72	0	6,85	0	44	0,695	0,719	19,902	0,00	13,83	14,32	3,77	14,16	5,21	68,61
8	2,72	0,57	4,03	0	53	0,799	0,602	14,356	0,00	11,46	8,64	4,51	16,92	3,14	49,49
9	1,36	1	3,6	0	64	0,899	0,438	7,564	0,00	6,80	3,32	3,10	11,63	1,21	26,08
somme										105,39			171,91	108,96	1061,65

Kss	2,6649
Kas	1,9438

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus Amont (R=29,45m) :

a	C	γ_1	γ_2	γ_3	γ_ω	R	dn	ϕ Fondation	ϕ corps 1	Tg(ϕ_1)	Tg(ϕ_2)
0,15	3,75	1,71	1,07	1,85	1	29,4598	24,3128	35	20	0,36397	0,70021

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	1,47	0	0,95	0	28	0,469	0,883	1,494	0,000	0,702	1,319	1,665	6,243	0,480	5,449
-4	2,95	0	2,55	0	24	0,407	0,914	8,038	0,000	3,269	7,343	3,225	12,093	2,673	29,314
-3	2,95	0	4,59	0	18	0,309	0,951	14,469	0,000	4,471	13,760	3,098	11,616	5,008	52,766
-2	2,95	0	5,65	0,64	12	0,208	0,978	17,810	3,488	4,428	20,833	3,012	11,294	8,730	77,672
-1	2,95	0	6,57	1,1	6	0,105	0,995	20,710	5,995	2,791	26,559	2,962	11,108	11,671	97,391
0	2,95	0	8,76	1,26	0	0,000	1,000	27,613	6,867	0,000	34,480	2,946	11,047	14,859	125,747
1	2,95	0	9,55	1,12	6	0,105	0,995	30,103	6,104	3,785	36,009	2,962	11,108	15,147	132,046
2	2,95	0	9,34	1,12	12	0,208	0,978	29,442	6,104	7,390	34,769	3,012	11,294	14,662	129,632
3	2,95	0	10,21	0,67	18	0,309	0,951	32,184	3,652	11,074	34,082	3,098	11,616	13,572	130,689
4	2,95	0	10,05	0	24	0,407	0,914	31,680	0,000	12,885	28,941	3,225	12,093	10,534	115,533
5	2,95	0	9,5	0	30	0,500	0,866	29,946	0,000	14,973	25,934	3,402	12,756	9,439	109,210
6	2,95	0	8,5	0	37	0,602	0,799	26,794	0,000	16,125	21,398	3,689	13,833	7,788	97,714
7	2,95	0	6,92	0	45	0,707	0,707	21,813	0,000	15,424	15,424	4,166	15,623	5,614	79,551
8	2,95	3,5	1,03	0	53	0,799	0,602	20,878	0,000	16,674	12,565	4,895	18,357	4,573	76,142
9	1,58	0,7	1,12	0	64	0,899	0,438	3,785	0,000	3,402	1,659	3,604	13,516	0,604	13,803
somme										117,394			183,599	125,355	1272,660

Kss	2,6318
Kas	1,9238

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus Amont (R=39,57m) :

a	C	γ_1	γ_2	γ_3	γ_ω	R	dn	ϕ Fondation	ϕ corps 1	Tg(ϕ_1)	Tg(ϕ_2)
0,15	3,75	1,71	1,07	1,85	1	39,5743	34,547	35	20	0,36397	0,70021

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	1,980	0	1,4	0	24	0,407	0,914	2,966	0,00	1,21	2,71	2,17	8,13	0,99	15,37
-3	3,957	0	2,61	0,45	17	0,292	0,956	11,052	3,29	4,19	13,72	4,14	15,52	6,05	74,34
-2	3,957	0	3,86	1,47	11	0,191	0,982	16,345	10,76	5,17	26,61	4,03	15,12	13,24	140,47
-1	3,957	0	5,1	2,07	6	0,105	0,995	21,596	15,15	3,84	36,55	3,98	14,92	18,37	190,44
0	3,957	0	6,34	2,27	0	0,000	1,000	26,846	16,62	0,00	43,47	3,96	14,84	21,41	225,24
1	3,957	0	7,58	2,07	6	0,105	0,995	32,097	15,15	4,94	46,99	3,98	14,92	22,17	244,86
2	3,957	0	8,82	1,47	12	0,208	0,978	37,348	10,76	10,00	47,06	4,05	15,17	20,67	249,31
3	3,957	0	10,06	0,45	17	0,292	0,956	42,599	3,29	13,42	43,89	4,14	15,52	17,03	237,82
4	3,957	0	10,27	0	24	0,407	0,914	43,488	0,00	17,69	39,73	4,33	16,24	14,46	225,36
5	3,957	0	9,52	0	31	0,515	0,857	40,312	0,00	20,76	34,55	4,62	17,31	12,58	208,90
6	3,957	0	8,14	0	37	0,602	0,799	34,468	0,00	20,74	27,53	4,96	18,58	10,02	178,62
7	3,957	3,99	2	0	44	0,695	0,719	35,470	0,00	24,64	25,52	5,50	20,63	9,29	183,81
8	3,470	2,44	3,55	0	53	0,799	0,602	27,659	0,00	22,09	16,65	5,77	21,62	6,06	143,33
somme										148,70			208,53	172,33	2317,87

Kss	2,5613
Kas	1,8375

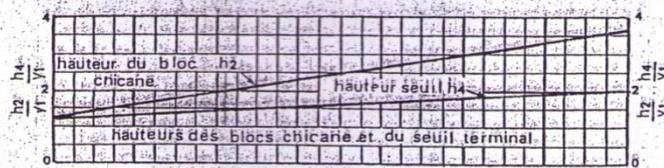
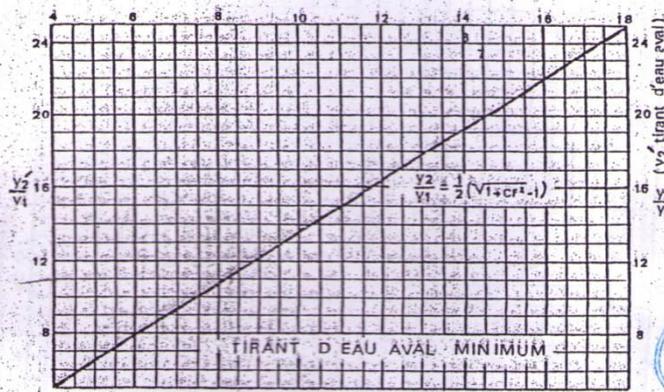
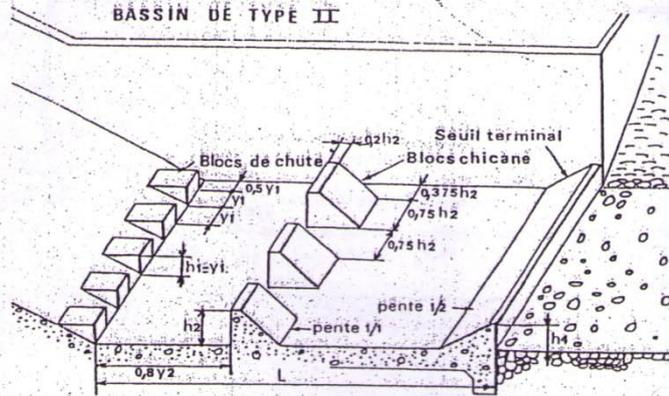
Stabilité pour le cas de vidange rapide talus Amont (R=42,01m) :

a	C	γ_1	γ_2	γ_3	γ_ω	R	dn	ϕ Fondation	ϕ corps 1	Tg(ϕ_1)	Tg(ϕ_2)
0,15	3,75	1,71	1,07	1,85	1	42,017	37,18	35	20	0,36397	0,70021

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	2,38	0	0,35	0	24	0,407	0,914	0,891	0,00	0,36	0,81	2,61	9,77	0,30	4,97
-3	4,20	0	2,56	0,76	17	0,292	0,956	11,509	5,91	5,09	16,66	4,39	16,48	7,96	97,13
-2	4,20	0	3,88	1,84	11	0,191	0,982	17,444	14,30	6,06	31,16	4,28	16,05	16,06	177,05
-1	4,20	0	5,2	2,48	6	0,105	0,995	23,378	19,28	4,46	42,42	4,22	15,84	21,89	237,89
0	4,20	0	6,52	2,69	0	0,000	1,000	29,313	20,91	0,00	50,22	4,20	15,76	25,31	280,09
1	4,20	0	7,84	2,48	6	0,105	0,995	35,247	19,28	5,70	54,23	4,22	15,84	26,18	304,08
2	4,20	0	9,16	1,84	12	0,208	0,978	41,182	14,30	11,54	54,27	4,30	16,11	24,46	309,44
3	4,20	0	10,47	0,76	17	0,292	0,956	47,071	5,91	15,49	50,66	4,39	16,48	20,34	295,46
4	4,20	0	10,97	0	24	0,407	0,914	49,319	0,00	20,06	45,06	4,60	17,25	16,40	275,05
5	4,20	0	10,17	0	31	0,515	0,857	45,722	0,00	23,55	39,19	4,90	18,38	14,26	254,99
6	4,20	0	8,72	0	37	0,602	0,799	39,204	0,00	23,59	31,31	5,26	19,73	11,40	218,64
7	4,20	0	6,41	0	44	0,695	0,719	28,818	0,00	20,02	20,73	5,84	21,90	7,55	160,72
8	3,44	0	1,88	0	53	0,799	0,602	6,920	0,00	5,53	4,16	5,72	21,44	1,52	38,59
somme										141,44			221,02	193,62	2654,11

Kss	2,9315
Kas	2,0265

Annexe E : Abaque pour le dimensionnement du bassin type II.



Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE supérieur à 4,5 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin inférieure à 15 m/s (extrait de "design of small dams")

