

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPÉRIEUR DE L'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abedalah -

Département Aménagement et Génie Hydraulique

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME:

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE LA RETENUE
COLLINAIRE SUR L'OUED DE TLILET COMMUNE DE
GARTOUFA W.TIARET**

Présenté par :

M^r : BOUHADRA HAKIM

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Garde	Qualité
M^r :M.HASSANE	M.C.B	Président
M^{me} :A.ADDOU	M.A.A	Examinatrice
M^r :A.HADJ SADOK	M.C.B	Examineur
M^r :R.REKROUK	M.A.B	Examineur
M^r :M.D.BENSALAH	M.A.A	Promoteur

Session juin 2014

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPÉRIEUR DE L'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abedalah -

Département Aménagement et Génie Hydraulique

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME:

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE LA RETENUE
COLLINAIRE SUR L'OUED DE TLILET COMMUNE DE
GARTOUFA W.TIARET**

Présenté par :

M^r : BOUHADRA HAKIM

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Garde	Qualité
M^r :M.HASSANE	M.C.B	Président
M^{me} :A.ADDOU	M.A.A	Examinatrice
M^r :A.HADJ SADOK	M.C.B	Examineur
M^r :R.REKROUK	M.A.B	Examineur
M^r :M.D.BENSALAH	M.A.A	Promoteur

Session juin 2014

Remerciements

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.

J'aimerais exprimer ma gratitude pour la patience, le soutien et l'aide qu'a pu m'apporter mon promoteur M^{er} : Bensalah Mohamed Draïdi pour ces orientations et sa compréhension.

Mes remerciements également à :

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 poursuivre mes études, à mes frères, ainsi qu'à tous mes amis 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. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

Hakim

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à tous ceux que j'aime mais surtout :

*A mes parents qui ont toujours été les étoiles de mon ciel et ont délimité mon
Chemin depuis ma naissance, je ne les remercierai jamais assez (ma mère et mon
père que Dieu me les garde);*

A mes frères ;

A toute la famille BOUHADRA ;

A toutes mes amis(es);

A mes amis de l'ENSH

A tout les enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes études ;

A tous mes collègues de L'ENSH surtout la promotion 2007;

HAKIM

هذا بدراسة م
صغير على واد تليلت ببلدية قرطوفة ولاية تيارت
باعتبار إنشائه سيسمح بسقي الأراضي الفلاحية المجاورة له والتي تقدر بحوالي 75 هكتارا .
ومن أجل هذا وجب علينا التحقق من الشروط الجيولوجية الهيدرولوجية والطبوغرافية،
باختيار وحساب النموذج الأنسب للسد وكذلك المنشآت الملحقة بهذا السد

دقيق

فيما يتعلق بالإنجاز

Résumé

Notre objectif consiste à étudier le projet de réalisation d'un petit barrage sur l'oued de TLILET sis dans la commune de GARTOUFA, W.TIARET. cet ouvrage va permettre d'irriguer une surface agricole avoisinante de presque 75 Ha.

Pour cela, il faut vérifier que les conditions géologiques, hydrologiques et topographiques sont favorables, puis nous choisissons et nous calculons le modèle de barrage le plus adéquat ainsi que le type et les détails des ouvrages annexes qui assureront une exploitation sécurisée et un bon fonctionnement pendant toute la vie de l'ouvrage. Pour la réalisation nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

Abstract

In this work we have studied the idea of making a small dam in the river of TLILET located in the town of GARTOUFA, W. TAIRET. the realization of this dam will help to irrigate surrounding agricultural area of almost 75 hectares. To do this, check that the geological, hydrological and topographical conditions are favorable, then we choose and we calculate the most appropriate model and the type and details of related structures that will ensure safe operation and proper functioning of the dam during lifetime of the structure. To achieve we have developed an explanatory note containing the different calculation steps.

Sommaire

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

Chapitre I : Etude topographique

Introduction.....	2
I-1 Le Choix du site de la retenue.....	2
I-2 Situation géologique du site	2
I-3 Caractéristique morphologique	2
I-4 Propriétés du bassin versant	3

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Introduction.....	5
II-1 Sismicité de la région étude.....	5
II-2 Géologie et hydrogéologie du bassin versant	6
II-3 Analyse lithologique de la cuvette	7
II-4 Travaux de reconnaissance effectués au niveau du site et de la cuvette.....	8
II-5 Résultats des travaux de reconnaissance	8
II-6 Analyse hydrogéologie de la cuvette	9
II-7 Stabilité des versants de la cuvette.....	9
II-8 Matériaux de Construction de la retenue collinaire	9
II-9 prospection géotechnique de terrain	10
II-9-1 Essais géotechniques de laboratoire	10
II-9-2 Type des essais	10
II-9-3 Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation.....	10
9-3-1 Terrains d'assise et de fondation de la digue	10
9-3-1-1 Terre végétale et alluvions récents	10
9-3-1-2 Les marnes (substratum)	11
9-3-2 Matériaux de construction de la digue	11
9-3-2-1 Matériaux de la recharge de la digue	11
9-3-2-2 Matériaux pour filtres, transitions et drains	14
Concision.....	15

Sommaire

Chapitre III : Etude hydrologique

	Introduction.....	16
III-1	Le bassin versant.....	16
III-1-1	Caractéristiques du bassin versant.....	16
III-1-2	Caractéristiques physico-géographique.....	16
III-1-2-1	Les caractéristiques géométriques	16
III-1-2-2	Caractéristiques hydro morphologiques	16
III-1-2-3	Caractéristiques hydrographiques	17
III-1-2-4	Caractéristiques physiographiques	22
III-1-3	Caractéristiques climatique.....	24
III-1-3-1	température	24
III-1-3-2	L'humidité relative	24
III-1-3-3	L'évaporation	24
III-1-3-4	La pluviométrie	24
III-2	Les pluies maximales journalières	25
III-2-1	Ajustement des pluies maximales journalières	26
III-2-1-1	la loi de GUMBEL	26
III-2-1-2	La loi log normal	28
III-2-2	Pluie de courte durée	30
III-3	Etudes des apports	33
III-3-1	Estimation de l'apport moyen annuel (A_0)	33
III-3-2	Caractéristiques de l'écoulement	34
III-4	Irrégularité des apports	35
III-4-1	Estimation des apports fréquentiels	35
III-4-2	Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.....	35
III-5	Etude des crues	35
III-5-1	Estimation de débit de crue	36
III-5-2	Hydrogramme de crue	38
III-5-3	Choix de la crue de projet	39
III-5-4	L'estimation de volume mort	40
III-6	Régularisation des débits	41
III-6-1	Etude des besoins	42
III-6-3	Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface »	42

Sommaire

III-6-4	Calcul du volume utile.....	43
III-6-4-1	Régularisation saisonnière (sans tenir en compte des pertes)	43
III-6-4-2	Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	43
III-7	Laminage de crues	46
III-7-1	Le procède de calcul	46
	Conclusion	50

Chapitre IV : Etude des variantes de la digue

	Introduction.....	51
IV-1	Choix du site de la retenue	51
IV-2	Généralité sur les types des barrages.....	51
IV-3	Choix des variantes de la digue	52
IV-4	Construction de la section transversale du barrage	53
IV-4-1	Hauteur de barrage	53
IV-4-2	Calcul de la revanche	54
IV-4-3	Calcul de la cote de la crête	55
IV-4-4	Calcul de la largeur en crête	55
IV-4-5	Longueur en crête de la digue	56
IV-4-6	Fruits de talus	56
IV-4-7	Les bermes	57
IV-4-8	Revêtement des talus	57
IV-5	Etude Technico-économique	58
IV-5-1	Estimation des volumes de travaux et de cout de différentes variantes.....	58
IV-5-2	Choix final du type de barrage	60
IV-6	Dimensionnement de la variante choisie	60
IV-6-1	La section transversale de la digue.....	60
IV-6-2	Calcul des fruits des talus	60
IV-6-3	Protection des talus	60
IV-6-4	Drainage	62
IV-6-5	Protection de la crête	64
IV-6-6	Calcul des filtres	64
IV-6-6-1	Détermination de la courbe granulométrique des filtres	65
IV-6-7	Etude des infiltrations	67

Sommaire

IV-6-7-1	Généralité	67
IV-6-7-2	La ligne de saturation	68
IV-6-7-3	Calcul du débit de fuite par infiltration	69
	Conclusion	71

Chapitre V : Etude de la stabilité de la digue

	Introduction	72
V-1	Calcul de stabilité	73
V-1-1	La méthode des tranches	73
V-1-2	Ordre de calcul (méthode de FONDEEV)	74
V-2	Les caractéristiques géotechniques de sol	75
V-3	Calcul des forces appliquées a chaque tranche	75
V-4	Classement des forces	76
V-5	Calcul du coefficient de sécurité	77
	Conclusion	79

Chapitre VI : Les ouvrages annexes

	Introduction	80
VI-1	Critères de dimensionnement	80
VI-2	L'évacuateur de crues	80
VI-2-1	Choix de l'évacuateur de crue	81
VI-2-2	Choix de l'emplacement du l'évacuateur de crue	81
VI-2-3	Dimensionnement de l'évacuateur de crue	82
VI-2-3-1	Canal d'approche	83
VI-2-3-2	Le déversoir	83
VI-2-3-3	Canal d'écoulement	84
VI-2-3-4	Le convergent	85
V-I2-3-5	Le coursier	86
V-I2-3-6	Bassin d'amortissement N : 1.....	89
V-I2-3-7	Canal de fuite	90
V-2-3-8	Bassin d'amortissement N :2	92

Sommaire

VI-2-4	Conception de l'évacuateur de crues	93
V-I2-4-1	Hauteurs des murs bajoyers	93
VI-3	Vidange de fond	94
VI-4	Prises d'eau.....	95

Chapitre VII : Organisation de chantier

	Introduction	97
VII-1	Travaux préparatoires	97
VII-2	Réalisation de la galerie de dérivation, la vidange de fond et la prise d'eau.....	97
VII-3	Réalisation de l'évacuateur de crue	98
VII-4	Réalisation du corps du barrage.....	98
VII-5	Technique de la planification.....	98
VII-5-1	Méthodes basées sur le réseau	99
VII-5-2	Méthodes basées sur le graphique	100
VII-5-3	Les paramètres de la méthode C.P.M	101
VII-5-4	Les plannings	102
VII-5-5	Plan de travail intermédiaire	102
VII-6	Détail de construction et programme des travaux	102
VII-7	Détermination des chemins critiques	104
	Conclusion	105

Chapitre VIII : Protection et sécurité de travail

	Introduction.....	106
VIII-1	Comite de sécurité	106
VIII-2	Instructions structurelles sur la sécurité	106
VIII-2-1	Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier.....	106
VIII-2-2	Instructions à donner au Chef d'équipe.....	106
VIII-3	Contrôle et entretien du matériel	106
VIII-4	Organisation du service de la sécurité d'ouvrage.....	107
VIII-5	Principes fonctions du service de sécurité	107

Sommaire

VIII-6	Les causes des accidents de travail.....	108
VIII-6-1	Conditions dangereuses dans le chantier	108
VIII-6-2	Actions dangereuses	108
VIII-6-3	Mesures préventives	109
	Conclusion	109
	Conclusion générale	110
	Références bibliographiques	111

Liste des tableaux

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Tableau II-1	Coefficient d'accélération du séisme	5
Tableau II-2	Les propriétés géotechniques	11
Tableau II-3	Les résultants des essais physiques	11
Tableau II-4	les résultants de l'essai d'Atterberg	12
Tableau II-5	les résultants de l'essai de compressibilité	13
Tableau II-6	les résultants des essais de l'oedometrie et la perméabilité	13
Tableau II-7	les résultants de l'essai de compactage	13
Tableau II-8	les résultats de l'essai de cisaillement	14

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III-1	Répartition de la surface du bassin versant	18
Tableau III-2	Détermination de l'altitude moyenne	20
Tableau III-3	Détermination de la pente m.Roche I_p	21
Tableau III-4	Caractéristiques du bv	23
Tableau III-5	Répartition mensuelle de température	24
Tableau III-6	Répartition mensuelle de l'humidité relative	24
Tableau III-7	Répartition mensuelle de l'évaporation	24
Tableau III-8	Station pluviométrique	24
Tableau III-9	Répartition mensuelle des pluies moyennes.....	24
Tableau III-10	Pluies maximale journalières	25
Tableau III-11	Caractéristiques de la série	26
Tableau III-12	Ajustement à la loi de GUMBEL	27
Tableau III-13	Ajustement de la loi log normal	29
Tableau III-14	Pluie durées et l'intensité pour les différentes fréquences	30
Tableau III-15	l'apport moyen annuel	33
Tableau III-16	Les apports fréquentiels	35
Tableau III-17	Répartition mensuelle des apports	35
Tableau III-18	Débit maximum de crue par MALLET-GAUTHIER	36
Tableau III-19	Valeur de en fonction de fréquence	36
Tableau III-20	Valeur de en fonction du bassin versant	37
Tableau III-21	Débit maximum de crue par SKOOLOVSKY	37

Liste des tableaux

Tableau III-22	Débit maximum de crue par POSSENTI	37
Tableau III-23	Débit maximum de crue par TERRAZA	38
Tableau III-24	Crues de projet recommande	40
Tableau III-25	Choix de la crue de projet	40
Tableau III-26	Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation	42
Tableau III-27	Les volumes des pertes dans la retenue de la 1 ^{ère} approximation.....	44
Tableau III-28	Les volumes des pertes dans la retenue de la 2 ^{ème} approximation	45
Tableau III-29	Calcul de la 1 ^{ère} étape	48
Tableau III-30	Calcul de la 2 ^{ème} étape	48
Tableau III-31	Calcul de la 3 ^{ème} étape	48
Tableau III-32	Récapitulatif des résultats	50
Tableau III-33	Les paramètres hydrologiques	50

Chapitre IV : Etude des variantes de la digue

Tableau IV-1	Calcul de la revanche	55
Tableau IV-2	Calcul de la cote de la crête	55
Tableau IV-3	Calcul de la largeur en crête	56
Tableau IV-4	Les valeurs indicatives des fruits de talus	57
Tableau IV-5	volume de travaux et cout de la variante I	59
Tableau IV-6	volume de travaux et cout de la variante II	59
Tableau IV-7	volume de travaux et cout de la variante III	59
Tableau IV-8	les dimensions de la digue	60
Tableau IV-9	Epaisseur de l'enrochement et D ₅₀ minimal des pierres	61
Tableau IV-10	Valeur de C pour les différents poids spécifiques	62
Tableau IV-11	Coordonnées de la parabole de KOZENY	69

Chapitre V : Etude de la stabilité de la digue

Tableau V-1	Coefficient de stabilité admissible des talus	73
Tableau V-2	Valeurs de K ₁ et K ₂	74
Tableau V-3	Valeurs de R ₁ et R ₂	74
Tableau V-4	Caractéristique géotechnique	75
Tableau V-5	Coefficient de sécurité	79

Liste des tableaux

Chapitre VI : Les ouvrages annexes

Tableau VI-1	Les types d'évacuateurs de crue.....	81
Tableau VI-2	Calcul des coordonnées du profil du déversoir	84
Tableau VI-3	Denrées de départ	88
Tableau VI-4	Ligne d'eau a un pas d'espace de 5.43m	88

Chapitre VII : organisation du chantier

Tableau VII-1	Symboles et durée des taches	103
Tableau VI-2	Détermination des chemins critiques.....	105

Liste des figures

Chapitre I : Etude topographique

Fig. I-1	Situation géographique	4
Fig. I-2	Situation géographique de site par rapport au nord d'Algérie	4

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Fig. II-1	Carte de zonage sismique du territoire national (RPA99, modifié 2003).....	6
------------------	--	---

Chapitre III : Etude hydrologique

Fig. III-1	Courbe hypsométrique.....	19
Fig. III-2	Répartitions mensuelle de la précipitation	25
Fig. III-3	ajustement des pluies à la loi de Gumbel	28
Fig. III-4	ajustement des pluies à la loi log normal	29
Fig. III-5	Courbes des intensités fréquentielles	31
Fig. III-6	Courbes des pluies de courtes durées.....	32
Fig. III-7	Hydrogramme de crue pour différents périodes de retour.....	39
Fig. III-8	Courbes topographiques et volumétriques	43
Fig. III-9	courbe du débit en fonction de la hauteur	49
Fig. III-10	Courbe du débit en fonction de volume	49

Chapitre IV : Les ouvrages annexes

Fig. V-1	Diagramme des forces agissant sur une tranche	78
-----------------	---	----

Chapitre IV : Les ouvrages annexes

Fig. IV-1	Profil déversoir type Creger	84
Fig. IV-2	Linge d'eau dans le coursier	88

Chapitre VII : Organisation de chantier

Fig. VII-1	Réseau des différentes opérations.....	104
-------------------	--	-----

Liste des planches

Planche N°01 : lève géologique de la cuvette.

Planche N°02 : Profile géologique selon l'axe de la digue.

Planche N°03 : coupe type de la digue.

Planche N°04 : aménagement de la retenue collinaire sur l'oued TLILET.

Planche N°05 et 06 : schéma de calcul de la stabilité de la digue.

Liste des annexes

A : la série des précipitations de la station de GARTOUFA.

B : Tableau de l'hydraugramme de crue pour la différente période de retour.

C : tableau pour construction de coure –capacité /hauteur - .

D : régularisation des débits.

E: Résultat de calcul de stabilité.

Introduction générale

L'utilisation de toutes les potentialités s'avère nécessaire, car les ressources en eau sont considérées aujourd'hui comme un facteur décisif pour l'augmentation de la production agricole, et un élément déterminant pour la croissance économique du pays, et l'amélioration des conditions de vie du citoyen.

Des efforts considérables ont été consentis par l'état pour accroître la mobilisation des ressources hydriques, contribuant depuis la dernière décennie à une meilleure satisfaction des besoins en eau de la population, ainsi que de l'agriculture et de l'industrie.

A cet effet La direction de l'hydraulique de la Wilaya de TIARET, lancer un programme de réalisation des retenues collinaires à travers le territoire de la wilaya. Pour le stockage des eaux superficielle est utilise pour le développent de la wilaya.

Le retenue collinaire sur l'oued de TLILET commune de GARTOUFA est situé dans la partie nord de la wilaya de TIARET, cette zone caractérisée par de très bonne terre agricole, et d'autre part, cette zone est très pauvre en ressource hydrique souterraine.

L'objectif de la retenue collinaire sur l'oued TLILET, est le stockage des eaux superficielles pour utilise en irrigation, le type de futur retenue est conditionné par le type et la quantité des matériaux disponible au voisin du site choisi.

Chapitre I

Etude Topographique

Introduction:

L'élaboration d'un projet d'une retenue passe nécessairement par des études préliminaires, à la base de la recherche et aux choix du site, à la bonne connaissance des conditions topographiques, géotechniques et hydrologique du site.

I.1. Le choix de site de la retenue:

Le choix de site est basé essentiellement sur des connaissances et des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

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

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

I.2.Situation géographique du site:

La retenue collinaire sur l'oued **TLILET** se trouve à 6 km au nord de la commune de **GARTOUFA** et au nord-ouest de la ville de **TIARET** à une distance de 11 km comme montre les **Figures. I.1.**

L'axe de la retenue collinaire est localise sur les cartes d'Etat-major **PREVOST-PARADOL** feuille n : 215 et **TIARET** feuille n : 216 a l'échelle 1/50000 par les coordonnées **LAMBERT** suivantes :

$$X = 366,70 \text{ Km.}$$

$$Y = 239,00 \text{ Km.}$$

$$Z = 668 \text{ m NGA}$$

I.3.Caractéristique morphologique:

Le site de la retenue collinaire sur l'oued **TLILET** est situé dans une zone relativement accidentée, néanmoins l'emplacement du site est caractérisé par une bonne cuvette.

La pente du relief est sensiblement fort la gorge choisie pour l'emplacement de l'axe de barrage est ouvert. Pour l'étude nous avons besoin a un levé topographique du site à l'échelle 1/500^{ème} et de la cuvette à l'échelle 1/1000^{ème}.

L'étude topographique de la retenue et du site du barrage débouche sur l'établissement du plan à partir desquels il est possible de :

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

I.4. Propriétés du bassin versant :

Les caractéristiques physiques du site et son bassin versant sont les suivantes :

- superficie du bassin versant : 44.68 km².
- Périmètre du bassin versant : 28.64 Km.
- Densité de drainage du bassin versant : 3.69 km/km²
- longueur du thalweg principal : 12.32 Km.
- Altitude maximale du bassin versant : 1221.00m.
- Altitude moyenne du bassin versant : 887.00 m.
- Altitude minimale du bassin versant : 668.00 m.



Figure 1 .situation géographique



Figure 2 : situation géographique de site par rapport au nord d'Algérie

Chapitre II

Etude Géologique et Géotechnique

Introduction:

Concernant les études géologiques et géotechniques, nous aborderons plus spécialement:

- Les diverses techniques possibles
- L'identification et choix du site du barrage

Les études géologiques et géotechniques et les travaux de reconnaissance permettent l'adaptation du projet au site choisi et au type de barrage

Le but de cette étude est d'étudier la géologie du site, de la cuvette et de l'axe de la digue et de savoir les principales caractéristiques :

- Perméabilité de la cuvette.
- Stabilité de la fondation, la digue et la cuvette.
- Recherche des matériaux d'emprunts.

II.1.Sismicité de la Région étude :

Selon le règlement para sismicité R P A 99-V2003 algérienne le site de la retenue collinaire est située dans la zone I de faible sismicité. Notre retenue est de grande importance.

Donc le coefficient d'accélération du séisme égal a 0.12g comme montre le tableau II.1

Tableau. II.1 : coefficients d'accélération du séisme

ZONE I	ZONE II-a	ZONE II-b	ZONE III	Classification des ouvrages selon leur importance
0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrage d'importance vitale
0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrage de grande importance
0.1	0.15	0.20	0.25	Ouvrage courants
0.07	0.1	0.14	0.18	Ouvrage de faible importance

Les affleurements sur ce bassin versant :

Les grès miocènes :

Plusieurs barres gréseuses très disloquées mais toutes inclinées régulièrement. Ces barres gréseuses, débutent par de grès quartzeux très grossiers contenant de rares petits galets de calcaires gris clairs, à grain très fin. Ces bancs sont séparés par des délits de marne argileuse verte. L'épaisseur de cette formation est fort variable, elle dépasse parfois les 30 m.

Les marnes :

Il s'agit de marnes grises, noires ou blanches d'âge Oligocène généralement recouvertes par des éboulis et de terre végétale.

De très nombreux contacts anormaux sont visibles.

Sur le plan hydrogéologique : Les pertes d'eau par infiltration sont nulles pour les formations marneuses. Elles sont faibles pour les grès (à ciment argilo - marneux). La récupération des eaux de précipitations à travers ce bassin versant, est assez remarquable

II .3.Analyse lithologique de la cuvette :

A l'affleurement les faciès ci-dessus sont observés :

En rive Est :

- Une couche superficielle de terre végétale de 20 à 30 cm d'épaisseur
- une couche marneuse grise ou noire à reflets bleutés. Ces marnes sont dures, souvent calcaires (présence de nodules de calcite). Elles se délitent en petites écailles.
- Des bancs de grès de 10 à 50 cm d'épaisseur alternent assez régulièrement avec ces marnes. Il s'agit de grès quartzeux à grain fins. Certains niveaux mal cimentés peuvent passer à des sables. L'épaisseur totale de ces intercalations est de 2 à 3 m.

Au fond de la vallée :

Affleurent les alluvions grossières et caillouteuses. Elles s'étendent sur 5 à 6 m. Tout le long de l'oued. On note la présence importante de blocs de nature gréseuse, parfois calcaire.

Sur la rive ouest :

On rencontre d'abord la basse terrasse sur une largeur de 3 à 4m environ. Vient ensuite la haute terrasse sur une largeur de près de 60 m (parfois plus) elle recouvre les formations marneuses noires qui affleurent plus haut sous une faible épaisseur de colluvions et de terre végétale.

II.4.Travaux de reconnaissance effectués au niveau du site et de la cuvette :

Pour reconnaître les conditions géologiques et géotechniques du site les travaux de reconnaissance ci-dessous ont été effectués.

FOUILLE :

Avec prélèvement des échantillons pour les soumettre à des essais géotechniques au laboratoire LTP Est de Constantine.

✓ Sur l'axe de la digue :

N°	Désignation	Profondeur	Situation
1	OTA1	2 à 3m	Rive Ouest
2	OTA2	2 à 3 m	Dans le lit de l'Oued
3	OTA3	2 à 3 m	Rive Est

✓ Au niveau de la cuvette

N°	Désignation	Profondeur	Situation
1	OTE1	2 à 3m	la cuvette
2	OTE2	2 à 3 m	la cuvette
3	OTE3	2 à 3 m	la cuvette

II.5.Résultats des travaux de reconnaissance :

Les travaux de reconnaissance mis en œuvre ont permis de définir les conditions géologiques en profondeur.

Les fouilles OTA1 et OTA3:

Exécutées sur l'axe de la digue de part et d'autre du lit de l'oued, montrent que sous une couverture végétale de 20 à 30 cm d'épaisseur on trouve une couche marneuse grise ou noire à reflets bleutés. Elles contiennent des nodules de calcite blanche. Son épaisseur est supérieure à 2,5m.

La fouille OTA2 :

Implantée dans l'axe de l'oued, rencontre des alluvions grossières sur quelques centimètres puis vient une couche marneuse, plus ou moins conglomératique. Son épaisseur est supérieure à 2m.

Les fouilles OTE1, OTE2 et OTE3 situées en rive gauche dans la cuvette montrent la succession des couches suivantes : une couche marneuse (d'épaisseur supérieure à 2 m)

recouverte d'une mince couche (20 à 30 cm) de terre végétale puis vient une couche argilo-sableuse de couleur jaune parfois marron contenant des galets de toute taille.

Les résultats de cette reconnaissance ont permis de dresser la coupe géologique au niveau de l'emprise de la digue. On retrouve les formations décrites à l'affleurement.

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

II.6. Analyse hydrogéologie de la cuvette :

La retenue est représentée par des grès et des marnes masqués par une faible couche couverture argilo-marneuse. La présence des marnes imperméables, en surface, ainsi que la matrice argilo-marneuse des grès, permettent de prévoir une bonne étanchéité de l'assiette.

Remarque :

Sur l'ensemble de la région entre RAHOUIA et GERTOUFA, l'oued TLILET est le seul cours d'eau où l'eau coule avec un débit intéressant (en pleine période d'été). Ceci constitue un bon pronostic pour les réserves d'eau que l'on peut attendre de cette retenue.

II.7. Stabilité des versants de la cuvette :

Les versants, en pentes relativement douces, ne présentent aucun signe d'instabilité de type glissements de terrain ou éboulements.

II.8. Matériaux de Construction de la retenue collinaire :

a- Matériaux de recharge :

Le volume des matériaux nécessaires destinés à la recharge de la digue et de l'ordre de 115 000 m³ et sont largement disponibles dans la cuvette, l'exploitation des terres sera à une profondeur de 3.0m, d'où la surface nécessaire de la zone d'emprunt et de l'ordre de 4,0ha.

b- Matériaux Filtres, drains et transitions :

Ils seront exploités des carrières de la région les plus proches au site de la retenue collinaire. Ils sont constitués de sables ou des grès friables à grains fins.

c- Matériaux pour rip-rap :

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue, seront exploités par ramassage ou importés des carrières les plus proches au site.

Ils sont constitués des blocs ayant des dimensions oscillant entre 200mm et 500 mm de diamètre.

II.9.prospection géotechnique de terrain :

La campagne de reconnaissance géotechnique a consisté à :

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

II.9.1.Essais géotechniques de laboratoire :

- Essais physiques d'identification et de classification
- Compressibilité à l'oedomètre
- Consolidation à l'oedomètre
- Cisaillement rectiligne à la boîte CU
- Compactage selon Proctor normal

II.9.2.les essais réalisées :

Essais physiques d'identification et de classification : ont été réalisées selon les méthodes standards reconnues à l'échelle internationale.

Essais de cisaillement rectiligne ont été exécutés sur des échantillons de sols non consolidés et non drainés après Proctor Normal, sous des contraintes normales : 1, 2 et 3 bars avec une vitesse de cisaillement de 1,22 mm/mn.

Essais de compactage : effectués sur des échantillons de sols selon Proctor Normal

II.9.3.Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation :**9.3.1. Terrains d'assise et de fondation de la digue :****9.3.1.1. Terre végétale et alluvions récents :**

Ces matériaux proviennent de la décomposition physique et de l'altération chimique des roches mères affleurant au niveau du site de la retenue collinaire. Leur épaisseur ne dépasse guère les 30 cm. Elles doivent être décapées lors de la réalisation de la digue.

9.3.1.2. Les marnes (substratum) :

Elles constituent à la fois le terrain d'assise et de fondation de la digue, et le remblai d'étanchéité de la digue, elles ont donc les mêmes propriétés géotechniques et chimiques.

Leurs propriétés géotechniques sont données par le tableau. II.2 :

Tableau. II.2 : les propriétés géotechniques

propriétés géotechniques	Maximal	Minimal
Poids spécifique (ρ) t/m^3	2.62	
Perméabilité (K) m/s	$0,109.10^{-8}$	$0,621 10^{-8}$
Résistance à la compression simple (Rc) bar	0.06	1.34
Cohésion effective (C') bar	0.06	0.15
Angle de frottement effectif (ϕ)	18°	20°
Coefficients de Poissons (μ)	0.5	
Module de déformation (E') bar	10,104	12,751
Indice de consistance (IC)	1,12	1,28

Source : bureau des études hydraulique M.A.T.H

II.9.3.2. Matériaux de construction de la digue:**9.3.2.1 Matériaux de recharge de la digue :**

Les matériaux de construction de la digue ont les propriétés suivantes :

a. Essais physiques d'identification : les résultants donnés par le tableau. II.3

Tableau. II.3 : les résultants des essais physiques

Ech	W (%)	d(g/cm ³)	S(%)	n (%)	e (%)	s (g/cm ³)	sat(g/cm ³)	h (g/cm ³)
OTE1	4,8	1,75	26,9	31	46	2,55	2,06	1,83
OTE2	9,6	1,81	54,55	32	47	2,66	2,13	1,98
OTE3	4,6	1,82	26,74	32	46	2,66	2,14	1,90

b. Limites d'Atterberg : les résultants donnés par le tableau.II.4

Tableau. II.4 : les résultants de l'essai d'Atterberg

Échantillon.	WL	IP	W	IC	WP
OTE1	45,042	24.22	4,83	1,66	20,82
OTE2	45,557	23,15	9,63	1,55	22,41
OTE3	47,641	25,03	4,63	1,72	22,61

Ce sont des matériaux argileux, inorganique, **peu plastique** ;appartenant selon la classification américaine U.S.C.S à la classe CL.

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

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

Et

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

De ce point de vue, les matériaux étudiés montrent, que ces matériaux se situent dans "**la zone idéale**".

c. La granulométrie :

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

plus de 70% de passant à 2mm

Plus de 35% de passant à 0,100 mm

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

Nous retiendrons également que le diamètre maximum est de 2 mm

Le diamètre maximal des grains pour notre argile est $D_{\max} = 2 \text{ mm}$;

Le résultant montre que le fuseau granulométrique s'écarte du fuseau idéal, mais il contient plus de 80% d'éléments inférieurs à 0,05 mm.

Ce qui donne selon Taylor un massif suffisamment imperméable :

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

d. L'essai de compressibilité :

- La valeur du coefficient de compressibilité (C_c (moyen) = 0.26) montre un sol assez fortement compressible.
- La valeur du coefficient de gonflement (C_g (moyen) = 0,02) montre un sol non gonflant.
- La valeur de la pression de pré consolidation (P_c moyenne = 1,6 bars), elle est inférieure à la pression in situ donc le sol est décomprimé.

Tableau II.5 : les résultants de l'essai de compressibilité

Échantillon	P_c	C_c	C_g
OTE1	2,01	0,229	0,023
OTE2	1,88	0,261	0,026
OTE3	0,92	0,289	0,021

e. Consolidation et perméabilité : les résultats de le module oedometrie et la perméabilité dans le tableau. II.6

Tableau II.6 : les résultats des essais d'oedometrie et de la perméabilité.

Échantillon	Module oedométrique (bar)	Cv (cm ² /s)	Perméabilité K (cm/s)
OTE1	12,751	5 10 ⁻⁶	0,392 10 ⁻⁶
OTE2	11,264	7 10 ⁻⁶	0,621 10 ⁻⁶
OTE3	10,104	1,1 10 ⁻⁶	0,109 10 ⁻⁶

Ce qui confirme les résultats donnés par la granulométrie, sur la perméabilité.

f. Compactage selon Proctor normal : résultats de l'essai dans le tableau. II.7

Tableau. II.7 : les résultats de l'essai de compactage

Paramètre	Valeur moyenne
Teneur en eau optimal (W_{opt})	18.1%
La densité sèche max ρ_d (max)	1,64 t/m ³
La densité sèche optimale (ρ_d (opt .95%))	1,56 t/m ³

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

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

Si $W_{opt} > 20\%$ sol défavorable.

De ce point de vue : La teneur en eau optimal $W_{opt} = 18,1\%$; ($W_{opt} < 20\%$)

Donc le sol est **n'est pas défavorable**.

h .Cisaillement rectiligne à la boîte : les résultats de l'essai donne par tableau II.8

Tableau. II.8 : les résultats de l'essai de cisaillement

Paramètre	Valeur maximale	Valeur minimale
Cohésion C_u	0.67 bar	0.03 bar
Angle de frottement ϕ_u	38°	18°
Cohésion C'	0.15 bar	0.06 bar
Angle de frottement ϕ'	20°	18°

Source : bureau des études hydraulique M.A.T.H

9.3.2.2. Matériaux pour filtres, transitions et drains :

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

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

A la suite des essais effectués initialement par TERZAGHI puis ultérieurement par le "Corps of Engineers" américain des règles simples et pratiques ont pu être établies. Elles s'écrivent :

$$\frac{d_{15}^{Filtre}}{d_{85}^{S.\text{àprotéger}}} \leq 5 ; 12 \leq \frac{d_{15}^{Filtre}}{d_{15}^{S.\text{àprotéger}}} \leq 40 ; 12 \leq \frac{d_{50}^{Filtre}}{d_{50}^{S.\text{àprotéger}}} \leq 58$$

Avec :

- d^{Filtre} : Diamètre des matériaux de filtre ;
- d^S : Diamètre du sol à protéger ;

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

Conclusion:

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

Les matériaux nécessaires à la recharge de la digue (argile), l'exploitation des terres sera à une profondeur de 3.0m, d'ou la surface nécessaire de la zone d'emprunt et de l'ordre de 4 ha.

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

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

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

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

Les matériaux nécessaires à la protection de la digue (blocs d'enrochement) seront fournis par ramassage des blocs ayant un diamètre oscillant de 200 mm à 500 mm et qui se trouvent aux fonds des vallées.

Il nous faut enfin signaler l'absence du gypse aussi bien à l'amont de la digue que dans les matériaux de construction (qui se trouvent dans la cuvette).

On peut conclure que, moyennant les précautions signalées plus haut lors construction de la digue, les conditions géotechniques sont favorables pour la réalisation d'une retenue collinaire en terre sur le site de l'Oued **TLILET** Commune de **GUERTOUFA W.TIARET**.

Chapitre III

Etude Hydrologique

Introduction:

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles sont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre la quelle il est nécessaire de protéger la retenue. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région.

III.1.Le bassin versant :

III.1 .1.Caractéristiques du bassin versant :

Le bassin versant au 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.

Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique.

Les différents paramètres du bassin versant (forme ; altitude ; pente ; relief.....)

III.1.2.Caractéristiques physico-géographique :

III.1.2.1.Les caractéristiques géométriques :

Par planimétrie sur les deux cartes d'état-major de **PREVOST-PARADOL** et **TIARET** à l'échelle 1/50.000.

1-La surface du bassin est $S = 44.68 \text{ km}^2$

2-La longueur du thalweg principal est mesurée par curvimètre a partir du profil de l'oued est $L = 12.32 \text{ km}$

3-Le périmètre du bassin versant est : $P = 28.64 \text{ km}$

III.1.2.2.Caractéristiques hydro morphologiques :

1-Indice de forme : Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu. Mais aussi de comparer les bassins versants entre eux. Citons à titre d'exemple l'indice de compacité de Gravelius (1914) K_c .

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

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

Si : $K_c = 1 \Rightarrow$ bassin ramassé

$K_c > 1 \Rightarrow$ bassin allongé

Donc : $K_C = 1.2$

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

2-Coefficient d'allongement : Il est donné par la formule suivante :

$$K_P = \frac{P^2}{S} \dots\dots\dots(III.3) \quad \text{Soit : } K_p = 18.36$$

3-Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius :

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions L_r et l_r ayant la même surface que le bassin versant.

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

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

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

De (1) et (2) on obtient une Equation de 2^{ème} degré admet deux solutions L_r ; l_r :

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

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

Avec L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient : $L_r = 9.73 \text{ km}$ et $l_r = 4.59 \text{ km}$

III.1.2.3.Caractéristiques hydrographiques :

1. Le relief :

Le relief est un facteur essentiel. Il est caractérisé par :

1.1. Courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude.

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la

détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Tableau III.1 : Répartition de la surface du BV

Altitude(H)	Altitude Moyenne	Surfaces partielles(S)	Surfaces partielles(S)	Surfaces cumulées	Surfaces Cumulées
(m)	(m)	(km²)	(%)	(km²)	(%)
1221-1100	1160.5	0.90	2.01	0.9	2.01
1100-1050	1075	0.67	1.50	1.57	3.51
1050-1000	1025	2.27	5.08	3.84	8.59
1000-950	975	5.23	11.71	9.07	20.30
950-900	925	10.25	22.94	19.32	43.24
900-850	875	11.09	24.82	30.41	68.06
850-800	825	6.98	15.62	37.39	83.68
800-750	775	4.41	9.87	41.80	93.55
750-720	735	2.51	5.62	44.31	99.17
700-668	684	0.37	0.83	44.68	100.00
Somme	9054.5	44.68			

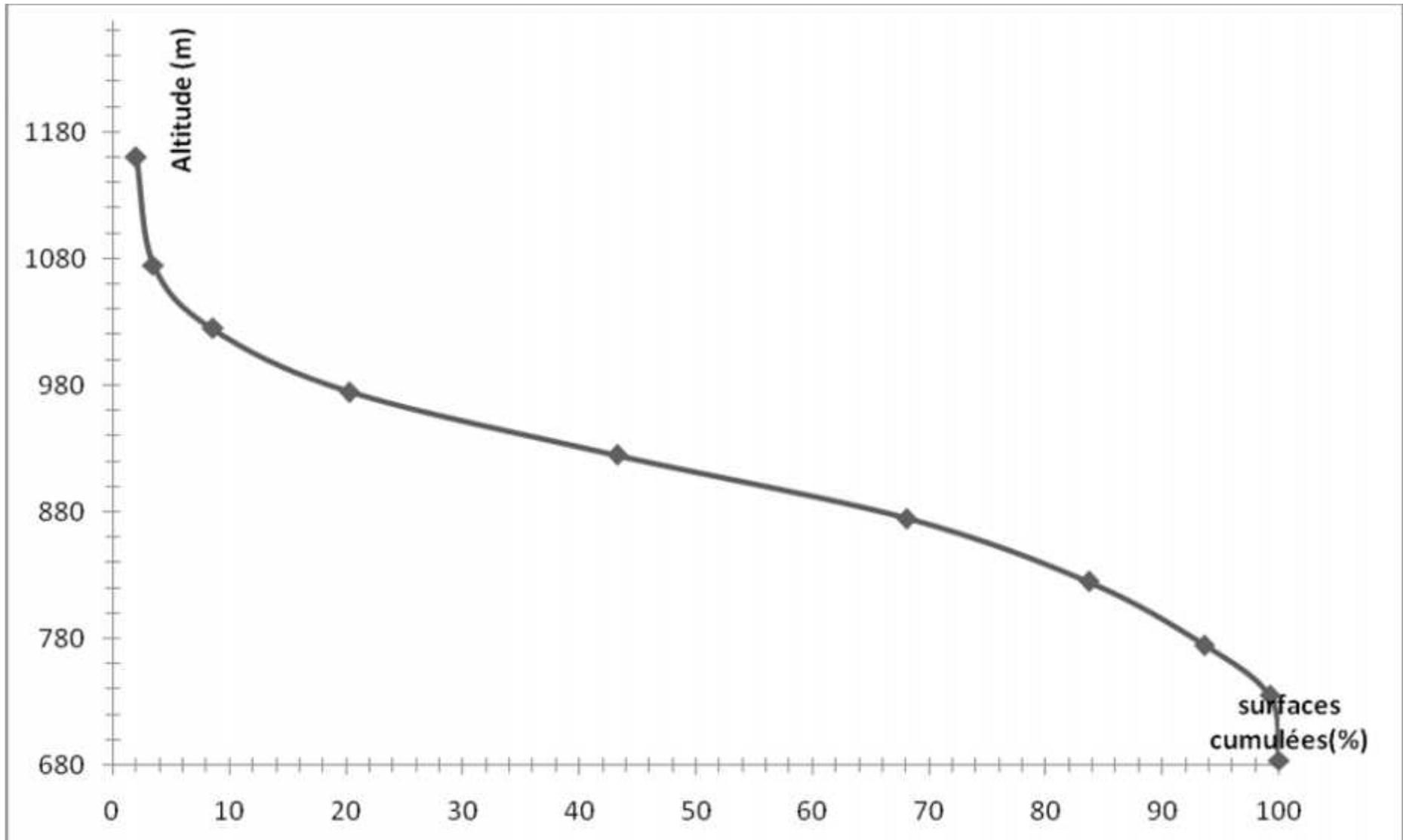


Figure.III.1 : courbe hypsométrique

1.1.2. Détermination des altitudes :**1. 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. Donc d'après la carte topographique on a :

$$H_{\max} = 1221\text{m NGA} \quad H_{\min} = 668\text{m NGA}$$

2. L'altitude moyenne :

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

$$H_{\text{moy}} = \frac{S_i \cdot H_i}{S}$$

Avec : S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km²] ;

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;

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

Tableau III.2 : Détermination de l'altitude moyenne

Altitude (H) (m)	Hi (m)	Si (km ²)	Si.Hi (km ² .m)
1221-1100	1160.5	0.90	1.05
1100-1050	1075	0.67	0.72
1050-1000	1025	2.27	2.33
1000-950	975	5.23	5.10
950-900	925	10.25	9.48
900-850	875	11.09	9.70
850-800	825	6.98	5.76
800-750	775	4.41	3.42
750-720	735	2.51	1.84
700-668	684	0.37	0.25

Donc : $H_{\text{moy}} = 887.42\text{m NGA}$

3. 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 on a :

$$H_{\text{méd}} = 910\text{m NGA.}$$

1.1.3. Les indice :

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et de permettre des comparaisons et des classifications.

1. Indice de la pente roche I_p :

I_p est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots(III.8)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

A_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1}

Tableau III.3 : détermination de la pente M.Roche I_p

$H_i - H_{i-1}$	$D_i = H_i - H_{i-1}$	S_i (Km2)	$A_i = S_i/S$ (%)	$\sqrt{A_i * D_i}$
1221-1100	21	0,90	2,01	0,65
1100-1050	50	0,67	1,50	0,87
1050-1000	50	2,27	5,08	1,59
1000-950	50	5,23	11,71	2,42
950-900	50	10,25	22,94	3,39
900-850	50	11,09	24,82	3,52
850-800	50	6,98	15,62	2,79
800-750	50	4,41	9,87	2,22
750-720	30	2,51	5,62	1,30
700-668	32	0,37	0,83	0,65
Somme		44.68		19.27

Donc : $I_p = 6.18$

2. Indice de pente globale I_g : (P.Dubreuil. 1974) $I_g = \frac{D}{L}$ (III.9)

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

On a : $D = H_{05} - H_{95}$ pour notre bassin versant.

Donc $D = 1050 - 770 = 280$ m avec ;

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

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

Soit : **$I_g = 28.78\text{m/km} \text{ } \varnothing \text{ } I_g = 2.88 \%$**

3.Indice de pente moyenne I_{pm} :

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

$$I_m = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots (III.10)$$

Donc $I_{mp}=5.68\%$.

Conclusion:

L'indice de pente moyenne est moyen. Donc on assistera à un écoulement est un peu rapide.

III.1.2.4.Caractéristiques physiographiques :

1.2.4.1. Densité de drainage D_d :

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

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (III.11)$$

Avec : $\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 165 Km.

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

Soit : **$D_d = 3.69 \text{ km/km}^2$**

1.2.4.2. Temps de concentration du bassin versant t_c :

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire .Il existe plusieurs formules pour la détermination de temps de concentration.

Nous utilisant la formule de **GIANDOTTI** (1937) soit :

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III.12)$$

Donc $t_c = 3.82$ heures

1.2.4.3. Vitesse de ruissellement : Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (III.13)$$

Donc : $V_r = 3.23$ Km/h

Tableau III.4 : Caractéristiques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	44.68
Périmètre		P	Km	28.64
Longueur du thalweg principal		L	Km	12.32
Indice de compacité		K _C		1.2
Coefficient d'allongement		K _P		18.36
Rectangle Equivalent	Longueur	L	Km	9.73
	Largeur	L	Km	4.59
Altitudes	Maximale	H _{max}	m	1221
	moyenne	H _{moy}	m	887.42
	Médiane	H _{med}	m	1050
	Minimale	H _{min}	m	668
Indice de pente de Roche		I _P	%	6.18
Indice de pente globale		I _g	%	2.88
Indice de pente moyenne		I _m	%	5.68
Densité de drainage		D _d	km/km ²	3.69
Temps de concentration		T _c	h	3.82
Vitesse de ruissèlement		V _r	km/h	3.23

III.1.3. 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 :

III.1.3.1. Température :

Les températures de la région d'étude sont traitées à l'aide de la station climatologique TIARET. Caractéristiques de cette station figurent dans le tableau III.5

Tableau III.5 : Répartition mensuelle de Température.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aoû	Moy
Tc°	20,7	16	10,3	6,6	6,1	6,9	9,1	12,1	16,1	21,0	25,9	26,0	14,8

III.1.3.Humidité relative:

L'humidité relative est élevée à moyenne et varie d'un mois à un autre durant toute l'année. Le Tableau (III.6) présente les valeurs moyennes d'humidité

Tableau .III.6 : Répartition mensuelle de l'humidité relative

Mois	Sep	oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	jui	Juil	Aoû	Moy
H%	44	53	62	68	67	55	54	47	44	39	29	37	50

III.1.3.3.L'évaporation :

L'évaporation est mesurée à l'aide de l'évaporamètre « **BAC COLORADO** ».

Tableau III.7 : Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Sept	oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	jui	juil	Août	Som
E mm	160	97	69	50	41	37	72	92	147	197	259	250	1471
E (%)	10,9	6,59	4,69	3,40	2,79	2,52	4,89	6,25	10	13,4	17,6	17	100

III.1.3.4. la pluviométrie:

La station pluviométrique de **GUERTOUFA (Code 012504)** le plus proche du site avec un période d'observation de 34 ans.

La série de précipitation de la station de GARTOUFA est donnée par l'annexe A

Tableau III.8 : Station pluviométrique

Station	Code	Source	Coordonnées			Année de service	N
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
GUERTOUFA	012504	ARNH	368.10	233.35	920	1977-2010	34

Tableau .III.9 : Répartition mensuelle des pluies moyennes

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	fév	Mar	Avr	mai	Jui	Juil	Août	ÿP(mm)
P(mm)	14,7	24,1	40,2	39,0	48,4	48,0	50,9	38,9	26,5	11,4	3,6	6,9	352,6
%	4,2	6,8	11,4	11,1	13,7	13,6	14,4	11,0	7,5	3,2	1,0	2,0	100,0

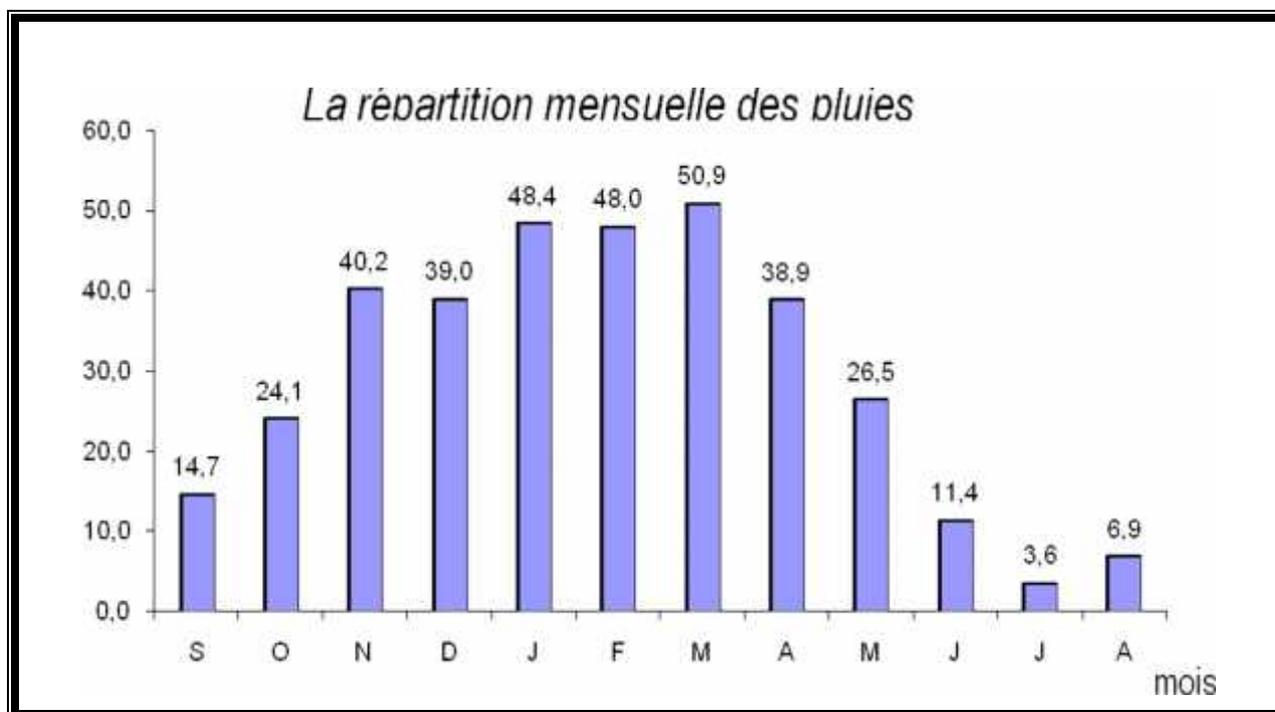


Figure .III.2 : répartition mensuelle de la précipitation

III.2. Les pluies maximales journalières :

Les pluies maximales journalières représentent la précipitation maximale journalier tombe pendant une année

Tableau.III.10 : Les pluies maximales journalières annuelles

N°	Pjmax	N°	Pjmax	N°	Pjmax
1	21.7	13	24,2	25	20
2	61.5	14	24	26	42,3
3	54	15	47	27	60,1
4	39.7	16	64	28	48,8
5	17.5	17	30	29	73
6	47.4	18	38,3	30	31
7	38.2	19	31,3	31	38
8	25	20	27,7	32	53
9	27.1	21	23,4	33	20.9
10	27.4	22	33	34	56.8
11	24.7	23	26,9		
12	37	24	21		

Tableau.III.11 : Caractéristiques de la série avec N=34ans

Caractéristiques	Formules	Valeurs
Somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=34} Xi$	III.14 1255.9
Moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=34} Xi}{n}$	III.15 36.6
Ecart type « s_x »; Pour $n > 30$ ans	$s_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{34} (X_i - \bar{X})^2}{34}}$	III.16 14.9
Coefficient de variation « C_v » :	$C_v = \frac{s_x}{\bar{X}}$	III.17 0.405
L'exposant climatique :	0.36	

III.2.1. Ajustement des pluies maximales journalières :

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par des lois théoriques.

Les lois d'ajustement choisies sont :

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

III.2.1.1. La loi de Gumbel :

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

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

Tel que : $y = a (x - x_0)$

Avec :

- 1/a : la pente de la droite de GUMEL
- y : variable réduite de GUMBEL
- x : précipitation maximale journalière (mm)
- x_0 : ordonnée à l'origine en (mm)

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

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

- classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1. 2.3.....n.

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

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots\dots\dots (III.19)$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations(33)

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

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

-calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x₀ »

- représenter graphiquement les couples (xi. yi) sur papier GUMBEL.

En utilisant le logiciel HYFRAN pour faire l'ajustement.

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans le tableau.III.12:

Gumbel (Méthode des moments)

Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations: 34

Paramètres

U=29.962611

alpha =11.580504

Quantiles : q = F(X) (probabilité au non-dépassement)

$$T = 1/(1-q)$$

Tableau III.12 : résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.9990	110	14.7	81.1-139
100	0.9900	83.2	10	63.6-103
50	0.9800	75.1	8.58	58.3-92
20	0.9500	64.4	6.72	51.2-77.5
10	0.9000	56	5.32	45.6-66.4
5	0.8000	47.3	3.94	39.6-55.1
2	0.5000	34.2	2.34	29.6-38.8

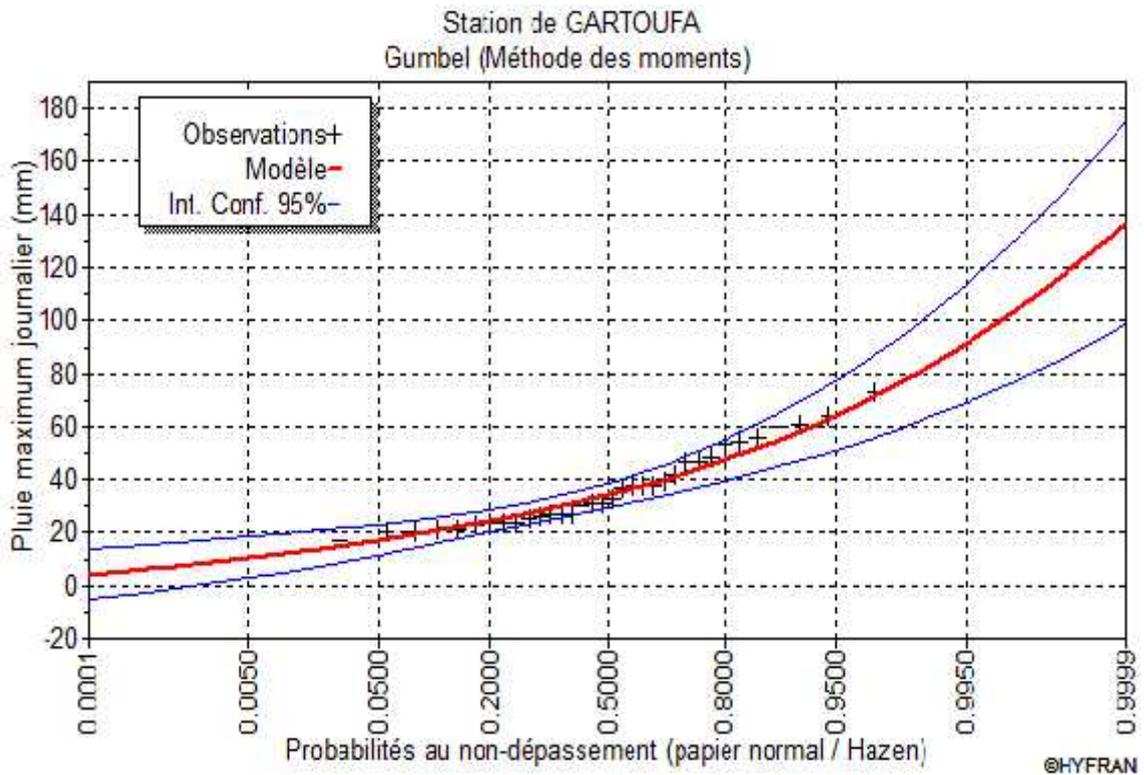


Figure.III.3 : l’ajustement avec loi de Gumbel

III.2.1.2. La loi log normal :

La loi Log normal a une fonction de répartition qui s’exprime selon la formule suivante :

$$F (X) = \frac{1}{\sqrt{2 \Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(III.20)$$

Ou : $u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma}$ (variable réduite de GAUSS)

L’équation de la droite de GALTON est: $\text{Log } x(p \%) = \overline{\text{Log } x} + .\text{Log } u(p\%)$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{34} \text{Log } X_i}{N} \dots\dots\dots(III.21)$$

En utilise le logiciel HYFRAN pour faire l’ajustement avec la loi log normal .

Résultats de l’ajustement

Nombre d’observations: 34

Paramètres

mu=3.52497

sigma =0.394229

Quantiles

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

$T = 1/(1-q)$

Tableau III.13 : résultat de l'ajustement a la loi normal

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.9990	115	18.9	77.8-152
100	0.9900	85	11.2	63.0-107
50	0.9800	76.3	9.19	58.3-94.3
20	0.9500	64.9	6.79	51.6-78.3
10	0.9000	56.3	5.17	46.1-66.4
5	0.8000	47.3	3.74	40.0-54.6
2	0.5000	34	2.30	29.5-38.5

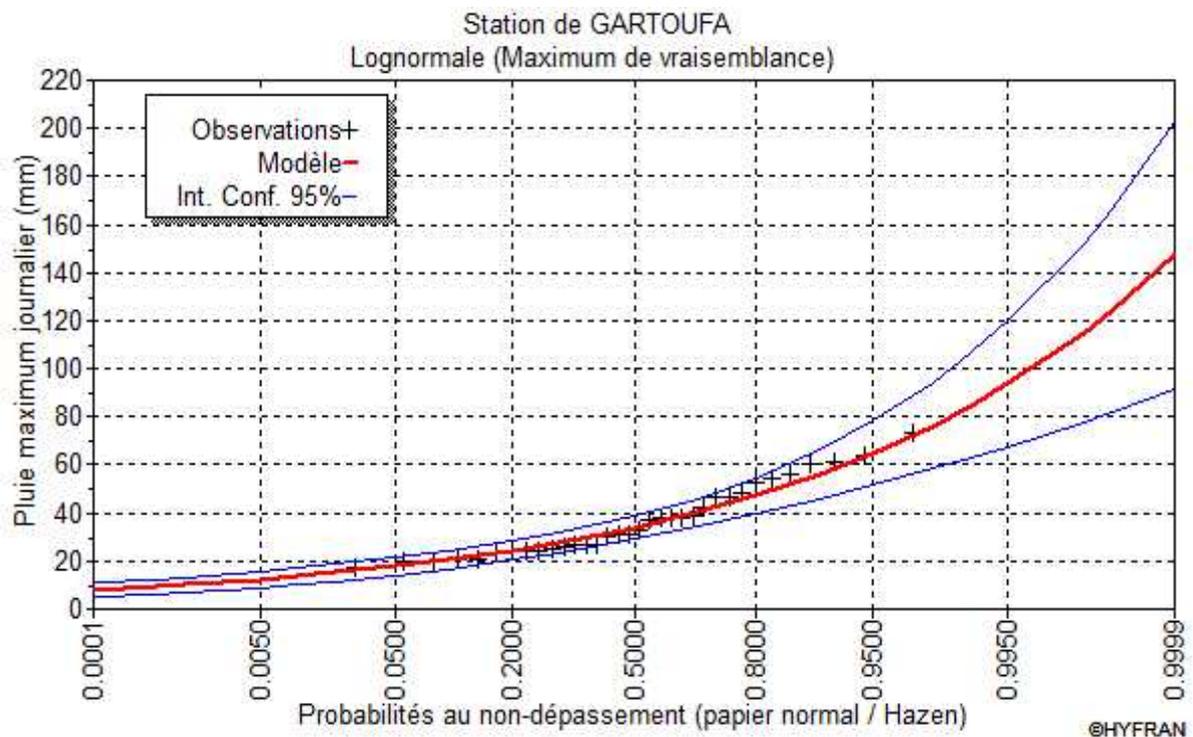


Figure.III.4 : l'ajustement avec loi log normal

Conclusion :

Après la comparaison entre les deux graphes en prendre le résultat obtenu par la loi de **Gumbel** car la majorité des points dans l'intervalle de confiance.

III.2.2. pluie de courtes durées :

Les pluies de courtes durées est donne par la formule suivante :

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

$$t = T_c = 3.82 \text{ h.} \quad (\text{Déjà calculé})$$

b : Exposant climatique (pour notre région b = 0.36

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau III.14

Tableau III.14:la pluie et l'Intensité pour les différentes fréquences.

Période de retour	1000		100		50		20		10		5	
Fréquence	0,1		1		2		5		10		20	
P _{maxj}	110		83,2		75,1		64,4		56		47,3	
Temps	P _c	I ₀										
1	35,04	35,04	26,50	26,50	23,92	23,92	20,51	20,51	17,84	17,84	15,07	15,07
2	44,97	22,48	34,01	17,01	30,70	15,35	26,33	13,16	22,89	11,45	19,34	9,67
3	52,03	17,34	39,36	13,12	35,52	11,84	30,46	10,15	26,49	8,83	22,37	7,46
3,82	56,76	14,86	42,93	11,24	38,75	10,14	33,23	8,70	28,90	7,56	24,41	6,39
4	57,71	14,43	43,65	10,91	39,40	9,85	33,79	8,45	29,38	7,35	24,82	6,20
5	62,54	12,51	47,30	9,46	42,70	8,54	36,61	7,32	31,84	6,37	26,89	5,38
8	74,07	9,26	56,02	7,00	50,57	6,32	43,36	5,42	37,71	4,71	31,85	3,98
10	80,26	8,03	60,71	6,07	54,80	5,48	46,99	4,70	40,86	4,09	34,51	3,45
12	85,71	7,14	64,83	5,40	58,52	4,88	50,18	4,18	43,63	3,64	36,85	3,07
14	90,60	6,47	68,53	4,89	61,85	4,42	53,04	3,79	46,12	3,29	38,96	2,78
18	99,18	5,51	75,01	4,17	67,71	3,76	58,06	3,23	50,49	2,81	42,65	2,37
24	110,00	4,58	83,20	3,47	75,10	3,13	64,40	2,68	56,00	2,33	47,30	1,97

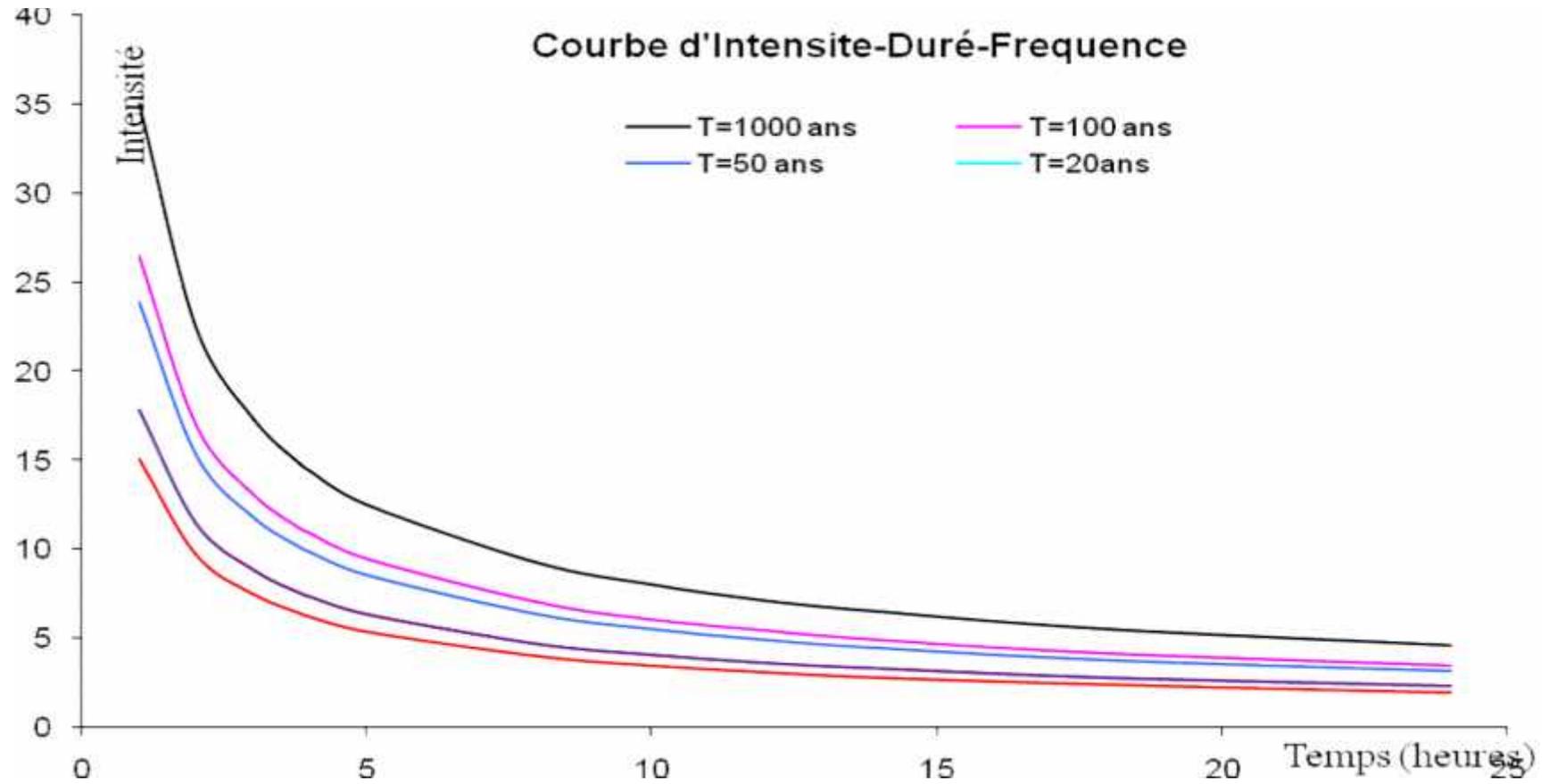


Figure.III.5 : Courbes Intensité Fréquence Station de GARTOUFA

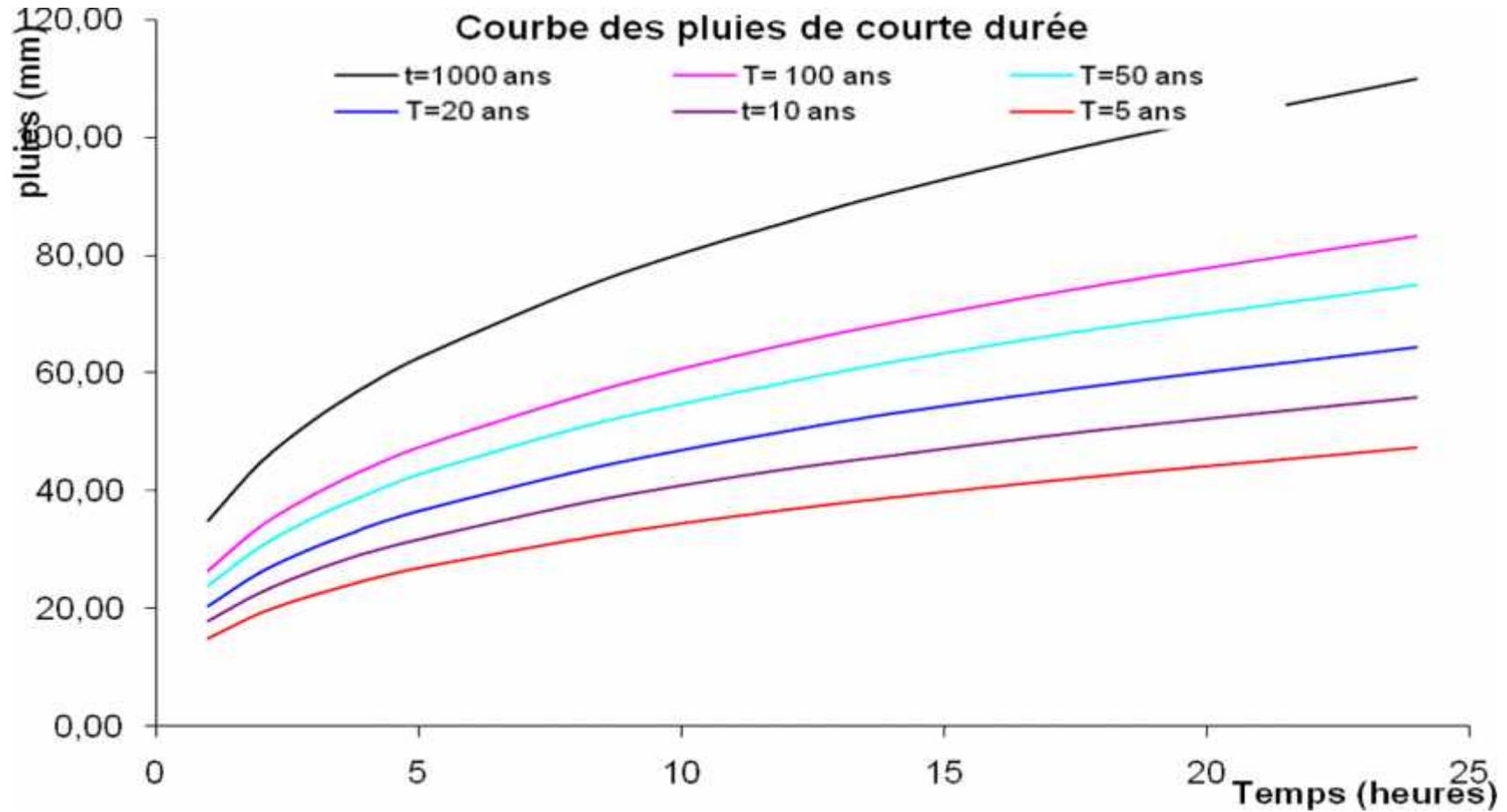


Figure.III.6 : Courbes des pluies durées Fréquence Station de GARTOUFA

III.3 Etudes des apports :

III.3.1. Estimation de l'apport moyen annuel (A₀) :

Pour l'évolution des apports. Nous signalons que nous ne disposons d'aucune station de mesure au niveau du site à étudier.

Nous avons donc utilisé les formules empiriques.

a) Formule de l'A.N.R.H : $A_{moy} = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.842}$ (III.23)

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

b) Formule de DERIE III : $A_0 = 0.513 \cdot P^{2.683} \cdot Dd^{0.5} \cdot S^{0.842}$ (III.25)

c) Formule de TURC : $Le = P_{moy} - D$ (III.26)

D : Déficit de l'écoulement (mm).

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

$$L = 300 + 25 T_{moy} + 0.05 (T_{moy})^3 \dots\dots\dots(III.28)$$

L : Variable théorique

T_{moy} : Température moyenne annuelle

d) Formule de SAMIE : $Le = P_0^2 (293 - 2.2\sqrt{S})$ (III.29)

Tableau.III.15 : l'apport moyen annuel

Formules	A ₀ (Hm ³)	L _e (mm)
A.N.R.H	1.37	30.59
TURC	0.59	13.24
SAMIE	1.55	34.6
DERIE III	1.47	32.98

Conclusion :

On choisit la valeur moyen et la plus proche donc on adopte **A₀=1.37Hm³** qui donnée par la formule de L'ARNH.

III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement :

a) Module de l'écoulement :

Il est donné par : $Me = A_0 / T$ (III.30)

A_0 : Apport moyen annuel (mm).

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

Soit : $Me=43.44$ l/s

b) Module de l'écoulement relatif :

On a: $M_0 = Me / S_{bv}$ (III.31)

Me : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

Soit : $M_0=0.97$ l/s/Km²

c) lame d'eau écoulée :

$L_e = A_0/S_{BV}$. **Soit :** $Le=30.59$ mm

d) Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par : $Ce = Le / P_{moy}$ **Soit :** $Ce=0.087$

e) Coefficient de variation :

Pour le calcul du coefficient de variation Cv en utiliser les formules empiriques.

1. Formule de SOKOLOVSKY:

$Cv = 0.78 - 0.29 \log M_0 - 0.063 \log (S + 1)$ (III.32)

M_0 : Module de l'écoulement relatif **$Cv=0.68$**

2. Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ:

$Cv = \frac{0.7}{M_0^{0.125}}$ (III.33)

$Cv=0.7$

3. Formule de L'ANTONOV :

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

$Cv=0.36$

4. Formule de KRISTEKLY MENKEL:

$Cv = 0.83 / (S^{0.06} * M_0^{0.27})$

M_0 : module de l'écoulement relatif

$C_v=0.67$

Conclusion :

En prendre la valeur moyen de coefficient de variation que obtenue par le formule de **KRISTEKLY MENKEL $C_v=0.67$**

III.4. Irrégularité des apports :

III.4.1 Estimation des apports fréquentielle :

Les apports annuels s'ajustent bien à la loi de distribution Log-normal par l'équation suivante :

$$A_{(\%)} = \frac{A}{(C_v^2 + 1)^{1/2}} \cdot e^{U(\log(C_v+1))^{1/2}} \dots\dots\dots (III.35)$$

- $A_{ \% }$: Apport de fréquence donnée ;
- A : Apport moyen annuel (Hm^3) ;
- U : variable réduite de GAUSS;
- C_v : Coefficient de variation ;

Tableau.III.16: les apports fréquentiels.

Période de retour	5/4	10	50	100
Fréquence (%)	80	10	2	1
U	-0.84145	1.28229	2.05046	2.32723
apport (%) (Hm^3)	0,623	2,851	4,942	6,025

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

La repartions des apports mensuelles de l'apport moyen annuel est données par le tableau III.17

Tableau.III.17 : la répartition des apports mensuels

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
A	0,05	0,10	0,07	0,12	0,16	0,19	0,22	0,16	0,12	0,07	0,05	0,04	1,37
$A_{80\%}$	0,025	0,044	0,031	0,056	0,075	0,087	0,100	0,075	0,056	0,031	0,025	0,019	0,623
A(%)	4	7	5	9	12	14	16	12	9	5	4	3	100

III.5. Etude des crues:

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

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

Les paramètres définissant une crue est :

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

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour. Différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul. par manque d'observation.

III.5.1. Estimation de débit de crue:

5.1.1. Formule de MALLET-GAUTHIER :

On a : $Q_{\max p\%} = 2K \log (1+20.P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4 \log T - \log S}$ (III.36)

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

S : Superficie du bassin versant (Km²).

L : Longueur du talweg principal (Km).

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

On prend $K = 2$.

T : Période de retour (an).

Tableau.III.18 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour

Période de Retour	5	10	20	50	100
Qmax (m ³ /s)	67.57	84.43	98.44	114.35	125.05

2. Formule de SOKOLOVSKY :

On a $Q_{\max p\%} = \frac{0.28 * (Pct - H_0) * r_{p\%} * F * \bar{S}}{Tm}$ (III.37)

H_0 : pertes initiales en mm. $H_0 = 7\text{mm}$

$p\%$: coefficient de ruissellement de la crue probable pour une période ;

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

Tableau.III.19: Valeur de r en fonction de la fréquence.

Fréquence (%)	1	2	5	10	20
r	0.43	0.41	0.37	0.34	0.31

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

Tableau.III.20 : Valeur de F en fonction du bassin versant

Condition	
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km ²	$F = 2$
Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable	$2 \leq F \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq F \leq 4.$

On prend : $F = 2$ D'où : $F = 1.2$

$T_m = T_c = 3.82h.$

Les résultats de calcul sont inscrits dans l'Annexe B

Tableau.III.21 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour.

Fréquence (%)	1	2	5	10	20
Pct(mm)	43.73	39.47	33.85	29.43	24.86
p %	0.43	0.41	0.37	0.34	0.31
Q _{max p%} (m ³ /s)	61.85	51.98	39.55	30.35	21.52

3. Formule de POSSENTI:

On a:
$$Q_{p\%} = \frac{\mu * P_{max j\%} * S}{L_p} \dots\dots\dots(III.38)$$

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

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

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

Tableau.III.22: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour

période de retour	100	50	20	10	5
Fréquence (%)	1	2	5	10	20
P _{max j%} (mm)	83.2	75.1	64.4	56	47.3
Q _{max p%} (m ³ /s)	211.21	190.65	163.49	142.16	120.08

4. Formule de TERRAZA:

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

S : Superficie du bassin versant (Km²).

C : Coefficient de ruissellement (0.8-0.6).

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

Tableau.III.23: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour

F (%)	1	2	5	10	20
C	0.7	0.68	0.65	0.62	0.6
I _c	11.45	10.33	8.86	7.7	6.51
Q _{max} (m ³ /s)	99.45	87.2	71.49	59.28	48.46

Sur la lumière de ces formules on opte les résultats de la formule de « TURAZZA » pour les simples raisons suivantes :

Cette formule donnée une valeur moyenne.

III.5.2. Hydrogramme de crue:

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

- ❖ 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 doit suivre la méthode de **Sokolovski**. **Pour le temps de montée:**

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

T_m=T_c : Temps de montée.

a) Pour la décrue:

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

Avec: T_d = T_m (Sokolovski)

: Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant (2 — 4) En prend =2.5

Les résultats des calculs de débit montée et décrue dans l'annexe B

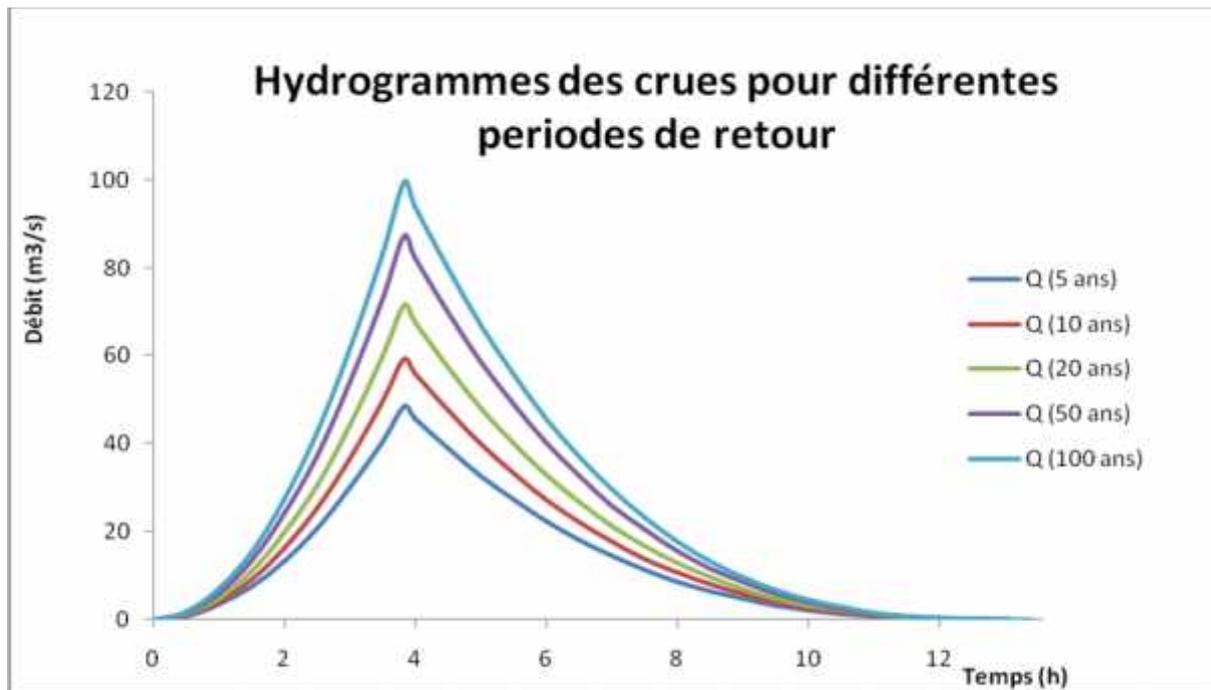


Figure.III.7: hydrogramme de crues pour différents périodes de retour

III.5.3.Choix de la crue de projet:

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux. Donc la hauteur du barrage. Et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues. En intégrant les possibilités du laminage.

Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal. Mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue. Mais plus étalée pourrait être plus défavorable.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en cours d'eau à l'aval. On se reporte alors. Aux recommandations du comité national Australien des grands barrages.

Plusieurs comités et écoles ont données des recommandations pour le choix de la crue de projet.

On site :

- ◆ Le comité national Australien des grands barrages (CNAGB).
- ◆ Le C.T.G.R.E.F.

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

- ◆ Méthode du GRADEX (gradient exponentiel).
- ◆ Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

Tableau III.24 : Crues de projet recommandé.

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé
Elevés :- perte de vie - dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants :- pas de pertes de vies - dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles :- pas de perte de vies - dommages légers	1/1000 à 1/100

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

Tableau. III.25 : Choix de la crue de projet.

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modéré)	Risque Important
Hydrologie	Bonne Connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques Difficultés	Difficiles
Risque de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	$Q_{\max}(1\%)+\text{revanche}$	$Q_{\max}(1\%) +\text{revanche}$ majorée avec vérification pour $Q_{\max}(0.1\%)$ et $Q_{\max}(0.2\%)$	$Q_{\max}(0.1\%)$

Remarque :

Pour notre cas ; les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles. Les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines) ; d'après le tableau III.25 on prendra la crue centennale.

$$\text{Donc } Q_{\max 1\%} = 99.45 \text{ m}^3/\text{s}$$

III.5.4.L'estimation de volume mort:

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits.

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

- Méthode liée à l'érosion spécifique.
- Méthode liée à la turbidité.

- Méthode liée à l'évasement et le délai de service.
- Les formules de TIXERONT.

En a utilisant la formule de TIXERONT pour la détermination de volume mort.

Formule de TIXERONT :

Le volume mort est estimé à : $V_m = (1,05 - 1,10) \frac{Q_s T}{u_s} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(III.42)}$

Q_s : Le débit solide (t/an)

s : Poids spécifique de la vase humide ($s = 1,6 \text{ t/m}^3$).

$$Q_s = T_s * S.$$

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension (en t/Km²/An), elle est exprimée par:

$$E_s = r . L_e^{0.15} \dots\dots\dots \text{(III.43)}$$

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

L_e : lame d'eau écoulée. ($L_e = 30.59 \text{ mm}$)

: paramètre caractérisant la perméabilité du b.v (= 350 moyenne perméabilité).

$$Q_s = E_s . S \dots\dots\dots \text{(III.44)}$$

Q_s : Débit solide (m³/s).

S : superficie du bassin versant en Km².

$E_s = 584.6621 \text{ (t/Km}^2\text{/An)}$.

$Q_s = 26122.7026 \text{ t/An}$.

Le volume mort est égal à:

$$V_m = Q_s * T / \chi_s \dots\dots\dots \text{(III.45)}$$

T : Temps de service, 10 ans.

$$V_m = 0.17143 H m^3$$

III.6.Régularisation des débits :

Le but de la régularisation est de déterminer la capacité optimum de la retenue qui permet de rendre réguliers les débits de l'oued de TLILET afin de satisfaire les besoins en eau d'irrigation avec le moindre risque de défaillance possible.

Il existe deux types de régularisation sont utilisés:

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Pour notre étude en a utilise la régularisation saisonnière.

Les paramètres indispensables au calcul de la régularisation sont :

- *La répartition mensuelle de la demande en eau.
- * La répartition mensuelle de l'apport (A 80% Hm³).
- *La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporations.
- *Les courbes caractéristiques de la retenue.

III.6.1. Etude des besoins :

Les barrages destinés pour l'irrigation ont une garantie de restitution généralement égale à P = 80% qui répond à une marge de risques pondérés qui sont liés à un ou plusieurs facteurs influant directement ou indirectement sur le développement optimum de la culture.

La restitution est la quantité d'eau qu'on doit garantir pour satisfaire les besoins en eau d'un secteur utilisateur donné. Dans notre cas, il s'agit des besoins en eau pour l'irrigation. Durant lesquels on prend les quantités nécessaires de la retenue collinaire pour l'irrigation. Les besoins exprimés en Mm³ pour le projet est U = 990000m³ (obtenue d'après DHW TIA-RET).

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation est donnée au tableau. III.26.

Tableau III.26: Répartition mensuelle des besoins.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	tot
U(%)	14,3	2.5	1	0	0	0	1	6	12	17.6	22.6	23	100
U(Mm ³)	0,142	0,025	0,010	0	0	0	0,010	0,059	0,119	0,174	0,224	0,228	0.99
U _{80%}	0.064	0.011	0.005	0	0	0	0.005	0.027	0.054	0.079	0.102	0.104	0.45

III.6.3. Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface » :

La cote minimale relevée est de 666 m et la maximale de 685 m.

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

$$\Delta V_i = \Delta H \cdot (S_i + S_{i+1} + \sqrt{S_i \cdot S_{i+1}}) / 3 \dots \dots \dots (III.46)$$

S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m²

S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m²

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

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m³)

Le tableau donne les caractéristiques topographiques de la retenue (annexe C).

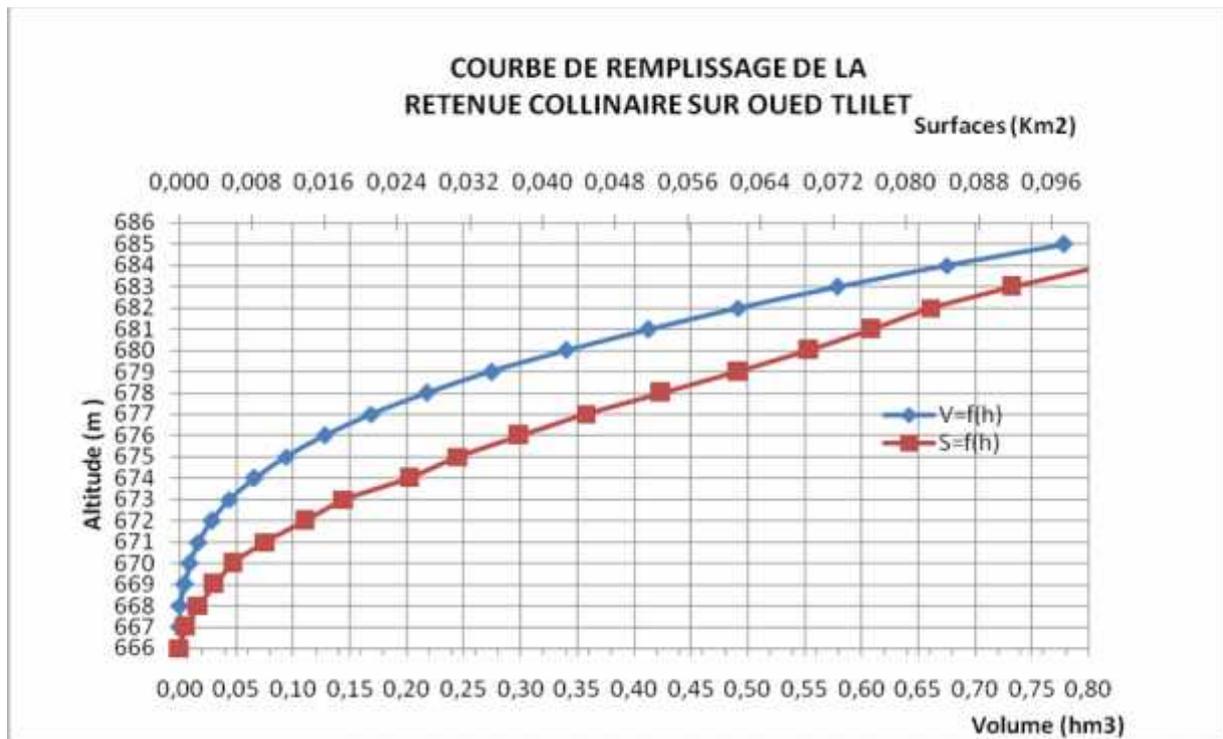


Figure III.8: Courbes topographiques et volumétriques

III.6.4. Calcul du volume utile :

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

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

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

III.6.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes:

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière dans (Annexe D)

On a: $V_s = 0.42Hm^3$.

$V_d = 0.24907Hm^3$.

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ D'ou : $V_u = V_d$

Alors : $V_u = 0.24907Hm^3$

Le volume de la retenue normale sera :

$V_{NNR} = V_u + V_m$ (III.47)

D'où : $V_{NNR} = 0.42050Hm^3$

III.6.4.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes):

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ◆ Pertes par évaporation.
- ◆ Pertes par infiltration

1-1^{ère} approximation : Les pertes dans la retenue donnée dans le tableau III.28

Tableau .III.27 : Volumes des pertes dans la retenue :

Pertes par évaporation et infiltration (1 ^{ère} approximation)						
Mois	Vmoy (Hm3)	S moy (km2)	E vp (mm)	Vevp (Hm3)	Vinf (Hm3)	P (m3)
Octobre	0,18761	0,04825	97	0,00468	0,00188	0,00656
Novembre	0,21712	0,05315	69	0,00367	0,00217	0,00584
Décembre	0,25848	0,05896	50	0,00295	0,00258	0,00553
Janvier	0,32389	0,06758	41	0,00277	0,00324	0,00601
Février	0,39089	0,07412	37	0,00274	0,00391	0,00665
Mars	0,42050	0,07945	72	0,00572	0,00421	0,00993
Avril	0,42050	0,08056	92	0,00741	0,00421	0,01162
Mai	0,42050	0,08012	147	0,01178	0,00421	0,01598
Juin	0,39648	0,07678	197	0,01513	0,00396	0,01909
Juillet	0,33406	0,07147	259	0,01851	0,00334	0,02185
Août	0,25327	0,06005	250	0,01501	0,00253	0,01755
Septembre	0,19115	0,04798	106	0,00509	0,00191	0,00700
Total			1417	0,09037	0,03814	0,13360

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière dans (Annexe D)

Du tableau on a : $V'_s = 0.36787 \text{Hm}^3$, $V'_d = 0.32847 \text{Hm}^3$.

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V'_s > V'_d \quad \text{D'ou : } V'_u = V'_d \quad \text{Alors : } V'_u = 0.32847 \text{Hm}^3$$

Estimation de l'erreur :

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

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

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

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

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u = 31.88\% - 2\% \quad \text{n'est pas vérifié donc en refaire le calcul.}$$

2-2^{ème} approximation : Les pertes dans la retenue donnée par le tableau.III.28

Tableau.III.28 : Volumes des pertes dans la retenue :

Pertes par évaporation et infiltration (2 ^{ème} approximation)						
Mois	V moy (m3)	S moy (m2)	E vp (mm)	V evp (m3)	V inf (m3)	P (m3)
Octobre	0,18433	0,04785	97	0,00464	0,00184	0,00648
Novembre	0,20764	0,05152	69	0,00355	0,00208	0,00563
Décembre	0,24331	0,05735	50	0,00287	0,00243	0,00530
Janvier	0,30296	0,06524	41	0,00267	0,00303	0,00570
Février	0,37762	0,07297	37	0,00270	0,00378	0,00648
Mars	0,45890	0,07965	72	0,00573	0,00459	0,01032
Avril	0,49990	0,08325	92	0,00766	0,00500	0,01266
Mai	0,49294	0,08278	147	0,01217	0,00493	0,01710
Juin	0,45241	0,07942	197	0,01565	0,00452	0,02017
Juillet	0,36953	0,07215	259	0,01869	0,00370	0,02238
Août	0,26903	0,06089	250	0,01522	0,00269	0,01791
Septembre	0,19464	0,04962	106	0,00526	0,00195	0,00721
Total			1417	0,09156	0,03859	0,13014

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière dans l'Annexe D

Du tableau on a : $V''_s = 0.36742 \text{ Hm}^3$, $V''_d = 0.33177 \text{ Hm}^3$.

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V''_s > V''_d \quad \text{D'ou : } V''_u = V''_d \quad \text{Alors : } V''_u = 0.33177 \text{ Hm}^3$$

Estimation de l'erreur :

V'_u : volume utile de la 1^{ère} approximation.

V''_u : volume utile de la 1^{ème} approximation.

Nous avons :

$$E = (V''_u - V'_u) / V'_u = 1.01\% < 2\% \quad \text{c'est vérifié donc en prendre les résultats obtenue.}$$

Donc : $V_{NNR} = V_M + V''_u$ alors : $V_{NNR} = 0.50320 \text{ Hm}^3$

III.7 : Laminage des crues :

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

$$Q \cdot dt - q \cdot dt < S \cdot dh \dots\dots\dots (III.48)$$

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 : $Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots (III.49)$

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

III.7.1.1e procédés de calcul :

Il existe plusieurs procédés de calcul comme Hedebat, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov et d'autre méthodes, nous utilisant la méthode de Kotcherine.

Méthode de KOTCHERINE :

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

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

1. Estimation du débit de crue laminée :

Le débit de crue est exprimé selon la relation suivante :

$$q_{max} = 0,85 * Q_{\%} * \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right) \dots\dots\dots (III.50)$$

Où : V_F : le volume d'eau en charge,
 V_C : le volume de la crue,
 $Q_{\%}$: le débit de la crue,
 Q_{dev} : le débit déversant.

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

2. Estimation de la charge au dessus du déversoir :

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

$$q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (III.51)$$

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

g : l'accélération de pesanteur; [g = 9,81m²/s];

b : la largeur de déversoir,

H : la charge sur le déversoir,

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{\text{moy}} \quad \text{et} \quad S = L \cdot (H + P) \quad \text{en a } P=0,5 \text{ m}$$

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

$$V_{\text{moy}} = \frac{q}{b \cdot (H + P)} \dots\dots\dots (III.52)$$

$$H_o = H + \frac{r \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g} \dots\dots\dots (III.53)$$

H_o : est la charge globale;

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

P : la hauteur de pelle.

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

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

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

1^{ère} étape de calcul:**Tableau.III.29 :** les résultants de la 1^{ère} étape de calcul:

Données	Valeur	largeur	Hauteur	Débit	Surface	vitesse	V _f
G	9,81	8	2,5	68,63	24	2,85979	253000
	1,1	10	2	61,39	25	2,45556	198000
2*g	19,62	15	1,5	59,81	30	1,99367	143000
2.g^{0,5}	4,42945	20	1,22	58,49	34,4	1,70042	114000
Q_{1%}	99,45	30	0,8	46,59	39	1,19464	75000
V_{F 1%}	1426109	40	0,5	30,69	40	0,76736	43000
M	0,49						

2^{ème} étape de calcul :**Tableau.III.30:** les résultants de la 2^{ème} étape de calcul:

hauteur	vitesse	h _t	débit (m ³ /s)					
			M	8	10	15	20	30
M	m/s	M						
2,5	2,86	2,959	88,358	110,448	165,672	220,896	331,344	441,792
2	2,46	2,338	62,075	77,594	116,391	155,188	232,783	310,377
1,5	1,99	1,723	39,265	49,081	73,622	98,162	147,243	196,324
1,22	1,70	1,382	28,213	35,266	52,899	70,532	105,799	141,065
0,8	1,19	0,880	14,334	17,918	26,876	35,835	53,753	71,670
0,5	0,77	0,533	6,757	8,446	12,669	16,892	25,338	33,784

3^{ème} étape de calcul :**Tableau.III.31:** les résultants de la 3^{ème} étape de calcul:

H	V _F	Q	Débit (m ³ /s)					
			8	10	15	20	30	40
2,5	253000	81,807	88,358	110,448	165,672	220,896	331,344	441,792
2	198000	85,642	62,075	77,594	116,391	155,188	232,783	310,377
1,5	143000	89,478	39,265	49,081	73,622	98,162	147,243	196,324
1,22	114000	91,500	28,213	35,266	52,899	70,532	105,799	141,065
0,8	75000	94,220	14,334	17,918	26,876	35,835	53,753	71,670
0,5	43000	96,451	6,757	8,446	12,669	16,892	25,338	33,784

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 les figures (III.9 et III.10)

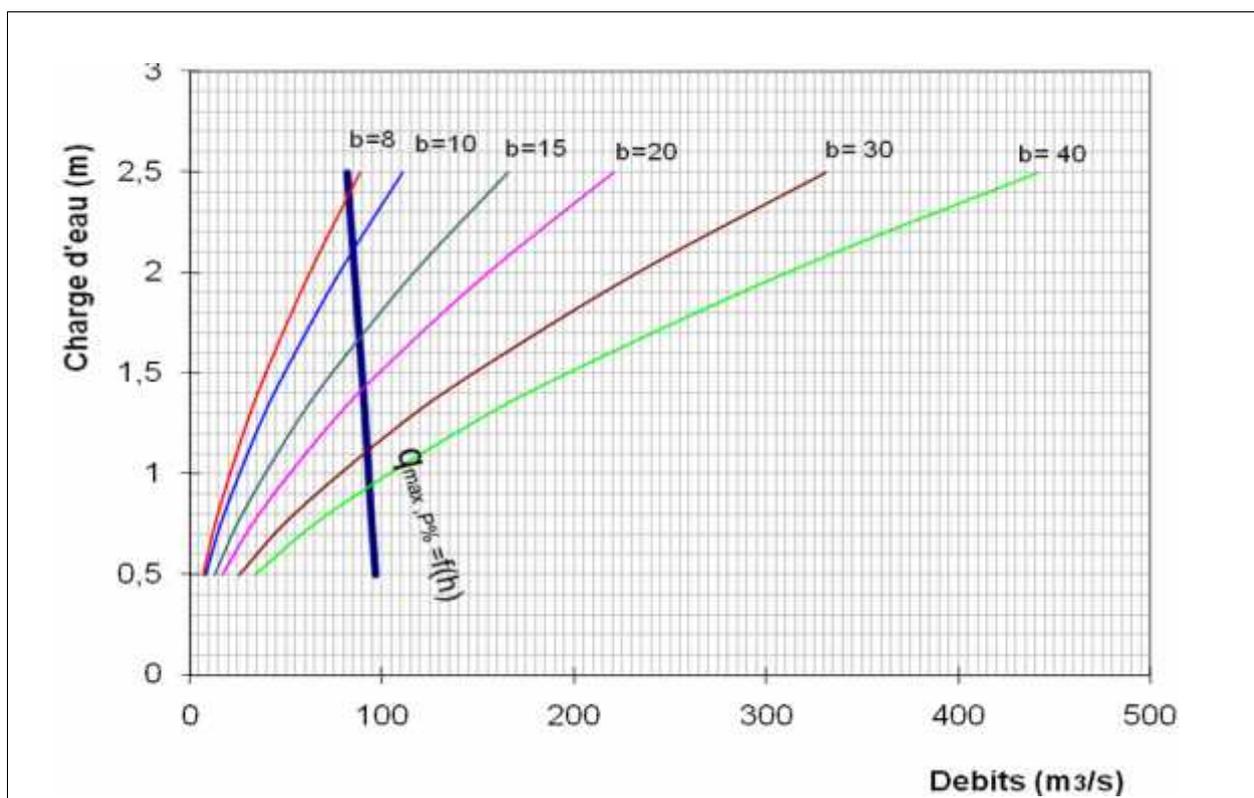


Figure.III.9 : le graphe $Q=f(h)$

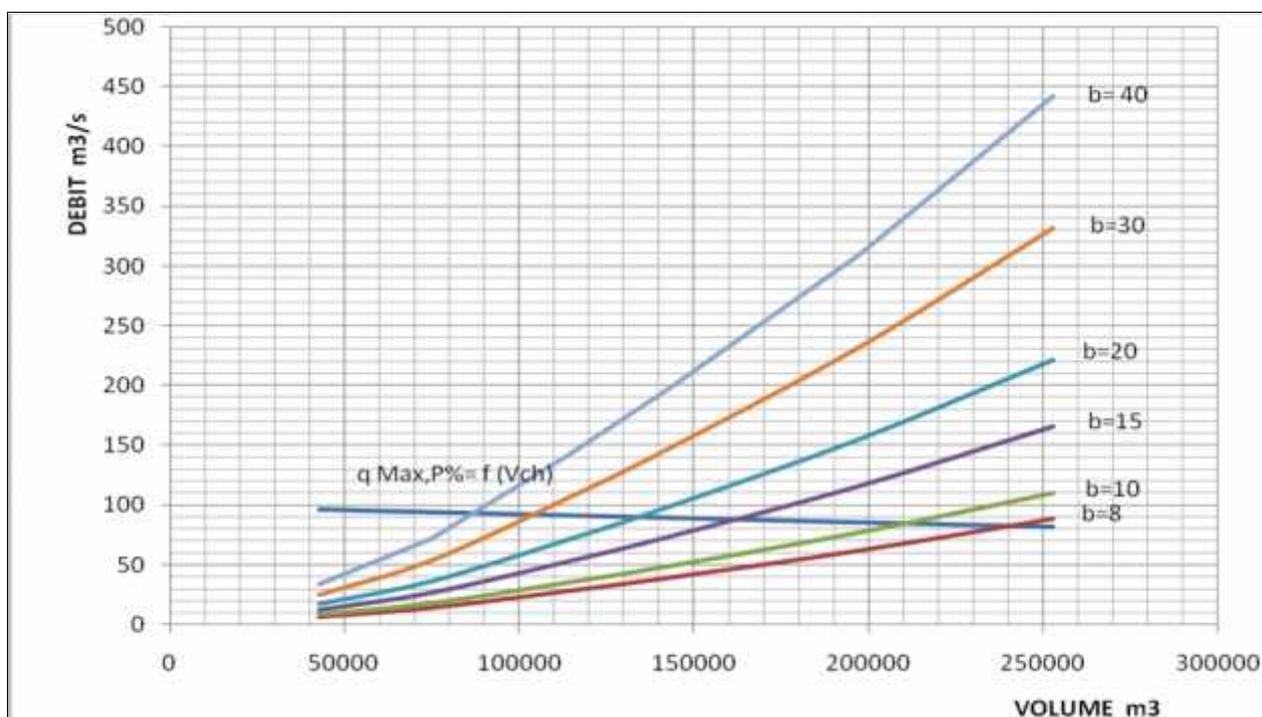


Figure.III.10 : le graphe de $Q=f(v)$

Tableau.III.32 : récapitulatif des résultats de la méthode de **Kotcherine**.

Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit laminé (m ³ /s)	NPHE (m)
8	2,5	88,358	685,159
10	2	77,594	684,538
15	1,5	73,622	683,923
20	1,22	70,532	683,582
40	0,8	71,670	683,08

Pour des raisons économiques et de sécurité on adopte un déversoir de largeur $b=20\text{m}$; correspondent à un débit laminé $70,532\text{ m}^3/\text{s}$ et charge déversant égale 1.22 m .

Conclusion :

Dans cette partie, on a déterminé les différents paramètres hydrologiques : le volume mort, niveau maximal des eaux PHE et le volume normale de la retenue.

Tableau III.33: les différents paramètres hydrologiques

NVM (m)	677
NNR (m)	682.2
Volume mort (Mm³)	0.17143
Volume utile (Mm³)	0.33177
Volume normal de la retenue (Mm³)	0.5032
NPHE(m)	683.582

Chapitre IV

Etude des variantes de
la 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'emprunts ainsi que des conditions économiques.

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

IV.1 Choix du site de la retenue :

En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie, l'axe du barrage est, toujours choisi conformément et exclusivement aux conditions et critères économiques, sécuritaire et de facilités d'exécution de l'ouvrage. En d'autres termes le choix de l'axe est conditionné par :

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

L'axe de la digue a été fixé par deux points de repère selon le plan topographique établi à l'éch 1/1000

A_I X=366.518 km

Y=239.012 km

A_{II} X= 366.80 km

Y= 239.019 km

IV.2.Généralité sur les types des barrages :

En classer les barrages en deux catégories :

- Les barrages rigides, en béton ou en maçonnerie.
- Les barrages souples, en enrochement ou en terre.

✓ **Barrages poids :**

Par leur poids et par leur section trapézoïdale, ils résistent à la poussée de l'eau. Tout comme les barrages en maçonnerie.

✓ **Barrages voutes :**

Ils résistent à la poussée de l'eau par leur forme qui leur permet de répercuter la poussée hydrostatique sur la fondation par des arcs travaillant en compression. La voute des ouvrages de faible hauteur peut être très mince et présente une simple courbure.

✓ **Barrages à contreforts :**

Ils sont composés d'un voile en béton armé et d'une série de contreforts destinés à reprendre la poussée de l'eau et à la transmettre à la fondation.

✓ **Barrages en terre homogène :**

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

✓ **Barrage en terre zonés :**

Un barrage en remblai zonés est composé de deux ou plusieurs matériaux, l'un imperméable pour assurer la fonction d'étanchéité et les autres résistants pour garantir la stabilité de l'ouvrage, séparés par des couches de transition. Ces derniers peuvent être classés en terre avec écran, en terre avec noyau.

✓ **Barrage en enrochement :**

Ce type d'ouvrage est constitué d'un tas de cailloux (enrochement) à grand échelle. Le matériau constituant le corps de barrage n'a pas de propriété particulière d'imperméabilité. La fonction de rétention de la structure est obtenue par un masque mince et étanche construit sur le parement amont.

IV.3.Choix des variantes de la digue :

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du type de barrage sont les suivants :

- Forme de la vallée
- Matériaux de construction
- Géologie et géotechnique
- Risque sismique

Les barrages en béton sont des ouvrages rigides et en conséquence leur conception sera aussi conditionnée par la qualité des fondations. La nature des terrains de fondation impose d'écarter le choix d'un barrage en béton.

La disponibilité des matériaux argileux et enrochement aux environs du site et à l'intérieur même de la cuvette nous conduit à choisir trois types de digue qui font l'objet d'une étude comparative technico-économique, il s'agit de :

a)- Barrage en terre homogène avec un drain :

Pour la construction de la digue, la qualité et la quantité des matériaux situés aux alentours de l'ouvrage sont celles qui déterminent souvent le type d'ouvrage. Dans notre cas et d'après le rapport géotechnique, la quantité d'argile est largement suffisante pour la construction d'une digue homogène ainsi que la qualité de ces argiles dont les caractéristiques physiques et mécaniques sont favorables.

b)- Barrage en terre à noyaux d'argile :

C'est une digue composée d'un massif en plusieurs zones, dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer.

c)- Barrage en enrochement avec un masque amont en béton :

Ce type est constitué d'enrochements avec un masque amont qui est fait en béton, cette technique est récemment utilisée en Algérie que dans le monde car c'est une technique nouvelle, l'inconvénient dans ce type de barrage est la stabilité des enrochements est assez difficile à assurer ainsi que la conception de la digue est très difficile.

IV.4.Construction de la section transversale du barrage:

IV.4.1.Hauteur de barrage :

$$H_b = C_r - C_f \dots \dots \dots (IV.1)$$

Ou : H_b : hauteur du barrage (m) ;

C_r : cote de la crête (m NGA) ;

C_f : cote de fondation (mNGA) ;

IV.4.2. Calcule de la revanche :

La revanche est une tranche comprise entre la cote la plus haute des eaux et la crête du barrage.

Il existe des formules empiriques qui permettent d'évaluer la hauteur des vagues en fonction de la longueur du plan d'eau ou « FETCH » et de la vitesse du vent.

1-Formule de Davis (reprise par Post et Lond) :

La revanche est mesurée au-dessus du niveau des plus hautes eaux correspondant à la crue maximum. Elle est donnée par la formule IV.1 :

$$R = 0,75 H_v + V_v^2/2g \dots\dots\dots(IV.2)$$

Ou : R : la revanche (m) ;

H_v : hauteur des vagues (m) ;

V_v : vitesse des vagues (m/s) ;

La hauteur des vagues est estimée par des formules empiriques :

a. Formule de STEVENSON :

Pour $F < 18$ Km :

$$H_v = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(IV.3)$$

Ou a F : Longueur du FETCH, ($F = 0.6$ Km)

b. Formule de MALLET et PAQUANT :

$$H_v = 0,50 + 0,33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(IV.4)$$

La vitesse des vagues est donnée par la formule de Gaillard :

$$V_v = 1,5 + 2H_v \dots\dots\dots(IV.5)$$

2-Formule simplifiée : $R = 1 + 0,3\sqrt{F} \dots\dots\dots(IV.6)$

A.N : **R = 1.232m**

Après remplacement de chaque valeur dans les formules citées au-dessus, on trouve les résultats représentés dans le tableau IV.2 :

Tableau IV.1: Calcul de la revanche

Formules	STEVENSON	MALLET et PAQUANT	Simplifiée
H_v (m)	0.785	0.758	
V_v (m/s)	2.085	3.016	
R (m)	0.81	1.032	1.232

IV.4.3.Calcul de la cote de la crête :

La cote de la crête est peut estimer par la relation .IV.8 ci-dessous :

$$C_r = NPHE + R + h_s \dots\dots\dots(IV.7)$$

Ou : C_r : cote de la crête (m NGA) ;

NPHE : cote au niveau des plus hauts eaux (m NGA) ;

h_s : hauteur de sécurité (m) dans le cas des petit barrages entre 0.40 et 0,60 m ;

Tableau IV.2:calcul la cote de la crête

Formule	NPHE 1%(m)	H_v (m)	V_v (m/s)	R_v (m)	C_r (m)	∇ crête définitif
STEVENSON	683.582	0.785	2.085	0.81	684.8	685
MALLET ET PAQUANT		0.758	3.016	1.032	685	
Simplifie				1.232	685.2	

IV. 4.4.Calcul de la largeur en crête :

Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu’atteint le barrage. La largeur en crête d’un barrage en terre doit alors permettre la circulation des engins pour la construction de l’ouvrage et ultérieurement pour son entretien.

Pratiquement la largeur en crête d’un barrage en terre n’est jamais inférieure à 3 m. pour les ouvrages de hauteur supérieurs à 9 m, on adopte souvent une largeur égale au 1/3 de la hauteur de la digue. La largeur en crête peut être calculée par les formules ci-après :

1. Formule de KNAPENT :

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(IV.8)$$

2. Formule d'E-F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots(IV.9)$$

3. Formules simplifiée :

$$b_{cr} = 3,60 \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (IV.10)$$

Ou : b_{cr} : largeur en crête (m) ;

H_b : hauteur du barrage (m) ;

Tableau IV.3 : Calcul de la largeur en crête

Formules	Formule de KNAPENT	Formule d'E-F-PREECE	Formules simplifiée
b_{cr} (m)	7.11	5.74	6.53

Donc, on opte une largeur en crête de 6m (valeur moyen).

IV.4.5. Longueur en crête de la digue :

D'après le plan de situation général échelle 1/500^{ème}, la longueur en crête est prise égale à :

$$L_{crête} = 112 \text{ m}$$

IV.4.6. Fruits de talus :

La pente des talus doit assurer la stabilité statique de ces talus, c'est-à-dire que les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Les fruits de talus varient suivant la hauteur du barrage, mais aussi en fonction de son type (matériau de construction), le tableau IV.4 donne des valeurs indicatives des fruites de talus en fonction de hauteur de barrage.

Tableau IV.4 : Les valeurs indicatives des fruits de talus

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

IV.4.7. Les bermes :

Elles permettent la réalisation et la réparation des revêtements de talus. En outre, elles donnent la stabilité aux digues et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur les surfaces de talus aval, en contribuant à éviter l'érosion, elles servent aussi d'appui aux revêtements des talus en amont. On prévoit des bermes sur les deux talus amont et aval dont la largeur sera de 3m pour faciliter les travaux de compactage.

IV.4.8. Revêtement des talus :

La protection des talus dans les barrages en terre est utilisée pour éviter l'érosion par l'action des vagues d'une part et par les pluies d'une autre part.

Pour le cas des petits barrages, les revêtements les plus utilisés sont :

- Enrochement sur les couches des filtres.
- Couche de terre végétale.

Le type de revêtement doit être défini à partir d'une évaluation technico-économique, en tenant compte de l'utilisation maximale des engins et des matériaux locaux existants, du caractère du sol, du corps de la digue, de l'agressivité de l'eau et de la durabilité du revêtement selon les conditions d'exploitation.

L'épaisseur de l'enrochement doit être approuvée en tenant compte des possibilités de l'érosion de la surface du talus hors de l'enrochement sous l'influence du mouvement des vagues, le déplacement des grands blocs rocheux, un certain matériel du revêtement, ainsi que l'expérience dans l'exploitation de revêtement semblables.

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

Talus amont : L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'à une profondeur au –dessous du niveau minimal d'exploitation, égale à la hauteur maximale de la vague.

IV.5. Etude Technico-économique :

Le but de cette étude est de choisir et réaliser le projet le plus économique, répondant au niveau de sécurité exigé. Pour un site donné, un certain nombre de type de barrage possibles seront en général sélectionnés et une évaluation préliminaire du cout de chaque type d'ouvrage est effectuée. Afin de choisir le type optimal.

IV.5.1. Estimation des volumes de travaux et de cout de différentes variantes :

Pour faire l'optimisation, il faut calculer le volume de la digue pour chaque variante choisit, à l'aide du logiciel Auto CAD on trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, le volume total du barrage peut être

calculé par la formule suivante :

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \dots\dots\dots (IV.11)$$

Dans cette formule : V_b : volume total du barrage (m³) ;

V_i : volume partiels des sections (m³) ;

$$V_i = \sum_{i=1}^n \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots (IV.12)$$

Ou : S_i et S_{i+1} : section transversale du barrage pour le coup $i/i+1$.

Et :

$$S_i = \sum_{i=1}^n \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \cdot H_{bi} \dots\dots\dots (IV.13)$$

Ou : b_{cr} : Largeur en crête du barrage (m) ;

B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i » (m).

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

Longueur de crête : 112 m , Largeur en crête : 6 m

D'après les calculs effectués, les volumes de travaux, ainsi que les devis des trois variantes proposées sont présentés au tableau IV.6, IV.7 et IV.8 :

Tableau IV.5 : volume de travaux et cout de la variante I

Variante	Matériaux	Prix Unitaire(DA)	Quantité (m ³)	Montant (10 ⁶ DA)
Barrage en terre homogène	Argile	480.00	107829	51.75792
	Enrochement	1200.00	2336	2.8032
	Sable et gravier	1200.00	1545	1.854
Total				56.41512

Tableau IV.6 : volume de travaux et cout de la variante II

Variante	Matériaux	Prix Unitaire(DA)	Quantité (m ³)	Montant (10 ⁶ DA)
Barrage à noyau d'argile	Recharge	350.00	132858	46.5003
	Argile	480.00	18458	8.85984
	Enrochement	1200.00	2658	3.1896
	Sable et gravier	1200.00	1465	1.758
Total				60.30774

Tableau IV.7: volume de travaux et cout de la variante III

Variante	Matériaux	Prix Unitaire (DA)	Quantité (m ³)	Montant (10 ⁶ DA)
Digue en enrochement avec un masque amont en béton	Enrochement	1200.00	46258	55.5096
	masque en béton	3500.00	6254	21.889
	Sable et gravier	1200.00	4587	5.5044
Total				82.903

IV.5.2.Choix final du type de barrage :

Sur la base des résultats obtenue précédemment, le choix définitif du type de barrage est fixé sur un Barrage homogène à fort pourcentage d'argile avec drain. Il Possède l'avantage de disponibilité des matériaux de construction d'une part et d'autre part, c'est la variante la plus économique.

IV.6.Dimensionnement de la variante choisie :**IV.6.1.La section transversale de la digue :** Les résultants dans le tableau IV.8**Tableau. IV.8 :** les dimensions de la digue

	Formule	Résultant
La revanche	$R = 0,75 H_v + V_v^2/2g$ MALLET et PAQUANT	1.032
La longueur de crête	D'après la lève topographique	112
La largeur de crête	En prendre une valeur moyenne	6
La cote en crête	$NPHE+h_s+R$	685
hauteur de barrage	C_c-C_f	18.55

IV.6.2.Calcul des fruits des talus :

La hauteur de la retenue $H_b=18.55m$ et la digue est homogène avec fort pourcentage d'argile donc d'après le tableau IV.4

- Le talus amont = 3
- Le talus aval = 2.5

IV.6.3.Protection des talus :**1. Protection de talus aval :**

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

2. Protection des talus amont:

En utilisant les méthodes suivantes pour le dimensionnement minimum de la couche de l'engrochement.

1^{ère} Méthode : méthode utilisé par **U.S Army** :

L'épaisseur minimum de la couche de l'enrochement ainsi que les dimensions minimales de blocs sont données sous forme d'un tableau, en fonction de la hauteur des vagues (h_v), nous donnée par le tableau. IV.9

Tableau. IV.9 : Epaisseur de l'enrochement et $D_{50 \text{ Min}}$ des pierres en fonction de la h_v

H_v (m)	e (m)	D_{50} (m)
0,0 – 0,30	0,30	0,20
0,30 – 0,60	0,40	0,25
0,60 – 1,20	0,45	0,30
1,20 - 1,80	0,55	0,40
1,80 - 2,40	0,70	0,45
2,40 – 3,00	0,80	0,55

Dans ce tableau : H_v : hauteur de la vague (m) ;

e : épaisseur de la couche d'enrochement (m) ;

D_{50} : diamètre minimal du 50% de la pierre.

D'après le formule de **MALLET et PAQUANT** on a $h_v = 0.758m$.

Donc $e=0.45m$ et $D_{50}=0.30 m$.

2^{ème} méthode (T. V. A) : les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction des vagues (h_v) et de leur vitesse de propagation (v) par la formule suivante :

$$e = C.V^2$$

e : épaisseur d'enrochement.

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

C: coefficient dépendant du poids spécifique (du matériau d'encrochement et de la pente du talus

Tableau IV.10 : La valeur de (c) en fonction des pentes des talus :

Pentes des talus	Valeur de C pour différent poids spécifiques		
	$p = 2,5$	$p = 2,65$	$p = 2,80$
1:4	0.027	0.024	0.022
1:3	0,028	0,025	0,023
1:2	0.031	0.028	0.026
1:1.5	0.036	0.032	0.030
1:1	0.047	0.041	0.038

Pour $h_v = 0.78$ d'après (**MALLET et PAQUANT**), on a trouvé la vitesse de propagation des vagues $V = 3.016$ m/s.

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

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

$$e = 0,025(3,016)^2 = 0.23 \text{ m}$$

La moitié de l'encrochement doit être constituée d'élément d'un poids unitaire « P » tel que **P** $0,52.e^3$.

$$P = 0.017 \text{ tonne}$$

IV. 6.4.Drainage :

L'objectif fondamental de ces 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. Doit se faire pour :

- ❖ 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.

○ **Drainage chemine :**

Un drain cheminé de fruit $m = 1.5$ (pour protéger au maximum le talus aval contre les pressions interstitielles), pouvant être incorporé au centre de la digue homogène, se compose de gravité d'une largeur égale à 2.0m et une transition de filtre. Ce drain cheminé est relié au caniveau situé au pied du talus aval par un drain horizontal (tapis drainant) identique au drain vertical de tout point de vue. Le caniveau est relié à la restitution par un drain prisme qui va participer à la stabilité de l'ouvrage.

○ **Prisme de drainage :**

Le prisme est un élément le plus utilisé pour le drainage. Dans sa partie aval, il est construit en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et de sa fondation. On peut calculer sa hauteur selon :

$$H_p = (0.15 - 0.2) H_b$$

H_b : hauteur du barrage (m) ;

Donc : **$H_p = 3m$**

La largeur du prisme dans sa partie supérieur (berme) doit être de 3m pour qu'il puisse être placé et compacté avec les engins de compactage.

Prisme aval arrêté à la cote 670 .00 m, constitué de pierres sèches Dnmoy 50-150 mm

Prisme amont arrêté à la cote 672.57m.

Les fruits des talus vont :

- Talus amont : **$m_1 = 1.5$**
- Talus aval : **$m_2 = 1.5$**

○ **Clé d'étanchéité :**

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer L'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméables.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui de la digue. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 3m. 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 : $m=1$.

○ **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. Son inconvénient c'est qu'il existe une possibilité d'obstruction qui peut s'avérer très dangereuse. La sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur. Des épaisseurs minimales de 1m sont recommandées à utiliser, par rapport aux matériaux à employer et du remblai, on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre. Ce drain tapis drainant horizontal combine par un drain vertical arrêté à la cote 678 m, épaisseur 1.00m, $L_D=38m$.

IV.6.5. Protection de la crête :

La crête doit être recouverte en couche asphéltique pour permettre la circulation des véhicules. La profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps de barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de (3 à 4) % qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont.

IV.6.6. Calcul des filtres :

Les filtres sont constitués de couche successives de perméables, de granulométrie plus en plus fines. Le filtre ne doit ni se dégrader ni se colmater

Généralement le choix du filtre doit répondre au critère de TERZAGUI

$$12 < \frac{d_{15} \text{ filtre}}{D_{15} \text{ sol à protéger}} < 40 \dots\dots\dots(IV.14)$$

Associé à la condition citée en équation ci-dessus, l'US Bureau of réclamation préconise la relation suivante:

$$12 < \frac{d_{50} \text{ filtre}}{D_{50} \text{ sol à protéger}} < 53. \quad \text{Et} \quad \frac{d_{15} \text{ filtre}}{D_{85} \text{ sol à protéger}} < 5 \dots\dots\dots(IV.15)$$

Ensuite, on vérifie la condition de l'absence du renard aux sols proprement dits :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{y} (1 + 0,05y) \frac{n}{1 - n} \dots\dots\dots(IV.16)$$

Où:

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = d_{60}/d_{10} \dots\dots\dots (IV.17)$

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta \dots\dots\dots (IV.18)$

- $n_0=0.4$ pour les sols caillouteux ;
- $n_0=0.45$ pour les sols argileux ;

Ensuite, on vérifie une condition, relative de l'infiltration dans le filtre :

$$K_F \geq (2 + \sqrt[3]{y})K \text{ (m/s)} \dots \dots \dots \text{ (V.19)}$$

Où : K : Coefficient d'infiltration du sol protégé (m/s) ;

K_F : Coefficient de perméabilité du filtre (m/s).

IV.6.6.1. Détermination de la courbe granulométrique des filtres :

La granularité de sol a protégé :

$$D_{15} = 0.002 \text{ mm ;}$$

$$D_{50} = 0.03 \text{ mm ;}$$

$$D_{85} = 0.7 \text{ mm ;}$$

La couche de filtre est entre la terre du corps du barrage et la première couche de drain à des limites suivante :

$$0,024 \text{ mm} < D_{15} < 0.08 \text{ mm ;}$$

$$0.36 \text{ mm} < D_{50} < 1.74 \text{ mm.}$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0,052 \text{ mm ;}$$

$$D_{50} = 1.05 \text{ mm.}$$

La deuxième couche des filtres on la détermine de fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$0.624 \text{ mm} < D_{15} < 2.08 \text{ mm}$$

$$12.6 \text{ mm} < D_{50} < 60.9 \text{ mm.}$$

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

$$D_{15} = 1.352 \text{ mm.}$$

$$D_{50} = 36.75 \text{ mm.}$$

a) **Filtre N° 1** : Pour qu'il n'y ait pas le phénomène du Renard il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt{y} (1 + 0,05y) \frac{n}{1-n}$$

D'après la courbe granulométrique :

$$D_5 = 0.03 \text{ mm; } D_{10} = 0.04 \text{ mm;}$$

$$D_{17} = 0.06 \text{ mm ; } D_{60} = 2 \text{ mm ;}$$

$$\eta = D_{60}/D_{10} = 50 \text{ Coefficient d'hétérogénéité ;}$$

$$n_0 = 0,40 \text{ d'où } n = 0,3$$

$$D_5/D_{17} = 0,5 > 0,28$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de phénomène de renard dans ce cas.

La condition de TERZAGUI (zone de transition) :

$$\frac{d_{15} \text{ filtr}}{D_{85} \text{ sol à protéger}} = \frac{0.52}{0.7} = 0.07 < 5$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

b) **Filtre N°2** : Pour qu'il n'y ait pas le phénomène du Renard il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt{y} (1 + 0,05y) \frac{n}{1-n}$$

$$\eta = D_{60}/D_{10} = 60.20 \text{ Coefficient d'hétérogénéité ;}$$

$$n_0 = 0,40 \text{ d'où } n = 0,28$$

$$D_5/D_{17} = 0,75 > 0.32$$

La condition est vérifiée donc le phénomène de renard n'existe pas.

La condition de TERZAGUI (zone de transition) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{1.352}{0.7} < 5$$

La condition est vérifiée.

IV.6.7. Etude des infiltrations :

IV.6.7.1. Généralité :

Une fois le barrage mis en exploitation, l'eau commence à s'infiltrer progressivement dans le corps même du barrage et dans ces fondations, et cela quel que soit la qualité des matériaux de construction.

Ces infiltrations sont du fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage. Les infiltrations doivent être étudiées sous deux aspects différents:

Elles ont pour conséquence des pertes d'eau dont il faut réduire le volume à une valeur déterminée, et considérée admissible.

Elles peuvent compromettre la sécurité, et la stabilité de l'ouvrage si certaines mesures ne sont pas prises contre les risques qu'entraînent le renard et les pressions d'infiltration.

Les infiltrations doivent permettre de déterminer les éléments suivants :

- La ligne de saturation du massif du barrage ;
- Le débit de fuite ;
- La pression de l'eau interstitielle dans le massif ;
- La zone submergée du corps de la digue ;

Hypothèse de calcul :

Afin de pouvoir effectuer les calculs des infiltrations, d'une manière plus aisée, nous serons amenés:

- à admettre la filtration dans un seul plan ;
- à prendre comme valeurs nulles, les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan ;
- à supposer que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope et que la couche imperméable ait un coefficient de filtration nul ;

La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terre homogènes, elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

IV.6.7.2 Ligne de saturation :

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

Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, elle est déterminée sur la base de la parabole de **KOZENY** et qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ; la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

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

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

$$Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0 \Rightarrow Y = \sqrt{Y_0^2 + 2XY_0} \dots\dots\dots(V.20)$$

$$Y_0 = \sqrt{H_e^2 + d^2} - d \dots\dots\dots(V.21)$$

Avec :

X et y : coordonnées dans le plan (x, y).

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0.7b.

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont (Déterminé graphiquement).

H_e : La hauteur d'eau en amont. **H_e=15.24m**

$$b = m_{am} \cdot H_e = 3 \cdot 15.24 = 45.72m$$

$$d = L_b - (0.7 \cdot b) = 112 - (0.7 \cdot 45.72) = 80 m$$

$$Y_0 = \sqrt{15.24^2 + (80)^2} - 80 = 1.44m$$

D'où l'équation de **KOZENY** s'écrit sous l'expression suivante :

$$Y^2=2.877X+2.209$$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau IV.11

Tableau IV.11 : Coordonnées de la parabole de **KOZENY**

X	Y
0	1,486
4	3,364
8	4,519
12	5,434
16	6,216
20	6,910
24	7,540
28	8,121
32	8,664
36	9,175
40	9,659
44	10,119
48	10,560
52	10,982
56	11,390
60	11,782
64	12,163
68	12,532
72	12,890
76	13,239
80	13,578

La parabole coupe le plan d'eau amont en un point A situé à une distance horizontale du talus : **AB = 0,3 b**.

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de **KOZENY**, on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au talus amont en B et tangente à la parabole.

IV.6.7.3.Calcul du débit de fuite par infiltration :

a) digue :

Le débit de fuite est estimé à partir de la loi de Darcy traduite par l'expression suivante :

$$q=K.i.A.....(V.22)$$

q : Débit de fuite en m²/s ;

i : Gradient hydraulique adimensionnel ;

A : Longueur mouillée sur le parement aval du barrage en m

K : Coefficient de perméabilité (m/s).

le gradient hydraulique est donné par : $I = \frac{dy}{dx}$, Et $A=y.I$

Donc : $q_n=k.y.dy/dx$

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

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

Le débit total à travers le barrage sera : $Q_d= q_n.L_b$

Application numérique :

$$q_n=10^{-8}*1.44=1.44*10^{-8}\text{m}^3/\text{s/ml}.$$

$$D'où: Q_d=1.44*10^{-8}*112=1.613*10^{-6}\text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_d=1.613*10^{-6}\text{m}^3/\text{s}$$

b) Fondation :

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

$$q_n = K.I.A$$

Avec : K : Coefficient de perméabilité. (K=10⁻⁸ m/s)

I: gradient hydraulique. $I=H_b/L_b=15.24/112 =0.136$ Donc **I= 13.6%**

(H_b= charge de la retenue, L_b= 112 m L'emprise de barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. A=T.I

(T=3 m Profondeur du sol de fondation perméable).

$$q_n = K.I.T = 10^{-8} * 0.136 * 3 = 4.08 * 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s/ml}.$$

$$\text{D'où: } Q_f = q_n.L_B = 4.08 * 10^{-9} * 112 = 4.57 * 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\mathbf{Q_f = 4.57 * 10^{-7} m^3/s.}$$

c) Digue avec fondation:

Le débit total à travers le barrage est donné par la somme des débits à travers la digue et la fondation.

$$\text{D'où: } Q_b = Q_d + Q_f = 1.613.10^{-6} + 4.57 * 10^{-7} = 2.07.10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\mathbf{Q_b = 2.07.10^{-6} m^3/s.}$$

Après les calculs des drains et les infiltrations nous avons prévu:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 20 cm.
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur = 20 cm.
- L'enrochement d'épaisseur = 45 cm

Conclusion :

Notre travail consiste à trouver, concevoir et justifier une solution pour la construction d'une digue sur le site choisit.

Les caractéristique du site concerné par l'étude, impose à écarter le choix d'un barrage en béton, car les matériaux de construction de la digue est disponible au niveau de la zone de site.

En analysant les résultats de l'étude comparative, la première impression tend vers la variante du barrage homogène à fort pourcentage d'argile, car il est le plus économique et la disponibilité des argiles pour la construction du corps de la digue.

Chapitre V

Etude de la stabilité de
la digue

Introduction :

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (Pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

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

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

- Soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et / ou déterminer à priori.
- Soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir au coefficient de sécurité souhaité.

Il existe plusieurs types

1. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).
2. Glissement en cascade.
3. Glissement, puits renard :

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

- L'instabilité mécanique en fondation

4. Conséquences de l'instabilité des talus :

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

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation. Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (Talus aval et talus amont).
- Fonctionnement normal (Talus aval).
- Lors d'une vidange rapide (Talus amont).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K_s », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau.

Tableau. V.1 : Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions.	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme).	1,2 – 1,3	1,15 – 1,2	1,1 – 1,15	1,05 – 1,1
Spéciales (avec séisme)	1.05 – 1.10	1.05 – 1.10	1.05	1.05

Notre barrage fait partie de la II classe, le coefficient admissible sera donc :

- Sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,15 - 1,2$

- Avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05 - 1,10$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

V.1.Calcul de stabilité :

V.1. 1. La méthode des tranches:

Dans cette méthode, la masse réputée instable par rapport à la surface de glissement envisagée fictivement découpée en « n » tranches verticales de faible épaisseur.

Chaque tranche est soumise aux forces suivantes :

- Force de poids propre W_i (sol et eau) ;
- Les forces de réaction du sol de composantes

Tangentielle : T_i ($T_i = G_n \cdot \sin a$) (V.1)

Et normale : N_i ($N_i = G_n \cos a$) (V.2)

Avec : $\sin r = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$ (V.3)

$\cos r = \sqrt{1 - \sin^2 r}$ (V.4)

a : angle d'inclinaison de la tranche par rapport à l'horizontal.

- Les efforts inter-tranches F_{i-1} et F_i s'appliquant sur les faces latérales.

V.1.2.Ordre de calcul (Méthode de FONDEEV) :

- 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 :

$R_1 = K_1 H_b$ et $R_2 = K_2 H_b$.

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b = 18.55m$).

($K_1 - K_2$) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau V.2.

Tableau V.2: Valeurs de K_1 et K_2

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0.75	0.75	1.0	1.5	2.2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

Tableau V.3 : Valeurs de R_1 et R_2 .

Talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3	1	2.3	18.55	42.66
Aval	2.5	0.875	2.025	16.23	37.56

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 une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain au talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0.1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la section « zéro » sous le centre de glissement (projection).

V.2. Les caractéristiques géotechniques des sols :

Tableau V.4: caractéristique géotechniques.

Paramètres	Unité	Valeurs
	Degré (°)	30
C	T/m ²	0.35
sat	T/m ³	2.11
d	T/m ³	1.64

V.3. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

a) Poids propre de la tranche :

$$G_n = b (\rho_1 \cdot h_1 + \rho_2 \cdot h_2) \dots\dots\dots (V.5)$$

h_1 et h_2 : hauteurs des tranches;

ρ_1 : densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation;

ρ_2 : densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation;

b : largeur de la tranche.

b) Force de pression interstitielle :

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de le retenue (NNR).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots\dots\dots (V.6)$$

U : pression interstitielle;

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche;

γ_w : poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$;

h : hauteur de la tranche.

c) Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots (V.7)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d) Forces dues au séisme :

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots (V.8)$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

V.4. Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

❖ **Les forces stabilisatrices :**

a) Force de frottement :

$$F_f = N_n \operatorname{tg} \alpha - U \operatorname{dl} \operatorname{tg} \alpha \dots\dots\dots (V.9)$$

α : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b) Force de cohésion :

$$F_c = c \operatorname{dl} \dots\dots\dots (V.10)$$

Tel que : $dl = \frac{b}{\cos \alpha} \dots\dots\dots (V.11)$

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U \operatorname{dl}) \operatorname{tg} \alpha + c \operatorname{dl}] R \dots\dots\dots (V.12)$$

➤ **Les forces motrices :**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (**N t**), (force de cisaillement) du poids (**G_n**) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n Tn \dots\dots\dots (V.13)$$

V.5. Calcul du coefficient de sécurité:

Le coefficient «**Ks**» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

a) Retenue en fonctionnement normale :

$$K_{SS} = \frac{\sum (Nn - pi)tg\{i + \sum C .dl}{\sum Gn.Sin.r_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.14)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (Nn - pi)tg\{i + \sum C .dl}{(1/R) \sum Gn .an_i .dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.15)$$

dn : distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme;

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue (fin de construction) :

$$K_{SS} = \frac{\sum Nntg\{i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.16)$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nntg\{i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R) \sum Gn.an_i .dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.17)$$

c) Vidange rapide :

$$K_{SS} = \frac{\sum Nntg\{i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.18)$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nntg\{i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R) \sum Gn.an_i .dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.19)$$

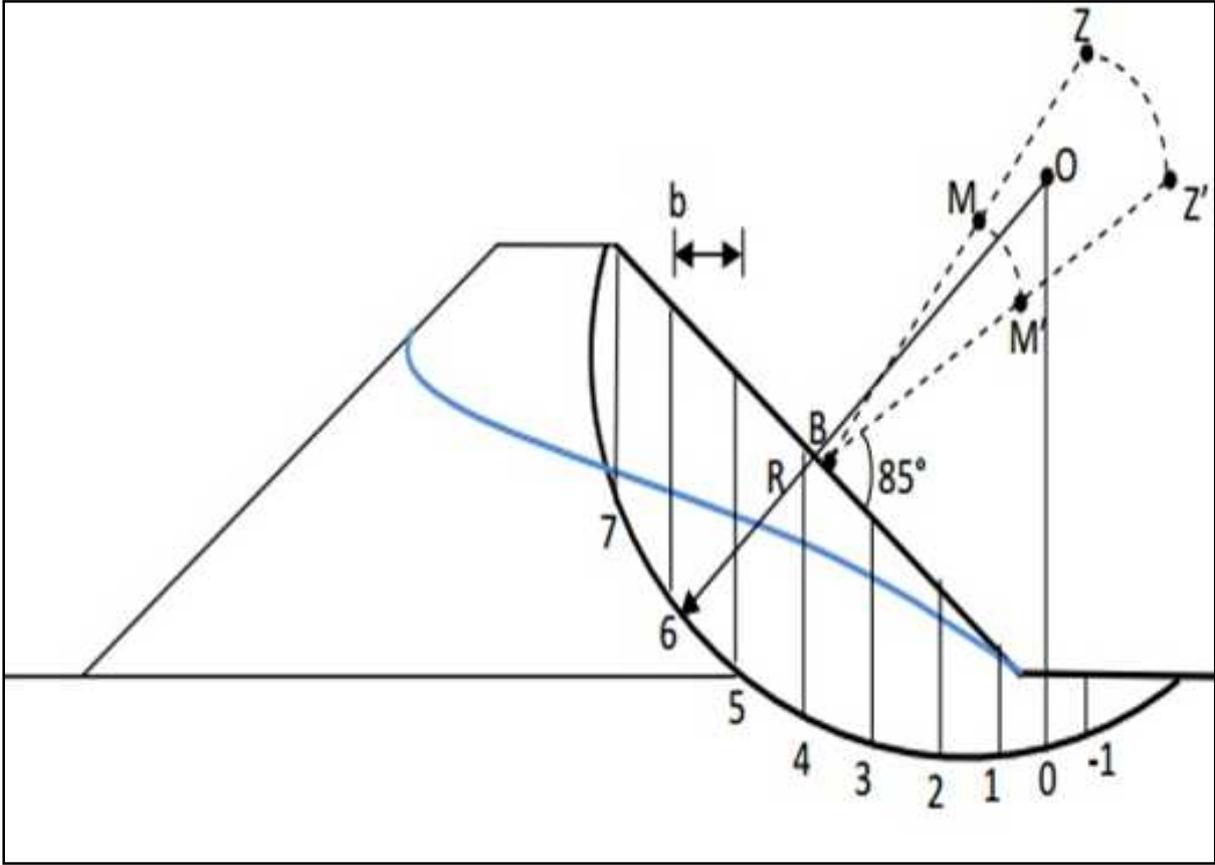


Figure V.1: Diagramme des forces agissant sur une tranche.

Les résultants des calculs de la stabilité de la retenue collinaire dans l'annexe E

Tableau V.5: Coefficient de sécurité.

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Sans séisme ($K_{SS,adm} = 1,15 - 1,20$)	Avec séisme ($K_{as,adm} = 1,05 - 1,10$)
Fin de construction	Talus aval		
	R ₁ = 32m	2.967	1.888
	R ₂ = 30m	1.92	1.396
	R ₃ = 28m	1.935	1.409
	Talus amont		
	R ₁ = 38m	1.538	1.150
	R ₂ = 35m	2.112	1.492
R ₃ = 32m	2.146	1.505	
Cas normale	Talus aval		
	R ₁ = 29.38m	1.718	1.127
	R ₂ = 25m	2.106	1.636
	R ₃ = 24m	2.111	1.621
Vidange rapide	Talus amont		
	R ₁ = 40m	2.224	1.533
	R ₂ = 36m	2.217	1.533
	R ₃ = 30m	2.153	1.512

Conclusion :

Les fruits de talus choisis auparavant assurant la stabilité de l'ouvrage car les résultats disent que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissibles sans séisme et avec séisme.

Chapitre VI

Etude des ouvrages
annexes

Introduction :

Les ouvrages annexes sont les ouvrages d'exploitation et de sécurité, ils sont répartis en différents types, selon leur fonction :

- Evacuateur de crues.
- Vidange de fond.
- Prise d'eau.
- Dérivation provisoire pendant le chantier.

VI.1. Critères de dimensionnement :

Les critères utilisés pour les différents ouvrages annexes sont les suivants :

• Evacuateur des crues :

Pour évacuer la crue centennale de $99.45 \text{ m}^3/\text{s}$, qui après laminage est ramenée à $70.532 \text{ m}^3/\text{s}$. La charge maximale autorisée sur l'évacuateur est de 1.22 m .

• Vidange de fond:

On a adopté une conduite de vidange, afin d'éviter l'envasement de la retenue et assurer le transport solide par cette conduite, et assurer la vidange de la retenue total ou partiel en quelque jours.

• Dérivation provisoire :

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et venue d'eau qui peut provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions.

La dérivation doit être dimensionnée de telle façon d'évacue la crue de chantier de la période de retour 5 ans, qui est estimée à $48.46 \text{ m}^3/\text{s}$.

VI.2.L'évacuateur de crues:

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux.

Un barrage s'il retient l'écoulement, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles, mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge. On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crue.

VI.2.1.Choix de l'évacuateur de crue:

L'évacuateur de crue est le plus complexe des ouvrages qui assurent l'évacuation des eaux de crue du bief amont au bief aval, il existe plusieurs types d'évacuateur de crues qui conviennent chacun à des conditions topographiques, géologiques, de construction, techniques, géotechniques et économique. L'objet de cette étude est de choisir le type qui convient à notre cas.

Les facteurs principaux à considérer dans le choix de l'évacuateur le plus approprié à un projet donné, sont les suivants :

- Les conditions topographiques et géologiques particulières du site aménagé ;
- Le type de barrage ;
- La sismicité de la zone de l'aménagement et la fiabilité de l'exploitation ;
- Les conditions d'exploitation ;
- La durée et les degrés d'utilisation ;

Tableau VI.01 : les types d'évacuateurs de crue

Type d'évacuateur de Crue :	Commentaires :
Latéral	- Pour des versants à fortes pentes - pour les barrages en terre ou en enrochement - bon rendement
Frontal	-Pour des versants à faibles pentes -Pour les barrages en béton -cout élevé
avec vanne	-pour les barrages en béton -le contrôle de niveau d'eau est très bon
Evacuateur en puits	-risque de la saturation -pour les fortes chutes -pour les barrages en béton

VI.1.Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crue :

Le choix du type de l'évacuateur, de son dimensionnement est une phase essentielle dans la conception d'un barrage, car sa sécurité et sa longévité en dépendent.

L'emplacement de l'évacuateur de crues dépend essentiellement de la géologie et de la topographie du site, tout en tenant compte bien sûr des facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement.

- De point de vue géologique, les deux rives favorisent l'implantation de l'évacuateur de crues (aucun problème d'instabilité des rives, bonne géologie).

- La topographie du terrain permet l'implantation de l'évacuateur de crues avec toute sa longueur déversant.

La relative importance du débit de crue évacué, ainsi que la hauteur de la digue, (18.55 m) ne permettent pas d'envisager un évacuateur sur la digue. Il n'est pas non plus recommandé d'envisager une solution par puits et tulipe déversant qui présente l'inconvénient majeur de se saturer.

La solution qui est la plus adaptée est la solution d'un évacuateur en rive du type frontal ou latéral. Considérant la configuration du terrain.

1. Rive droite :

L'évacuateur de crues implanté sur cette rive car la topographie de ce dernier est assurée l'écoulement des eaux avec sans risque des phénomènes hydrauliques et en aura une longueur moins importante (aspect économique).

2. Rive gauche :

On remarque que l'implantation de l'évacuateur de crues sur cette rive est impossible car la topographie n'assure pas l'écoulement des eaux de crue vers l'aval . Ceci peut entraîner des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression, instabilité de l'écoulement) à cause des forces centrifuges qui peuvent prendre naissance et qui par conséquent influent sur la stabilité de l'ouvrage.

Après ce qu'on a vu, la rive droite est la plus avantageuse pour l'implantation de l'évacuateur de crues.

Solution choisie : **Evacuateur de crue latérale à entonnoir frontal.**

VI.2.3. Dimensionnement de l'évacuateur de crue:

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

- Un canal d'approche ;
- Un déversoir à seuil libre de largeur 20m situé à 683.582m NGA.
- Un chenal d'écoulement ;
- Un convergent ;
- Un coursier incliné de pente variable ;
- Un bassin d'amortissement ;
- Un canal de restitution ;
- Un canal d'approche ;

VI.2.3.1. Canal d'approche:

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

P: la pelle (P=0,5m).

H: la charge d'eau sur le déversoir =1.22m. donc H+ P =1.72m

➤ **Vitesse d'approche:** La vitesse est donnée par la relation suivante:

$$V = \frac{Q}{(P + H)b} \dots\dots\dots(VI.1)$$

b: largeur du déversoir (b= 20m).

Q: débit évacue (Q=70.532m³/s).

On trouve: **V_{ap}=2.05m/s.**

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4.4 ÷ 10) m/s, V_{ap}<V_{adm}, donc pas de risque d'érosion.

➤ **Hauteur du mur du canal d'approche:**

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante:

$$R_c = 0.6 + 0.05V(H)^{1/3} \dots\dots\dots (VI.2)$$

R_c=0.71m.

D'où la hauteur de mur est:

$$H_m = H + P + 0.67 = 2,43m \dots\dots\dots (VI.3)$$

On adopte une valeur de : H_m=2,5m.

➤ **Longueur du canal d'approche:**

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 7m

VI.2.3.2. Le déversoir:

Le déversoir pour lequel nous avons opté est d'un profil Creager, dont la forme théorique est conçue pour s'adapter à la face inférieure d'une nappe qui s'écoulerait librement dans l'atmosphère au-dessus d'une mince paroi.

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante :

$$y = \frac{(x^{1.85})}{(2H^{0.85})} \dots\dots\dots (VI.4)$$

Ou : H: la charge sur le déversoir.

X, Y : Les coordonnées du seuil sont données dans le tableau VI.1 :

Tableau.VI.2.calcul des coordonnées de profil du déversoir.

X	0,00	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00
Y	0,00	0,02	0,08	0,16	0,28	0,42	0,59	0,79	1,01	1,25	1,52

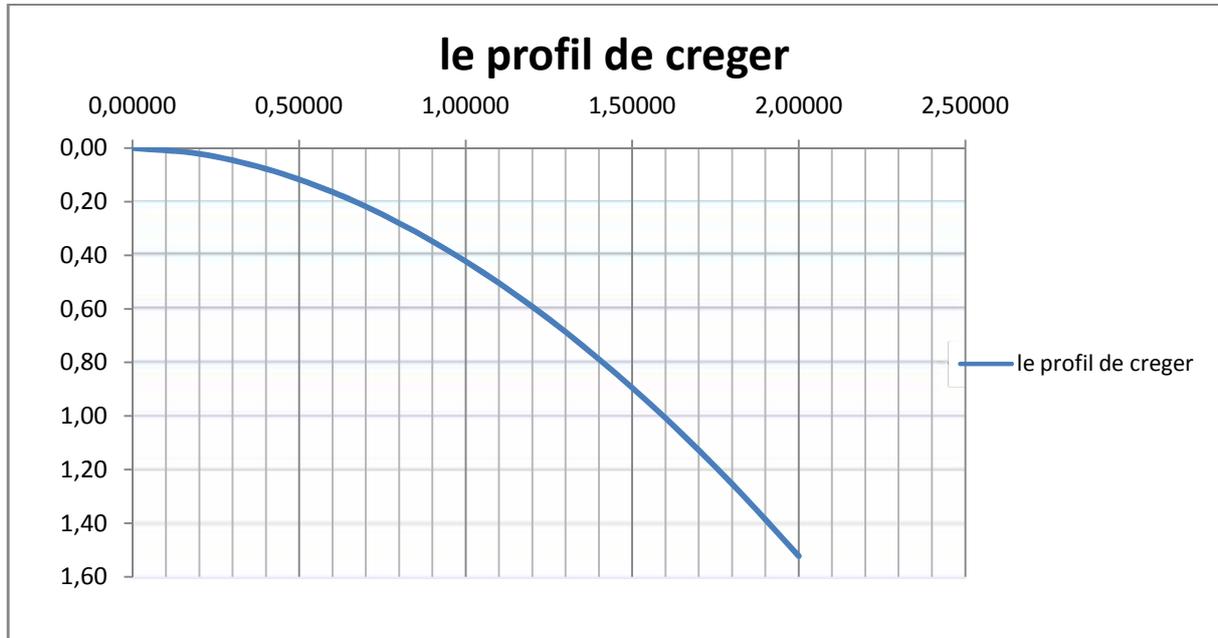


Figure.VI.1. profil déversoir type Creger

VI.2.3.3.Canal d'écoulement :

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieur a la pente critique) pour que le régime soit fluviale. Il est en général de section rectangulaire, sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier, ayant une largeur $b = 20\text{m}$, une pente $i = 0,1\%$ m et une longueur $L = 23\text{ m}$ (condition topographique).

Calcul de la profondeur critique :

$$Y_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2g}} \dots\dots\dots (VI.5)$$

Avec:

Q: débit à évacuer ($Q=70.532\text{m}^3/\text{s}$).

b: largeur du canal ($b=20\text{m}$) (condition topographique)

g: l'accélération de pesanteur ($g=9.81\text{m}^2/\text{s}$).

$y_c=1.08\text{m}$.

Cette hauteur critique correspond à une vitesse critique V_{cr} tel que :

$$V_{cr} = Q/s \dots\dots\dots (VI.6)$$

Avec : S : section de chenal, $S = 21.65 \text{ m}^2$

$$\text{D'où : } V_{cr} = 3.26 \text{ m/s}$$

Calcul la pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning Strickler pour ($h=h_{cr}$).

$$Q = K.S.R^{2/3}.I^{1/2} \dots\dots\dots (VI.7)$$

Avec:

R: rayon hydraulique (en m) $R_h=0.98\text{m}$.

I: la pente en (m/m).

S: section mobiles $S= 21.65\text{m}^2$.

K: coefficient de Manning-Strickler ($K=71$).

Pour une section rectangulaire:

$$I_{cr} = \left[\frac{Q}{K.S.R^{2/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (VI.8)$$

$$\text{D'où : } I_{cr} = 0.22\%$$

Le régime d'écoulement au niveau de chenal d'écoulement est fluvial puisque, la pente critique est supérieure a la pente de fond de chenal ($I_{cr}=0.22\% > 0.1\%$).

VI.2.3.4. Le convergent:

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur est égal à celle du chenal d'écoulement (20m), et égal à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les files d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante :

$$L = 2,5 \cdot (L_1 - L_2) \dots\dots\dots (VI.9)$$

Où:

L_1 : est la largeur au plafond du bief amont $L_1=b_1=20\text{m}$.

L_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle $L_2=b_2=10\text{m}$.

$$L = 25\text{m}$$

VI.2.3.5. Le coursier:

Le coursier est un organe dont la pente est plus forte, permettant ainsi à l'eau de rattraper la différence de cote entre le niveau de la retenue et le lit de rivière à l'aval.

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fondation est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer des bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

Le calcul hydraulique a pour but : la détermination du tirant d'eau dans le coursier afin de dimensionnée de façon à optimiser les volumes de béton, la hauteur des bajoyers.

1) Largeur de coursier :

Elle est donnée par la formule suivante :

$b = Q^{0.4} D$ où : $b = 6$ m donc en prendre $b=10$ m pour le bon fonctionnement et pour facilite les calculs.

2) Profondeur critique :

On calcul la profondeur critique par la formule :

$$y_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots (VI.10)$$

Ou : q : débit unitaire, $q=7.0532$ m³/s/ml

D'où : $y_{cr} = 1.718$ m

3) Pente critique :

La combinaison de la relation du régime uniforme (VI.9) avec la condition de criticité (VI.10) :

$$Q = SC\sqrt{RI} \dots\dots\dots (VI.11)$$

$$\frac{Q^2 b}{g S_{cr}^3} = 1 \dots\dots\dots (VI.12)$$

Pour une section rectangulaire donne :

$$I_{cr} = \frac{g y_{cr}}{C^2 R_{cr}} \dots\dots\dots (VI.13)$$

Ou : I_{cr} : Pente critique ;

S_{cr} : Section critique, $S_{cr}= 17.18$ m² ;

R_{cr} : Rayon critique (m) ;

Avec : $R_{cr}=S_{cr}/P_{cr}$

$P_{cr}= 2y_{cr}+b$; $P_{cr}=13.436$ m

C : Coefficient de Chézy, $C= \frac{1}{n} R^{1/6}$ (m^{1/2}/s) ;

n : Coefficient de rugosité, $n=0,014$ ($m^{-1/3}/s$).

Donc : $R_{cr}=1.279m$

$$C = 74.416 m^{1/2}$$

D'où : $I_{cr}= 0.238\%$

4) Calcul la profondeur normal :

Pour déterminée la hauteur d'eau et la vitesse de chaque section sur la longueur du chenal en applique la formule de Manning Strickler :

$$Q = KSR_n^{2/3}I^{1/2} \dots\dots\dots(VI.14)$$

Ou : R : rayon hydraulique (en m) ;

I : la pente en (m/m) ;

S : section mouillée ;

K : coefficient de Manning-Strickler ($K= 71$).

A l'aide de logiciel canal 21 en obtenue la profondeur normale pour le débit évacue

D'où : $y_n= 0.802 m$

Le régime d'écoulement au niveau de coursier est torrentiel puisque les deux conditions sont vérifiées tel que :

- La hauteur normal est inférieur à la hauteur critique ($y_n=0.802m < y_c=1.718m$) ;
- La pente du fond de chenal est supérieur à la pente critique ($I=2.514\% > I_{cr}=0.238\%$)

5) Calcul de la ligne d'eau :

Le passage du chenal au coursier se fait avec une rupture de pente afin d'assurer la localisation de la section de control faisant passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier. Ce dernier est le plus souvent construit en béton et il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

Le calcul ce fait à l'aide de logiciel canal 21:

Les données de départ sont :

- Largeur du canal $b=10m$.
- Débit à évacuer: $Q=70.532m^3/s$.
- La pente du coursier: $I=0.02514m/m$
- La longueur du coursier: $L=119.345m$.
- Coefficient de Strickler (71).

Tableau.VI.3 : donnée de départ

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Y _n (m)	Y _c (m)	L bief (m)
70.532	71	0.02514	0.802	1.718	119.345

Les résultats de calculs sont donne par le tableau VI.4:

Tableau.VI.4: Ligne d'eau à pas d'espace de 13.26m

Section	Abscisse(m)	Pas(m)	Y (m)	Fr	V (m/s)	Hs (m)	J (m/m)
Amont	0	13.26	1.22	1.671	5.781	2.924	0.0067
1	13.26	13.26	1.1116	1.910	6.319	3.152	0.0090
2	26.52	13.26	1.0490	2.096	6.723	3.353	0.0108
3	39.78	13.26	1.001	2.248	7.044	3.531	0.0125
4	53.04	13.26	0.965	2.375	7.308	3.687	0.0141
5	66.30	13.26	0.937	2.482	7.526	3.824	0.0154
6	79.56	13.26	0.915	2.574	7.71	3.945	0.0166
7	92.82	13.26	0.897	2.652	7.865	4.016	0.0177
8	106.08	13.26	0.882	2.719	7.998	4.142	0.0186
Aval	119.34	13.26	0.87	2.777	8.110	4.222	0.0195

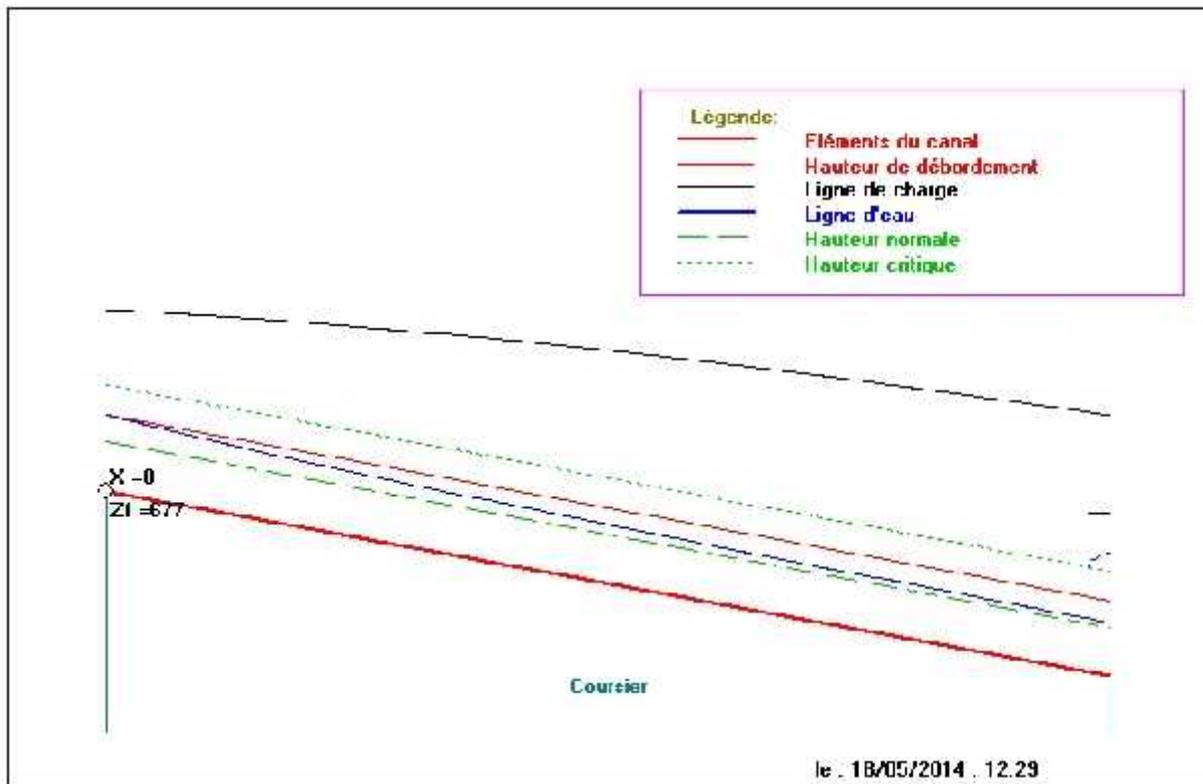


Figure.VI.2.Linge d'eau dans le coursier

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est : y=0.87m.

➤ La vitesse au fin coursier est:

$$V = \frac{Q}{b \cdot y_2} = 8.107 \text{ m/s}$$

D'où: $V = 8.107 \text{ m/s}$

➤ Nombre de Froude Fr

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gy}} \dots \dots \dots \text{(VI.15)}$$

D'où: $Fr = 2.777$

VI.2.3.6. Bassin d'amortissement N 1 :

Plusieurs type d'organe dissipateurs sont envisageables avec des principes quelques peu différents :

- Le bassin de type impact.
- Les bassins à ressaut.
- Les becs déviateurs ou « sauts de SKI ».
- Les bassins de chute « ou de plongée ».
- Les cuvettes de dissipations submergées.

Dans notre cas nous optons pour un bassin à ressaut. Ce sont des bassins où l'on localise le ressaut faisant passer le régime du type torrentiel, au type fluvial, qui correspond aux conditions d'écoulement dans le lit de restitution, c'est le ressaut qui dissipe l'énergie cinétique excédentaire.

Les tests réalisés par (USER) « U.S Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude, on a :

1,0 Fr 1,7 Ressaut ondulé.

1,7 < Fr 2,5 Ressaut faible de petites apparait en surface.

2,5 < Fr 4,5 Ressaut oscillant.

4,5 < Fr 9 Ressaut stable (Stationnaire).

Fr > 9 Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

A l'entrée du bassin on a :

$$V = 8.107 \text{ m/s}$$

$$Fr = 2.777$$

Comme dans notre cas :

$$2,5 < Fr < 4,5$$

$$V = 15 \text{ m/s}$$

Alors on est appelé à utiliser un bassin de type I d'après l'abaque hydraulique des classements des bassins (pas de blocs chicane).

Caractéristique du bassin d'amortissement :**a) Longueur du bassin :**

D'après l'abaque

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + cF^2} - 1) \dots\dots\dots(VI.16)$$

Où : Y_1 : Tirant d'eau à l'amont (fin de coursier), $Y_1 = 0.87$ m

$C = 8$

F : Nombre de Froude, $F = 2.777$

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 3.459$$

D'où : $Y_2 = 3.009$ m

$$Y'_2 = 1.1 * Y_2$$

$$Y'_2 = 3.31$$
 m

La longueur du bassin est donnée par : $L_{diss} = 1.5 + 1.768.Fr - 0.174.Fr^2$

D'où : $L_{diss} = 5.068$ m

b) Détermination les caractéristiques du bassin :

- La largeur d'un bloc de chute, $l_1 = y_1 = 0.9$ m
- La hauteur de bloc de chute, $h_1 = 2.y_1 = 1.8$ m
- Espacement entre deux bloc de chute, $e_1 = 2.5y_1 = 2.25$ m
- Hauteur du seuil denté : $h_2 = 1.25 y_1 = 1.125$ m

V.2.3.7. Canal de fuite :

C'est un canal de forme trapézoïdale, sur une certaine distance qui se chargera de restituer au cours d'eau original sans risque d'affouillement.

La longueur de canal est : $L = 76.85$ m

Largeur de canal : $B = 10$ m.

La pente : $I = 11.065\%$.

Hauteur critique :

La hauteur critique est calculé a l'aide du logiciel « CANAL 21 »

Les données de départ :

Fuit des talus, $m = 1$;

Largeur du canal, $b = 10$ m

Débit de calcul, $Q = 70.532$ m³/s

D'où : $H_{cr} = 1.1803$ m.

Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 C_{cr}^2 R_{cr}} \dots\dots\dots (VI.17)$$

Ou : S_{cr} : Section critique (m^2) ;

P_{cr} : Périmètre critique (m) ;

R_{cr} : Rayon critique (m) ;

C_{cr} : Coefficient de CHEZY

Donc : $S_{cr} = mh_{cr}^2 + bh_{cr} = 13.196m$

$$P_{cr} = b + 2h_{cr}\sqrt{1 + m^2} = 13.338m$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = 0.989 m$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6} = 44.363 \text{ (n=0,0225, rugosité d'entrochement).}$$

D'où : $I_{cr} = 1.468\%$

$I_{cr} < 0.11$ Le régime est nettement torrentiel dans le canal de fuite donc il faut dissipée l'énergie avec un deuxième bassin de dissipation place juste avant l'origine de cours d'eau.

Profondeur normale :

$$Q = SC\sqrt{RI} \dots\dots\dots (VI.18)$$

Pour la hauteur normale, elle est calculée aussi à l'aide du même logiciel « CANAL 21 ».

Données de départ :

- Largeur du canal, $b = 10$ m.
- Fruit des talus, $m = 1$.
- Débit de calcul, $Q = 70.532$ m^3/s ;
- Coefficient de Strickler, $K = 58.82$;
- La profondeur normale est donc de : **$H_n = 0.5455$ m ;**

Vitesse d'écoulement a la fin de le canal de fuite :

$$V = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots (VI.19)$$

Avec :

- Q : Débit de calcul ;
- m : Fruit des talus ;
- b : Largeur du canal ;
- h_n : Profondeur critique ;

D'où : **$V = 11.223$ m/s**

VI.2.3.8. Bassin d'amortissement N02 :

Le rôle de ce bassin de dissipation est pour règle le régime d'écoulement avant le rejet dans le cours d'eau originale.

A l'entrée du bassin on a :

$$V = 11.223 \text{ m/s}$$

$$Fr = 4.781$$

Comme dans notre cas :

$$4,5 < Fr < 9 \text{ Ressaut stable.}$$

$$V < 15 \text{ m/s}$$

Alors on est appelé à utiliser un bassin de type II d'après l'abaque hydraulique des classements des bassins (avec blocs chicane).

Caractéristique du bassin d'amortissement :**a) Longueur du bassin :**

D'après l'abaque

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + cF^2} - 1)$$

Où : Y_1 : Tirant d'eau à l'amont (fin de canal de fuite), $Y_1 = 0.593 \text{ m}$

$$C = 8$$

F : Nombre de Froude, $F = 4.781$

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 6.28$$

D'où : $Y_2 = 3.724 \text{ m}$

$$Y'_2 = 1.1 * Y_2$$

$$Y'_2 = 4.1 \text{ m}$$

La longueur du bassin est donnée par : $L/Y_2 = 2.3$

D'où : **$L_{\text{diss}} = 8.565 \text{ m}$**

b) Détermination les caractéristiques du bassin :

- La largeur d'un bloc de chute, $l_1 = y_1 = 0.6 \text{ m}$
- La hauteur de bloc de chute, $h_1 = 2 \cdot y_1 = 1.2 \text{ m}$
- Espacement entre deux bloc de chute, $e_1 = 2.5 y_1 = 1.5 \text{ m}$
- Hauteur du seuil denté : $h_2 = 1.25 y_1 = 0.75 \text{ m}$
- Hauteur de bloc chicane : $h_3 = 1.5 y_1 = 0.9 \text{ m}$

VI.2.4. Conception de l'évacuateur de crues :**VI.2.4.1. Hauteurs des murs bajoyers :****a) Hauteur des murs bajoyer à l'entrée du coursier :**

La vitesse de l'eau au niveau de la section de contrôle est :

$$V = Q/(b y_{cr}) = 5.781 \text{ m/s}$$

La revanche (R) est égale à : $R = 0,60 + 0,14V^{1/3} = 0,851 \text{ m}$.

D'où : la hauteur du mur H_m du mur sera :

$$H_1 = y_c + R = 1.718 + 0,851 = 2.569 \text{ m}$$

b) Hauteur du mur à la fin du coursier :

La revanche (R) est égale à : $R = 0,60 + 0,14V^{1/3} = 0.881 \text{ m}$.

V : La vitesse à la fin du coursier ($V = 8.11 \text{ m/s}$).

y : La hauteur d'eau à la fin du coursier ($y = 0.87 \text{ m}$)

Donc : $H_2 = y + R = 0.881 + 0.87 = 1.751 \text{ m}$.

c) Hauteur du mur dans le bassin de dissipation :

$$R = 0,60 + 0,14V^{1/3} = 0.782 \text{ m}$$

V : La vitesse à la sortie de bassin. ($V = 2.123 \text{ m/s}$)

$Y_2 = 3.31 \text{ m}$ (hauteurs conjuguées).

$$R = 0,78 \text{ m}$$

$$H = R + Y_2 = 4.09 \text{ m}$$

d) Hauteur des murs bajoyer dans le canal de fuite :

$$R = 0,60 + 0,14V^{1/3} = 0.913 \text{ m}$$

Ou : $V = 11.223 \text{ m/s}$

$$y = 0.593 \text{ m}$$

Donc : $R = 0,913 \text{ m}$

$$H = 1.506 \text{ m}$$

e) Hauteur du mur dans le bassin de dissipation :

$$R = 0,60 + 0,14V^{1/3} = 0.768 \text{ m}$$

V : La vitesse à la sortie de bassin. ($V = 1.72 \text{ m/s}$)

$Y_2 = 4.1 \text{ m}$ (hauteurs conjuguées).

$$R = 0,768 \text{ m}$$

$$H = R + y_2 = 4.87m$$

VI.3. Vidange de fond :

Une vidange de fond c'est une ouverture située dans la tranche inférieure d'une retenue, et généralement utilisée pour la vidange de la retenue ou la chasse des dépôts solides, quelquefois peut être utilisée en plus pour les lâcheurs agricoles. C'est un ouvrage essentiel pour une retenue.

L'ouvrage de vidange de fond peut être conçu pour fonctionner sous pression ou en écoulement à surface libre ; et comme cet ouvrage est destiné à faire des chasses périodiques afin d'éviter l'envasement rapide de la retenue, il est conseillé de projeter un ouvrage qui fonctionne à surface libre pour éviter les risques de colmatage.

Le tracé de la conduite forcée est choisi de façon qu'elle soit disposée en excavation, elle doit être étanche et en état de supporter des déformations, et la possibilité de passage des débits de chantier.

1-Détermination du diamètre de la vidange de fond :

Le volume d'eau évacué contient le volume utile de la retenue, plus le volume entrant dans la retenue pendant la période de vidange.

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_0 \dots \dots \dots (VI.20)$$

Où : V_u : volume utile de la retenue, $V_u = 0.332 \text{ Mm}^3$;

T : temps de vidange, estimé à 2 jours ;

Q_0 : débit entrant dans la retenue pendant le vidange, pris égal au débit moyen annuel)

$$Q_0 = A_0/T \text{ (Mm}^3\text{)} ;$$

$$\text{D'où : } Q_{vf} = 1.964 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le type de construction de la vidange de fond est déterminé en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur de débit de projet. Dans notre cas la meilleure des solutions est une vidange de fond (tuyau en acier) enrobée de béton armé.

La section de la conduite de vidange (S) est donnée par la formule suivante :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \sqrt{2gh}} \dots \dots \dots (VI.21)$$

Où : μ : coefficient de débit ;

Q_{vf} : débits de vidange de fond (m^3/s)

H : hauteur entre le niveau normal de la retenue et l'aval $H = 17.2m$

$$\text{D'où : } S = 0.275 \text{ m}^2$$

2-Correction de coefficient de débit :

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \langle_s + \sum \langle_l}} \dots\dots\dots (VI.22)$$

\sum_s :somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \langle_s = \langle_{ent} + \langle_{va} + \langle_{sor} + \langle_{grille}$$

$$\langle_{va} = 0.5$$

$$\langle_{ent} = 0.2$$

$$\langle_{sor} = 1$$

$$\langle_{grille} = 0.25$$

\sum_L : Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \langle_L = \frac{\lambda L}{d} \dots\dots\dots (VI.23)$$

L: longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 127.44m.

d: diamètre de la conduite de vidange 500mm.

λ : Coefficient de perte de charge calculé par la formule de Strickler:

$$\lambda = \frac{127.44n^2}{d^{1/3}} \dots\dots\dots(VI.24)$$

n: rugosité de la conduite en acier (n=0.013).

On trouve: $\lambda = 0.027 \Rightarrow L = 6.92m.$

Ce qui nous donne: $\mu = 0.34$

La section de vidange sera $S = 0.324 \text{ m}^2$

Le diamètre de la conduite est $D = 640 \text{ mm}$

Soit un diamètre normalise $D = 650 \text{ mm}$

VI.4. Prises d'eau :

La prise d'eau et la vidange de fond sont réunies dans un même ouvrage qui est situé au pied amont de la digue sur la rive gauche.

La consommation maximale est en mois de mois de aout : $V = 0.228 \text{ Mm}^3$

Donc : $Q = \frac{V}{T} = 0.128 \text{ m}^3/\text{s}.$

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \dots\dots\dots (VI.25)$$

Avec μ : coefficient de débit $\mu=0,3.$

S : section de la conduite en m^2

H : charge correspondante a la prise d'eau la plus basse et l'aval $H = 12.5m$

On trouve une section de 0.0272 m^2

Donc : $D=186\text{mm}$

Correction de la valeur de coefficient μ :

On utilisant la formule VI.20 et on suppose que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires. Avec $\xi = 0.05$

On trouve que $\mu = 0.154$

Donc : $D = 260 \text{ mm}$

Nous avons prévu une conduite de prise d'eau de diamètre 260 mm qui la reliera à la conduite de service passant par la conduite de vidange dans sa partie supérieure.

Les niveaux de prises d'eau sont respectivement 677.5 et 665 NGA, afin d'éviter leur bouchage par la vase.

Chapitre VII

Organisation du chantier

Introduction :

L'objectif de l'organisation de chantier est de réaliser l'ouvrage au moins dans les délais et avec le moindre coût.

Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

La réalisation des barrages nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques (modernes et rentables) destinés à excaver transporter, niveler et compacter les matériaux.

VII.1. Travaux préparatoires:

- Installation du chantier, seront disposées en aval du barrage afin d'éviter leur submersion, pendant les épisodes de crue.
- Mise en place des pistes et accès au site.
- Implantation des axes (digue, ouvrage annexes)
- Préparation des zones d'emprunts.
- Préparation de la fondation de la réalisation de la digue
- Déboisement de la cuvette, décapage de la couche végétale du site du barrage.

VII.2. Réalisation de la galerie de dérivation, la vidange de fond et la prise d'eau:

La galerie de dérivation se fait en béton armé elle en section fer de cheval avec un diamètre de 1.5m, l'épaisseur des parois est de 25cm cette galerie est munie de redans anti renards.

La vidange de fond est une conduite en acier, de diamètre 650mm, la prise d'eau est une conduite en acier de diamètre 260 mm, la prise est faite par simple piquage à l'aval.

En premier lieu on construit la galerie de dérivation pour évacuer les débits de chantier, elle doit être terminée avant le début de la réalisation du corps de la digue.

Etapas de réalisation :

- Excavation de la tranchée le long de la trace de la galerie à l'aide d'une pelle mécanique.
- Préparation et mise du béton de propreté pour la galerie le long de la trace.
- Coffrage, ferrailage et bétonnage de la galerie par tranche avec jointure.
- Réalisation du batardeau et du remblai déversé en argile.
- Montage de la vidange de fond. (fin de travaux en préférence)

- Exécution de la prise d'eau.
- Exécution du chambre des vannes et montage des vannes.
- Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

VII.3. Réalisation de l'évacuateur de crue:

On réalise l'évacuateur de crue avant la digue ou bien en même temps, à condition que l'évacuateur soit prêt avant que les travaux de la digue n'atteignent pas le niveau normal.

Etapas de réalisation:

- Exécution de la fouille de l'évacuateur le long de la trace à l'aide de pelles mécaniques ou de BULLDOZERS.
- Aménagement du fond du canal.
- Aménagement des filtres, béton de propreté et des drains.
- Coffrage, ferrailage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints.
- Protection en enrochement à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

VII.4. Réalisation du corps du barrage:

- Remblaiement de la clé d'encrage et des fondations jusqu'au terrain naturel;
- Mise en place de la conduite de prise d'eau et celle de vidange de fond;
- Approvisionnement des matériaux filtrants;
- Exécution du remblai du barrage, et mise en place du prisme de drainage (drain de pied).
- Mise en place de revêtement des talus;
- Mise en place des équipements hydromécaniques;
- Travaux de finition, revêtement de la crête de la digue et de route d'accès....
- éviter les risques d'infiltration.

VII.5. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

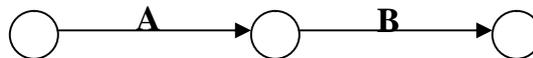
- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

VII.5.1. méthodes basées sur le réseau :**1) Définition du réseau :**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

- Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

2) Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- **Etablissement d'une liste des tâches :**

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

- **détermination des tâches antérieures :**

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels ;
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- Construction du réseau ;

3) Différentes méthodes basées sur le réseau :**3.1) Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :**

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

3.2) Methode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technic):

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

3.3) Methode P.D.M (Procedure Diagram Method):

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

- Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B) ;
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B)

VII.5.2. Méthodes basées sur le graphique :

1) Méthode linéaire (ligne of balance technic):

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

2) Méthode à barres :

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

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 :

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.

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.

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.

3.4) choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M**

VII.5.3.les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR** : temps de réalisation ;
- DCP** : date de commencement au plus tôt ;
- DCPP** : date de commencement au plus tard ;
- DFP** : date de finition au plus tôt ;
- DFPP** : date de finition au plus tard ;
- MT** : marge totale.

Et :

$$\begin{aligned} \text{DFP} \geq \text{DCP} < \text{TR} \\ \text{DCPP} \geq \text{DFPP} > \text{TR} \end{aligned}$$

3.1) Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\text{C.C} \iff \begin{aligned} & \text{MT} = 0 \\ & \text{TR}_{\text{C.C}} = \text{D.T.P} \end{aligned}$$

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:

$$T = \frac{Q.N}{n}$$

Q N Quantité de travail

Avec :

N N Rendement

n N Nombre d'équipes

VII.5.4. les plannings :

Il existe trois types de plan de travail :

4.1) plan de travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

4.2) plan de travail au plus tard : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VII.5.5. plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII.6. 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 de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne ;
- succession des opérations ;
- le respect des délais de réalisation pour chaque opération ;
- faire le travail le plus économiquement possible ;

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservi par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VII.7.détermination des chemins critiques :**1-méthode du chemin critique basé sur un réseau à nœud :****a) Symboles et durées des taches :****Tableau : VII.01 : Symboles et durées des taches**

Opérations	Symboles	Durée (jours)
Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier;	A	45
décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ;	B	45
décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage ;	C	60
préparation des zones d'emprunt ;	D	60
déboisement de la cuvette ;	E	45
remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	F	45
approvisionnement du filtre	G	45
mise en place un système de drainage	H	30
remblai compacté	I	60
excavations de l'évacuateur de crues	J	30
génie civil de l'évacuateur de crues	K	60
revêtements de talus	L	45
équipements hydraulique	M	60
travaux des finitions	N	60

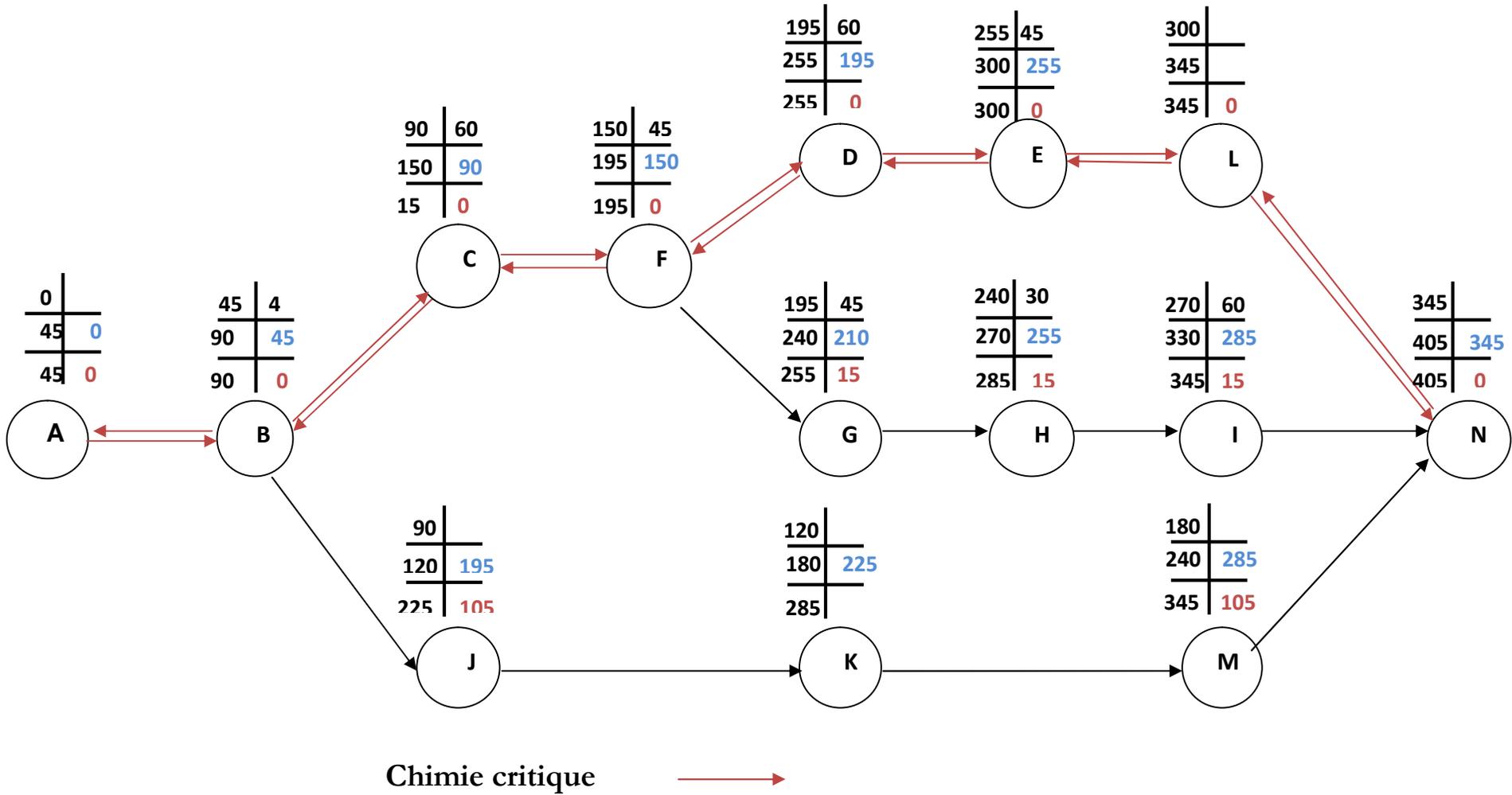


Figure VI.1 : Réseau à nœuds

2-Détermination des chemins critiques par la méthode de Tableau :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau : VII.02 : Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	45	0	45	0	45	0
B	45	45	90	45	105	0
C	60	90	150	105	180	0
D	60	195	255	195	255	0
E	45	255	300	255	300	0
F	45	150	195	150	195	0
G	45	195	240	210	255	15
H	30	240	270	255	285	15
I	60	270	330	285	345	15
J	30	90	120	195	225	105
K	60	120	180	225	285	105
L	45	300	345	300	345	0
M	60	180	240	285	345	105
N	60	345	405	345	405	0

$$DTR = TR = 45+45+60+60+30+60+45+45+45+60 = 405 \text{ jours}$$

La durée de réalisation de l'ouvrage est de 13 mois et 20 jours

Conclusion :

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude de l'organisation d'un chantier.

Chapitre VIII

Protection et sécurité de travail

Introduction :

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et sur le plan humain.

L'objet sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits « de sécurité », leur utilisation est contestable bien que le problème reste difficile.

VIII.1. Comité de sécurité :

L'Agent de sécurité fait la patrouille périodiquement dans le chantier et rapporte le résultat de la patrouille à la réunion tenue à cet égard.

VIII.2. Instructions structurelles sur la sécurité :**VIII.2.1. Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier :**

Quoiqu'il en soit Algérien ou expatrié ; la personne qui travaille ou pénètre sur le site doit être informé en matière de sécurité de façon qu'il respecte les règles de sécurité du chantier.

VIII.2.2. Instructions à donner au Chef d'équipe :

Le Chef d'équipe confirme périodiquement les mesures préventives contre les accidents.

- **Réunion matinale en matière de sécurité :**

Le contre maitre de chaque poste préside tous les matins une réunion pour expliquer le détail des travaux à exécuter en précisant l'instruction sur la sécurité.

- **Mise en ordre du chantier :**

L'effectif de chaque poste s'engage à la mise en ordre du chantier une fois par mois à la date préalablement fixée.

VIII.3. Contrôle et entretien du matériel :

Les engins ne peuvent être utilisés sur le site qu'avec le bon de mise en service qui sera émis à la suite du contrôle mécanique les engins utilisés doivent passer le contrôle journalier et son résultat sera enregistré dans le rapport journalier.

Les engins doivent être au contrôle période et son résultats sera enregistré dans le carnet d'entretien.

Les échafaudages, plate forme, passerelle, boisage, cintre, coffrage, soutènement, et toute autre installation les gardes corps, rampes, filets, ceintures de sécurité et toute autre dispositif de sécurité, les chaînes câbles au cordage, les échelles ainsi que matériel et engins

de toute nature mis par les chefs d'établissement à la disposition des travailleurs à effectuer et aux risques auxquels les travailleurs sont exposés.

Les installations, les dispositifs les matériels ou les engins utilisés doivent avoir notamment une résistance suffisante pour supporté les charges et les efforts auxquels ils sont soumis.

En outre, la stabilité des installations et des engins de toute nature mis en œuvres sur des chantiers doit être assuré d'une manière efficace.

VIII.4. Organisation du service de la sécurité d'ouvrage :

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes.

VIII.5. Principes fonctions du service de sécurité :

a) Etudes :

- Participation au Comité d'hygiène et de sécurité.
- Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
- Suggestions du Personnel.
- Statistique : élaboration et commentaire.
- Rapport avec l'administration.

b) Exécution :

- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c) Contrôle :

- Enquêtes à la suite des accidents.
- Inspections des installations.
- Visites périodiques effectuées par les organismes.
- Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

d) Animation :

- Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- Equipes de secours.
- Formation spéciale concernant certaines professions.

VIII.6. Les Causes des accidents de travail :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

a) Causes humaines :

Ces causes peuvent être :

- ✓ La négligence des travailleurs.
- ✓ La fatigue.
- ✓ La distraction.
- ✓ Les gestes néfastes.
- ✓ Inaptitude mentale ou physique.
- ✓ Adoption de la solution de facilité.

b) Causes techniques :

- ✓ Les mauvaises conditions de travail.
- ✓ Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- ✓ Le manque d'éclairage.

VIII.6.1 Conditions dangereuses dans le chantier :

- ✓ Installation non protégée ou mal protégée.
- ✓ Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- ✓ Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- ✓ Protection individuelle inexistante.
- ✓ Défauts dans la construction.
- ✓ Eclairage défectueux.
- ✓ Facteur d'ambiance impropre.
- ✓ Conditions climatiques défavorables.

VIII.6.2 Actions dangereuses :

- ✓ Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- ✓ Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- ✓ Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- ✓ Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- ✓ Imprudence durant le travail.
- ✓ Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII.6.3. Mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

1. Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
2. Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
3. Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
4. Les abris doivent être aérés et chauffés.

Conclusion :

La réduction du nombre et de la gravité des accidents du travail et des maladies professionnelles nécessite, la mobilisation des ressources pour la lutte contre ces derniers, la mise en œuvre des moyens d'organisation et des méthodes de travail.

Il est évident qu'au cours de l'exécution des travaux le maître d'ouvrage doit assurer un contrôle efficace des mesures de sécurité mises en œuvre, et de l'organisation proposée par le comité d'hygiène et du travail, en plus des contrôles effectués par les Services publics.

Conclusion générale

Après avoir analysé et traité tous les données et les résultats obtenus dans le thème de l'étude de la retenue collinaire sur l'oued de TLILET wilaya de TIARET on peut déduire les conclusions suivantes:

✓ Les conditions géologiques et géotechniques ne posent aucun problème pour la réalisation du barrage.

✓ La variante barrage en terre homogène avec fort pourcentage d'argile s'adapte mieux au site et permet de bien exploiter les matériaux disponibles au site.

✓ Les eaux excédentaires seront être évacué par un évacuateur de crue latérale à entonnement frontale implanté sur la rive droite ;

✓ La vidange de fond est de diamètre 650 mm assurée par une conduite en acier enrobée de béton armé.

✓ Le prélèvement de l'eau se fait à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort et de diamètre 260 mm.

✓ Grace à la capacité de sa retenue, le barrage peut assurer la pérennité de l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture, l'intensification et la diversification des cultures, l'amélioration de la production et le développement de cultures.

Références bibliographiques

CARLIER, (1992), Hydrauliques générales et appliqué, Edition Eyrolles
paris. France.

CIGB,(1984), Choix de la crue de projet.

HASSANE.M, (1995), Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue
; ~ ENSH~ Blida. Algérie.

HASSANE.M ; (1998) : Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida ; Technique
des barrages en aménagement rural.

J.MAURICE DURANDE : Technique des petits barrages en Afrique sahéenne et
Equatoriale.

MIHOUBLI.M.K : Cours d'ouvrage hydrotechnique 4^{ème} année.

TOUAIBIA. B : Manuel pratique de l'hydrologie ~ENSH~ Blida. Algérie.

TOUAIBIA. B : Les retenues polycop de cours de régularisation des débits ~ ENSH~ Blida.
Algérie.

V. VOLKOV ; Guide de la thèse de fin d'études~ ENSH~ Blida. Algérie.

ANNEXES

ANNEXE A : la série de précipitations de la station de **GARTOUFA W.TIARET**

Année	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avril	Mai	Juin	Juil	Aou	P MAX
1976	0,1	1,9	56,6	53,9	27,1	57,6	53,7	92,1	2,1	12,3	7,3	0,5	21,7
1977	0,9	3,2	76,5	56,6	73,2	0,4	66	45,7	17,8	7,1	0	0,1	61,5
1978	10	11,5	5	44	135,9	69	52,8	42,7	27,3	4,9	32,4	0	54
1979	21	58,9	127,4	43,8	131,2	87,4	114,9	14,9	53,1	5,6	1	23,6	39,7
1980	5,5	35,7	26,8	17,5	72,7	171,4	137,4	61,5	15,3	67,7	0	0,2	17,5
1981	17,9	3,5	2,5	87,9	1,2	77,7	87,8	83	4,4	29,5	0	0	47,4
1982	6,3	46,8	44,4	0	22,4	49,3	163,5	30,4	53,9	17,4	1	2	38,2
1983	0,7	2	73,7	36,9	33,1	191,4	34,7	40,8	56,1	15,7	3,7	74,7	25
1984	12	0	0	67,8	56,5	24,5	29,2	36,8	63,2	20,8	4,8	0	27,1
1985	0,4	7,8	63,8	30,3	86,5	13,3	37,7	42,9	36,6	0,8	0	0	27,4
1986	0	80,7	25,3	23,9	53,9	97,4	64,9	59,3	2,7	8,5	0	0	24,7
1987	18,5	49,8	37,7	51	30,3	31,7	108,8	63,2	23,4	1	0	0	37
1988	39,4	16,4	23,1	97,9	19,7	42,5	29,9	52,1	22	1,6	0	0	24,2
1989	2,2	2,9	0,2	27,6	43,8	64,1	14,2	55,8	24,7	0,1	0,1	0,8	24
1990	0	48,4	69,8	56,4	0	11	16,4	12,9	4,4	0	1,5	1	47
1991	0	2,5	41,6	37,9	27,7	35	41,6	21,1	42,7	21	0	0,5	64
1992	8,5	11,5	29,5	37	70,8	10	55,3	9,8	42,9	0	0	0	30
1993	18,7	12,2	32,7	30,6	86,7	93,6	91,9	19,1	5,2	13,7	0,5	5	38,3
1994	30,2	38,9	16,1	35,4	62,3	56,8	12,4	0,1	4,6	3,7	14,5	1,5	31,3
1995	8,1	34,3	56,8	26,1	46,3	19,2	19,6	29	25,7	22,2	0	0	27,7
1996	1	23,6	31,7	30,8	13,2	21,5	57	37,5	54,7	53,7	2,5	24,8	23,4
1997	21,6	4	16	19,4	69,1	0	14,4	53,9	22,8	3,4	0	10,2	33
1998	23,7	2,3	25,6	54	16,1	49,6	120,4	7,6	9,1	4,5	1,5	7,7	26,9
1999	9,5	30,6	40,2	38,2	43,5	12,8	42,9	39,7	33,9	17,6	14	11,8	21
2000	1,8	23,3	27,3	15,2	2,8	16,6	6,7	39,3	20,8	1	0,3	11,2	20
2001	31,4	17,6	36	40	46	62,7	4,2	27,9	4,8	0	0	0	42,3
2002	44,8	46	28	5,9	47,7	6,6	63,7	21,4	2,5	9,8	0	8,2	60,1
2003	15,7	47,7	32,1	31,9	63,7	112	50,6	68,5	36,9	43,9	34,1	6,2	48,8
2004	5,7	30,4	4,4	30,7	74,5	9,8	0	83,5	17,4	0	0	28,6	73
2005	65,9	23,1	122,8	50,1	19,7	25,4	13,5	54	90,8	0	0	3	31
2006	1,4	8,6	9,5	30,1	80	42,3	66,9	0	9,7	0	0	4,1	38
2007	34,6	37,3	35,9	67,4	1,3	0	12,1	0	17,3	0	2	0,6	53
2008	13,3	45,4	66,9	22,6	76,8	65	4,6	45	6,4	0	0	0	20,9
2009	29,2	11,4	80,4	28	8,3	4,9	41,1	31,3	45,6	0	0	9,9	56,8
MOY	14,71	24,12	40,19	39,02	48,35	48,01	50,91	38,91	26,49	11,40	3,56	6,95	352,62

ANNEXE B: Les débits fréquentielles pour la construction de l'hydrogramme de crue.

temps	Q (5 ans)	Q (10 ans)	Q (20 ans)	Q (50 ans)	Q (100 ans)
(h)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)
0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,50	0,8302	1,0156	1,2248	1,4939	1,7038
1,00	3,3209	4,0624	4,8991	5,9757	6,8152
1,50	7,4720	9,1404	11,0230	13,4454	15,3342
2,00	13,2836	16,2496	19,5965	23,9029	27,2608
2,50	20,7557	25,3899	30,6195	37,3482	42,5949
3,00	29,8882	36,5615	44,0921	53,7814	61,3367
3,50	40,6811	49,7643	60,0143	73,2025	83,4861
3,82	48,4600	59,2800	71,4900	87,2000	99,4500
4,00	45,7794	56,0009	67,5355	82,3765	93,9489
4,50	38,8559	47,5315	57,3217	69,9182	79,7404
5,00	32,6682	39,9622	48,1933	58,7838	67,0419
5,50	27,1749	33,2424	40,0894	48,8991	55,7686
6,00	22,3348	27,3216	32,9491	40,1897	45,8357
6,50	18,1065	22,1492	26,7114	32,5812	37,1583
7,00	14,4486	17,6747	21,3152	25,9992	29,6516
7,50	11,3199	13,8474	16,6996	20,3693	23,2308
8,00	8,6790	10,6168	12,8035	15,6171	17,8111
8,50	6,4845	7,9323	9,5661	11,6683	13,3075
9,00	4,6951	5,7434	6,9264	8,4485	9,6353
9,50	3,2695	3,9995	4,8233	5,8832	6,7097
10,00	2,1663	2,6500	3,1958	3,8981	4,4457
10,50	1,3443	1,6444	1,9831	2,4189	2,7587
11,00	0,7619	0,9321	1,1240	1,3711	1,5637
11,50	0,3780	0,4625	0,5577	0,6803	0,7758
12,00	0,1512	0,1850	0,2231	0,2721	0,3104
12,50	0,0402	0,0492	0,0593	0,0723	0,0825
13,40	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

ANNEXE C : caractéristiques topographiques de la cuvette

cotes	D_h	surface Km2	V(S1+S2+Racine(S1*S2)*DH/3)	Volume cumulé
m	m	Km²	Mm³	Mm³
666		0,000000	0,000000	0,000000
667	1	0,0007371	0,000246	0,000246
668	1	0,0021032	0,001362	0,001607
669	1	0,0038666	0,002941	0,004548
670	1	0,0058267	0,004813	0,009361
671	1	0,0094397	0,007561	0,016922
672	1	0,0137899	0,011546	0,028468
673	1	0,0180688	0,015881	0,044350
674	1	0,0252577	0,021563	0,065913
675	1	0,0306584	0,027914	0,093827
676	1	0,0373947	0,033971	0,127798
677	1	0,0447426	0,041014	0,168812
678	1	0,0529697	0,048798	0,217610
679	1	0,061485	0,057174	0,274785
680	1	0,0692492	0,065329	0,340113
681	1	0,076047	0,072622	0,412735
682	1	0,082595	0,079298	0,492033
683	1	0,091516	0,087017	0,579051
684	1	0,102079	0,096749	0,675800
685	1	0,124908	0,113302	0,77845

ANNEXE D : régularisation saisonnière de la retenue collinaire sur l'oued de TLILET W.TIARET

Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes									
Mois	A _{80%} (Mm3)	U _{80%} (Mm3)	A _{80%} ·U _{80%}	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (m3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
				0,17143	0,17143		0,17143	0,17143	
Octobre	0,0436	0,01125	0,03236	0,20379	0,20379		0,20379	0,20379	
Novembre	0,0312	0,00450	0,02665	0,23044	0,23044		0,23044	0,23044	
Décembre	0,0561	0,00000	0,05607	0,28651	0,28651		0,28651	0,28651	
Janvier	0,0748	0,00000	0,07476	0,36127	0,36127		0,36127	0,36127	0,17300
Février	0,0872	0,00000	0,08722	0,44849	0,42050	0,02799	0,44849	0,27549	
Mars	0,0997	0,00450	0,09518	0,51568	0,42050	0,09518	0,37067	0,37067	
Avril	0,0748	0,02700	0,04776	0,46826	0,42050	0,04776	0,41843	0,41843	
Mai	0,0561	0,05400	0,00207	0,42257	0,42050	0,00207	0,42050	0,42050	
Juin	0,0312	0,07920	-0,04805	0,37245	0,37245		0,37245	0,37245	
Juillet	0,0249	0,10170	-0,07678	0,29567	0,29567		0,29567	0,29567	
Août	0,0187	0,10350	-0,08481	0,21086	0,21086		0,21086	0,21086	
Septembre	0,0249	0,06435	-0,03943	0,17143	0,17143		0,17143	0,17143	
Total	0,6230	0,45000	0,17300			0,17300			0,17300

Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (1er approximation)

Mois	A _{80%} (Mm3)	U _{80%+II} (Mm3)	A _{80%-(U_{80%+II})} (Mm3)	1 ^{ere} consigne			2 ^{eme} consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
				0,17143	0,17143		0,17143	0,17143	
Octobre	0,04361	0,01781	0,02580	0,19723	0,19723		0,19723	0,19723	
Novembre	0,03115	0,01034	0,02081	0,21805	0,21805		0,21805	0,21805	
Décembre	0,05607	0,00553	0,05054	0,26858	0,26858		0,26858	0,26858	
Janvier	0,07476	0,00601	0,06875	0,33733	0,33733		0,33733	0,33733	
Février	0,08722	0,00665	0,08057	0,41790	0,41790		0,41790	0,41790	0,039403
Mars	0,09968	0,01443	0,08525	0,50316	0,49990	0,00326	0,46375	0,46375	
Avril	0,07476	0,03862	0,03614	0,53604	0,49990	0,03614	0,49990	0,49990	
Mai	0,05607	0,06998	-0,01391	0,48598	0,48598		0,48598	0,48598	
Juin	0,03115	0,09829	-0,06714	0,41884	0,41884		0,41884	0,41884	
Juillet	0,02492	0,12355	-0,09863	0,32021	0,32021		0,32021	0,32021	
Août	0,01869	0,12105	-0,10236	0,21786	0,21786		0,21786	0,21786	
Septembre	0,02492	0,07135	-0,04643	0,17143	0,17143		0,17143	0,17143	
Total	0,62300	0,58360				0,03940			0.03940

Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2 ^{ème} approximation)									
Mois	A _{80%} (Mm3)	U _{80%+Π} (Mm3)	A _{80%-(U_{80%+Π})(Mm3)}	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
				0,17143	0,17143		0,17143	0,17143	
Octobre	0,04361	0,01773	0,02588	0,19731	0,19731		0,19731	0,19731	
Novembre	0,03115	0,01013	0,02102	0,21832	0,21832		0,21832	0,21832	
Décembre	0,05607	0,00530	0,05077	0,26909	0,26909		0,26909	0,26909	
Janvier	0,07476	0,00570	0,06906	0,33815	0,33815		0,33815	0,33815	0,03565
Février	0,08722	0,00648	0,08074	0,41889	0,41889		0,41889	0,41889	
Mars	0,09968	0,01482	0,08486	0,50375	0,50320	0,00055	0,46810	0,46810	
Avril	0,07476	0,03966	0,03510	0,53830	0,50320	0,03510	0,50320	0,50320	
Mai	0,05607	0,07110	-0,01503	0,48817	0,48817		0,48817	0,48817	
Juin	0,03115	0,09937	-0,06822	0,41995	0,41995		0,41995	0,41995	
Juillet	0,02492	0,12408	-0,09916	0,32079	0,32079		0,32079	0,32079	
Août	0,01869	0,12141	-0,10272	0,21807	0,21807		0,21807	0,21807	
Septembre	0,02492	0,07156	-0,04664	0,17143	0,17143		0,17143	0,17143	
Total	0,62300	0,58360	0,03940			0,03565			0,03565

ANNEXE E : calcul de la stabilité de la digue

Talus aval :

-cas de fin de construction :

R=28°

N°Tr	Bi	h1	h2	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	1,45	1,07	0	-0,3	0,954	2,54	-0,763	2,427	1,520	0,532	0,57	1,384	1,07	1,626	0,927	27,46	8,385
-2	2,8	3,436	0	-0,2	0,980	15,78	-3,156	15,460	2,858	1,000	0,57	8,812	3,44	9,820	5,597	26,73	50,614
-1	2,8	5,521	0	-0,1	0,995	25,35	-2,535	25,226	2,814	0,985	0,57	14,379	5,52	15,537	8,856	26,04	79,225
0	2,8	6,774	0	0	1,000	31,11	0,000	31,105	2,800	0,980	0,57	17,730	6,77	18,967	10,811	25,33	94,547
1	2,8	7,459	0	0,1	0,995	34,25	3,425	34,079	2,814	0,985	0,57	19,425	7,46	20,990	11,964	24,82	102,012
2	2,8	7,703	0	0,2	0,980	35,37	7,074	34,655	2,858	1,000	0,57	19,754	7,70	22,012	12,547	24,49	103,945
3	2,8	7,575	0	0,3	0,954	34,78	10,435	33,182	2,935	1,027	0,57	18,914	7,58	22,234	12,673	24,37	101,723
4	2,8	7,123	0	0,4	0,917	32,71	13,083	29,976	3,055	1,069	0,57	17,086	7,12	21,760	12,403	24,48	96,079
5	2,8	6,371	0	0,5	0,866	29,26	14,628	25,337	3,233	1,132	0,57	14,442	6,37	20,599	11,742	24,8	87,068
6	2,8	5,334	0	0,6	0,800	24,49	14,696	19,594	3,500	1,225	0,57	11,169	5,33	18,668	10,641	25,34	74,477
7	2,8	4,014	0	0,7	0,714	18,43	12,902	13,162	3,921	1,372	0,57	7,503	4,01	15,737	8,970	26,11	57,748
8	2,8	3,658	0	0,8	0,600	16,80	13,436	10,077	4,667	1,633	0,57	5,744	3,66	17,068	9,729	26,87	54,155
9	2	2,016	0	0,9	0,436	6,61	5,952	2,883	4,588	1,606	0,57	1,643	2,02	9,251	5,273	27,56	21,872
somme							89,176			14,547		157,9841		214,269	122,134		931,849
									Kss	1.935							
									Kas	1.409							

Pour $R=30^\circ$

N°Tr	Bi	h1	h2	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2,25	1,78	0	-0,3	0,954	6,5557	-1,967	6,254	2,359	0,826	0,57	3,565	1,78	4,190	2,389	28,94	22,767
-2	4	4,94	0	-0,2	0,980	32,417	-6,483	31,762	4,082	1,429	0,57	18,104	4,94	20,174	11,499	28,04	109,077
-1	4	7,17	0	-0,1	0,995	47,052	-4,705	46,816	4,020	1,407	0,57	26,685	7,17	28,835	16,436	27,25	153,859
0	4	7,89	0	0	1,000	51,758	0,000	51,758	4,000	1,400	0,57	29,502	7,89	31,560	17,989	26,48	164,467
1	4	8,63	0	0,1	0,995	56,58	5,658	56,296	4,020	1,407	0,57	32,089	8,63	34,674	19,764	25,93	176,054
2	4	9,51	0	0,2	0,980	62,386	12,477	61,125	4,082	1,429	0,57	34,841	9,51	38,824	22,130	25,62	191,798
3	4	9,38	0	0,3	0,954	61,508	18,452	58,675	4,193	1,468	0,57	33,445	9,38	39,316	22,410	25,52	188,363
4	4	8,89	0	0,4	0,917	58,335	23,334	53,465	4,364	1,528	0,57	30,475	8,89	38,810	22,122	25,67	179,695
5	4	8,09	0	0,5	0,866	53,046	26,523	45,939	4,619	1,617	0,57	26,185	8,09	37,349	21,289	26,06	165,885
6	4	6,97	0	0,6	0,800	45,748	27,449	36,598	5,000	1,750	0,57	20,861	6,97	34,869	19,875	26,69	146,521
7	4	5,56	0	0,7	0,714	36,474	25,532	26,047	5,601	0,210	0,57	14,847	5,56	31,142	17,751	27,54	120,538
8	4	3,84	0	0,8	0,600	25,182	20,146	15,109	6,667	0,250	0,57	8,612	3,84	25,592	14,587	28,44	85,942
9	3,75	1,45	0	0,9	0,436	8,9175	8,026	3,887	8,603	0,323	0,57	2,216	1,45	12,474	7,110	29,46	31,525
somme							154,44081			15,0417		281,427					1736,49
									Kss	1,92							
									Kas	1,396							

Pour $R=32^\circ$

N°Tr	Bi	h1	h2	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	3,2	2,76	0	-0,4	0,917	14,47	-5,789	13,263	3,49	1,222	0,57	7,560	2,758	9,628	5,488	31,95	55,483
-3	3,2	6,93	0	-0,3	0,954	36,34	-10,903	34,668	3,35	1,174	0,57	19,761	6,925	23,230	13,241	30,97	135,063
-2	3,2	9,19	0	-0,2	0,980	48,24	-9,648	47,268	3,27	1,143	0,57	26,943	9,193	30,023	17,113	30,02	173,788
-1	3,2	10,55	0	-0,1	0,995	55,37	-5,537	55,095	3,22	1,126	0,57	31,404	10,55	33,934	19,342	29,18	193,894
0	3,2	11,28	0	0	1,000	59,21	0,000	59,211	3,20	1,120	0,57	33,750	11,28	36,104	20,579	28,4	201,790
1	3,2	11,52	0	0,1	0,995	60,46	6,046	60,154	3,22	1,126	0,57	34,288	11,52	37,050	21,118	27,83	201,902
2	3,2	11,34	0	0,2	0,980	59,53	11,906	58,329	3,27	1,143	0,57	33,248	11,34	37,049	21,118	27,49	196,384
3	3,2	10,80	0	0,3	0,954	56,67	17,002	54,061	3,35	1,174	0,57	30,815	10,8	36,225	20,648	27,3	185,657
4	3,2	9,91	0	0,4	0,917	52,01	20,806	47,672	3,49	1,222	0,57	27,173	9,911	34,605	19,725	27,54	171,897
5	3,2	8,70	0	0,5	0,866	45,66	22,832	39,546	3,70	1,293	0,57	22,541	8,701	32,151	18,326	27,96	153,212
6	3,2	7,17	0	0,6	0,800	37,63	22,581	30,108	4,00	1,400	0,57	17,161	7,171	28,685	16,350	28,62	129,253
7	3,2	5,52	0	0,7	0,714	28,95	20,264	20,674	4,48	1,568	0,57	11,784	5,516	24,718	14,089	29,54	102,619
8	3,2	3,59	0	0,8	0,600	18,85	15,078	11,308	5,33	1,867	0,57	6,446	3,591	19,153	10,917	30,66	69,341
9	2,2	1,24	0	0,9	0,436	4,46	4,018	1,946	5,05	1,767	0,57	1,109	1,238	6,246	3,560	31,21	16,722
somme						108,656			18,344		303,983						1987,005
									Kss	2,967							
									Kas	1,888							

Cas de service normal :

Pour $R = 24^\circ$

N°Tr	Bi	h1	h2	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	1,7	3,98	0,00	-0,3	0,954	11,089	-3,327	10,578	1,78	0,624	0,57	6,030	0,00	0,000	0,000	23,85	31,737
-2	1,7	8,58	0,00	-0,2	0,980	23,931	-4,786	23,448	1,74	0,607	0,57	13,365	0,00	0,000	0,000	23,47	67,401
-1	1,7	9,56	0,00	-0,1	0,995	26,664	-2,666	26,530	1,71	0,598	0,57	15,122	0,00	0,000	0,000	22,70	72,632
0	1,7	10,05	0,00	0	1,000	28,005	0,000	28,005	1,70	0,595	0,57	15,963	0,00	0,000	0,000	22,47	75,514
1	1,7	9,81	0,39	0,1	0,995	28,753	2,875	28,609	1,71	0,598	0,57	16,307	0,39	0,666	0,380	22,18	76,528
2	1,7	9,02	1,06	0,2	0,980	28,974	5,795	28,388	1,74	0,607	0,57	16,181	1,06	1,846	1,052	22,01	76,526
3	1,7	8,19	1,69	0,3	0,954	28,915	8,675	27,583	1,78	0,624	0,57	15,722	1,69	3,016	1,719	21,98	76,267
4	1,7	7,43	1,71	0,4	0,917	26,85	10,740	24,608	1,85	0,649	0,57	14,027	1,71	3,174	1,809	22,45	72,333
5	1,7	6,57	1,19	0,5	0,866	22,595	11,297	19,568	1,96	0,687	0,57	11,154	1,19	2,341	1,334	22,56	61,168
6	1,7	6,15	0,71	0,6	0,800	19,706	11,824	15,765	2,13	0,744	0,57	8,986	0,71	1,517	0,865	22,90	54,153
7	1,7	5,97	0,21	0,7	0,714	17,408	12,185	12,432	2,38	0,833	0,57	7,086	0,21	0,509	0,290	23,01	48,066
8	1,7	5,09	0,00	0,8	0,600	14,187	11,350	8,512	2,83	0,992	0,57	4,852	0,00	0,000	0,000	23,68	40,315
9	2	2,24	0,00	0,9	0,436	7,3308	6,598	3,195	4,59	1,606	0,57	1,821	0,00	0,000	0,000	23,7	20,849
somme							70,559			9,764		146,6168			7,449		773,489
										Kss	2,111						
										Kas	1,621						

Pour $R=25^\circ$

N°Tr	bi	h1	h2	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	Tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2	3,18	0,00	-0,3	0,954	10,414	-3,124	9,934	2,097	0,734	0,57	5,663	0,00	0,000	0,000	24,85	31,055
-2	2	7,30	0,00	-0,2	0,980	23,948	-4,790	23,464	2,041	0,714	0,57	13,375	0,00	0,000	0,000	24,47	70,321
-1	2	8,64	0,00	-0,1	0,995	28,343	-2,834	28,201	2,010	0,704	0,57	16,075	0,00	0,000	0,000	23,70	80,608
0	2	9,45	0,00	0	1,000	30,988	0,000	30,988	2,000	0,700	0,57	17,663	0,00	0,000	0,000	23,47	87,274
1	2	9,79	0,23	0,1	0,995	33,08	3,308	32,914	2,010	0,704	0,57	18,761	0,23	0,467	0,266	23,18	92,015
2	2	9,26	0,83	0,2	0,980	33,864	6,773	33,180	2,041	0,714	0,57	18,913	0,83	1,697	0,967	23,01	93,506
3	2	8,35	1,37	0,3	0,954	33,18	9,954	31,652	2,097	0,734	0,57	18,041	1,37	2,878	1,640	22,98	91,497
4	2	7,54	1,57	0,4	0,917	31,359	12,544	28,741	2,182	0,764	0,57	16,382	1,57	3,431	1,956	23,45	88,244
5	2	6,72	1,47	0,5	0,866	28,233	14,116	24,450	2,309	0,808	0,57	13,937	1,47	3,395	1,935	23,56	79,819
6	2	5,81	1,09	0,6	0,800	23,675	14,205	18,940	2,500	0,875	0,57	10,796	1,09	2,731	1,557	23,90	67,901
7	2	4,93	0,55	0,7	0,714	18,483	12,938	13,200	2,801	0,980	0,57	7,524	0,55	1,540	0,878	24,01	53,254
8	2	3,66	0,13	0,8	0,600	12,548	10,039	7,529	3,333	1,167	0,57	4,291	0,13	0,429	0,245	24,68	37,163
9	2,5	1,42	0,00	0,9	0,436	5,8118	5,231	2,533	5,735	2,007	0,57	1,444	0,00	0,000	0,000	24,7	17,226
somme							78,359			11,605		162,864			9,444		889,883
										Kss		2,106					
										Kas		1,636					

Pour $R=29.38^\circ$

N°Tr	Bi	h1	h2	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	Tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2,5	3,02	0,00	-0,3	0,95394	12,377	-3,713063	11,806786	2,6207	0,91725	0,57	6,729868	0,00	0	0	28,94	42,9824
-2	2,5	8,04	0,00	-0,2	0,9798	32,979	-6,595875	32,313056	2,5516	0,89304	0,57	18,41844	0,00	0	0	28,04	110,969
-1	2,5	10,56	0,12	-0,1	0,99499	43,916	-4,391581	43,695682	2,5126	0,87941	0,57	24,90654	0,12	0,29523	0,16828102	27,25	143,605
0	2,5	10,36	1,05	0	1	48,011	0	48,011094	2,5	0,875	0,57	27,36632	1,05	2,62813	1,49803125	26,48	152,56
1	2,5	9,10	2,43	0,1	0,99499	50,081	5,0081375	49,830339	2,5126	0,87941	0,57	28,40329	2,43	6,09304	3,4730338	25,93	155,833
2	2,5	7,95	3,29	0,2	0,9798	49,97	9,9939063	48,959942	2,5516	0,89304	0,57	27,90717	3,29	8,40417	4,79037906	25,62	153,626
3	2,5	6,94	3,82	0,3	0,95394	48,578	14,573438	46,340578	2,6207	0,91725	0,57	26,41413	3,82	9,99802	5,69886948	25,52	148,766
4	2,5	5,96	4,10	0,4	0,91652	46,042	18,4169	42,198419	2,7277	0,9547	0,57	24,0531	4,10	11,17	6,36691611	25,67	141,829
5	2,5	4,78	4,16	0,5	0,86603	41,562	20,780891	35,993558	2,8868	1,01036	0,57	20,51633	4,16	12,0197	6,85123522	26,06	129,972
6	2,5	3,77	3,77	0,6	0,8	35,297	21,178125	28,2375	3,125	1,09375	0,57	16,09538	3,77	11,7656	6,70640625	26,69	113,049
7	2,5	2,77	3,11	0,7	0,71414	27,722	19,405378	19,797446	3,5007	1,22525	0,57	11,28454	3,11	10,8741	6,19820852	27,54	91,6156
8	3	1,08	2,52	0,8	0,6	21,263	17,01075	12,758063	5	1,75	0,57	7,272096	2,52	12,5938	7,1784375	28,44	72,5679
9	3	0,00	1,10	0,9	0,43589	6,9393	6,2453363	3,0247544	6,8825	2,40887	0,57	1,72411	1,10	7,54491	4,30059867	29,06	24,1986
somme							94,39368			20,8008		197,6987			140,472286		1481,57
										Kss	1,718						
										Kas	1,127						

Talus amont :

cas de fin de construction :

R=32°

N°Tr	Bi	h1	h2	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	4,5	1,515	0	-0,4	0,917	11,18	-4,472	10,247	4,910	1,718	0,57	5,841	1,52	7,439	4,240	31,7	42,531
-3	3	3,776	0	-0,3	0,954	18,58	-5,574	17,723	3,145	1,101	0,57	10,102	3,78	11,876	6,769	30,7	68,446
-2	3	5,186	0	-0,2	0,980	25,52	-5,103	25,001	3,062	1,072	0,57	14,250	5,19	15,880	9,051	30	91,859
-1	3	6,283	0	-0,1	0,995	30,91	-3,091	30,755	3,015	1,055	0,57	17,530	6,28	18,942	10,797	29,3	108,679
0	3	7,108	0	0	1,000	34,97	0,000	34,969	3,000	1,050	0,57	19,932	7,11	21,323	12,154	28,8	120,853
1	3	7,775	0	0,1	0,995	38,25	3,825	38,061	3,015	1,055	0,57	21,695	7,78	23,443	13,362	28,5	130,825
2	3	8,175	0	0,2	0,980	40,22	8,044	39,408	3,062	1,072	0,57	22,463	8,18	25,031	14,268	28,4	137,073
3	3	8,306	0	0,3	0,954	40,87	12,260	38,984	3,145	1,101	0,57	22,221	8,31	26,122	14,890	28,5	139,764
4	3	8,206	0	0,4	0,917	40,37	16,150	37,004	3,273	1,146	0,57	21,092	8,21	26,861	15,311	28,8	139,535
5	3	7,804	0	0,5	0,866	38,39	19,197	33,251	3,464	1,212	0,57	18,953	7,80	27,033	15,409	29,3	134,995
6	3	7,033	0	0,6	0,800	34,60	20,760	27,680	3,750	1,313	0,57	15,778	7,03	26,372	15,032	30,1	124,975
7	3	5,839	0	0,7	0,714	28,73	20,109	20,515	4,201	1,470	0,57	11,694	5,84	24,528	13,981	30,9	106,518
8	3	4,228	0	0,8	0,600	20,80	16,639	12,480	5,000	1,750	0,57	7,113	4,23	21,138	12,048	31,6	78,871
9	3,38	1,668	0	0,9	0,436	9,24	8,319	4,029	7,754	2,714	0,57	2,297	1,67	12,930	7,370	31,6	35,051
somme							107,063			18,829		210,961		288,915	164,682		1459,98
									Kss	2,146							
									Kas	1,505							

Pour $R=35^\circ$

N°Tr	Bi	h1	h2	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	Tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	1,53	2,65	0	-0,3	0,954	6,66	-1,997	6,349	1,60	0,561	0,57	3,619	2,653	4,254	2,425	34,98	27,938
-2	3,2	4,73	0	-0,2	0,980	24,84	-4,969	24,341	3,27	1,143	0,57	13,874	4,734	15,460	8,812	34,02	101,418
-1	3,2	6,68	0	-0,1	0,995	35,05	-3,505	34,874	3,22	1,126	0,57	19,878	6,679	21,480	12,243	33,18	139,555
0	3,2	8,28	0	0	1,000	43,45	0,000	43,453	3,20	1,120	0,57	24,768	8,28	26,496	15,103	32,25	168,165
1	3,2	9,23	0	0,1	0,995	48,43	4,843	48,190	3,22	1,126	0,57	27,468	9,229	29,681	16,918	31,83	184,993
2	3,2	9,81	0	0,2	0,980	51,47	10,294	50,430	3,27	1,143	0,57	28,745	9,808	32,031	18,258	31,49	194,494
3	3,2	10,04	0	0,3	0,954	52,69	15,807	50,263	3,35	1,174	0,57	28,650	10,04	33,679	19,197	31,3	197,903
4	3,2	9,83	0	0,4	0,917	51,59	20,638	47,287	3,49	1,222	0,57	26,954	9,831	34,326	19,566	31,54	195,274
5	3,2	9,08	0	0,5	0,866	47,64	23,819	41,256	3,70	1,293	0,57	23,516	9,078	33,542	19,119	31,85	182,075
6	3,2	7,64	0	0,6	0,800	40,09	24,057	32,076	4,00	1,400	0,57	18,283	7,64	30,560	17,419	32,62	156,947
7	3,2	5,27	0	0,7	0,714	27,63	19,342	19,732	4,48	1,568	0,57	11,247	5,265	23,592	13,447	33,54	111,208
8	3,7	1,90	0	0,8	0,600	11,53	9,223	6,918	6,17	2,158	0,57	3,943	1,9	11,717	6,679	34,66	47,952
9	2,82	0,00	0	0,9	0,436	0,00	0,000	0,000	6,47	2,264	0,57	0,000	0	0,000	0,000	34,89	0,000
somme							117,553			17,299		230,946					1707,923
									Kss	2,112							
									Kas	1,492							

Pour $R=38^\circ$

N°Tr	Bi	h1	h2	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	3,21	1,481	0	-0,3	0,95394	7,7979	-2,339368	7,4387153	3,365	1,17775	0,57	4,240068	1,481	4,9844	2,84110677	37,9	35,4648
-2	3,7	4,229	0	-0,2	0,9798	25,66	-5,132011	25,141617	3,7763	1,3217	0,57	14,33072	4,229	15,969	9,10233833	37	113,931
-1	4	6,741	0	-0,1	0,99499	44,223	-4,42226	44,000931	4,0202	1,40705	0,57	25,08053	6,741	27,1008	15,4474815	36,5	193,695
0	4	8,988	0	0	1	58,958	0	58,958	4	1,4	0,57	33,60606	8,988	35,95	20,4915	36,98	261,632
1	4	10,74	0	0,1	0,99499	70,479	7,0479	70,12572	4,0202	1,40705	0,57	39,97166	10,74	43,1915	24,6191551	35,9	303,624
2	4	12,04	0	0,2	0,9798	78,982	15,79648	77,386631	4,0825	1,42887	0,57	44,11038	12,04	49,1531	28,0172637	35,6	337,413
3	4	12,82	0	0,3	0,95394	84,066	25,21992	80,194234	4,1931	1,4676	0,57	45,71071	12,82	53,7351	30,628996	35,5	358,123
4	4	13,06	0	0,4	0,91652	85,698	34,27928	78,543698	4,3644	1,52753	0,57	44,76991	13,06	57,0149	32,4984812	35,7	367,131
5	4	11,6	0	0,5	0,86603	76,08	38,0398	65,886866	4,6188	1,61658	0,57	37,55551	11,6	53,5666	30,532938	36,1	329,577
6	4	10,72	0	0,6	0,8	70,29	42,17424	56,23232	5	1,75	0,57	32,05242	10,72	53,575	30,53775	36,7	309,559
7	4	10,22	0	0,7	0,71414	67,019	46,91302	47,860854	5,6011	0,21004	0,57	27,28069	10,22	57,2224	32,616794	36,8	295,954
8	4	7,301	0	0,8	0,6	47,896	38,31696	28,73772	6,6667	0,25	0,57	16,3805	7,301	48,675	27,74475	37,4	214,958
9	3,5	2,741	0	0,9	0,43589	15,735	14,161298	6,8586294	8,0296	0,30111	0,57	3,909419	2,741	22,011	12,5462733	37,5	70,8065
somme							250,05526			15,2653		368,9986					3191,87
									Kss	1,536							
									Kas	1,150							

Cas de vidage rapide :

Pour $R = 30^\circ$

N°Tr	Bi	h1	h2	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	Tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	2,11	0	0,78	-0,4	0,91652	3,4504	-1,380151	3,1623232	2,3022	0,80577	0,57	1,802524	0,775	1,7842	1,01699629	29,5	12,2143
-3	3	0	2,50	-0,3	0,95394	15,849	-4,754621	15,118732	3,1449	1,1007	0,57	8,617677	2,504	7,87393	4,4881398	28,8	54,7732
-2	3	0	4,25	-0,2	0,9798	26,871	-5,37417	26,327949	3,0619	1,07165	0,57	15,00693	4,245	12,9976	7,40863482	28	90,2861
-1	3	0	5,67	-0,1	0,99499	35,867	-3,586736	35,687575	3,0151	1,05529	0,57	20,34192	5,666	17,0844	9,73810034	27,3	117,501
0	3	0	6,78	0	1	42,933	0	42,933225	3	1,05	0,57	24,47194	6,783	20,3475	11,598075	27,4	141,164
1	3	0	7,60	0,1	0,99499	48,092	4,8092175	47,85111	3,0151	1,05529	0,57	27,27513	7,598	22,9073	13,0571749	26,5	152,933
2	3	0	8,11	0,2	0,9798	51,328	10,265678	50,291343	3,0619	1,07165	0,57	28,66607	8,109	24,8279	14,1518887	26,4	162,608
3	3	0	8,30	0,3	0,95394	52,539	15,7617	50,119012	3,1449	1,1007	0,57	28,56784	8,3	26,1023	14,8783067	26,5	167,074
4	3	0	8,14	0,4	0,91652	51,55	20,619975	47,246298	3,2733	1,14564	0,57	26,93039	8,144	26,6567	15,1943071	26,8	165,785
5	3	0	7,60	0,5	0,86603	48,076	24,038175	41,63534	3,4641	1,21244	0,57	23,73214	7,595	26,3099	14,9966155	27,3	157,498
6	3	0	6,58	0,6	0,8	41,643	24,986093	33,31479	3,75	1,3125	0,57	18,98943	6,579	24,6703	14,0620781	28,1	140,422
7	3	0	4,96	0,7	0,71414	31,413	21,988838	22,433101	4,2008	1,47029	0,57	12,78687	4,963	20,8467	11,8826018	28,9	108,939
8	3,72	0	1,99	0,8	0,6	15,63	12,503776	9,3778317	6,2	2,17	0,57	5,345364	1,991	12,3458	7,0370775	29,6	55,5168
somme							119,87777			15,6219		242,5342					1526,72
										Kss	2,153						
										Kas	1,512						

Pour $R = 36^\circ$

N°Tr	Bi	h1	h2	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cos	dli	C*dli	Tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	2,99	0	0,9713	-0,4	0,91652	6,1275	-2,451008	5,615964	3,2624	1,14183	0,57	3,2011	0,971	3,16856	1,80608187	35,2	25,8826
-3	2,2	0	3,085	-0,3	0,95394	14,321	-4,296171	13,660953	2,3062	0,80718	0,57	7,786743	3,085	7,11471	4,05538424	34,58	59,4246
-2	2,2	0	5,1713	-0,2	0,9798	24,005	-4,800989	23,519944	2,2454	0,78588	0,57	13,40637	5,171	11,6113	6,6184677	34,2	98,5163
-1	2,2	0	6,875	-0,1	0,99499	31,914	-3,191375	31,75378	2,2111	0,77388	0,57	18,09965	6,875	15,2012	8,66468226	33,8	129,442
0	2,2	0	8,215	0	1	38,134	0	38,13403	2,2	0,77	0,57	21,7364	8,215	18,073	10,30161	33,4	152,841
1	2,2	0	9,1938	0,1	0,99499	42,677	4,2677388	42,463464	2,2111	0,77388	0,57	24,20417	9,194	20,3281	11,5870433	32,8	167,978
2	2,2	0	9,8075	0,2	0,9798	45,526	9,105283	44,606595	2,2454	0,78588	0,57	25,42576	9,808	22,0214	12,5522112	32,5	177,553
3	2,2	0	10,04	0,3	0,95394	46,606	13,981704	44,458985	2,3062	0,80718	0,57	25,34162	10,04	23,1545	13,1980738	32,3	180,644
4	2,2	0	9,8563	0,4	0,91652	45,753	18,301085	41,933054	2,4004	0,84014	0,57	23,90184	9,856	23,6589	13,4855792	32,5	178,436
5	2,2	0	9,2038	0,5	0,86603	42,724	21,361904	36,999903	2,5403	0,88912	0,57	21,08994	9,204	23,3807	13,3269792	33	169,186
6	2,2	0	7,9938	0,6	0,8	37,107	22,264193	29,68559	2,75	0,9625	0,57	16,92079	7,994	21,9828	12,5302031	33,6	149,615
7	2,2	0	6,0675	0,7	0,71414	28,165	19,715735	20,114072	3,0806	1,07822	0,57	11,46502	6,068	18,6916	10,6542341	34,5	116,604
8	2,06	0	2,45	0,8	0,6	10,649	8,519336	6,389502	3,4333	1,20167	0,57	3,642016	2,45	8,41167	4,79465	35,7	45,621
somme							102,777			11,617		216,221					1651,74
										Kss	2,217						
										Kas	1,533						

Pour R=40°

N°Tr	bi	h1	h2	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	Tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	5,4	0	2,07	-0,4	0,92	23,56	-9,423	21,590	5,892	2,062	0,57	12,307	2,07	12,181	6,943	39,95	112,933
-3	4	0	5,38	-0,3	0,95	45,44	-13,632	43,346	4,193	1,468	0,57	24,707	5,38	22,575	12,868	38,97	212,49
-2	4	0	7,68	-0,2	0,98	64,78	-12,955	63,468	4,082	1,429	0,57	36,177	7,68	31,333	17,860	38,02	295,539
-1	4	0	9,56	-0,1	0,99	80,71	-8,071	80,303	4,020	1,407	0,57	45,773	9,56	38,443	21,912	37,18	360,085
0	4	0	11,05	0	1,00	93,26	0,000	93,262	4,000	1,400	0,57	53,159	11,05	44,200	25,194	36,4	407,368
1	4	0	12,14	0,1	0,99	102,42	10,242	101,906	4,020	1,407	0,57	58,086	12,14	48,785	27,807	35,83	440,362
2	4	0	12,81	0,2	0,98	108,15	21,630	105,963	4,082	1,429	0,57	60,399	12,81	52,312	29,818	35,49	460,581
3	4	0	13,06	0,3	0,95	110,26	33,077	105,179	4,193	1,468	0,57	59,952	13,06	54,778	31,224	35,3	467,053
4	4	0	12,85	0,4	0,92	108,43	43,373	99,380	4,364	1,528	0,57	56,647	12,85	56,071	31,961	35,54	462,445
5	4	0	12,10	0,5	0,87	102,16	51,078	88,469	4,619	1,617	0,57	50,428	12,10	55,905	31,866	35,96	440,822
6	4	0	10,73	0,6	0,80	90,56	54,337	72,449	5,000	1,750	0,57	41,296	10,73	53,650	30,581	36,62	397,962
7	4	1,20	7,34	0,7	0,71	69,86	48,903	49,891	5,601	1,960	0,57	28,438	8,55	47,862	27,281	37,54	314,712
8	4	2,76	2,41	0,8	0,60	38,44	30,755	23,066	6,667	2,333	0,57	13,148	5,17	34,467	19,646	38,66	178,348
9	2	1,56	0,00	0,9	0,44	5,12	4,605	2,230	4,588	1,606	0,57	1,271	1,56	7,158	4,080	39,21	24,0756
							253,919			22,863		541,787			319,040		4574,78
									Kss	2,224							
									Kas	1,533							

COURBE GRANULOMETRIQUE DES MATERIAUX DE LA DIGUE

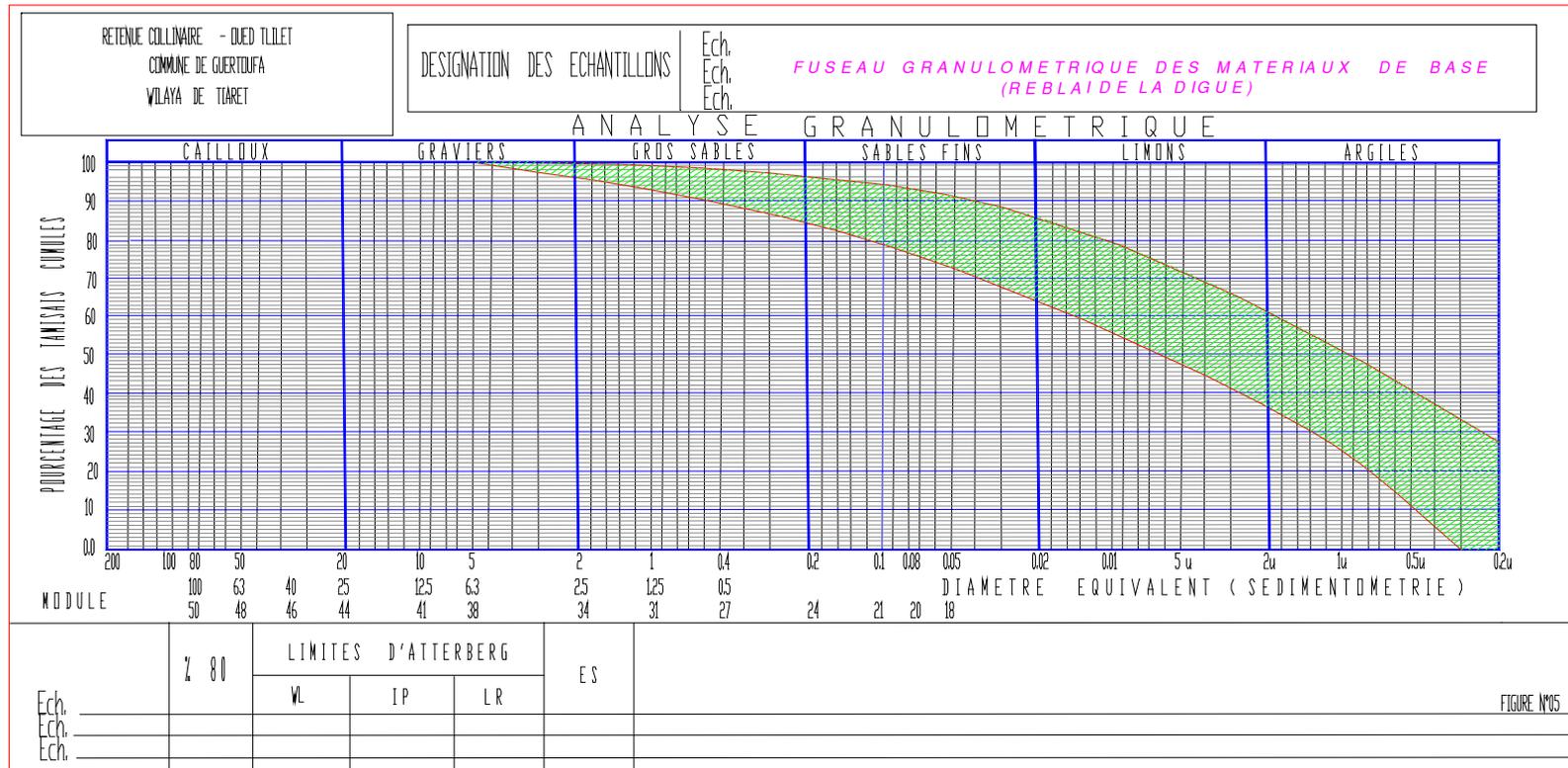




Photo 1 : Axe de la digue, vue d'amont rive gauche



Photo 2 : Cuvette, vue d'amont rive gauche



Photo 3 : Affleurement sur la rive Est
Une description sommaire de cet affleurement permet de distinguer
Les couches décrites, plongeant toutes vers le NE; la valeur de pendage de 25°



Photo 4 : Le même affleurement que celui de la photo 3
Montrant les bancs gréseux de quelques centimètres d'épaisseur alternant dans les mar.



Photo 5 : Une fouille montrant des marnes noires de plus de 2,5 m d'épaisseur.



Photo 6 : La formation gréseuse rencontrée sous les marnes.



Photo 7 : Le lit de l'oued
Présence d'un lame d'eau courante de quelques de quelques centimètres d'épaisseur.