

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Ovrages Hydrotechniques

THEME :

**ETUDE DE FAISABILITE D'UNE RETENUE COLLINAIRE
SUR OUED BOUKHARTOUM
(W.JIJEL)**

Présenté par :

M^{lle} NEMROUDI ROQUIYA

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r M.K.MIHOUBI	MC.A	Président
M^r M. BACHIR CHERIF	M A.B	Examineur
M^{me} N.HADJSADOK	M C.A	Examinatrice
M^r M.D.BENSALAH	M A.A	Examineur
M^r B.BENLAOUKLI	MC.B	Promoteur

Septembre 2012

Remerciement

On dit souvent que le trajet est aussi important que la destination. Les cinq années de maîtrise m'ont permis de bien comprendre la signification de cette phrase toute simple. Ce parcours, en effet, ne s'est pas réalisé sans défis et sans soulever de nombreuses questions pour lesquelles les réponses nécessitent de longues heures de travail

Avant tout, je remercie le bon Dieu qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage et de bonne volonté pendant tout mon cursus universitaire.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à Mr BENLAOUKLI (mon promoteur) pour avoir contribué à l'élaboration de cette présente thèse et à ma formation durant les années de spécialité.

Je remercie infiniment tous ceux qui m'ont aidé à réaliser ce travail, particulièrement :Nemroudi Rayane ,Mohamed Serire .

Je remercie aussi tout le personnel de la direction de l'hydraulique de la wilaya de Jijel.

Mes remerciements vont également à Mes enseignants et tout le personnel de l'E.N.S.H pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.

Enfin, je me permets d'exprimer tout mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier notre travail.

NEMROUDI ROKIA

Dédicace

A MA TRÈS CHÈRE MÈRE : Malika.

Autant de phrases aussi expressives soient-elles ne sauraient montrer le degré d'amour et d'affection que j'éprouve pour toi.

Tu m'as comblé avec ta tendresse et affection tout au long de mon parcours.

Tu n'as cessé de me soutenir et de m'encourager durant toutes les années de mes études, tu as toujours été présente à mes côtés pour me consoler quand il fallait.

En ce jour mémorable, pour moi ainsi que pour toi, reçois ce travail en signe de ma vive reconnaissance et ma profonde estime.

Puisse le tout puissant te donner santé, bonheur et longue vie afin que je puisse te combler à mon tour.

A MON TRÈS CHER PÈRE : Mohamed.

Autant de phrases et d'expressions aussi éloquentes soit-elles ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance.

Tu as su m'inculquer le sens de la responsabilité, de l'optimisme et de la confiance en soi face aux difficultés de la vie.

Tes conseils ont toujours guidé mes pas vers la réussite.

Ta patience sans fin, ta compréhension et ton encouragement sont pour moi le soutien indispensable que tu as toujours su m'apporter.

Je te dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je ferai toujours de mon mieux pour rester ta fierté et ne jamais te décevoir. Que Dieu le tout puissant te préserve, t'accorde santé, bonheur, quiétude de l'esprit et te protège de tout mal.

A

*La mémoire de mes grands-parents maternelle,
La mémoire de mes grands-parents paternel,
La mémoire de ma très chère cousine Anfel ,*

*Qui ont été toujours dans mon esprit et dans mon cœur, je vous dédie
aujourd'hui ma réussite.*

Que Dieu, le miséricordieux, vous accueille dans son éternel paradis.

A mes très chers frères :

*Mouad, Amir, Moncef , Noufel ,Pour toute l'ambiance dont vous m'avez
entourés, pour toute la spontanéité et vous élan chaleureux, Je vous dédie ce
travail .Puisse Dieu le tout puissant exhausser tous vous vœux.*

A ma grande famille :

*mes tantes, mes oncles ainsi que mes cousins et cousines surtout Amine, Ayoub,
Latif, Nourhane ,Rima.*

A mes copines : Asma, Houria, Somia , Khayera , Nora, Zineb.

*Je ne serai terminer sans citer mes ami(e)s : Djamila , Fatima, Houda ,Rawa,
Sarah, Hichem, Imed , Omar, Oussama ,Mohamed, Yassine .*

*Enfin je le dédie à tous mes amis que je n'ai pas cités et à tous ceux qui me
connaissent.*

RoKy-RoSe.

ملخص.

الهدف من هذه المذكرة هو الدراسة التحقيقية لسد صغير على واد بو خرطوم (ولاية جيجل). من حيث الجيولوجيا الهيدرولوجيا و اقتصاديا من أجل سقي ما يقارب 15 هكتار من الأراضي من أجل ذلك قمنا بدراسة النماذج بغية تحديد النموذج المثالي .

ثم قمنا بتصميم هيكل السد الذي ارتفاعه 10.68 متر و سعته تقدر ب 0.36 مليون متر مكعب و حساب أبعاد التجهيزات الملحقة (مفرغ الفيضانات ما خد الماء ومفرغ القعر). و أخيرا قمنا بشرح و تنظيم جميع مراحل الإنجاز.

Résumé :

L'objectif de ce mémoire est l'étude de la faisabilité d'une retenue collinaire sur l'**oued de Boukhartoum (W.Jijel)** du point de vue géologique, hydrologique, et économique destiné à l'irrigation de 15 ha.

Dans ce contexte nous avons étudiés plusieurs variantes pour choisir la variante la plus adéquate, ensuite nous avons fait la conception de la digue (hauteur 10.68m, et une capacité de 0.36 million m³) et le dimensionnement des ouvrages annexes (évacuateur de crue, prise d'eau et vidange de fond).Concernant la réalisation, nous avons fait une organisation du chantier.

Abstract:

The purpose of this dissertation is to study a dam in Oued of **Boukhartoum (Jijel)** from the geological, hydrological and economical point of view, for irrigation of a perimeter of 15ha.

Also we tried understand the dam state workmanship. And concerning the realization, we tried to organize the steps

Sommaire

CHAPITRE I : Etude topographique

I. Introduction.....	03
I.1.Situation géographique	03
I.2. Caractéristique Morphologique	04
I.2.1. Topographie	04
I.2.2. Végétations et climatologie.....	05
Conclusion.....	05

CHAPITRE II : Etude géologique et géotechnique

II. Introduction	07
II.1. Etude géologique.....	07
II.1.1.Géologie régionale	07
II.1.2.La géologie du site	09
II.2.Etude géotechnique	09
II.3. Hydrogéologie de la cuvette	12
II.3.1.Perméabilité	12
II.3.2.Etanchéité	13
II.4. Fondation des ouvrages.....	13
II.4.1.Corps de la digue	13
II.4.2.Evacuateur de crue	13
II.4.3.La prise d'eau	13
II.5. Matériaux de construction	13
II .5.1.Matériaux d'étanchéité	13
II.5.1.Matériaux filtres, drain et transition	13

II.5. 3. Matériaux pour rip-rap	13
II.6. La sismicité	15
Conclusion	16

CHAPITRE III : Etude hydrologique

Introduction	18
III. 1 .Le bassin versant	19
III.1.1. Les caractéristiques du bassin versant	20
III.1.1.1. Caractéristiques géométrique.....	20
III.1.1.2. Caractéristiques de forme	20
III.1.2. Relief	21
III.1.3. le réseau d'écoulement	24
III.2. Les caractéristiques climatiques	25
III.2.1. Le climat	26
III.2.2. Précipitations	27
III.2.2.1. Précipitations enregistrés	27
III.2.2.2. Répartition mensuelle de la pluie moyenne	27
III.2.2.3. Les pluies maximales journalières	28
III.2.3. Les pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	33
III.3. Etudes des apports.....	34
III.3.1. Apports liquides	34
III.3.1.1. Apport moyen interannuel (A0)	34
III.3.1.2. Caractéristique de l'écoulement	35
III.3.2. Irrégularité des apports	35
III.3.2.1. Coefficient de variation.....	35
III.3.2.2. Estimation fréquentielle des apports	36
III.3.2.3. Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%	37
III.3.3. Calcul du volume mort	37

III.4. Etude des crues	38
III.5. Hydrogramme de crue.....	40
III. 6.Choix de fréquence de la crue	42
III.6.1.Choix de la crue de projet	42
III.6.2.Choix de la crue de Chantier.....	42
III.7. Régularisation de l'écoulement.....	43
III.7.1.Courbes caractéristiques de la retenue	43
III.7.2.Répartition des besoins	44
III.7.3.Répartition des apports mensuels 80%	44
III.7.5.Calcul du volume utile	45
III.7.6.Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	45
III.7.7.Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes).....	46
III.7.8. Estimation de l'erreur	47
III.8.Laminage des crues	48
III.8.1. Méthode de KOTCHERINE	48
III.8.2.Estimation de la charge au-dessus du déversoir	49
III.9.Etude d'optimisation	52
III.9.1. Dimensionnement préalable de la digue	52
III.9.1.1.La revanche	52
III.9.1.2.Largeur en crête	52
III.9.2.Calcul des coûts	53
III.9.2.1.Calcul du coût de la digue	53
III.9.2.2.Calcul du coût de l'évacuateur de crues	53
III.9.2.3.Le coût total du barrage	55
Conclusion.....	56

CHAPITRE IV : Etude des variantes.

Introduction	58
---------------------------	-----------

IV.1.Choix du site de la retenue	58
IV.2. Le choix du type de barrage.....	58
IV.3. Les variantes à choisir	59
IV.3.1.Barrage en terre homogène	59
IV.3.2.Barrage en terre hétérogènes ou zoné	59
IV.3.3.Barrage en terre a masque	60
IV.4. Définition de profil général du barrage	60
IV.5. Fixation du choix définitif du type de barrage	60
IV.6 .Etude comparative.....	61
IV.6.1. Pente des talus.....	61
IV.6.2.Volume du corps du barrage	61
IV.6.3.Protection des talus.....	62
VI.6.4.Protection de la crête	64
IV.6.5. Le noyau pour la deuxième variante.....	64
IV.6.6. Etanchéité de la fondation.....	66
IV.6.7.le drainage du barrage.....	67
IV.6.8. Fondation.....	67
IV.6.9.Dispositif des drains et filtres.....	67
IV.6.10.Evaluation du prix total des différents matériaux.....	68
Conclusion.....	71

CHAPITRE V : Etude de la variante choisie

Introduction	73
V.1. Conception de La Digue	73
V.1.1. la revanche du barrage	73
V.1.2. La Hauteur du barrage	73
V.1.3. largeur en crête.....	73
V.1.4.Classification de l'ouvrage	73

V.1.5.Pentes des talus	74
V.1.6. Protection des talus	75
V.1.7. Drainage de la digue	76
IV.1.7.1. But du drainage	76
V.1.7.2. Constitution et fonctionnement des filtres et drains	77
V.1.7.2.1 les filtre	77
V.1.7.2.2. les drains	77
V.1.7.3. Calcul des drains.....	78
V.1.7.4. Calcul des filtres.....	79
V.1.7.5 .Détermination de la courbe granulométrique des filtres	80
V.1.9. Etanchéité du barrage	81
V.1.9.1. Clé d'étanchéité	81
V.1.9.2. Protection de la crête	81
V.2. Etude des infiltrations.....	82
V.2.1.Objectif de calcul d'infiltration	82
V.2.2. Positionnement de la ligne de saturation.....	82
V.2.3.Calcul du débit de fuite par infiltration	83
V.2.4.Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage	85
V.3. Etude de stabilité	87
V.3.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)	87
V.3.2. Stabilité des talus	88
V.3.3. Méthode de FELLENIUS.....	88
V.3.4. Conséquences de l'instabilité des talus.....	89
V. 3.5. Ordre de calcul (Méthode des tranches)	90
V .3.5.1. Les caractéristiques géotechniques des sols	91
V.3.5. 2.Calcul des forces appliquées à chaque tranche	92
V.3.5. 3. Classement des forces	93

V.3.6.Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement ...	94
Conclusion	96

CHAPITRE VI : Etude des ouvrages annexes

Introduction.....	98
VI.1. Ouvrage d'évacuateur de crues.....	98
VI.1.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue	98
VI.1.2. Les variantes de l'évacuateur de crue choisies	99
01/ Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral	99
02/ Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal	99
VI.1.3. Choix de la variante	99
VI.2. Ouvrage de Prise d'eau	99
VI.2.1.Prise d'eau en charge	100
VI.2.2.Prise d'eau flottante	100
VI.2.3.Tour de prise	100
VI.2 .4. Choix de la variante	100
VI.3. Ouvrage de vidange	101
VI.3.1.Conduite de vidange en charge	101
VI.3.2.Conduites à écoulement libre	101
VI.3.3.ouvrages de vidange à batardeau	101
VI.3.4.Choix de la variante	101
VI.5.Dimensionnement de l'évacuateur de crue.....	102
VI.5.1.Dimensionnement et calcul hydraulique des éléments constituant l'évacuateur de crue.....	102
VI.5.1.1. Canal d'approche.....	102
VI.5.1.2. Le déversoir.....	103
VI.5.1.3. Chenal d'écoulement.....	105
VI.5.1.4. Calcul du convergeant	106
VI.5.1.5.Le coursier	106
VI.5.1. 6. Dissipateur d'énergie	110
VI.5.1.7. Canal de restitution	111

VI.5.2.Hauteurs des murs bajoyers.....	113
VI.5. 3.Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier....	115
VI.6.Dimensionnement d'ouvrage de vidange.....	115
VI.6.1. Calcul hydraulique	116
VI.7.Dimensionnement de la prise d'eau.....	118
VI.7.1. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite	119
Conclusion.....	119

CHAPITRE VII : Organisation du chantier

Introduction.....	121
VII.1. méthodes basées sur le réseau	121
VII.1.1. Définition du réseau	121
VII.2. Construction du réseau	122
VII.3. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique).....	122
VII.4. les paramètres de la méthode C.P.M.....	122
VII.5. Chemin critique (C.C).....	123
VII.6 .Attribution des durées de chaque opération.....	123
VII.7. Plannings.....	124
VII.7.1. plan de travail au plus tôt.....	124
VII.7.2.Plan de travail au plus tard.....	124
VII.8. Délai de construction et programme des travaux.....	124
VII.9. Symboles des différentes opérations	124
VII.10. Détermination des chemins critiques par la méthode de Tableau	127
Conclusion	129

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.01	Résultats des essais géotechniques.	09-10
Tableau III.01	Caractéristiques géométriques du bassin versant.	13
Tableau III.02	Caractéristique de forme.	13
Tableau III.03	Coordonnées de la courbe hypsométrique.	14
Tableau III.04	La détermination de la pente Roche Ip	annexe
Tableau III.05	Caractéristiques hydrographiques du bassin versant.	16
Tableau III.06	Classification O.R.S.T.O.M. (type de relief).	17
Tableau III.07	Caractéristique de l'écoulement.	18
Tableau III.08	Résumé des données climatiques moyennes mensuelles mesurées à la station climatique de Jijel.	19
Tableau III.09	Répartition mensuelle des pluies moyennes.	20
Tableau III.10	Séries d'observation 32 ans .	annexe
Tableau III.11	Les tests d'homogénéités à l'échelle annuelle	22
Tableau III.12	Choix de l'ajustement	23
Tableau III.13	Test d'adéquation de chaque loi	24
Tableau III.14	Test d'adéquation de la loi log normale : (Maximum de vraisemblance)	24
Tableau III.15	Test d'adéquation de la loi Gumbel(Méthode des moments)	25
Tableau III.16	Pluie de courte durée pour différentes fréquences et leurs intensités	annexe
Tableau III.17	l'Apport moyenne interannuelle.	27
Tableau III.18	Tableau récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement.	28
Tableau III.19	Récapitulatif des résultats de coefficient de variation	29
Tableau III.20	l'Apport fréquentielle.	30
Tableau III.21	Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.	30
Tableau III.22	Calcul du volume mort.	30
Tableau III.23	Valeur de α en fonction de la perméabilité.	31
Tableau III.24	Formules empiriques pour la détermination de la crue.	32
Tableau III.25	Valeur de α en fonction de la fréquence.	32
Tableau III.26	Valeur de γ en fonction de bassin versant.	33
Tableau III.27	Récapitulatif des résultats de débit de crue.	33
Tableau III.28	L'hydrogramme de crue.	annexe
Tableau III.29	Crues de projet recommandé.	35
Tableau III.30	Caractéristiques de la cuvette.	37
Tableau III.31	Répartition mensuelle des besoins.	37
Tableau III.32	Régularisation saisonnière sans tenir comptes des pertes.	annexe
Tableau III.33	Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques.	40
Tableau III.34	Les volumes des pertes dans la retenue.	40
Tableau III.35	Régularisation saisonnière en tenir comptes des pertes.	annexe
Tableau III.36	Récapitulatif des résultats de la régularisation.	41
Tableau III.37	Données initiales pour la méthode de KOTCHERIE.	42
Tableau III.38	Détermination H_0 et Q en fonction de B.	annexe

Tableau III.39	Débit déversant en fonction de H et B et le volume de la crue.	annexe
Tableau III.40	Détermination de la hauteur de la vague.	45
Tableau III.41	Formules utilisées pour le calcul de la largeur en crête.	46
Tableau III.42	Détermination de la largeur de crête en fonction de la largeur déversante.	annexe
Tableau III.43	Coût de la digue.	46
Tableau III.44	Coût du déversoir.	47
Tableau III.45	Coût de coursier.	48
Tableau III.46	Coût totale du barrage.	48
Tableau IV.01	Profil générale du barrage.	53
Tableau IV.02	Valeurs indicatives des pentes des talus.	54
Tableau IV .03	L'épaisseur min de la couche d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues.	56
Tableau VI.04	Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.	58
Tableau VI.05	Coût de la digue (1ère variante).	62
Tableau VI.06	Coût de la digue (2ème variante).	62
Tableau VI.07	Coût de la digue (3ème variante).	63
Tableau V.01	Caractéristique de la digue	65
Tableau V.02	Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.	65
Tableau V.03	Valeurs indicatives des pentes des talus.	66
Tableau V.04	Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.	67
Tableau V.05	Coordonnées de la parabole de KOZENY.	73
Tableau V.06	Classification des barrages.	76
Tableau V.07	Gradient admissible à travers le remblai terreux.	76
Tableau V.08	Gradient admissible pour les fondations d'un remblai.	77
Tableau V.09	Détermination de coefficient de sécurité.	77
Tableau V.10	Coefficient de stabilité admissible des talus.	79
Tableau V.11	Les différentes valeurs de K_1 ET K_2 .	80
Tableau V.12	Caractéristique géotechnique.	81
Tableau V.13	Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.	85
Tableau VI.01	Coordonnées de la nappe déversante.	92
Tableau VI.02	Les données de départ.	97
Tableau VI.03	Ligne d'eau à pas d'espace de 10m.	98
Tableau VII.1	Symboles des opérations.	112
Tableau VII.02	Détermination des chemins critiques.	114

LISTE DES FIGURES

Figure I .01	Situation de la retenue collinaire de Boukhartoum.	4
Figure II.01	Extrait du carte géologique de la région du Jijel.	5
Figure II.02	Plan de situation de la prospection in situ	annexe
Figure II.03	Coupe géologique selon l'axe de la digue	annexe
Figure II.04	Vue d'ensemble amont –aval de la retenue collinaire.	annexe
Figure II .05	Vue en générale de la retenue collinaire.	annexe
Figure II.06	Zone d'emprunt argileuse.	annexe
Figure III.01	Délimitation du bassin versant d'oued Boukhartoum.	19
Figure III.02	Rectangle équivalent.	21
Figure III.03	Courbe hypsométrique.	22
Figure III.04	Réseau hydrographique du bassin d'oued Boukhartoum.	24
Figure III.05	Les stations pluviométriques disponible dans la zone d'étude (Source ANRH).	26
Figure III.06	La répartition mensuelle de la précipitation.	27
Figure III.07	Comparaison entre les différentes méthodes d'ajustement.	32
Figure III.08	La courbe des pluies de courte durée.	33
Figure III.09	Courbe des intensités fréquentielle.	34
Figure III.10	Hydrogramme des crues.	41
figure III.11	Courbe caractéristique (capacité – hauteur).	annexe
Figure III.12	Courbes de $H=f(Q,q)$.	51
Figure III.13	Courbes $V=f(q,Q)$.	51
Figure III.14	La courbe d'optimisation.	56
Figure : V.01	Forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement (O, Ri).	89
Figure VI .02	Profil du déversoir	104
Figure VI .02	Dimensions du déversoir.	104
Figure VI. 03	La ligne d'eau dans le coursier.	110
Figure VII.01	Réseau a nœuds.	126
Figure VII.02	Diagramme de gant .	128

Liste des planches :

Planche N° .01	PLAN D'AMENAGEMENT
Planche N° .02	COUPES TYPES DE LA DIGUE POUR LES TROIS VARIANTES
Planche N° .03	COUPE EN TRAVERS DE LA DIGUE
Planche N° .04	SCHEMA DE CALCUL DE LA STABILITE
Planche N° .05	PROFIL EN LONG DE L'EVACUATEUR DE CRUE
Planche N° .06	PROFIL EN LONG DE LA PRISE D'EAU ET DE LA VIDANGE DE FOND

Introduction Générale

En Algérie le problème d'eau a commencé à se poser avec acuité durant cette dernière décennie qui est caractérisée par une sécheresse persistante provoquant la diminution des ressources en eau. Sur le plan pluviométrique ,celui-ci se caractérise par l'insuffisance des précipitations et leur irrégularité dans l'espace et dans le temps (intr-annuelle et saisonnière).

Les ressources en eau deviennent de plus en plus limitées , l'édification des petits barrages en Algérie a été une Solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau.

Et puisque la demande en eau d'irrigation et d'eau potable est devenue de plus en plus importante, la politique algérienne se dirige vers la conception des petites retenues collinaires sur les différents endroits du pays à cause de leurs facilité d'exécution, adaptation au reliefs algériens, et pour remplir les déficits, et améliorer ses services envers les citoyens.

Dans cette optique la wilaya de JIJEL a bénéficié d'un important projet de réalisation d'un aménagement hydraulique, c'est celui de la retenue collinaire de « Oued Boukhartoum », qui est destiné à l'approvisionnement en eau pour l'irrigation.

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

L'étude et les choix de ces ouvrages font l'objet de notre travail.

Chapitre 01 :

Etude topographique

Introduction

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

L'objectif de la réalisation de la future retenue de Oued Boukhartoum consiste à prévoir le stockage des débits dans la retenue et de couvrir les besoins en irrigation des terres limitrophes.

I.1. Situation géographique

Le site de la retenue collinaire de Bou Khartoum est situé au Nord-Ouest du chef lieu de la commune de l'Emir Abdelkader à une distance à vol d'oiseau de 4,3 Km. Voir la figure I.01

L'axe de la digue est défini selon la carte d'Etat major de Jijel par les coordonnées Lambert ci-dessous :

$$X = 778,950 \text{ Km}$$

$$Y = 391,865 \text{ Km}$$

$$Z = 27 \text{ m N.G.A}$$

Le site de la retenue collinaire est caractérisé par un petit bassin versant ayant un faible chevelu hydrographique. Il se trouve sur le flanc droit de la vallée du grand oued Bou Radja.



Source (Direction de l'hydraulique wilaya de Jijel) : extrait du carte C.E.M N° 28
« DJIDJLLI »1/50.000.

Figure I .01 : Situation de la retenue collinaire de BOUKHARTOUM.

I.2. Caractéristique Morphologique

I.2.1. Topographie

La région se présente généralement comme une région au relief accidenté et aux pentes relativement fortes. La plus grande partie du bassin versant de Boukhartoum se situe entre 60 et 120 m. Les chaînes de montagnes les plus hautes s'élèvent jusqu'à 140 m environ et culminent à 148 m au Djebel Boukhartoum au Nord.

L'Oued principal étant Chaabet Boukhartoum proprement dite. Cette chaabet reçoit sur son parcours quelques affluents de moindre importance. Notons que sur le plan hydrographique cette chaabet est un affluent d'ordre 1 de l'Oued Bou Radja, qui lui même est un affluent de l'Oued Mencha. L'écoulement se fait principalement du Nord Est au Sud Ouest.

I.2.2. Végétation et climatologie

La présence d'une végétation assez dense le protégeant de l'érosion et donc de la formation de thalweg.

La zone d'étude fait partie de la région côtière de l'est algérien appartenant à l'étage bioclimatique Humide à hiver chaud.

La pluviométrie moyenne annuelle est de 992 mm (Station Dar El Oued ANRH).

La température moyenne annuelle est de 18,35°C (station de Jijel).

Conclusion

D'après l'étude topographique qui a été réalisée sur le site du futur retenue de oued Boukhartoum représenté par un levé topographique de la cuvette à l'échelle : 1/1000

On peut dire que les conditions topographiques sont bien réunies pour la disposition définitive de la digue et ses ouvrages annexes.

Chapitre 02 :

Etude géologique et géotechnique

Introduction

Les études géologiques et géotechniques établies sur le site de la digue nous permettent de recommander les types d'ouvrages les mieux adaptés à implanter en fonction de la nature du sol et de ces caractéristiques, ainsi la disposition en qualités et en quantités des matériaux de construction au voisinage du site.

II.1. Etude géologique

II.1.1. Géologie régionale [7]

La région fait partie du littoral et y est marquée par de fortes pluies et un relief très accidenté. C'est un vaste ensemble groupant la petite kabylie, Skikda, Cap de Fer et l'Edough qui est géographiquement et géologiquement très accidenté ; une pente abrupte et déchiquée, un réseau de ravins profonds et tortueux et une végétation forestière abondante donnant à ce pays une physionomie caractéristique.

La région est représentée par les formations ou faciès géologiques très variés et qui se présentent :

- Au niveau des plages littorales, on rencontre des dunes de sables qui sont des sédiments d'origine maritime.
- Quaternaire : au fond des vallées, on rencontre des dépôts détritiques plus ou moins pulvérulents constitués de cailloux, graviers, sables plus au moins argilo-limoneux, issus de la décomposition des roches mères de la localité. Au pieds des montagnes, on trouve des éboulis à blocs.
- Pliocène marqué par une sédimentation marine localisée au voisinage du rivage actuel (ou se situe notre site de retenue collinaire); il constitue en traces d'anciens littoraux, en plages et en dépôts mollassiques, calcaires, poudingues. Son plus grand développement correspond au golfe néogène de Chekfa-Jijel.
- Miocène inférieur constitue un développement d'une puissante assise argileuse ou marneuse dont la teinte est plus ou moins foncée, noirâtre, grise, ou même parfois verdâtre. Cette série comporte aussi des grés.

- Oligocène constitue une interruption générale de la sédimentation marine produite lors de la phase de transition du Nummulitique au Néogène ; ce sont des faciès franchement continentaux qui revêlent l'aspect de résidus d'anciens alluvions fluvio-lacustres ou lagunaires Ce sont des éléments détritiques plus ou moins rubéfiés, poudingues à galets, sables ou grès friables, argiles plus ou moins ferrugineuses.
- Eocène inférieur de composition lithologique assez uniforme, formé de nombreux bancs, peu épais de calcaires marneux gris bleuâtres, à patine blanche ou légèrement ocreuse aux affleurements dans lesquels s'observent des niveaux de rognons siliceux bruns ou noirs et de forme variée.
- Crétacé supérieur marqué par des calcaires en bancs et des calcaires marneux.
- Crétacé moyen présente des alternances de marnes et des bancs plus ou moins épais de calcaires.
- Crétacé inférieur où s'accumulent des marnes riches localement en ammonites pyriteuses à test lisses propre au milieu alpin.
- Jurassique moyen formé de calcaires et de marno-calcaires.
- Jurassique inférieur ou lias marqué par un approfondissement graduel de la mer; c'est un faciès marneux bathyal, calcaires lités.
- Trias est une association généralement confuse de roches détritiques et de sédiments d'origine chimiques, les uns carbonatés et les autres halogénés, renfermant des minéraux nombreux et variés, isolés, cristallisés; des dépôts fins argileux ou marneux de coloration rouge, jaune, verte et violacée qui leur ont valu la dénomination de marnes bariolées. On trouve également du gypse et des sels.
- Schistes et micaschistes caractérisés par une schistosité très marquée avec débit en feuillets minces associés à une grande cristallinité.
- Schistes satinés ont une teinte variable allant du gris verdâtre clair au bleu foncé, leur cristallinité est relativement faible.
- Schistes cristallins affleurent largement à l'ouest et au Nord-ouest d'El Milia.
- Gneiss ocellés sont très fréquents dans la région d'El Milia et sont de type granulites gneissiques.
- Cipolins sont des calcaires métamorphiques peu développés dans la région.

Granites et microgranites sont des roches de teinte claire blanche ou grise, les feldspaths noyés au milieu d'une pâte compacte. (Voir la figure II.01 : carte géologique de la région.)

II.1.2.La géologie du site [7]

On se basant sur les résultats de la campagne de reconnaissance géologique de terrain marquée par la réalisation de plusieurs tranchées ou fouilles afin de déterminer la structure géologique du sol et sous-sol de fondation dans cette zone (Voir dans l'annexe figure II.02 : le plan de situation de la prospection in situ ,figure II-03 : la coupe géologique selon l'axe de la digue)

Cette prospection in situ montre la présence des faciès suivants :

- Sur les deux rives affleurent des argiles brunes de quelques mètres, masquant les marnes bleues du substratum pliocène.
- Le fond de la vallée est comblé de dépôts détritiques alluvionnaires issus de l'altération des faciès en place, charriés par le cours d'eau et déposés en ces lieux.

Ils sont représentés par des terrasses alluviales rencontrées au fond du talweg (lit) et se caractérisent par des dépôts d'éléments grossiers formés de cailloux, gravier, sables, limon, de forme arrondie et de nature généralement calcaireuse.

II.2. Hydrogéologie de la cuvette [7]

II.2.1.Perméabilité

Les argiles collinaires et les marnes constituant le substratum de l'assiette de la présente retenue collinaire, sont pratiquement imperméables.

Les alluvions récentes et actuelles (graviers, cailloux et sables, roulés de calcaires et grés, sont perméables à semi perméables.

II.2.2.Etanchéité

L'étanchéité de l'assiette du barrage collinaire de Boukhartoum est totalement garantie par les argiles brunes colluvionnaires et les marnes pliocènes.

II.3. La sismicité

Le site de la retenue collinaire Boukhartoum est situé dans la zone II.a selon R.P.A 99.

La retenue collinaire constitue un ouvrage de peu d'importance pour la communauté ce qui lui permet d'être dans le groupe d'usage 3 comme montre le tableau ci-après :

Tableau II. 01 : Coefficients d'accélération du séisme.

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0,15	0,25	0,30	0,40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0,12	0,20	0,25	0,30	Ouvrages de grande importance
2	0,10	0,15	0,20	0,25	Ouvrages courants
3	0,07	0,10	0,14	0,18	Ouvrages de faible importance

II.2.Etude géotechnique [7]

Pour bien définir les caractéristiques et les comportements mécaniques des sols, des essais ont été réalisés en laboratoire et les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.02 : Résultats des essais géotechnique.

Essais Physiques													
puits	Profondeur m	W _{nat} %	γ _d t/m ³	Sr %	Granulométrie				Limites d' Atterberg		Classification casagrande		
					Dmax mm	2 mm	0.1 mm	2 μm	Wl	Ip	Classe	Nature	
SAB1	2.5/4.00	20.82	1.68	95.34	0.019	100	100	56	59.18	32 .1	CH	Sol argileux très plastique	
SAB2	0.7/4.00	18.08	1.65	79.01	0.2	100	95	30	38.97	17.98	CL	Sol peu plastique argileux	
SZB2	4.00/6.00	20.78	1.64	88.81	0.1	100	99	55	54.61	26.78	CH	Sol argileux très plastique	
PZB1	----	20.11	1.66	89.65	0.4	100	79	28	32.6	12.29	CL	Sol peu plastique faiblement argileux	
PZB2	0.60/4.00	15.16	1.81	86.39	0.4	100	84	34	44.98	22.31	CL	Sol peu plastique moyennement argileux	
Essais mécaniques													
Essais de cisaillement rectiligne UU				Essai de compressibilité à l'oedomètre					Essai Proctor normal				
Référence de l'échantillon		Cisaillement rectiligne		Référence de l'échantillon		Compression à l'oedomètre			Référence de l'échantillon		Wo pn %	γ _{dopn} g/c m ³	95% γ _{dopn} g/c m ³
puits	Profondeur m	φ _{uu}	C _{uu}	puits	Profondeur m	P _c	C _c	C _g	puits	Profondeur m			
SAB2	0.7/4.00	24	0.17	SAB1	2.8/4.00	5.55	0.230	0.061	PZB1	-----	17.	1.6 5	1.57
PZB1	---	11	0.56	SAB2	0.7/4.00	2.16	0.171	0.033					

Tableau : II.01 : Résultats des essais géotechnique.(suite)													
Essai mécaniques													
PZB2	0.6/4.00	3	0.65	SAB2	4.00/6.00	3.58	0.179	0.035	PZB2	0.60/4.00	21. 3	1.6	1.52
				PZB1	---	0.86	0.244	0.028					
				PZB2	0.6/4.00	2.24	0.152	0.045					
Essais chimiques													
Référence de l'échantillon					Insolubles %	Carbonates %	Gypse %						
Puits		Profondeur (m)											
SAB1		2.8/4.00			69.6	29.92	11.06						
SAB2		0.7/4.00			72	24.19	Traces						
SAB2		4.00/6.00			57.4	22.05	13.09						
PZB1		-----			75.9	19.69	Traces						
PZB2		0.6/4.00			71.0	25.19	Traces						

➤ **Commentaire des résultats**

a/ Essais physique

L'identification visuelle ainsi que les résultats des essais physiques indiquent des sols argileux et fins.

En effet, d'une part, nous constatons des D_{max} de faible dimension et des pourcentages granulométriques élevés au niveau des tamis à petites mailles .et d'autre part, les valeurs des indices de plasticité révèlent des sols plastiques.

Les passants à 2mm sont supérieurs à 70%, ce qui indique des sols à tendance argileuse .de même que les passants à 0.100 mm dépassent les 35% ce qui révèlent des sols régis par leurs fractions fines.

b/ Essais de compressibilité

La valeur du coefficient de compressibilité (C_c) montre des sols assez fortement compressibles à moyennement compressibles .Le coefficient de gonflement (C_g) révèle des sols gonflants, enfin les résultats de la pression de consolidation (P_c) indique des sols sur –consolidés

c/Essai Proctor

Il est permis de constater à travers les valeurs importantes de la teneur en eau optimum un sol sensible à l'eau .Les valeurs légèrement élevées de la densité sèche optimum indiquent quant à elles des sols dépourvus de squelettes.

d/Essai chimique

Les résultats récapitulés dans le tableau ci-dessus, et notamment ceux se portant aux carbonates, font ressortir des sols de nature Argileuse, par ailleurs, nous constatons des pourcentages importants de gypse au niveau des puits SAB1-SAB2 (0.7/4.00).

II.4. Fondation des ouvrages [7]

II.4.1.Corps de la digue

Selon la nature des faciès ou formation rencontrés au droit de la zone d'emprise de la digue, cette dernière doit être ancrée au fond de la vallée jusqu'au bed rock marneux sain et imperméable après le décapage de la couverture alluvionnaire perméable et le toit généralement altéré du substratum.

Sur les deux rives, la digue doit être ancrée dans les argiles brunes colluvionnaires après décapage de la couche végétale.

II.4.2.Evacuateur de crue

Implanté sur la rive gauche, il doit être également fondé dans les argiles brunes colluvionnaires après avoir enlevé ou excavé la couche végétale.

II.4.3.La prise d'eau

Placées au fond du thalweg de la retenue collinaire seront fondées dans les terrasses alluviales.

II.5. Matériaux de construction [7]

II .5.1.Matériaux d'étanchéité

Le remblai destiné a l'étanchéité et la recharge du corps de la digue sera exploités en quantité et qualité des argiles brunes colluvionnaires qui se trouvent sur le flanc droit de la cuvette de la retenue collinaire en amont immédiat de l'axe de la digue.

II.5.1.Matériaux filtres, drain et transition

Ils sont fournis par des carrières existantes près du site de la retenue collinaire.

II.5. 3.Matériaux pou rip-rap

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (enrochement) Seront fournis par les carrières de calcaires existantes près du site de la retenue collinaire.

Ils seront exploités sous forme de blocs de 200 à 500 mm de diamètre pour la protection du perment amont de la digue vis-à vis du mouvement des vagues.

Conclusion

Les résultats des données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques, nous permettent de faire les conclusions et les recommandations suivantes :

La structure géologique du substratum marneux et son comportement hydrologique ne s'oppose guère à la réalisation d'une digue en terre homogène et d'opter pour un ancrage au fond du thalweg jusqu'aux bed-rock sain après décapage de la couverture alluvionnaire et le toit altéré du premier.

La présence des marnes imperméables ainsi que la matrice argileuse, nous permettent d'affirmer dans son ensemble l'étanchéité de l'assiette.

Seules les alluvions récentes et actuelles qui sont des sédiments pulvérulents grossiers ou l'eau peut facilement circuler (formations ou dépôts d'étriques très perméables), constituent une zone favorable aux pertes par infiltration de ce précieux liquide.

Les matériaux de construction d'une digue en terre homogène sont largement disponibles sur le versant gauche de la cuvette.

On affirme donc que toutes les conditions géologiques, hydrologiques et géotechniques sont favorablement réunies pour la réalisation d'une digue en terre homogène sur le site de la retenue collinaire de Bou Khartoum dans la wilaya de Jijel.

Chapitre 03 :

Etude hydrologique

Introduction

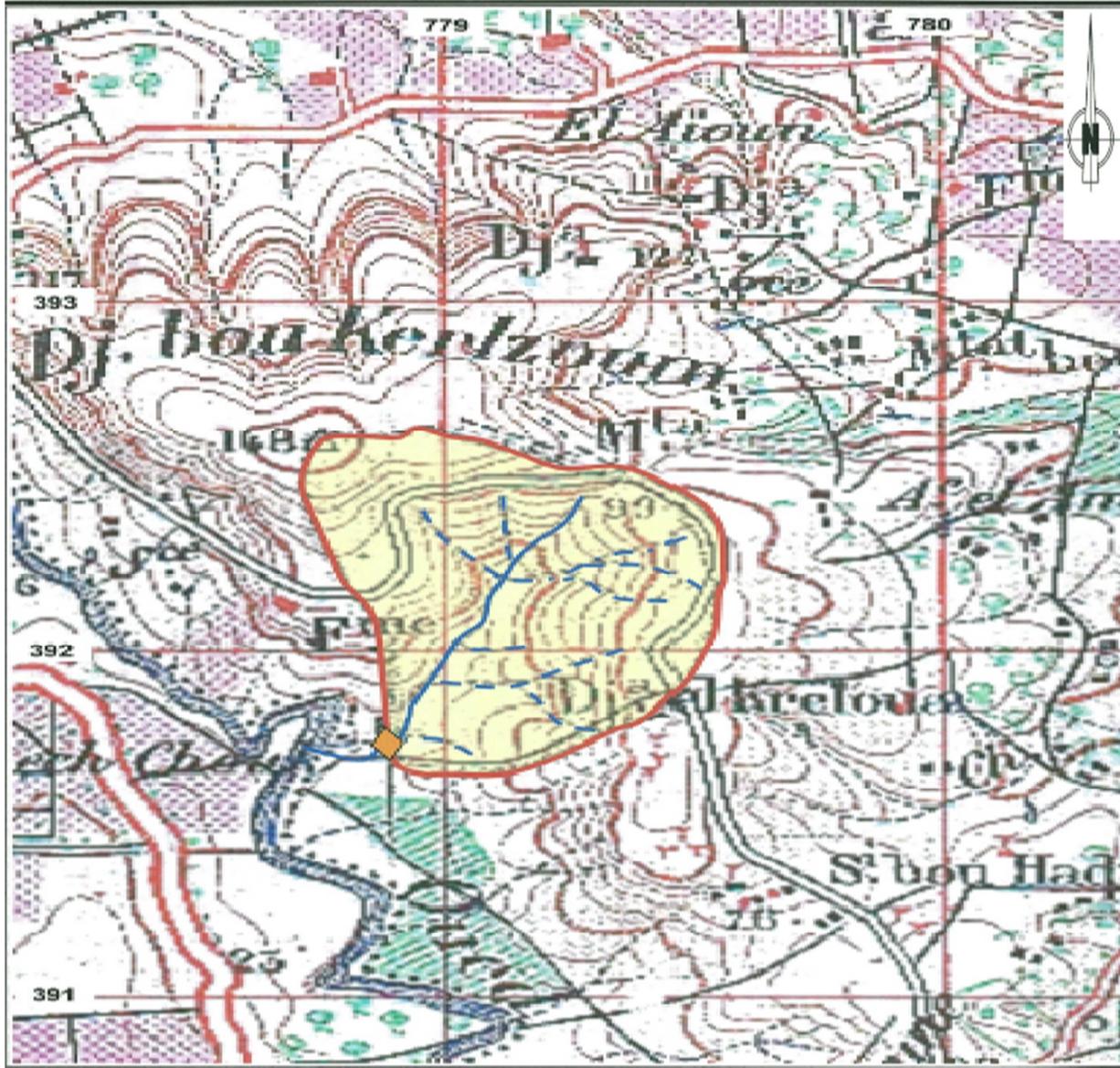
L'étude hydrologique vise généralement la détermination de certaines caractéristiques du bassin versant ainsi que les caractéristiques hydro pluviométriques nécessaires à l'étude de dimensionnement hydrotechnique du sujet barrage.

L'objectif de cette étude est de définir les paramètres hydrologiques de l'Oued sur lequel sera implantée la future retenue collinaire. Elle concerne plus particulièrement l'évaluation de paramètres suivants :

- Caractéristiques morpho métriques du bassin versant
- Caractéristiques morpho dynamiques du bassin versant
- Apports liquide moyen et fréquentielle du bassin versant
- Estimation des crues fréquentielles et leurs volumes
- Evaluation des apports solides de l'oued

III. 1 .Le bassin versant

Le bassin versant est délimité dans la carte d'état major de la wilaya de Jijel à l'échelle de 1/50000, en commençant par l'exutoire, en passant par les lignes des partages des eaux et les crêtes. La figure ci-dessous présente la délimitation du bassin versant d'oued Bou Khartoum.



Echelle : 1/50000

Source (Direction de l'hydraulique de la wilaya de Jijel)

Figure III.01 : délimitation du bassin versant d'oued Bou Khartoum.

III.1.1. Les caractéristiques du bassin versant

III.1.1.1. Caractéristiques géométrique [9]

Elles sont calculées à l'aide d'AUTO-CAD et mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau III.01 : Caractéristiques géométriques du bassin versant

Caractéristiques	Valeur	Unités
Surface	0,561	Km ²
Périmètre	3,2	Km
Le cours d'eau le plus long	0,8	Km

III.1.1.2. Caractéristiques de forme [9]

Tableau III.02 : caractéristique de forme.

Caractéristiques		Formule	valeur	remarque
Indice de compacité (Gravelius)		$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$	1,19	Bassin allongé
Coefficient d'allongement		$K_a = L^2 / S$	1,14	/
Rectangle équivalent	Longueur L	$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right]$	1,07	/
	Largeur l	$l = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right]$	0,53	/

Avec : P : périmètre en K m ,

S : surface en Km²,

L : longueur du cour d'eau principale en Km .

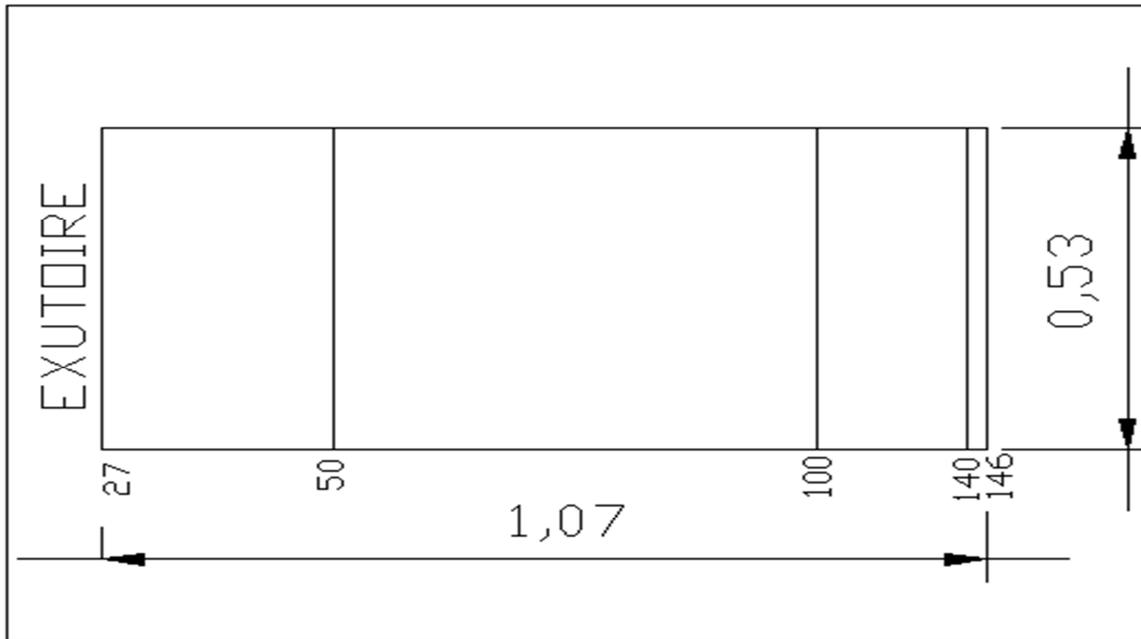


Figure III.02 : Rectangle équivalent.

III.1.2.Relief [9]

Les courbes hypsométriques sont d'une grande importance dans l'étude du relief d'un bassin versant. Sur un graphique, on porte en ordonnée l'altitude et en abscisse la surface souvent exprimée en %.

Les surfaces partielles par tranche d'altitude sont données dans le tableau III.03. La courbe hypsométrique est donnée par la figure III.03.

Tableau III.03: Coordonnées de la courbe hypsométrique.

Altitude (m)	S_i (km ²)	H_i (m)	S_i (%)	S_i cum (%)
27÷50	0.15	23	26.78	100
50÷70	0.11	20	19.64	73.24
70÷90	0.16	20	28.6	53.6
90÷110	0.06	20	10.71	25
110÷130	0.05	20	8.93	14.29
130÷146	0.03	16	5.36	5.36

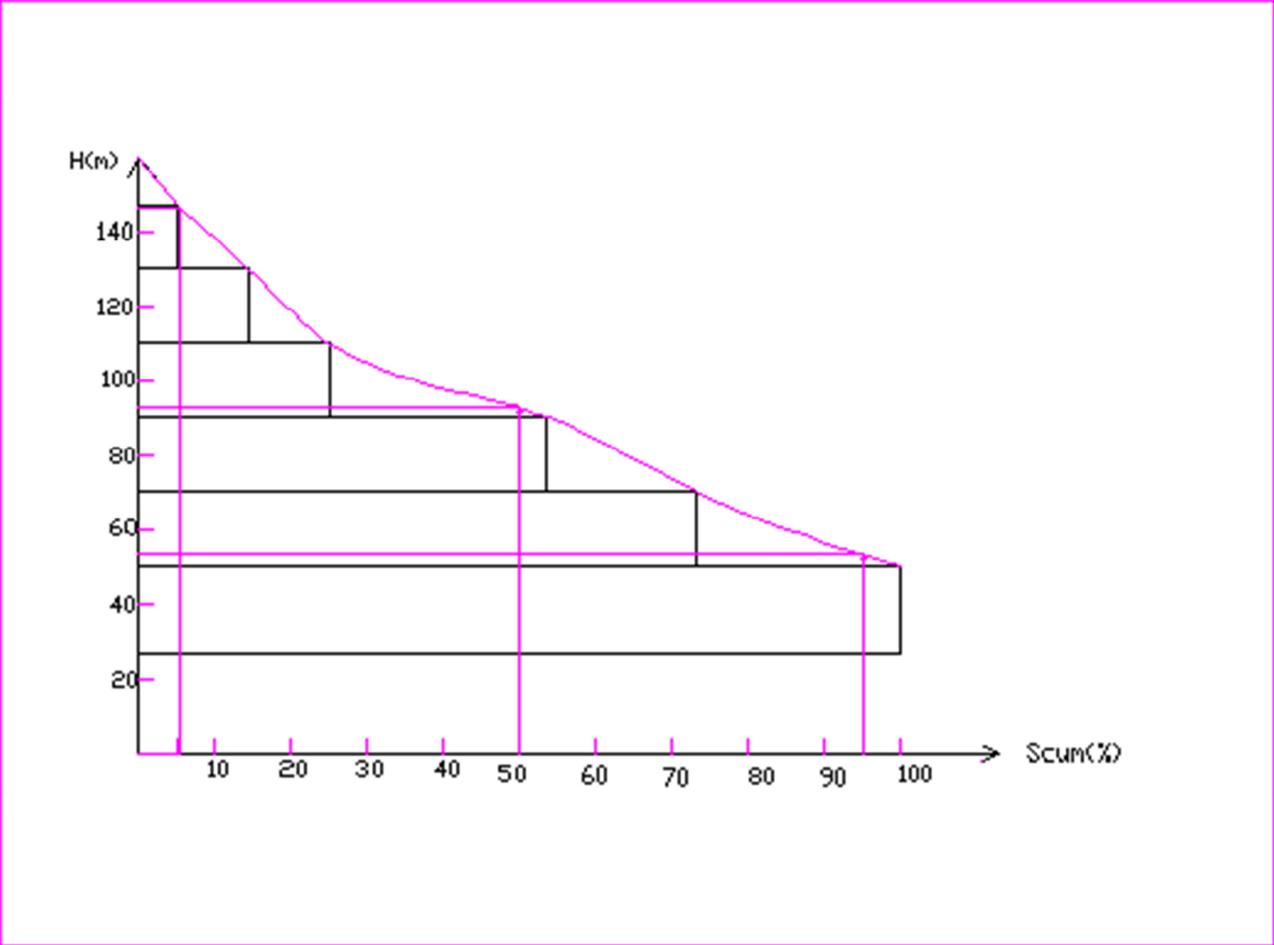


Figure III.03 : Courbe hypsométrique.

Tableau III.05 : Caractéristiques hydrographiques du bassin versant. [9]

Caractéristiques		Formule	Valeur	Unité
Altitude	maximal H_{\max}	A partir du graphe	148	m
	moyenne H_{moy}	$H_{\text{moy}} = \frac{\sum S_i H_i}{S}$	84.07	m
	Médiane H_{med}	A partir du graphe	92.4	m
	Minimale H_{\min}	/	27	m
	5 % $H_{5\%}$	/	146	m
	95 % $H_{95\%}$	/	43.2	m
Indice de pente globale I_g		$I_g = \frac{D}{L}$	9,6%	/
Indice de pente moyenne I_{pm}		$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L}$	1,13%	/
Indice de pente de Roche I_p		$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i}$	2,17	/
Dénivelée spécifique		$Ds = I_g \sqrt{S}$	7,2	/

Note :- L : longueur du rectangle équivalent en Km

- $D = H_{5\%} - H_{95\%}$.
- A_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1} .
- $D_i = H_i - H_{i-1}$ (la dénivelle 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1}).

La détermination de la pente Roche I_p est mentionnée dans le tableau III.04. (Annexe II).

- A partir de la deuxième classification de L'O.R.S.T.O.M appliquée a tout bassin quelque soit sa surface, notre relief est très faible et l'écoulement est moins rapide.

Tableau III.06: Classification O.R.S.T.O.M. (type de relief).

R1	Relief très faible	$D_s < 10$ m
R2	Relief faible	$10 \text{ m} < D_s < 25$ m
R3	Relief assez faible	$25 \text{ m} < D_s < 50$ m
R4	Relief modéré	$50 \text{ m} < D_s < 100$ m
R5	Relief assez fort	$100 \text{ m} < D_s < 250$ m
R6	Relief fort	$250 \text{ m} < D_s < 500$ m
R7	Relief très fort	$500 \text{ m} < D_s$

III.1.3.le réseau d'écoulement

Le Réseau hydrographique du bassin d'oued Bou Khartoum est représenté dans la figure : III.04.

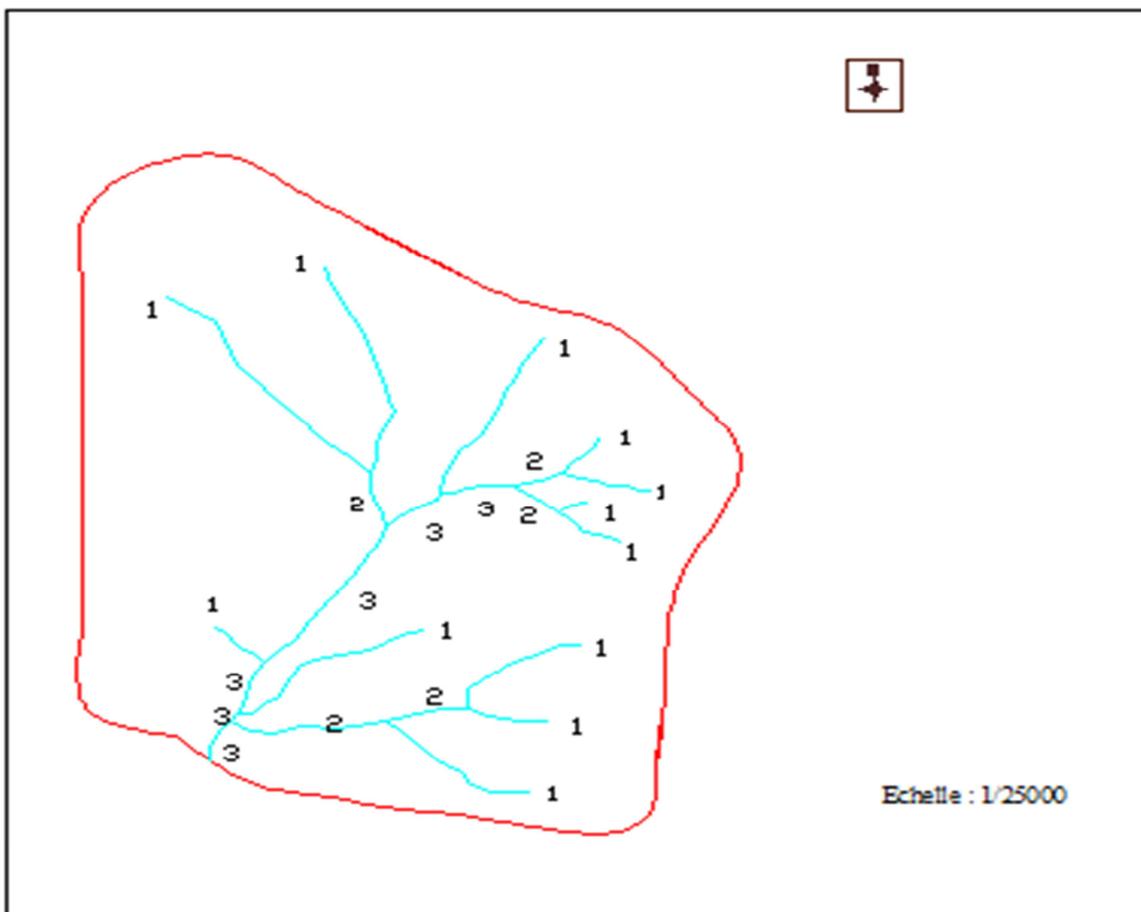


Figure III.04 : Réseau hydrographique du bassin d'oued Bou Khartoum

Tableau III.07 : Caractéristique de l'écoulement. [9]

caractéristique	formule	valeur	unité	Remarque
Densité de drainage D_d	$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S}$	1,53	km/km ²	/
Densité du thalweg élémentaire F_1	$F_1 = \frac{N_1}{S}$	21,42	thalweg/km ²	/
Coefficient de torrentialité C_t	$C_t = D_d \cdot F_1$	32,77	Km ⁻³	Le chevelu hydrographique est dense=notre bassin est bien drainé
Temps de concentration du bassin versant t_c	$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$	0,69	heures	T_c est calculé par la formule de Giandotti (1937).
Vitesse de ruissellement V_r	$V_r = \frac{L}{T_c}$	1,54	m/s	/

Avec : S : Superficie du bassin versant en (Km²) .

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

$\sum_{i=1}^n L_i = 0.856$ Km : La longueur totale de tous les cours d'eau.

$N_1 = 12$: Nombre de thalwegs d'ordre 1.

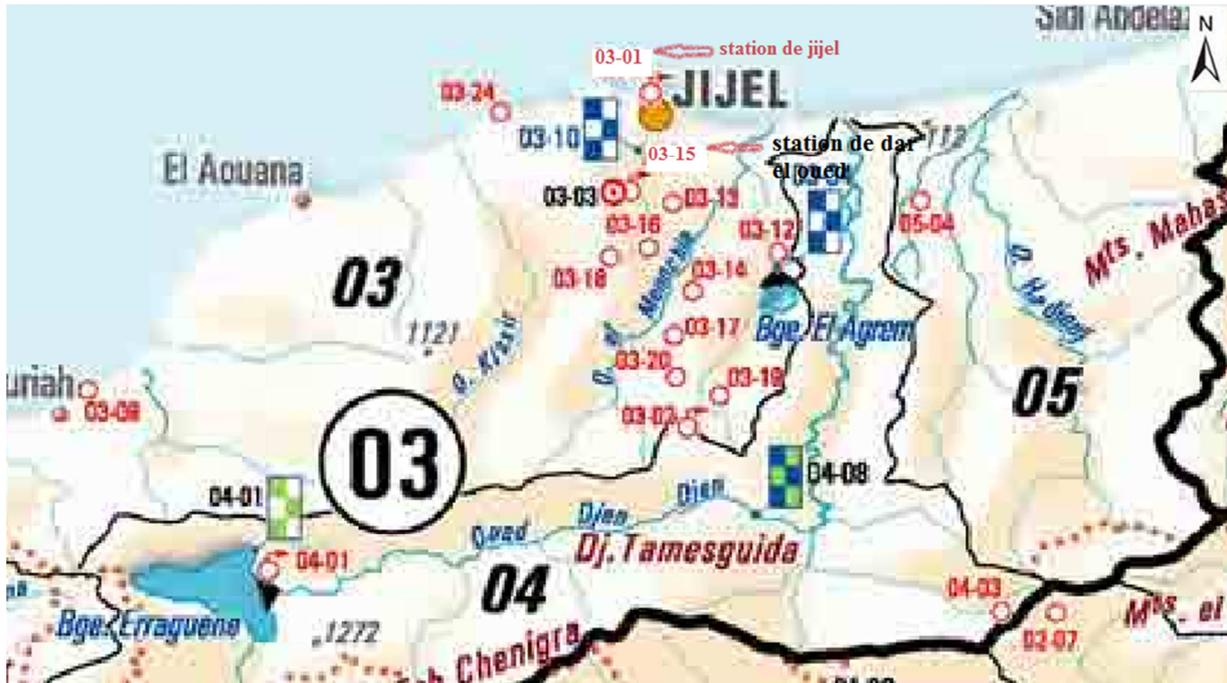
H_{moy} : altitude moyenne (m) .

H_{min} : altitude minimale (m) .

III.2. Les caractéristiques climatiques

Les données de pluviosité pour la région à être étudiée furent obtenues par l'Agence Nationale des Ressources en Eau (ANRH) ainsi que qu'à travers l'Office National de Météorologie (ONM).

Les stations pluviométriques utilisées dans les calculs hydrologiques sont représentées dans la figure III.05 qui sont 03-03-01 et 03-03-15.



(Source ANRH)

Figure III.05 : les stations pluviométriques disponible dans la zone d'étude.

III.2.1.Le climat

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

Tableau III.08: Résumé des données climatiques moyennes mensuelles mesurées à la station climatique de Jijel (1994-2004)

Elément \ Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	juil	Aou	SEP	Oct	Nov	Dec
Température °C	12,23	12,49	13,53	15,46	18,08	22,02	25,23	25,23	26,05	20,84	16,78	13,56
Heures de soleil(h)	5,18	6,61	5,02	7,99	8,80	9,79	10,97	9,91	8,40	6,92	5,18	4,78
Humidité (%)	71	69	67	62	63	62	58	59	64	68	69	71
Vitesse du vent (m/s)	2,6	2,3	2,5	2,5	2,2	2,3	2,3	2,3	2,1	1,7	2,7	2,6

(Source : ONM)

III.2.2.Précipitations

III.2.2.1.Précipitations enregistrés

Station	Code	Nom de la Station	Les coordonnées			Année de service	N(ans)
			X(Km)	Y(km)	Z(km)		
Stations	03-03-01	Jijel	772.9	390.5	95	1972/2009	37
Pluviométriques	03-03-15	Dar el oued	774.1	396.15	5	1972/2004	32

(Source ANRH)

III.2.2.2.Répartition mensuelle de la pluie moyenne

La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelle à été établie sur la base de la série des précipitations à la station de Dar el oued sur la période (1972-2004), elle est donnée par le tableau ci-dessous :

Tableau III.09 : Répartition mensuelle des pluies moyennes.

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
P (mm)	47,86	86,66	146,8	153,5	144,1	112,1	105,3	75,5	44,5	12,8	4,9	10,4	919
P (%)	5,2	9,4	15,9	15,7	14,7	12,2	11,5	8,2	4,8	1,4	0,5	1,1	100

Source : A.N.R.H

❖ La répartition mensuelle est présentée par la figure ci-dessous :

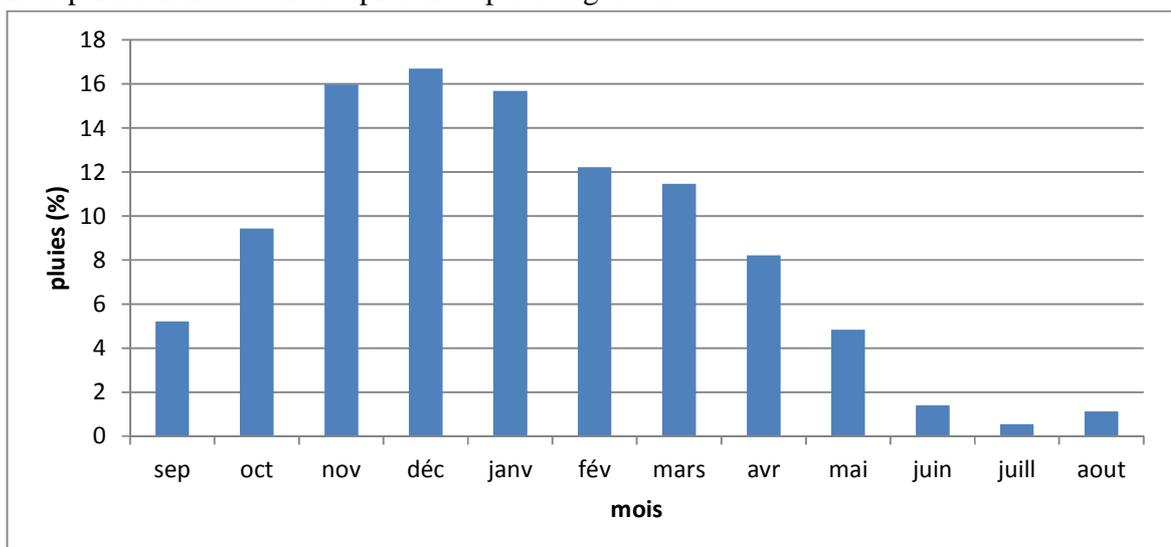


Figure III.06 : la répartition mensuelle de la précipitation.

Interprétation du graphe :

Nous remarquons que les lames d'eau précipitées durant les mois d'octobre et avril sont en moyenne de même ordre de grandeur néanmoins, on note une pointe en décembre.

III.2.2.3. Les pluies maximales journalières

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

La station de dar el oued (0 3-03-15) est considérée avec une série d'observation de 32 années dans le tableau III.10 (ANNEXE II).

En utiliser HYFRAN pour déterminer les paramètres de la série et pour l'ajustement.

❖ Paramètres du logiciel (HYFRAN) :

T : Période de retour.

q : Fréquence.

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

❖ Les paramètres statistiques de l'échantillon

Statistiques de base Nombre d'observations	32
Minimum	35.3
Maximum	165
Moyenne	80.9
Ecart-type	32.9
Médiane	72.0
Coefficient de variation (Cv)	0.407
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.02
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.78

❖ **L'ajustement des pluies maximales journalières [9]**

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions homogénéité-stationnarité sont réunies parmi les quelles :

- La loi normale (Gauss).
- La loi log normale (Galton).
- La loi de double exponentielle (Gumbel).
- La loi de Pearson III .

Tableau III.11 : Les tests d'homogénéités à l'échelle annuelle

Tests	Hypothèses	Résultats	Conclusion
Test de Wilcoxon.	H0 :les moyennes des deux sous échantillons sont égales. H1 :les moyennes des deux sous échantillons sont différentes .	Valeur de la statistique $ W = 1.59$ p-value $p = 0.112$	Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5% On ne peut pas conclure que les moyennes des deux sous-échantillons sont différentes.
Test d'indépendance (Wald-Wolfowitz).	H0 : Les observations sont indépendantes. H1 : Les observations sont dépendantes (auto corrélation d'ordre 1).	Valeur de la statistique $ U = 0.103$ p-value $p = 0.918$	Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5%.
Test de stationnarité (Kendall).	H0 : Il n'y a aucune tendance dans les observations. H1 : Il y a une tendance dans les observations.	Valeur de la statistique $ K = 1.20$ p-value $p = 0.230$	Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5%.

❖ **Choix de la loi de l'ajustement [9]**

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

L'ajustement est effectué à l'aide de logiciel « Hyfran », on comparant la satisfaisante de chaque loi par le test d'adéquation, si $P(x_2) > 5\%$ donc l'ajustement est satisfaisant.

Tableau III.12 : Choix de l'ajustement

Ajustement a la loi log normale	Ajustement a la loi de double exponentielle
<p>L'équation de la droite :</p> $X_{p\%} = X_{\text{moy}} + \delta U_{p\%}$ <p>X moy: hauteur de pluie moyenne. δ : écart-type. Up%: variable réduite de GAUSS.</p> $F(x) = \frac{m-0.5}{N}$ <p>m:l'ordre de classement. n: taille de l'échantillon. Paramètres de l'ajustement : mu = 4.3198 sigma= 0.3811</p>	<p>L'équation de la droite :</p> $P_{\max j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0$ <p>Y:variable de la droite de GUMBEL: $y = -[\ln(-\ln(F(x)))]$</p> $F(x) = \frac{m-0.5}{N}$ <p>m:l'ordre de classement; n: taille de l'échantillon;</p> <p>$\frac{1}{\alpha}, x_0$ sont déterminé par la méthode des moindres carrées .</p> <p>Paramètres de l'ajustement : u = 66.0493 alpha = 25.6631</p>

Tableau III.13 : Test d'adéquation de chaque loi

Hypothèses		H0 : L'échantillon provient d'une loi H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi
Résultats	la loi log normale(<i>Maximum de vraisemblance</i>) .	Résultat de la statistique : $X^2 = 0,96$ p-value $p = 0.93$
	la loi Gumbel(Méthode des moments) .	Résultat de la statistique : $X^2 = 8,5$ p-value $p = 0.1307$ Degrés de liberté :5 Nombre de classes :8
Conclusion		Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %.

Tableau III.14:Test d'adéquation de la loi log normale : (Maximum de vraisemblance)

	Carac. de la loi	Carac. de l'échantillon
Minimum	0.00	35.3
Maximum	Aucun	165
Moyenne	80.8	80.9
Ecart-type	32.0	32.9
Médiane	75.2	72.0
Coefficient de variation (Cv)	0.395	0.407
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.25	1.02
Coefficient d'aplatissement (Ck)	5.89	2.78

Tableau III.15 : Test d'adéquation de la loi Gumbel(Méthode des moments)

	Carac. de la loi	Carac. de l'échantillon
Minimum	aucun	35.3
Maximum	Aucun	165
Moyenne	80.9	80.9
Ecart-type	32.9	32.9
Médiane	75.5	72.0
Coefficient de variation (Cv)	0.407	0.407
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.25	1.02
Coefficient d'aplatissement (Ck)	5.89	2.78

Conclusion :

D'après les résultats obtenue à partir des deux ajustements qui nous avant faite on remarque que les paramètres du model d'ajustement **Log Normale** et plus proche aux paramètres de l'échantillon donc il est efficace comme il est montrer par la figure III.7

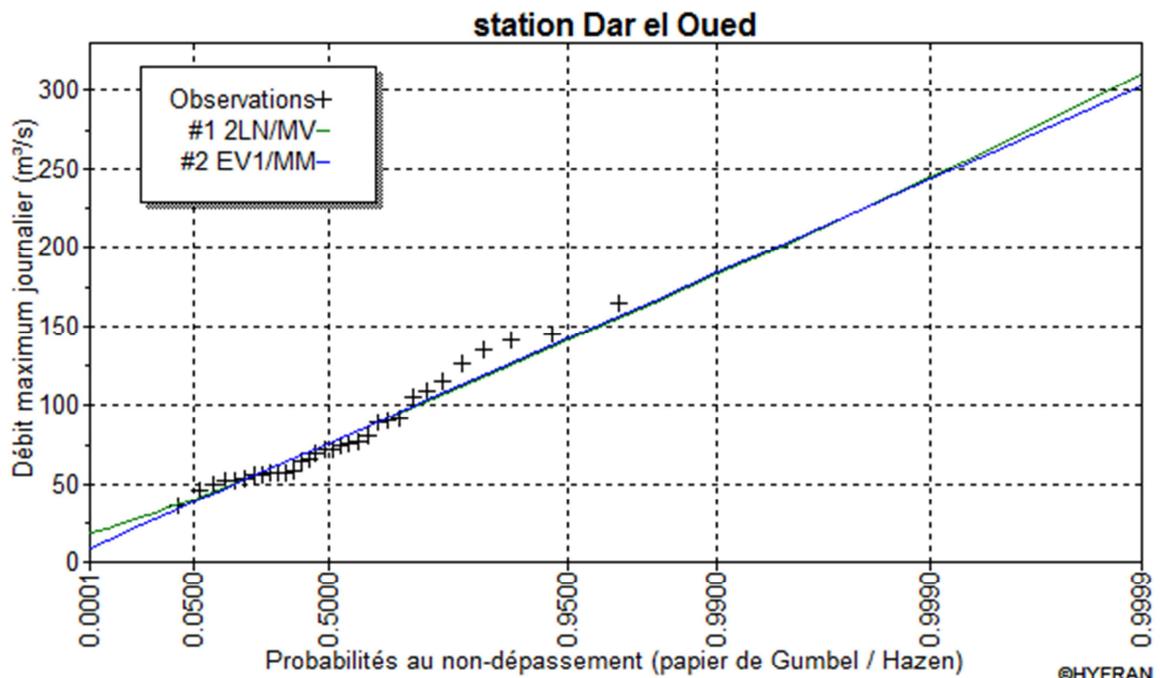


Figure III.07: comparaison entre les différentes méthodes d'ajustement.

III.2.3. Les pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités [9]

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

$t = T_c = 0,69$ h. (Déjà calculé)

b : Exposant climatique (pour notre région $b = 0,50$)

P_{tc} : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de P_{maxj} .

P_{maxj} : pluies maximales fréquentielles.

t : temps en heure.

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante: $I_t = \frac{P_{ct}}{t}$

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le **Tableau III.16 (ANNEXE II)** et représente sur les **figure III.08** et la **figure III.09** respectivement.

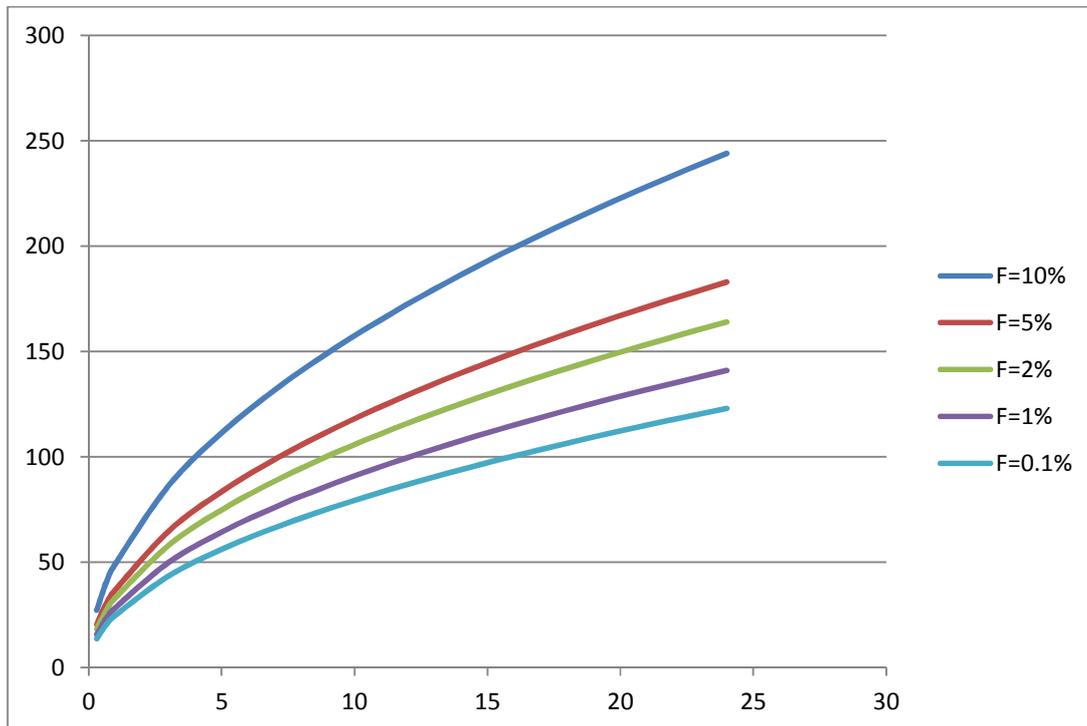


Figure III.08: La courbe des pluies de courte durée.

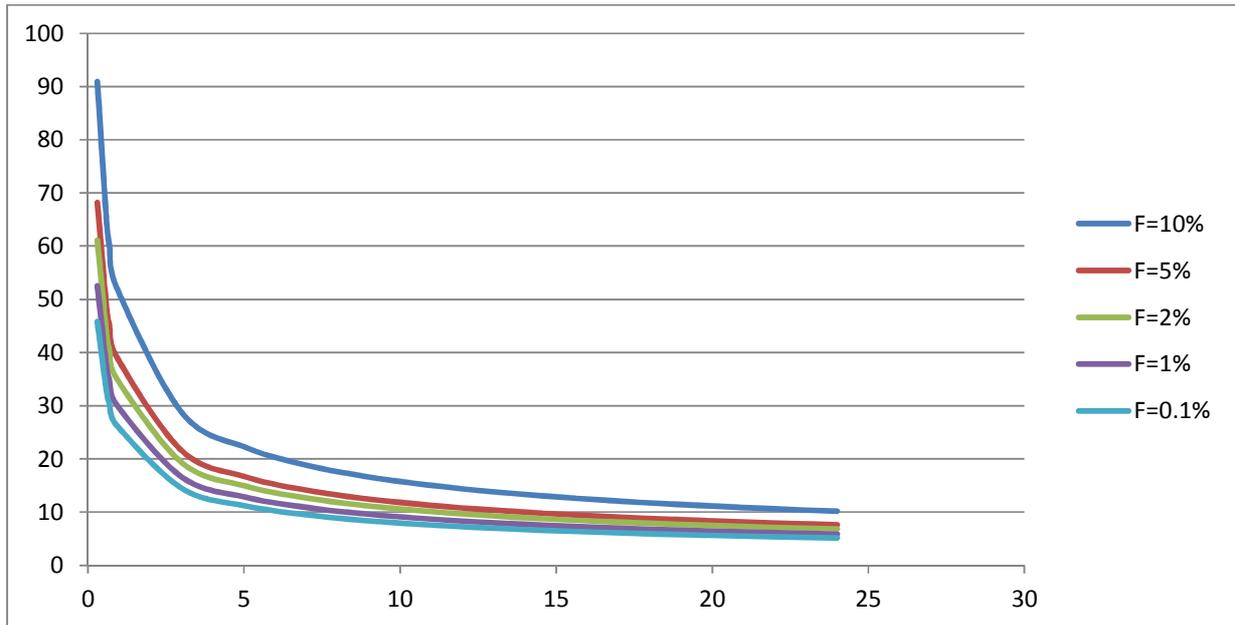


Figure III.09: Courbe des intensités fréquentielle

III.3.Etudes des apports

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

III.3.1. Apports liquides

III.3.1.1. Apport moyen interannuel (A_0) [5]

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A_0 .

Tableau III.17 : L'apport moyen interannuel.

Formule		A_0 (M m ³)	
ANRH	$A_{\text{moy}} = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842}$ [10 ⁶ m ³]	0.45	
Medinguer	$A_0 = L_e \cdot S$	$L_e = 1,024 (P_{\text{moy}} - 0,26)^2$	0.25
Samie		$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2\sqrt{S})$	0.14
Mallet -Gauthier		$L_e = 0,6 \cdot P_{\text{moy}} (1 - 10^{-0,36 \cdot P_{\text{moy}}^2})$	0.16

Avec :

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

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

L_e : Lamme d'eau écoulée (mm).

On opte la valeur moyenne entre les 4 méthodes " ANRH, Medinguer, Samie et Malet-Gauthier

" et on prend la valeur proche de moyenne : $A_{\text{moy}} = \frac{0.45 + 0.25 + 0.14 + 0.16}{4} = 0.25 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

Donc on prend : $A_0 = 0.25 \text{ Hm}^3$. (Medinguer)

III .3.1.2.Caractéristique de l'écoulement [9]

Tableau III.18: Tableau récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement.

Caractéristiques	formules	Valeurs	Unités
Module de l'écoulement M_e	$M_e = A_0 / T$	7,93	l/s
Module de l'écoulement relatif M_0	$M_0 = M_e / S_{BV}$	14,16	l/s/Km²
Lamme d'eau écoulé	$L_e = A_0 / S_{BV}$.	446,43	mm
Coefficient de l'écoulement	$C_e = L_e / P_{\text{moy}}$	0,48	/

Avec:

A_0 : Apport moyen inter annuel (mm).

T : Temps d'une année en secondes $T = 3,1536 \cdot 10^7 \text{ s}$.

S_{BV} : Superficie du bassin (Km^2).

P_{moy} : précipitation moyen inter annuel $P_{\text{moy}} = 919 \text{ mm}$

III.3.2. Irrégularité des apports

III.3.2.1.Coefficient de variation [5]

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

Tableau III.19 : Récapitulatif des résultats de coefficient de variation.

Formule	C _v
Sokolovsky : $C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1)$ $a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0)$	0.44
Ourkuiprovodkhoz : $C_v = \frac{0,7}{M_0^{-0,127}}$	0.98
L'antonov : $C_v = \frac{0,7}{(S + 1000)^{0,097}}$	0.56
Kristely -Menkel : $C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})}$	0.42

Avec :

M_0 : module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

S : Superficie du bassin en [km²].

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

$$C_{v,moy} = \frac{0,44 + 0,98 + 0,56 + 0,42}{4} = 0,6$$

On prend le coefficient proche de moyenne donc : **C_v = 0,56**

III.3.2.2. Estimation fréquentielle des apports [5]

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

Les apports annuels ajustés à une loi statistique log-normale de forme :

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(C_v + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} = \frac{0,25 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(0,56 + 1)}}}{\sqrt{0,56^2 + 1}} = 0,22 \cdot e^{0,66 \cdot U}$$

A% : Apport de fréquence donnée.

u : Variable réduite de Gauss.

A₀ : Apport moyen annuel [Mm³].

C_v : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le Tableau III.20

Tableau III.20: L'apport fréquentielle.

Période de retour (an)	4 / 5	10	50	100	1000
Fréquence (%)	80	10	2	1	0.1
Le variable réduit "u"	-0,841	1,282	2,054	2,327	3,091
Apport (Mm³)	0.108	0.513	0.853	1.022	1.69

III.3.2.3. Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% suit la même répartition mensuelle des précipitations on a donc :

Tableau III.21 : Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.

Mois	sep	oct	nov	déc	janv	fév	mars	avr	mai	juin	juil	aout
A80%	0.06	0.10	0.17	0.16	0.16	0.13	0.12	0.09	0.05	0.015	0.0054	0.01

III.3.3.Calcul du volume mort [8]

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.

Tableau III.22 : Calcul du volume mort

Formule de Tixeront		Valeur	Unité
$V_m = (1,05 + 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s}$	$Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S$	0.0032	Hm ³
Formule de Touaibia		Valeur	Unité
$V_m = \frac{T_0 \cdot T \cdot S}{\delta_s}$	$T_0 = 91,78 \cdot \frac{P_A^2}{P_{moy}} - 737,62$	0.0056	Hm ³

Avec :

Q_s : Débit solide en (tonne/an).

δ_s : Poids spécifique des sédiments (1,6 t/m3).

T : temps d'exploitation (T = 30 ans).

α : Caractéristique de perméabilité.

δ_s : Poids spécifique des sédiments ($1,6 \text{ t/m}^3$).

T_0 : Taux d'abrasion ($\text{t/Km}^2/\text{an}$).

P_m : pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvial (mm).

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

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

Tableau III.23 : valeur de α en fonction de la perméabilité.

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

On prend la valeur proche de la moyenne : $0,0056 \text{ Hm}^3$

III.4. Etude des crues

L'intérêt économique de la prédétermination du débit maximum probable des crues d'un cours d'eau en un point donné est évident en raison des effets destructifs bien connus de ces cataclysmes hydrologiques et de la nécessité d'en préserver les ouvrages. Les dimensions des évacuateurs de crue des barrages, la hauteur des digues de protection contre l'inondation sont essentiellement déterminées par le maximum probable de la crue auquel ses ouvrages devront faire face compte tenu de certaines considérations d'optimum économiques.

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

Tableau III.24: Formules empiriques pour la détermination de la crue

Formule
Mallet – Gauthier : $Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}}$
Sokolovsky: $Q_{\max,p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{\text{ct}} - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c}$
Possenti : $Q_{p\%} = \frac{\mu \cdot P_{\text{maxj}\%} \cdot S}{L}$
Turraza : $Q_{\max,p\%} = \frac{C \cdot I_{\text{tc}} \cdot S}{3.6}$

Avec :

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

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

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

L : Longueur du talweg principal (Km).

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

A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30 ($A = 25$).

T : période de retour (an).

T_c : temps de concentration(h).

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

H_0 :Perte initiale ($H_0 = 7\text{mm}$).

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

Tableau III.25 : Valeur de α en fonction de la fréquence. [5]

Fréquence (%)	0,1	1	2	5
α	0,27	0,3	0,33	0,35

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

Tableau III.26 : valeur de γ en fonction de bassin versant

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

On prend : $\gamma = 2$ D'où : $F = 1.2$

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

μ : Coefficient compris entre 700 et 800 ($\mu = 740$) .

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

I_{ct} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration (mm/h).

Tableau III.27 : récapitulatif des résultats de débit de crue.

Formule	$Q_{0,1\%}$ (m ³ /s)	$Q_{1\%}$ (m ³ /s)	$Q_{2\%}$ (m ³ /s)	$Q_{5\%}$ (m ³ /s)
Mallet - Gauthier	12.56	10.5	7.8	8.76
Sokolovsky	1.02	1.37	1.85	2.27
Possenti	63,71	73,04	84,95	94,8
Turraza	1,27	1,61	2,07	2,43
Moyenne	12,89	21,63	24,17	27,06

Le débit maximum probable de la crue calculé par la formule de **Mallet - Gauthier** est le plus proche au débit moyen calculé par toutes les formules, c'est pour cela qu'on opte pour les débits probables calculés à partir de la formule de **Mallet – Gauthier**

III.5. Hydrogramme de crue

La forme des crues (temps de montée et de décrue) assimile l'Hydrogramme de crue a deux

équations paraboliques, l'une pour le temps de montée est définie par: $Q_t = Q_{\max \%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n$

Et l'autre pour la décrue exprimée par : $Q_t = Q_{\max \%} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m$

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

Q_t : débit instantané au moment (t).

t_m, t_d : temps de montée et de décrue.

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

Temps de base: $t_b = t_m + t_d$

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

On a donc:

$$t_m = t_c = 0,69h \quad t_d = 2 t_m = 1,38 h \quad t_b = t_m + t_d = 2,07 h .$$

pour construire l'Hydrogramme des crues de oued Bou Khartoum ,on a utilisé les valeurs des débits de crues des fréquences 5% ,2% ,1% ,0.1% , 0.01%,les résultats obtenue ainsi que l'Hydrogramme de crues sont exposés dans le tableau III.28(ANNEX II) et la figure III.10

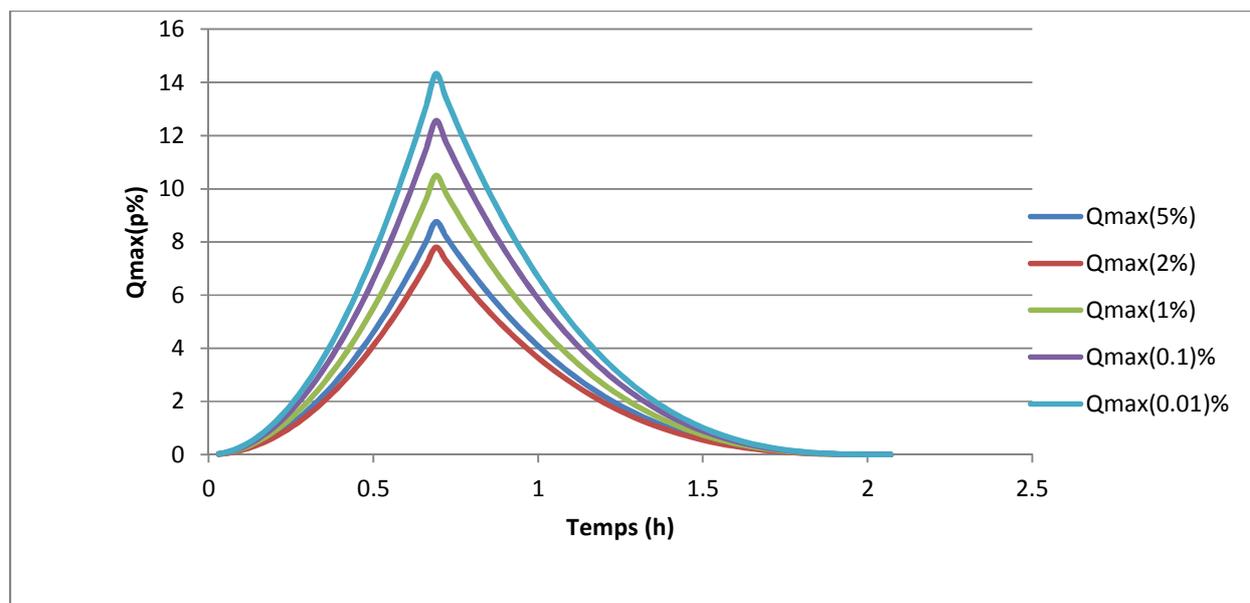


Figure III.10 : Hydrogramme des crues.

III.6.Choix de fréquence de la crue

III.6.1.Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée

Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Tableau III.29 : 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

$$Q_{1\%}=10.5\text{m}^3 /\text{s}.$$

III.6.2.Choix de la crue de Chantier

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il faut faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues, le choix de la crue dépend du degré de risque admis.

Les barrages en remblais sont souvent protégés contre les crues cinquantenales ou même centennales, mais dans notre pays, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans.

Etant donné ses exigences je vais choisir la crue (10 ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.

$$Q_{5\%}=8.76\text{m}^3 /\text{s}.$$

III.7. Régularisation de l'écoulement

L'objet de l'étude de régularisation est d'établir la capacité de la retenue de l'oued Bou Khartoum ,de façon à ce que la régularisation des apports de l'oued soit optimum .donc le but consiste à déterminer les paramètres de la retenue et un mode d'exploitation ,permettant ainsi une utilisation rationnelle des eaux .pour la satisfaction des consommateurs .le barrage étant destiné à l'irrigation des terres limitrophes.

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

Le calcul de la régularisation a été fait par la méthode du bilan d'eau .il y a deux types de régularisation utilisés :

- la régularisation saisonnière.
- la régularisation interannuelle.

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

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

- la répartition mensuelle de la demande en eau d'irrigation
- la répartition mensuelle de l'apport ($A_{80\%Hm}$).
- La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.

III.7.1.Courbes caractéristiques de la retenue [8]

Elle représente l'identité de la retenue car elle permet par une simple lecture de la courbe de connaître la valeur du volume d'eau en fonction de l'altitude et la surface inondée aussi.

Pour tracer les courbes en se basant sur levée topographique et à l'aide de l'Auto-cade on établit un tableau III.29 contenant les caractéristiques de la cuvette du retenue ; la hauteur en fonction du volume et la surface comme il est représenté sur la figure III.11 (Annexe II)

Tableau III.30 : caractéristiques de la cuvette.

Elévation (m NGA)	Superficie (km2)	Capacité (Hm3)
27	0,00251	0,00134
28	0,0061	0,00134
29	0,0118	0,1405
30	0,02	0,02963
31	0,03147	0,055
32	0,0465	0,0935
33	0,0903	0,227
34	0,1192	0,331

III.7.2.Répartition des besoins

Le but de l'utilisation de la retenue collinaire de Bou Khartoum est de satisfaire les besoins agricoles. la répartition des besoins est mentionnée dans le tableau III.30

Tableau III.31: Répartition mensuelle des besoins.

MOIS	SEP	OCT	NOV	DÉC	JAN	FÉV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOÛ
Besoin en (%)	0	0	0	0	0	0	5	15	20	25	20	15
U_{irr} (Mm ³)	0,00	0,00	0,000	0,00	0,00	0,00	0,03	0,09	0,12	0,15	0,12	0,09

Source(Direction d'hydraulique wilaya de jijel)

III.7.3.Répartition des apports mensuels 80%

L'apport 80% et déjà calculé dans le tableau III.21

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Janv	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
A80%	0,175	0,295	0,744	0,651	1,085	0,767	0,961	0,28	0,282	0,185	0,155	0,16

III.7.4.Calcul du volume mort

Le volume mort est déjà calculé : $V_m=0.0056 \text{ Hm}^3$

III.7.5.Calcul du volume utile [8]

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

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

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

III.7.6.Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes [8]

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le **Tableau III.32** (Annexe II) :

$$V_s = 0,87 \text{ Mm}^3,$$

$$V_d = 0,361692 \text{ Mm}^3,$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps,

$$V_s > V_d \quad \text{D'où : } V_u = V_d \quad \text{Alors :}$$

$$\mathbf{V_u = 0,361692 \text{ Mm}^3}$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m$$

$$\text{D'où : } \quad \mathbf{V_{\text{NNR}} = 0,367292 \text{ Mm}^3}$$

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation c'est-à-dire la cote au niveau normale de la retenue NNR

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution s'appelle temps de fonctionnement, à ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

1^{ère} Consigne d'exploitation [8]

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues et à restituer après. L'excédent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface.

On se fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'en doit pas dépasser.

2^{ème} Consigne d'exploitation [8]

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de fond. Remplir et ensuite restituer au consommateur.

III.7.7.Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) [8]

Les pertes dans la retenue sont de deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

a) Pertes par évaporation

On a:
$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy}$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

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

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

b) Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

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

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminé d'après le tableau

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

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

Tableau III.33 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques

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

$$\delta=0,5$$

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau III.34 suivant :

Tableau III.34 : Les volumes des pertes dans la retenue

Vmoy(Hm ³)	Smoy(Km ²)	E s(mm)	Es (m)	E(m ³)	Vinf(m ³)	Vtot(Hm ³)
0.0356	0.023	111	0.111	0.002553	0.0178	2.0353E-08
0.1156	0.0545	62	0.062	0.003379	0.0578	6.1179E-08
0.2506	0.0962	48	0.048	0.004617	0.1253	1.29918E-07
0.4156	0.125	43	0.043	0.005375	0.2078	2.13175E-07
0.367292	0.131	40	0.04	0.00524	0.183646	1.88886E-07
0.367292	0.131	45	0.045	0.005895	0.183646	1.89541E-07
0.367292	0.131	62	0.062	0.008122	0.183646	1.91768E-07
0.366292	0.132	72	0.072	0.009504	0.183146	1.9265E-07
0.330292	0.12	90	0.09	0.0108	0.165146	1.75946E-07
0.227852	0.009	121	0.121	0.001089	0.113926	1.15015E-07
0.127412	0.058	171	0.171	0.009918	0.063706	7.3624E-08
0.050006	0.03	161	0.161	0.00483	0.025003	2.9833E-08

La régularisation saisonnière en tenant compte des pertes est montré dans le Tableau III.35 (Annexe .II)

III.7.8. Estimation de l'erreur

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

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

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

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

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

$$V'_u = 0,36729259 \text{ Mm}^3 \quad \text{Et} \quad Vu=0,361692 \text{ Mm}^3.$$

Donc : $\zeta = 1.62311.10^{-6}$ c.à.d. la condition est vérifiée et En prend $Vu=0,367 \text{ Mm}^3$

Le volume au niveau normal de la retenue est: $V_{NNR} = V_M + V_U$

$$V_{NNR} = 0.36729259 \text{ Mm}^3$$

Tableau III.36: Récapitulatif des résultats de la régularisation.

Dénomination	Quantité
Volume mort (Mm^3)	0,0056
Volume utile (Mm^3)	0.3616
Volume normal de la retenue (Mm^3)	0,3672
Cote au niveau mort (∇NVM)	28.04
Cote au niveau normale de retenue(∇NNR)	35.39
Cote du fond (∇fond)	27

III.8.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 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 :

$$Q.dt = q.dt + S.dh$$

III.8.1. Méthode de KOTCHERINE [8]

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 transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
3. le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normal de la retenue (NNR).
4. les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

III.8.2.Estimation de la charge au dessus du déversoir [8]

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

$$q = m.b.\sqrt{2.g}(H)^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (III.01)$$

Où :

m : Coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge **H** et de la forme de la crête du déversoir. Pour notre cas, il est constant et égal à **0,49**.

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

b : L largeur de déversoir. (On la fait varier de 5 à 12m);

H : La charge sur le déversoir (on la fait varier de 0.2 à 1.2m).

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = V_{moy}.S \dots\dots\dots (III.02)$$

$$S = b.(H + P) \dots\dots\dots (III.03)$$

P : La hauteur de pelle.

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

$$V_{moy} = \frac{q}{L.(H + P)} \dots\dots\dots (III.04)$$

Tableau III.37 : Données initiales pour la méthode de KOTCHERINE

données		largeur	hauteur	debit	surface	vitesse	Wd
g	9.81	5	1.2	14.27	6	2.38	82707.41
a	1	6	1	13.02	6	2.17	72707.41
2*g	19.62	7	0.8	10.87	5.6	1.94	61707.41
2.g ^{0,5}	4.4294469	8	0.6	8.07	4.8	1.68	49707.41
Q1%	10.5	10	0.4	5.49	4	1.37	33307.41
W1%	13041	12	0.2	2.33	2.4	0.97	16627.41
m	0.49						

En utilisant, toujours la formule III.1 et en variant la largeur déversante, nous obtenons les débits indiqués dans le tableau III.37 (L comprise entre 5 et 12 mètres).

$$q = m.b.\sqrt{2.g}(H)^{\frac{3}{2}}$$

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_{moy}^2}{2g} \dots\dots\dots (III.05)$$

Où :

Ho : est la charge globale;

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

La détermination de la largeur du déversoir, ainsi que le débit correspondant, se fait graphiquement après le traçage du graphe $Q_{lam} = f(h)$ déterminée par la formule

$$V_{lam} = Q\%(1 - V_{ch}/V_{cr}) \dots\dots\dots (III.06)$$

Q%: Débit maximum de crue considérée en m³/s.

V_{ch}: Volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_{cr}: Volume de la crue correspondant au Q% en m³.

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q T_b \dots\dots\dots (III.07)$$

T_b: temps global de la crue.

D'après les tableaux (III.38 et III.39) qui se trouvent dans l'annexe, Nous tracerons des courbes représentées dans la Figure III.12 et III.13.

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, nous devons faire une étude d'optimisation (c'est ce qu'on appelle une étude technico-économique) qui nécessite la détermination des volumes des travaux pour chaque largeur du déversoir, du remblai et du béton.

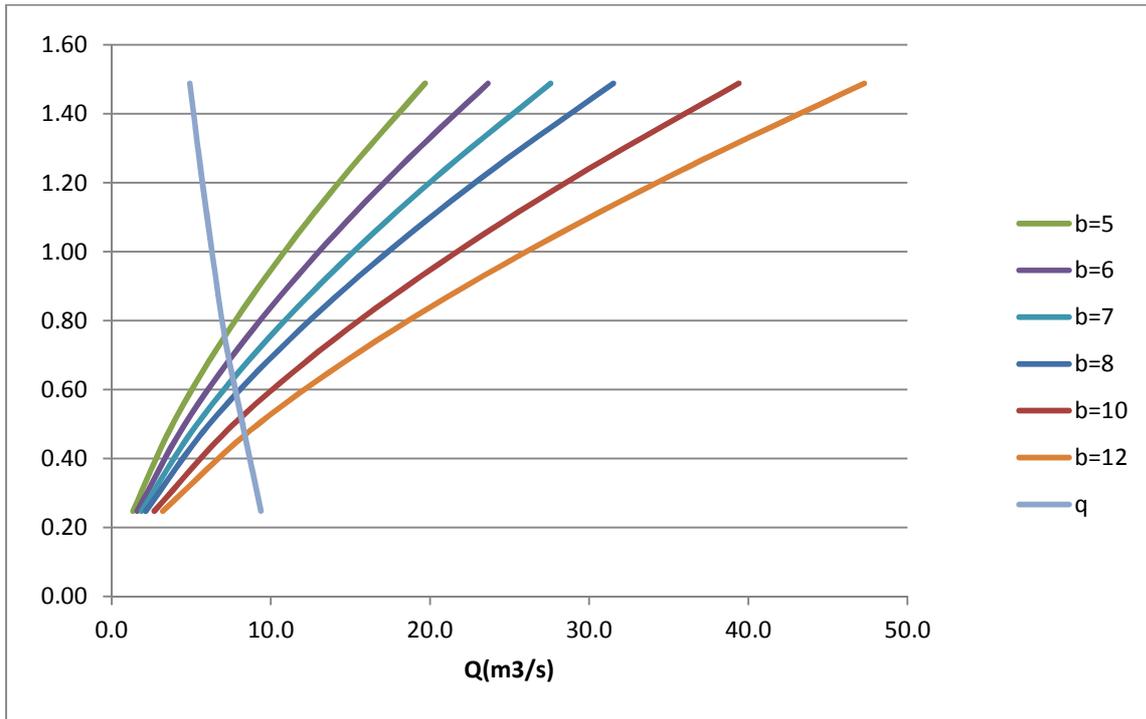


Figure III.12 : Courbes de $H=f(Q,q)$.

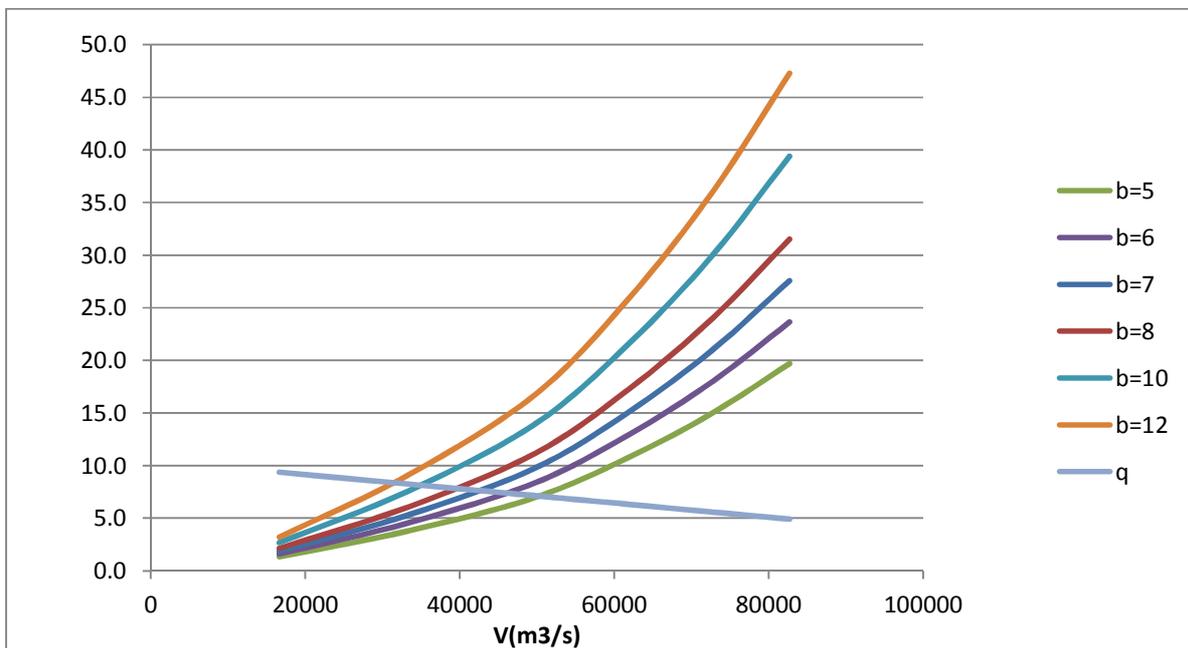


Figure III.13 : Courbes $V=f(q,Q)$.

III.9.Etude d'optimisation

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

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

III.9.1. Dimensionnement préalable de la digue

III.9.1.1.La revanche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la cote des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

La revanche minimale est donnée par la relation suivante : $R = 0.75H + \frac{V^2}{2g}$

H : La hauteur des vagues (m).

V : vitesse des vagues (m/s).

Tableau III.40 : Détermination de la hauteur de la vague.

	Formule	Valeur (m)
Formule de Stevenson	$H = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt[4]{F}$	0.907
Formule de Mallet Paquant	$H = 0,5 + 0,33\sqrt{F}$	0.65
Formule simplifiée	$H = 1 + 0,3\sqrt{F}$	1.13

Avec :

F : longueur du Fetch (F = 0.215 km).

On prend H = 0,9 m (proche de la moyenne).

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard : $V = 1,5 + 2H$

Donc : R = 1 m

III.9.1.2.Largeur en crête

Les formules utilisées pour le calcul de la largeur sont mentionnés dans le tableau III.41

Tableau III.41 : Formules utilisées pour le calcul de la largeur en crête.

Formule de Knappen	$b_{cr}=1,65\sqrt{H_b}$
Formule de F-Preece	$b_{cr}=(1,1\sqrt{H_b}) + 1$
Formule anonyme (simplifiée)	$b_{cr}=3,60^3\sqrt{H_b} - 3$
Formule pratique	$b_{cr}=\frac{5}{3}\sqrt{H_b}$

Les résultats de calcul sont mentionnés dans le tableau III.42 (Annexe.II).

On prend : $b_c = 5\text{m}$

III.9.2.Calcul des coûts

III.9.2.1.Calcul du coût de la digue

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

Tableau III.43: coût de la digue.

Largeur déversant (m)	volume de la digue (m³)	Coût de la digue (millions de DA)
5	28744.31	8623.29
7	25561.77	7668.53
10	22654.81	6796.44
12	22294.79	6688.43

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètre, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 300 DA

III.9.2.2.Calcul du coût de l'évacuateur de crues

a)Coût du déversoir

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Greager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversant épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...), pouvant engendrer des

dégâts importants et provoquant à la suite l'instabilité de l'ouvrage. Le coefficient de débit est $m=0.49$

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

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1,85} \dots\dots\dots (III.08)$$

Ou :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dév} = S.L$$

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à vingt deux mille dinars Algériens 22000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

Tableau III.44: coût du déversoir.

largeur déversants (m)	volume du béton (m ³)	Coût du déversoir (millions de DA)
5	225.92	4424.54
7	500.55	10408.65
10	1224.54	26266.25
12	2491.66	54108.5

b) Calcul du coût du coursier

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

La longueur approximative du coursier est 27 mètre (selon le plan topographique).

L'épaisseur du mur "e" est prise à 0,2

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times e = L \times H \times e$$

Le Tableau II.45 nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau III.45 : coût de coursier.

largeur déversants (m)	volume du béton (m ³)	Coût de coursier (millions de DA)
5	24.8	545.67
7	27.42	603.38
10	30.62	673.73
12	32.18	708.11

III.9.2.3. Le coût total du barrage

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

Tableau III.46 : coût totale du barrage.

largeurs déversants (m)	coût de la digue (millions de DA)	coût de l'évacuateur de crue (millions de DA)		coût total (millions de DA)
		déversoir	coursier	
5	8623.29	4424.54	545.67	13593.5
7	7668.53	10408.65	603.38	18680.56
10	6796.44	26266.25	673.73	33628.4
12	6688.43	54108.5	708.11	61613.06

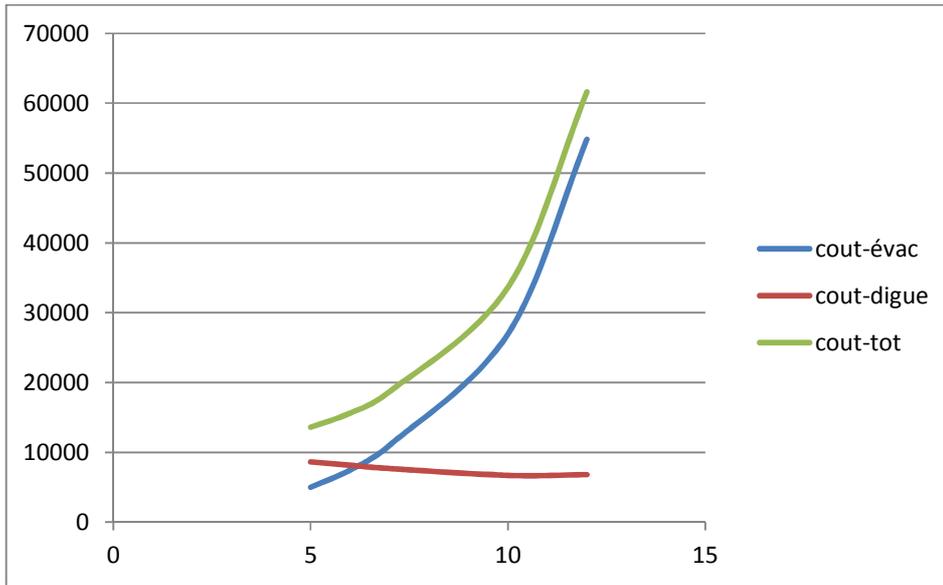


Figure III.14: La courbe d'optimisation.

Conclusion

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure (III.14), la largeur déversante donnant le coût minimum est de 7 mètres.

Donc la hauteur du barrage est : $H_b = 10.68$ m.

Et le niveau de la crête : ▼ Crête = 37.68 m.NGA.

Chapitre 04 :

Etude des variantes

Introduction

Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de la vallée, la disponibilité des matériaux de construction en quantité et en qualité suffisantes, la distance d'approvisionnement doit être aussi réduite que possible. C'est à la base de ces derniers que l'on peut proposer des variantes et en écarter d'autres.

IV.1.Choix de l'axe de la retenue

L'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par les critères économique, sécuritaire et facilité d'exécution de l'ouvrage.

En plus de la topographie, de la géologie et de l'hydrologie sont toujours prises en considération quant au choix de l'axe. En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

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

IV.2. Le choix du type de barrage

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

➤ La topographie du site

La topographie consiste en premier lieu à vérifier si l'axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant .En second lieu vérifier la possibilité d'implantation du barrage et de ces ouvrages annexes.

➤ La morphologie de la vallée

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

➤ Les conditions géologiques et géotechniques

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

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

-Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (risque de renard), et les tassements différentiels.

-Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place

➤ **Les matériaux de construction**

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site ainsi, si que du type de barrage.

Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

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

IV.3. Les variantes à choisir [4]

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux, ce qui nous donne le choix de trois variantes :

IV.3.1.Barrage en terre homogène

Ce sont des barrages constitués d'un seul matériau qui garantit l'imperméabilité ,accompagnée de dispositifs de drainage contre la filtration ;Le remblai est constitué de matériaux du type argile ,argile sablonneuse, limon ,sable limoneux ,sable ,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).

IV.3.2.Barrage en terre hétérogène ou zoné

Ce sont des barrages composés de deux matériaux, l'un imperméable et l'autre résistant, séparés par des couches de transition .Ces dernier peuvent être classés en terre avec enrochement, en terre avec noyau ou zoné, etc .

Ce noyau interne a l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuites.

IV.3.3. Barrage en terre a masque

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles manque de matériaux convenables, difficulté de mise en œuvre,... Dans ce cas la solution c'est le masque amont .La résistance mécanique est apportée par un remblai homogène à granulométrie élevée (enrochement en général) alors qu'un organe mince tel qu'une géomembrane ou un masque en béton armé ou bitumineux est placé plus couramment sur sa face amont pour assurer l'étanchéité.

On peut exécuter le masque après l'identification du remblai .Le masque est facilement réparé lorsqu'il ya des altérations extérieures mécaniques ou thermiquesect .

IV.4. Définition de profil général du barrage

A partir de l'étude d'optimisation on peut présente les caractéristiques générales de la digue dans le tableau suivant :

Tableau IV.01 : profil générale du barrage

Digue			
Hb (m)	Longueur crête (m)	Largeur en crête (m)	Revanche (m)
10.68	160.15	5	1.3
déversoir			
la charge déversant (m)	largeur de dév (m)	débit lamine (m3/s)	
1	7	10.5	
Cote de fond	NNR	NPHE	Cote de crête
27	35.39	36.38	37.68

IV.5. Fixation du choix définitif du type de barrage

Pour le choix de la variante, on a pris en considération :

- Zones d'emprunts
- Existences de carrière de matériaux de construction
- Distance des zones d'emprunts
- Conditions climatiques (températures, précipitations,...)
- Sismologie
- Volume des matériaux de construction
- Dispositif d'étanchéité

- Technologie de réalisation, coûts.....
- Facilité de réalisation

IV.6 .Etude comparative

Une étude de comparaison approximation des différents volumes de chacun des types de barrage choisis paraît nécessaire pour faire le choix du type de retenue en fonction du coût et la disponibilité des matériaux de construction.

IV.6.1. Pente des talus [3]

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

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

- Pour un barrage homogène d'une hauteur de 10.68m on prend les pentes des talus: $m_1=3, m_2=2,5$.
- Pour un barrage à zones d'une hauteur de 10.68m on prend les pentes des talus amont et aval: $m_1=3, m_2=2,5$.
- Pour un barrage en enrochements d'une hauteur de 10.68m on prend les pentes des talus amont et aval: $m_1=m_2= 3$.

IV.6.2. Volume du corps du barrage

Le volume du corps du barrage est donné par la formule :

$$V_b = \sum V_i \quad ,$$

$$\text{Tel que : } V_i = \frac{[w_i - w_{i+1}]}{2} L_i$$

V_i : volume du barrage dans la coupe i ;

W_i : section transversale du barrage dans la coupe i ;

L_i : distance entre deux coupes voisines.

$$W_{ii} = \frac{[b + B_{pi}]}{2} H_{bi}$$

b : largeur du couronnement ;

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) H_{bi}$$

m_1 : pente du talus amont ;

m_2 : pente du talus aval

IV.6.3. Protection des talus

Les talus doivent être protégés contre les dangers naturels: l'érosion provoquée par le batillage des vagues, le ruissellement des eaux de pluie, l'action des vents.

Cette protection prémunie également des dangers externes : les animaux creuseurs de terriers dans le corps de la digue, le piétinement des troupeaux domestiques, et les agissements de l'homme.

➤ *Talus aval*

Pour les barrages en sol homogène la solution la plus répandue et la plus économique consiste à réaliser un enherbement sur une couche de terre végétale d'une épaisseur de 50cm, ou bien une couche d'enrochement d'épaisseur de 50cm pour plus de sécurité.

Pour les barrages zonés la solution la plus appropriée fut la protection des parements par des enrochements.

Le barrage en enrochement ne nécessite aucune protection car son corps est constitué d'enrochement.

➤ **Talus amont**

Il est protégé contre les effets des vidanges rapides, le batillage des vagues et les averses violentes. On rencontre différents types de protection : en béton ou béton armé, asphaltique et enrochement.

On opte pour une protection en enrochement, cette protection consiste à la réalisation de couches d'épaisseurs prédéterminées de blocs de pierre de dimensions appropriées (rip-rap). Le matériau devra être sain, d'un poids capable de résister à la poussée des vagues.

Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues et de leurs vitesses de propagation par les méthodes suivantes:

❖ **Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement**

Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, on utilise plusieurs méthodes.

➤ **La méthode de « U.S.ARMAY » [3]**

Les ingénieurs de l'USA.rmy utilisent de préférence le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Les valeurs de l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement et D50 min sont données par le Tableau IV.03

Tableau IV .03 : L'épaisseur min de la couche d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimum de la couche d'enrochement (m)	D₅₀ minimum (m)
0 à 30	0,30	0,20
0,30 à 0,60	0,40	0,25
0,60 à 1,20	0,45	0,30
1,20 à 1,80	0,55	0,40
1,80 à 2,40	0,70	0,45
2,40 à 3,00	0,80	0,55

Pour notre cas, $0,6 < H_v < 1,2$ m, on trouve que l'épaisseur min de la couche d'enrochement égale à 0,45m, et le D50min égale à 0,3m.

D'où: $e = 0,45\text{m}$; $D_{\min} = 0,3\text{m}$.

Conclusion

En analysant les résultats obtenus, on adopte pour la suite du dimensionnement de la digue une épaisseur de couche $e = 50\text{cm}$ et un diamètre moyen de 30cm . Donc une protection du talus amont d'une épaisseur de 50cm d'enrochement avec 30cm de filtre (lit de gravier et sable).

VI.6.4. Protection de la crête

La crête de la digue sera revêtue d'une couche de produit asphaltique de 50 cm d'épaisseur, afin d'éviter les fissures dues au retrait des matériaux argileux et de permettre en plus le passage (en principe exceptionnel) d'un véhicule

IV.6.5. Le noyau pour la deuxième variante

L'étanchéité du barrage de la variante II est assurée par un noyau imperméable qui empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite.

Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité.

Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition suivante:

$$I = \frac{\Delta H}{b_{\text{moy}}} \leq I_{\text{adm}} \dots\dots\dots (\text{IV.1})$$

I_{adm} : gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.

b_{moy} : largeur moyenne du noyau.

ΔH : la charge d'eau.

Le tableau suivant nous permet de choisir les valeurs:

Tableau VI.04 : Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la **IV**^{ème} classe alors on prend $I_{adm}=1,95$.

- La largeur en crête minimale du noyau est: $b_{min} = 1/6.H_b$

Donc on adopte: $b_{min} = 2.0$ m

- Le noyau est ancré dans la fondation d'une profondeur égale à 3 m
- La pente de la clé d'étanchéité est : $m = 1$.

De la hauteur du noyau on tire la largeur à la base du noyau :

- la hauteur du noyau est:

$$H_n = H_b - 1 = 9.68 \text{ m}$$

- La largeur en base est:

$$b_{base} = 2.m_1.H_n + b_{min} = 11.68 \text{ m}$$

- La profondeur du noyau dans la parafouille est de:

$$H_p = H_f + H_a$$

H_p : profondeur de la parafouille (m).

H_f : profondeur de la fondation ($H_f = 2.5$ m).

H_a : profondeur d'ancrage du noyau dans le substratum ($h_a=0.5$ m).

$$H_p = 3\text{m}.$$

La largeur à la base du noyau doit être vérifiée à la condition suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{b_{base}} \leq I_{adm} \dots\dots\dots (IV.2)$$

Ou :

ΔH : la charge d'eau: $\Delta H = H_1 - H_2$

H_1 : hauteur d'eau correspond au NPHE ($H_1 = 9.38\text{m}$).

H_2 : hauteur d'eau a l'aval du barrage ($H_2 = 0\text{m}$).

$$\Delta H = 9.38\text{m}$$

Le gradient admissible pour notre cas égal a 1.95.

A partir de la condition citée ci-dessus on tire $b_{\text{base adm}}$:

$$b_{\text{base adm}} > \Delta H / I_{\text{adm}}$$

$$b_{\text{base}} = 4.8\text{m}$$

Et comme pour notre cas b_{base} est supérieure à $b_{\text{base adm}}$, donc la condition est vérifiée.

$$b_{\text{base noyau}} > b_{\text{base admissible}}$$

La largeur moyenne du noyau est: $b_{\text{moy}} = (b_{\text{min}} + b_{\text{base}}) / 2 = 6.84\text{m}$

$$I = 1.37 < I_{\text{adm}} \text{ (Condition vérifié).}$$

IV.6.6. Etanchéité de la fondation

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer une bonne liaison entre la fondation et le corps de la digue.

Elle doit être réalisée lorsque la fondation imperméable n'est pas atteinte après décapage.

- Pour les deux premières variantes une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de l'argile. Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue.
 - La clé d'étanchéité est constituée d'argiles compactées dans les deux variantes.
 - La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 3m
 - La pente des talus de la clé d'étanchéité est $m = 1$.
- Pour la 3ème variante l'étanchéité de la fondation est assurée par l'ancrage du masque

amont en géomembrane dans la fondation.

IV.6.7.le drainage du barrage [2]

Pour éviter le phénomène du sous pressions et pressions interstitielle dans le corps du barrage, on prévoit un dispositif de drainage qui a pour rôle d'intercepter les eaux d'infiltration, et de les faire sortir en aval du barrage sans causer de dégât préjudiciable au barrage.

Les dispositifs drainant les plus appropriés pour remplir ces fonctions sont :

➤ **Variante I**

Un drain horizontal (tapis drainant) qui se compose de graviers d'une largeur égale à 0.5 m et une couche de 15 cm de sable, il est relié à la restitution (oued) par un drain prisme qui va participer à la stabilité de l'ouvrage.

➤ **Variante II**

Un drain prisme situé au pied du talus aval. Ce drain est constitué d'un massif de forme triangulaire en enrochements et d'une couche de 15 cm de gravier et 15 cm de sable du côté interne. Le noyau est protégé de par et d'autre par des zones de transition.

➤ **Variante III**

La 3ème variante ne nécessite pas de drainage pour la digue car elle est totalement étanche.

IV.6.8. Fondation

L'exigence essentielle pour la fondation d'un barrage c'est de garantir un support stable pour le remblai sous toutes les conditions de saturation des charges, et de garantir une résistance suffisante à l'infiltration contre les renards et les pertes d'eau.

IV.6.9. Dispositif des drains et filtres

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Il y aura abaissement de la ligne de saturation, diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle, et accélération de la Consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir normalement une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée. Ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée (drain vertical). Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et en conséquence soigneusement lavés si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

➤ **Dimensionnement du drain prisme**

A. Dimensionnement de prisme

Hauteur: $h_p = (0.15 \div 0.2) h_b \dots \dots \dots (IV.03)$

h_b : Hauteur du barrage ($h_b = 10.68m$)

On prend : $h_p = 0.18 h_b$

Ce qui nous donnons: $h_p = 2\text{m}$

Largeur en crête: $b_p = (1/3 \div 1/4) h_{dr}$ (IV.04)

On prend : $b_p = 1/3 h_{dr} = 0.33 * 2 = 0.66\text{m}$

On prend: $b_p = 1\text{ m}$

Fruits des talus : $m_2 = (1.5 \div 2.5)$ on prend : $m_2 = 2$

$m_1 = (1 \div 1.75)$ on prend : $m_1 = 1.5$

B. Dimensionnement du Drain tapis

$L_d = 1/4 L_b$ (IV.05)

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale du barrage ($L_b = 63.74\text{m}$)

On trouve : $L_d = 16\text{m}$.

IV.6.10.Evaluation du prix total des différents matériaux**➤ Variante I**

Les résultats de calcul sont exprimés dans le tableau suivant:

Tableau VI.05: Coût de la digue (1ère variante)

Désignation	Unité	Quantité (m3)	P.U (DA)	Montant (DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m3	608.8	300	182640.00
Enrochement	m3	1181.15	800	944920.00
Gravier	m3	1799.56	600	1079736.00
Sable	m3	497.94	600	298764.00
Remblai en argile compacte	m3	25561.77	300	15337062
Produit asphaltique	m3	167.2	1000	167200.00
Montant total				18010322 DA

➤ Variante II

Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.06: Coût de la digue (2ème variante)

Désignation	Unité	Quantité (m3)	P.U (DA)	Montant (DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m3	608.8	300	182640
Enrochement	m3	26490.83	800	21192664
Gravier	m3	609	600	365400
Sable	m3	623	600	373800
Noyau	m3	3271	300	1962600
Produit asphaltique	m3	167.2	1000	167200
Montant total				24244304 DA

➤ **Variante III**

Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.07: Coût de la digue (3ème variante)

Désignation	Unité	Quantité (m3)	P.U (DA)	Montant (DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m3	608.8	300	182640
Enrochement	m3	30967.98	800	24774384.64
Gravier	m3	568.77	600	341262.88
Sable	m3	581.65	600	348988.98
Géomembrane	m3	134.04	1000	134044.67
Produit asphaltique	m3	167.2	1000	167200
Montant total				24244304 DA

Conclusion

Les trois variantes sont faisables mais on s'est penché vers la première variante (digue homogène) car on a les matériaux qu'il faut à moindre coût avec facilité de réalisation.

Chapitre 05 :

Etude de la variante choisie

Introduction

Après l'étude des variantes faite dans le chapitre précédent, nous avons opté pour la première variante à savoir barrage homogène en argile.

Dans ce présent chapitre nous allons étudier la conception et l'étude détaillées de la digue.

V.1. Conception de La Digue

Tableau V.01 : Caractéristique de la digue

La revanche du barrage	La Hauteur du barrage	La largeur en crête
1 m	10.68m	5m

V.1.1.Classification de l'ouvrage

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage, et pour connaître la classe de notre barrage nous avons le tableau suivant :

Tableau V.02 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs de barrage (m)			
Sols rocheux.	>100	70 ÷100	25÷75	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique.	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique.	>50	25 ÷50	15÷25	<15

A partir du tableau V.01 la retenue est classée dans la quatrième catégorie d'ouvrage.

V.1.2.Pentes des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales, comme montre le tableau IV.02 dans le chapitre précédent.

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage .On a choisi les pentes des talus, ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

Pour les talus on prend :

- Fruit amont est : $m_1=3,0$.
- Fruit aval est : $m_2= 2.5$.

V.1.3. Protection des talus

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage et l'attaque des vagues pour le talus amont.

a- Talus aval

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement, d'une épaisseur de 50cm

b - Talus amont

Il sera protégé par une couche d'enrochement.

Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, on utilise la méthode de « U.S.ARMAY ».

Les valeurs de l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement et D_{50} min sont données par le tableau V.04.

Tableau V.04 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur min de la couche d'enrochement (m)	D_{50} min (m)
0 à 0,3	0,3	0,20
0,3 à 0,6	0,4	0,25
0,6 à 1,2	0,45	0,30
1,2 à 1,8	0,55	0,40
1,8 à 2,4	0,70	0,45
2,4 à 3,0	0,80	0,55

Pour notre cas, $0,6 < H < 1,2$ m $e = 0,45$ m , D_{50} min = 0,3 m

Pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à $e=0,5$ m.

V.1.4. Drainage de la digue

IV.1.4.1. But du drainage [4]

Quel que soit le dispositif d'étanchéité utilisé, un barrage en remblai et sa fondation sont le siège d'infiltration d'eau soit structurelles soit accidentelles.

La fonction du drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise à la stabilité de l'ouvrage.

En effet, le drainage dans les barrages en remblai vise à répondre d'une manière aussi efficace que possible aux objectifs suivants :

- a) Abaissement de la ligne de saturation ;
- b) Réduction de la pression de courant avec modification du réseau de l'écoulement
- c) Réduction de la pression interstitielle ; Contrôle des percolations et du non migration des éléments du remblai.

V.1.4.2. Constitution et fonctionnement des filtres et drains

V.1.4.2.1. les filtre

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des particules fines du massif à drainer, on interpose alors un filtre entre les deux matériaux, sa fonction principale est de retenir ces particules du sol drainé tout en permettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux grossiers.

Ils peuvent être situés :

- Entre deux couches de sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols ne puissent pas migrer dans l'autre sol ;
- Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituant les drains;
- A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;
- Sous et au-delà du pied aval du barrage ;
- Sous les recharges drainantes.

Les filtres peuvent être constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer.

V.1.4.2.2. les drains

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Il y aura abaissement de la ligne de saturation, diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle, et accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée. Ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée. Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et en conséquence soigneusement lavée si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

➤ Règles générales de dimensionnement des drains et filtres [2]

Dans les passages ultérieurs, nous avons fait allusions à plusieurs reprises aux conditions de non entraînement des fines particules encore dénommées "conditions de filtres", la référence usuelle en la matière est celle des règles de Terzagui.

Elles s'énoncent comme suit :

Soit d_x la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre $x\%$ en poids dépassant lors du tamisage granulométrique Soit D_x celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

➤ Condition de perméabilité. $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5;$

➤ Condition de non entraînement des particules fines $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

$$4. d_{85} > D_{15} > 5.d_{15}$$

Le plus souvent, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition, la mise en place d'un filtre est alors inutile. En outre, pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant on devra s'assurer de la condition d'uniformité à savoir :

$$2 < \frac{D_{60}}{d_{10}} < 8$$

Ces règles étant établies, dimensionnons à présent ces différents composants du système de drainage à savoir les filtres et les drains.

V.1.4.2.3. Calcul des drains

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain-tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

A. Dimensionnement du drain tapis

Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation :

$$L_d = \frac{L_b}{4} \dots\dots\dots (V.02)$$

L_d : Longueur du drain tapis en mètres ;

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b= 63.74$ m].

Donc : $L_d=16$ m .

B. Dimensionnement du prisme aval**a- Fruits des talus**

$m_1 = (1 \div 2)$ on prend : $m_1=1.5$.

$m_2 = (1,5 \div 2, 5)$ on prend : $m_2=2$.

b - hauteur du drain

$$h_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots(V.03)$$

D'où : H_b : Hauteur du barrage ;

AN:

$$h_{dr}=0,18.10,68 =2 \text{ m} \quad . \quad h_{dr}=2 \text{ m}$$

c - largeur au sommet

Elle est donnée par : $b_{dr} = l_d = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4}\right) \cdot h_{dr} \dots\dots\dots(V.04)$

$$b_{dr} = \frac{1}{3} h_{dr}$$

$$b_{dr} = 1 \text{ m}$$

d - largeur en base du drain

Elle est exprimée par : $B=b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr} \dots\dots\dots(V.05)$

$$B= 8\text{m}.$$

V.1.4.2.4. Calcul des filtres

Les filtres sont une succession de couches de granulométrie très variée .Ils sont situés :

- Au pied aval du barrage
- A la protection du talus amont (zone de transition entre l'eau et les recharges)
- Entre le tapis filtrant et les recharges.

V.1.4.2.5 .Détermination de la courbe granulométrique des filtres

On désigne par D_p et d_p les diamètres des grains du filtre et du matériau filtré.

Selon les critères :

$$12 \text{ mm} < D_{15} / d_{15} < 40 \text{ mm} ;$$

$$12 \text{ mm} < D_{50}/d_{50} < 58 \text{ mm}.$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

- D_{15} , D_{50} : Diamètre de filtre.
- d_{15} , d_{50} : Diamètre du sol à protéger.

Granularité du sol protégé

$$d_{15} = 0.00066 \text{ mm} ;$$

$$d_{50} = 0,0065 \text{ mm} ;$$

$$d_{85} = 0,047\text{mm}.$$

La première couche de filtre est entre des terres du corps du barrage et la première couche de drain à les limites suivantes :

$$0,00792 \text{ mm} < D_{15} < 0,02078 \text{ mm} ;$$

$$0,078 \text{ mm} < D_{50} < 0.377 \text{ mm} ;$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0.01716 \text{ mm} ;$$

$$D_{50} = 0.2275 \text{ mm}.$$

La deuxième couche de filtre on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$0.20592 \text{ mm} < D_{15} < 0.6862 \text{ mm} ;$$

$$2.73 \text{ mm} < D_{50} < 9.10\text{mm}.$$

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

$$D_{15} = 0.446 \text{ mm ;}$$

$$D_{50} = 5.915 \text{ mm.}$$

Conclusion

On prévoit :

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur =15cm (pour des raisons de sécurité).
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur =15cm ;
- L'encrochement d'épaisseur = 50 cm.

V.1.5. Etanchéité du barrage

V.1.5.1. Clé d'étanchéité

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer une bonne liaison entre la fondation et le corps de la digue.

Elle doit être réalisée lorsque la fondation imperméable n'est pas atteinte après décapage.

Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue.

-La clé d'étanchéité est constituée d'argiles compactées.

- La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 3 m

- La pente des talus de la clé d'étanchéité est $m = 1$.

V.1.5.2. Protection de la crête

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de gravier bitume bien compactée). Pour le barrage homogène, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante des matériaux de la couche de crête.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toutes stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de 3% qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

Conclusion

D'après l'étude détaillée de notre variante, on a retenu les résultats suivants :

- ✓ Type du barrage : homogène en argile;
- ✓ Classe de l'ouvrage : quatrième catégorie ;
- ✓ Hauteur : 10.68 m ;
- ✓ Fruit amont : $m_1=3,0$;
- ✓ Fruit aval : $m_1=2,5$;
- ✓ La largeur du couronnement : 5 m ;
- ✓ Longueur transversale du barrage : 63 ,74 m ;

V.2. Etude des infiltrations**V.2.1.Objectif de calcul d'infiltration**

L'objectif de cette partie est de déterminer :

- La zone submergée du corps de la digue.
- Les pressions interstitielles.
- Le tracé de la ligne de saturation.
- Le débit de fuite à travers le corps.

V.2.2. Positionnement de la ligne de saturation

La ligne de saturation est la ligne le long 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 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 :

$$X = \frac{y^2 - y_0^2}{2 \cdot y_0} \dots\dots\dots (V.06)$$

Avec $Y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (V.07)$

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b (d =17.66m).

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont b=25.23m

(Déterminé graphiquement).

h : La hauteur d'eau en amont (h=8.39m).

On trouve $Y_0 = 1.89m$.

Donc l'équation est ; $x = 0.26y^2 - 0.94$

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

Tableau V.05: Coordonnées de la parabole de KOZENY :

Y (m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	8.39
X (m)	-0,94	-0,68	0,1	1,4	3,22	5,56	8,42	11,8	15,7	17.36

La parabole de base coupe la face aval du massif central en un point qui sera déterminé à partir de l'équation en coordonnées polaires de cette parabole.

$$\frac{\Delta a}{1 + \Delta a} = f(\theta) \dots\dots\dots (V.08)$$

θ : angle du Drain ($\theta = 180^\circ$).

A partir de l'abaque de Casagrande de l'Annexe(III) on trouve :

$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0$$

Tel que $a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos(\theta)} \dots\dots\dots (V.09)$

On trouve $a=0 \quad \Delta a=0$

La ligne de saturation de la parabole de KOZENY est représentée dans la planche N⁰ 04

V.2.3.Calcul du débit de fuite par infiltration**a) digue**

Nous appliquons la loi de Darcy pour le calcul du débit de fuite à travers le barrage.

$$q = K.I.A \dots\dots\dots (V.10)$$

Avec :

q : débit d'infiltration ($m^2 /s/ml$);

I : gradient hydraulique;

K : Coefficient de perméabilité. ($K=10^{-7} m/s$);

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dy}{dx}$ et $A = y.l$

$$\text{Donc : } q = K.y \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (V.11)$$

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

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

Le débit total à travers le barrage sera : $Q = q.L$

$$y_0 = 1.98m$$

$$K = 10^{-7} m/s$$

$$q = 10^{-7} * 1.89 = 10^{-7} * 1.89 \text{ m}^2/s/ml$$

$$\text{Donc } Q_I = q.L = 10^{-7} . 1.89 * 160.08 = 3.02 * 10^{-5} m^3/s$$

$$Q_I = 3.02 * 10^{-5} m^3/s$$

b) Fondation

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

$$q = K.I.A$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité. ($K=10^{-8} m/s$)

$$I=He/Lb \dots\dots\dots (V.12)$$

(He= charge de la retenue=8.39 mce, Lb= 63.74m L'emprise du barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. A=T.1 (T=3m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où $q = K.I.T$

$$AN \quad q=10^{-8} \cdot \frac{8.39}{63.74} \cdot 3 = 4. \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } Q_F=q.L=4. \cdot 10^{-9} \cdot 160.08=6.32 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_F=6.32 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$$

Débit total d'infiltration :

$$Q= Q_F+ Q_I = 3,02 \cdot 10^{-5} + 36,32 \cdot 10^{-7} = 3.01 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q=3.01 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

V.2.4.Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

1) dispositif d'étanchéité

La résistance d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm}$$

ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.

δn : épaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau suivant :

Tableau V.06 : Classification des barrages :

Classe de l'ouvrage	Sol de fondation	
	Rocheux	Meuble
I	Hb>100 m	Hb> 50
II	De 50 à 100 m	De 25 à 50 m
III	De 20 à 50 m	De 15 à 25 m
IV	Hb< 20 m	Hb< 15 m

Notre barrage appartient à la classe IV .

Tableau V.07 : Gradient admissible à travers le remblai terreux

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

$I_{adm}=1,95$

Donc: $\Delta H=8.39m$; $\delta n=15.6 m$; $I = 0, 53 \leq I_{adm}$

D’où la résistance à l’infiltration du sol du barrage est assurée.

2) fondation du barrage

La vérification de la résistance d’infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée : $I < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (V.13)$

Avec:

I_{cr} : gradient d’infiltration critique qui est déterminé en fonction du type du sol de la fondation. Il est donné par le tableau suivant.

Tableau V.08 : Gradient admissible pour les fondations d'un remblai

Type de sol	Classe de l'ouvrage
	IV
Argile compactée	1,08
Limon	0,54
Sable moyen	0,48
Limon sableux	0,34
Sable fin	0,26

K_s : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de barrage d'après le tableau suivant

Tableau V.09 : Détermination de coefficient de sécurité

Classe de l'ouvrage	I	II	III	IV
K_s	1.25	1.20	1.15	1.10

If : gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule

$$\text{Suivante : } I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c^i} \dots\dots\dots (V.14)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. ($T_c=3m$)

H : charge d'eau ($H=8.39 m$).

L : longueur à la base du barrage ($L=63.74m$).

On a donc : $I_f = 0,126$

La fondation est en argile ce qui donne ($I_{cr}=1.08$).

Notre barrage appartient à la classe IV ce qui donne ($K_s=1.10$).

$$\text{On a donc : } \frac{I_{cr}}{K_s} = 0,98$$

Ce qui nous donne $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$ donc la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée.

V.3. Etude de stabilité [3]

V.3.1. Stabilité des talus

Il existe plusieurs méthodes de calcul de stabilité au glissement, les plus courantes sont les méthodes dites de calcul à la rupture dont la méthode de Fellenius, Bishop, Taylor ...etc. nous utiliserons ici pour notre cas la méthode de Fellenius dite méthode suédoise car c'est la plus pessimiste.

Dans les calculs, nous considérerons les cas de sollicitation suivants :

- Cas 01 : fin de construction
- Cas 02 : fonctionnement normal
- Cas 03 : Vidange rapide

V.3.3. Méthode de FELLENIUS (1926)

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

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

1-soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixes et on détermine à priori.

2- Soit par une série de calculs dit dimensionnement, où l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir au coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

➤ Le glissement des talus : Il existe plusieurs types

a.1. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

a.2. Glissement en cascade.

a.3. Glissement, puits renard

➤ l'instabilité mécanique en fondation.

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

V. 3.5. Ordre de calcul (Méthode des tranches)

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b=10.68m$).

(K_1-K_2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau.V.09

Tableau V.11:les différentes valeur 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

Pour notre cas :

Talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	10.68	24.56
Aval	2,5	0,875	2,025	9.34	21.63

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticale, 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 à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d’une épaisseur $b=0,1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L’effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

Composante normale (forces stabilisatrices) : $N= G_n \cos \alpha$ (V.15) Composante

périphérique (forces déstabilisatrices) : $T= G_n \sin \alpha$(V.16)

Avec : α : angle d’inclinaison du pied de la tranche par rapport à l’horizontale.

V .3.5.1. Les caractéristiques géotechniques des sols

Elles sont représentées dans le tableau V.10 suivant :

Tableau V.12: Caractéristique géotechnique :

Paramètres	Unité	argile	fondation
φ°	degré	16	28
C	t/m3	2.14	00
δ_{sat}	t/m3	2	2.1
δ_d	t/m3	1.7	1.8

La densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$.

V.3.5. 2.Calcul des forces appliquées à chaque tranche

a)-Force de pesanteur (poids propre de la tranche)

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s’écrit : $G_n = b (\gamma_1 .h_1 + \gamma_2 .h_2 + \gamma_3 .h_3)$ (V.17)

h_1 , h_2 , h_3 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation.

γ_2 : densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation.

γ_3 : densité de l'assise.

b : largeur de la tranche.

b)-Force de pression interstitielle

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

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl. \quad \dots\dots\dots (V.18)$$

U : pression interstitielle.

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

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

h : hauteur de la tranche.

c)-Forces de cohésion

$$F_c = c \cdot dl. \quad \dots\dots\dots(V.19)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d)-Forces dues au séisme

$$T = a \cdot G_n \quad \dots\dots\dots(V.20)$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

V.3.5. 3. Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ **Les forces stabilisatrices**

a. Force de frottement

$$F_1 = N n \operatorname{tg} \varphi - U dl \operatorname{tg} \varphi. \dots\dots\dots (V.21)$$

Φ : Angle de frottement.

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

b. Force de cohésion

$$F_c = c dl \dots\dots\dots(V.22)$$

Avec :
$$dl = \frac{2\pi.R.B_i}{360}$$

R : rayon de la courbe de glissement.

Bi : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

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

$$M_s = [(N n - U dl) \operatorname{tg} \varphi + c dl] R.$$

➤ **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 :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (V.23)$$

Remarque que :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$$

$$\operatorname{Cos} \alpha = \sqrt{1 - \operatorname{Sin}^2 \alpha} .$$

V.3.6.Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

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

a) Retenue pleine

$$K_{ss} = \frac{\sum (Nn - pi)tg\phi_i + \sum Ci.dl}{\sum GnSin\alpha_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots(V.24)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (Nn - pi)tg\phi_i + \sum Ci.dl}{(1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.25)$$

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction)

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots (V.26)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots (V.27)$$

c) Vidange rapide

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K_{ss} = \frac{\sum Nntg\phi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.28)$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nntg\phi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.29)$$

Le tableau V.12 représente les Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Tableau V.13 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

cas de sollicitation		coefficient de sécurité	
		sans séisme $K_{SSadm}=(1.15-1.1)$	avec séisme $K_{AS}=(1.1-1.05)$
Fin de Construction	<u>Talus aval</u>		
	$R_1=19.49m$	1.81	1.56
	$R_2=16.98m$	2.04	1.77
	$R_3=20.84m$	2.12	1.87
Fonctionnement Normal	<u>Talus aval</u>		
	$R_1=19.49m$	1.91	1.54
	$R_3=16.98m$	2.28	1.87
	$R_1=20.84m$	1.99	1.61
Vidange Rapide	<u>Talus amont</u>		
	$R_1=20.87m$	3.53	2.9
	$R_2=17.41m$	2.34	2.03
	$R_3=24.99m$	2.26	1.95

Conclusion

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme.

Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

Chapitre 06 :

Etude des variantes des
ouvrages annexes

Introduction

Pendant l'élaboration d'un projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenants à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue seront :

- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- la dérivation provisoire.

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre retenue.

VI.1. Ouvrage d'évacuateur de crues [3]

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.1.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. les difficultés de réalisation.
3. les exigences topographiques du site.
4. les exigences géologiques du site.
5. la facilité d'entretien.
6. la facilité de modification.
7. le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories selon les principes types :

- a. l'évacuateur à écoulement libre.
- b. L'évacuateur par puit noyé.

VI.1.2. Les variantes de l'évacuateur de crue choisies

01/ Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

02/ Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre.

Leur Fonctionnement est très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.

Il est Facile à réaliser ,parmi ces inconvénients on trouve qu'il est difficile à modifier et que leur cout est peu élevé.

VI.1.3. Choix de la variante

L'emplacement de l'évacuateur de crues dépend essentiellement de la géologie et de la topographie du site notamment l'accessibilité sur la crête de la digue, tout en tenant compte bien sur des facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement. Dans notre étude nous optons pour un évacuateur de surface à entonnement frontal sur la rive gauche.

VI.2. Ouvrage de Prise d'eau [3]

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normale de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

L'ouvrage de prise d'eau peut être de plusieurs types tels que :

VI.2.1.Prise d'eau en charge

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton .Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de command au pied aval de la digue.

En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

VI.2.2.Prise d'eau flottante

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle-ci et celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

VI.2.3.Tour de prise

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

VI.2 .4. Choix de la variante

Vu la destination du barrage (irrigation des terres limitrophes), le prélèvement des eaux peut être effectué à un niveau unique. L'ouvrage de prise en conduite permet la prise avec faible perte de charge, et un coût relativement faible par rapport aux deux autres variantes (flottantes, tour de prise), cela rend celle-ci la variante la plus adéquate.

VI.3. Ouvrage de vidange [3]

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (renards, glissement d'une partie de talus aval).
- De vider la tranche morte en fin saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).
- De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

VI.3.1.Conduite de vidange en charge

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

VI.3.2. Conduites à écoulement libre

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2) m de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

VI.3.3. ouvrages de vidange à batardeau

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

VI.3.4. Choix de la variante

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

La conduite en charge avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien.

La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

La variante de l'ouvrage à retenir est celle d'une conduite en charge.

Pour des raisons pratiques économiques il a été préférable d'associer l'ouvrage de vidange à celui de prise d'eau.

VI.5. Dimensionnement de l'évacuateur de crue [6]

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir..
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de restitution.

VI.5.1. Dimensionnement et calcul hydraulique des éléments constituant l'évacuateur de crue

VI.5.1.1. 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=1 m).

H: la charge d'eau sur le déversoir H=1,00m.

H+ P =2,00m

Vitesse d'approche:

$$V = \frac{Q}{(P+H)b}$$

La vitesse

est donnée par la relation suivante:

b: largeur du déversoir (b=7m).

Q: débit évacué (Q=10.5m³/s).

On trouve: $V=0.75$ m/s.

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4,4 ÷ 10) m/s, $V < V_{adm}$, donc pas de risque d'érosion.

- **Hauteur du mur du canal d'approche:** La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante:

$$R_e = 0.6 + 0.05V(H)^{1/3} \dots\dots\dots(VI.01)$$

$$R_e=0,65m.$$

D'où la hauteur de mur est:

$$H_m = H + P + R = 2.65m \dots\dots\dots(VI.02)$$

Pour des raisons de sécurité on prend: $H_m = 3m$

- **Longueur du canal d'approche:**

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 12m.

VI.5.1.2. Le déversoir

Le profil du seuil déversant est de type Greager, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression est égale à la pression atmosphérique, tout profil situé au-dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement. Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante:

$$y = \frac{(x^{1.85})}{(2 H^{0.85})} \dots\dots\dots(VI.03) / H : \text{ la charge déversante}$$

Tableau VI.01 : les coordonnées de la nappe déversante

Y(m)	X(m)
0	0
0.1	0.42
0.2	0.61
0.3	0.76
0.4	0.89
0.5	1
0.6	1.1
0.7	1.2
0.8	1.3
0.9	1.4
1	1.45

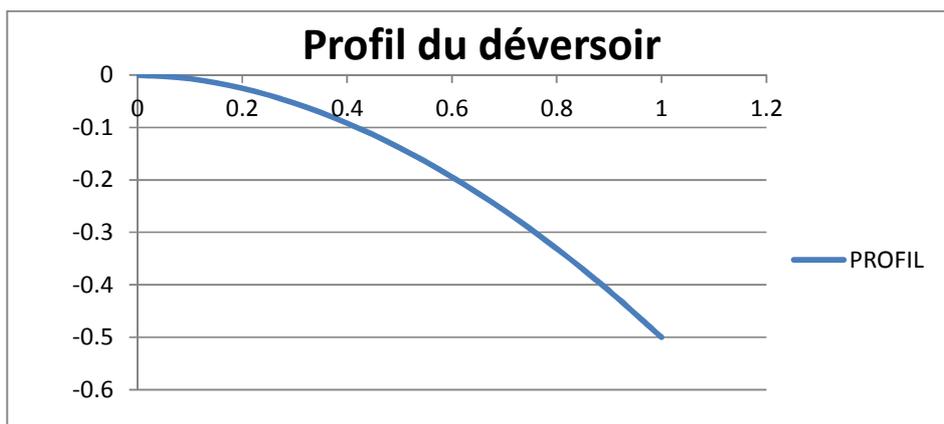


Figure VI.01 : Profil du déversoir

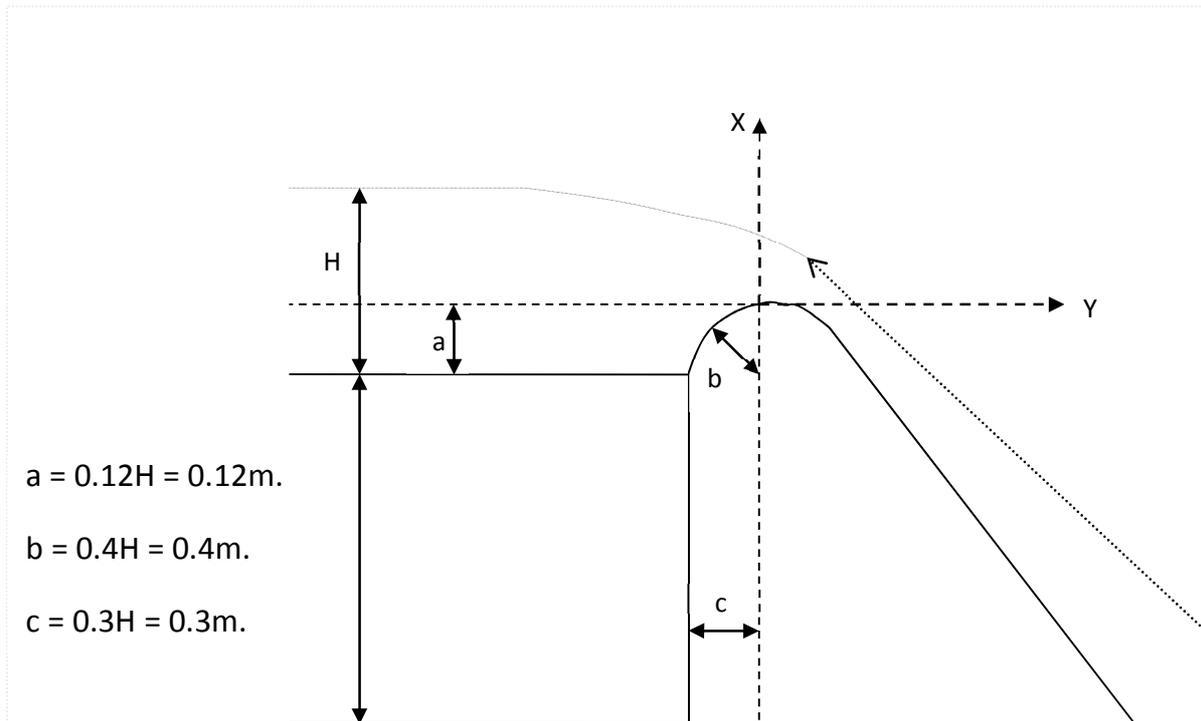


Figure VI .02 : Les dimensions du déversoir

VI.5.1.3. Canal d'écoulement

Le canal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieure à la pente critique) pour que le régime soit fluvial. 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.

La longueur du canal est déterminée en fonction de la topographie elle est égale à 10.11m et une pente de 0,1%. On détermine la profondeur critique y_c pour un canal de forme rectangulaire:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \dots\dots\dots (VI.04)$$

Avec:

Q: débit de projet lamine ($Q= 6.34\text{m}^3/\text{s}$).

b: largeur du canal ($b=7\text{m}$).

g: l'accélération de pesanteur ($g=9,81\text{m}^2/\text{s}$). $y_c=0.44\text{m}$

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

$$I_{cr} = \left[\frac{Q(b + y_c)^{2/3}}{K(b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2$$

Avec:

R: rayon hydraulique (en m).

I: la pente en (m/m).

S: section mouillée

K: coefficient de Manning-Strickler (K=71).

Pour une section rectangulaire:
$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + 2y_c)^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots(VI.05)$$

$$I_{cr} = \left[\frac{6.34 \cdot (7 + 2 \cdot 0.44)^{2/3}}{71 \cdot (7 \cdot 0.44)^{5/3}} \right]^2 * 100 = 0.287\%$$

(0,1% < 0,287% ⇒ I < I_{cr}), La condition est vérifiée.

VI.5.1.4. Calcul du convergent

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2) \dots\dots\dots(VI.06)$$

Ou : l₁ : est la largeur au plafond du bief amont l₁=7 m

l₂ : est la largeur au plafond de la section de contrôle l₂=3m

La longueur du convergent est de 10m.

VI.5.1.5.Le coursier

En général, le coursier commence par un convergeant amenant à la section de contrôle (section ou atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente, sa largeur est calculée est estimée à:

$$L_2=3m$$

1. La profondeur critique

- La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1.$$

- Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}}$$

B : est la largeur du coursier égale a 3 m.

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{6.34^2}{9.81 \cdot 3^2}} = 0.77m$$

A.N :

2. La pente critique

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer I_{cr} on associera donc la relation du régime uniforme

$$Q = S_c \cdot C \cdot \sqrt{R_c \cdot I_{cr}} \quad \dots\dots\dots (VI.07)$$

Avec celle du régime critique.

$$\frac{Q^2 \cdot b}{g \cdot S_c^3} = 1 \quad \dots\dots\dots (VI.08)$$

L'élimination de Q entre les deux expressions pour une section rectangulaire ($S=h \cdot b$) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C_c^2 \cdot R_c} \dots\dots\dots (VI.09)$$

Avec :

I_{cr} : pente critique ;

Sc : section critique Sc=b.h_{cr} ;

Rc : rayon critique Rc=Sc/Pc ;

Pc : périmètre critique Pc=2.h_{cr}+b

Cc : coefficient de Chézy $Cc = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité n=0,014 (revêtement en béton).

Ce qui donne :

- Sc=2.31m²;
- Pc=4.54 m;
- Rc=0.5 m ;
- Cc=63.82

La pente critique est: **I_{cr}=0,37% .**

3. Calcul de la profondeur normale

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (c'est-à-dire la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes) elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy).

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

Avec : S : section du coursier S=b.h_n ;

I : pente du coursier I=0.1% ;

C_n : coefficient de Chézy $Cn = R^{1/6} / n$

$$R : \text{rayon hydraulique } R = \frac{S}{P} = \frac{b \cdot h_n}{2 \cdot h_n + b};$$

En substituant De la même manière que pour le chenal d'écoulement, on aura:

$$Q = \frac{1}{n} . I^{1/2} . (b . h_n)^{5/2} . (2 . h_n + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (VI.10)$$

On aura : $h_n = 2.33\text{m}$

$$V_n = \frac{Q}{b . h_n}$$

$$V_n = 1.5\text{m/s}$$

On constate que $I_{cr} > I$ ($h_n > h_{cr}$) donc le régime d'écoulement est fluvial et le canal à une pente modéré.

4. Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Le calcul de la ligne d'eau est effectué à l'aide d'un logiciel appelé « CANALP ».

Sur le tableau suivant on présente les différents paramètres de calcul suivant des sections distantes de 10m (le pas).

Les données de départ sont:

- Largeur du canal $b = 3\text{m}$.
- Débit à évacuer: $Q = 6.34\text{m}^3/\text{s}$.
- La pente du coursier: $I = 0.11\%$
- La longueur du coursier: $L = 28\text{m}$.

Coefficient de Strickler (71).

Tableau VI.02: les données de départ

Q (m3/s)	Strickler	I (m/m)	Y _n (m)	Y _c (m)	L bief (m)
6.34	71	0.11	0.357	1.077	28

Les résultats de calculs sont illustrés dans le tableau VI.03:

Tableau VI.03: Ligne d'eau à pas d'espace de 10m.

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)
Amont	0.00	10.00	1.077	1.00	1.015
1	10.00	10.00	0.57	2.6	2.49
2	20.00	10.00	0.48	3.36	3.19
Aval	30.00	10.00	0.4	3.82	3.66

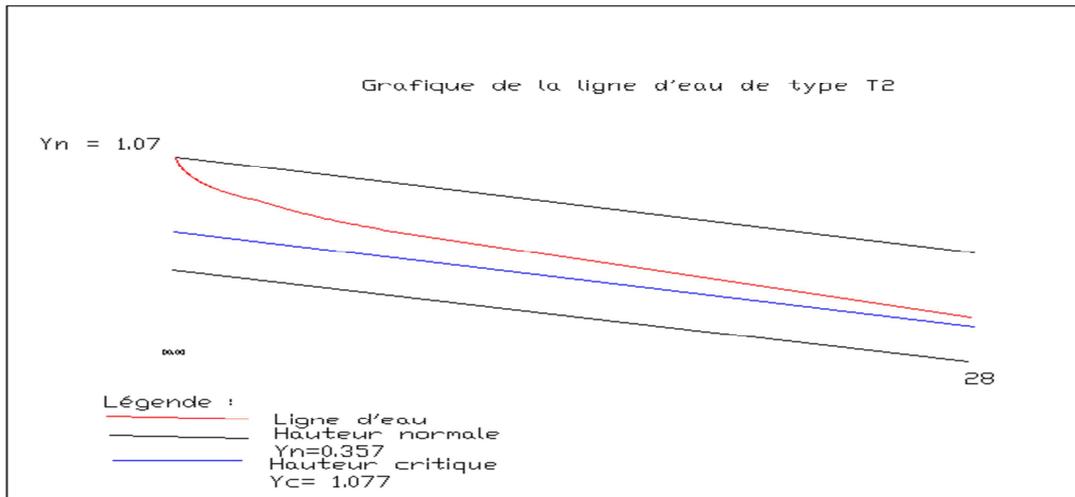


Figure VI. 03. la ligne d'eau dans le coursier

A partir du Tableau VI.03 la valeur qu'on doit adopter est : y=0.4m.

➤ La vitesse à la fin coursier est:

$$V = \frac{Q}{b.y} = 5.28\text{m/s}$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gy}} \dots\dots\dots (VI.11)$$

$$\text{Donc : } F_r = \frac{V}{\sqrt{gy}} = 4.56$$

$$F_r = 4.22$$

VI.5.1. 6. Dissipateur d'énergie

Il permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les instituer à l'oued, la forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude d'après les tests réalisés par (USBR) "The bureau Of Réclamation».

- ❖ $1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.
- ❖ $1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.
- ❖ $2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.
- ❖ $4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).
- ❖ $Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent)

Froude est inférieur à 4.5, donc il y'aura formation d'un ressaut instable.

Pour la dissipation de cette énergie on a opté pour un bassin à ressaut, la mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée est inférieure à 15m/s.

$F_r < 4,5$ alors le bassin qui convient est de type I.

- **Détermination des caractéristiques du bassin**

On a : $F = 4.22$, $y_1 = 0.4$ m

Donc de l'abaque (Annexe IV) $\frac{y_2}{y_1} = 6.1$

d'où : $y_2 = 2.44$ m

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

➤ Longueur du bassin donc de l'abaque (Annexe IV) $\frac{L}{y_2} = 5.9$

On prend: $L = 14.39$ m

- **Dimensionnement des blocs Chicanes**

➤ La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 0,4$ m.

➤ La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 0,4$ m.

➤ Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 1$ m.

VI.5.1.7. Canal de restitution

Le canal de restitution a pour but d'acheminer les eaux évacuées vers l'oued après la dissipation de son énergie; selon les conditions topographiques, cette partie est constituée par un tronçon de 45.6 m de longueur environ, de forme trapézoïdale avec un fruit de talus de 1/1, a une pente du canal de I=0,08 % il ya une partie en enrochement (14 m de longueur) et l'autre partie en terre est de 32 m).

1. La hauteur critique

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcul par la formule suivante (Agraskine) :

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{Z'}{3} + 0,105 Z'^2 \right) \dots\dots\dots (VI.12)$$

$$\text{Avec : } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.b^2}} \dots\dots\dots (VI.13)$$

$$\text{Et } Z' = \frac{K.m}{b} \dots\dots\dots (VI.14)$$

m : fruit des talus du canal de fuite m=1.

Ce qui donne : K=1.07, Z' = 0,36 d'où

$$h_{cr} = 0.96 \text{ m}$$

2. La pente critique

Elle est donnée par : $I_{cr} = \frac{g.h_c}{C^2.R_c}$

Avec :

- I_{cr} : pente critique
- Sc : section critique $Sc = m.h_{cr}^2 + b.h_{cr}$;
- Rc : rayon critique $Rc = Sc/Pc$;
- Pc : périmètre critique $Pcr = b + 2.h_{cr}\sqrt{1+m^2}$
- Cc : coefficient de Chezy $Cc = R_c^{1/6} / n$.
- n : coefficient de rugosité n=0,02

Ce qui donne :

- $S_c = 3.8 \text{ m}^2$;
- $P_c = 5.7 \text{ m}$;
- $R_c = 0.66 \text{ m}$;
- $C_c = 46.7 \text{ m}$.

La pente critique est : $I_{cr} = 0.65 \%$

3. Profondeur normale dans le canal

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}$$

Pour la hauteur normale on a :

- $S_c = m.h_n^2 + b.h_n$
- $P_n = b + 2.h_n\sqrt{1 + m^2}$
- $R = S_n/P_n$
- $C_n = R^{1/6} / n$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résoud avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n}.I^{1/2}.(mh_n^2 + b.h_n)^{5/2}.(2.h_n\sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (VI.15)$$

Le résultat du calcul par itération donne :

$$h_n = 2,17 \text{ m}$$

4. Vitesse dans le canal

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m.h_n^2 + b.h_n} \quad \text{D'où} \quad : \quad V = 0.93 \text{ m}$$

VI.5.2.Hauteurs des murs bajoyers**1. Canal d'approche et chenal d'écoulement**

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue.

➤ **Hauteur des murs à l'entrée du déversoir**

$$h_m = h_e + r.$$

Ou : h_m : Hauteur des murs bajoyers en (m).

h_e : lame d'eau sur le déversoir (m).

r : Revanche de sécurité (m) donnée par : $r = 0.61 + 0.14 V^{1/3}$ (VI.16)

Avec: $V = Q/ S$ (m/s). $V=10.5/ (7. 1)$

Ce qui donne : $V= 1.5$ m/s $r = 0.77$ m.

$$h_m = 1.7\text{m}$$

2. Le coursier➤ **Hauteur au début du 1^{er} tronçon**

$$H_m = h_e + r ;$$

Ou :

h_m : hauteur du mur bajoyer ;

h_e : hauteur d'eau $h_e = 1.077$ m ;

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0.61 + 0.14V^{1/3}$

V : la vitesse ou niveau de la section de contrôle $V = 1.95$ m/s ;

Ce qui donne : $r = 0.78$ m, $H_m = 1.86$ m

➤ **Hauteur à la fin du 1^{er} tronçon**

On procède de même manière que précédemment.

$$h_e = 0.4 \text{ m}$$

on aura : $V = 3.2$ m/s, $r = 0.82$ $H_m = 1.2$ m

VI.5. 3. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier**Vagues roulantes**

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$b/h < (10 \div 12) \text{ et } Fr^2 < 40.$$

Avec : b : largeur du coursier, Fr : Nombre de Froude $Fr^2 = \frac{V^2}{g.h}$.

h : profondeur d'eau minimale dans le coursier

$$b/h = 3/0.4 = 7.5 \text{ et } Fr^2 = (4.22)^2 = 17.8$$

Les deux conditions sont vérifiées donc pas d'apparition de vagues roulantes.

VI.6. Dimensionnement d'ouvrage de vidange

Un dispositif de vidange est absolument indispensable pour tout barrage de retenue qui représente un investissement notable.

La conduite de vidange est généralement disposée sous le barrage. Exceptionnellement, pour les gros ouvrages, il peut être intéressant de prévoir une galerie latérale. Elle peut fonctionner sous pression si son diamètre est petit ou moyen, ou en écoulement à surface libre lorsqu'elle est de gros diamètre.

Se basant sur la capacité du déversoir, le gabarit et les dimensions du barrage et pour des raisons d'économie, l'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la conduite de vidange de fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l'ouvrage d'entrée ne soit réalisé qu'après l'achèvement des travaux de la digue.

La capacité de la conduite doit permettre la vidange en dix (15) jours.

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{Vu}{T} + Q_r \dots \dots \dots \text{ (VI.17)}$$

Où:

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (pris égal au débit moyen annuel).

V: volume utile ($V=0.108 \text{ Mm}^3$).

T: temps de vidange ($10 < T < 15$) égal 15 jours = 1296000 secondes

$$Q_{vf} = \frac{0.361 \cdot 10^6}{1296000} + \frac{0.25 \cdot 10^6}{31.56 \cdot 10^6} = 0,29 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{vf} = 0,29 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographiques et géologiques, ainsi que par la valeur du débit de projet.

Dans notre cas la meilleure des solutions est une vidange de fond en acier.

L'axe de la vidange de fond est choisi suivant l'axe de la dérivation provisoire et le plan d'aménagement hydraulique compte tenu de la vidange maximale de la retenue, et la possibilité de passage des débits de chantier.

VI.6.1. Calcul hydraulique [1]

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ} \dots\dots\dots (VI.18)$$

Q_{vf} : débit de vidange (en m^3/s).

μ : coefficient de débit.

S : section de la conduite (en m^2).

Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (en m).

Alors que:

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \dots\dots\dots (VI.19)$$

Avec: $Z = 8.39 \text{ m}$

Préalablement on prend: $\mu = 0,80$.

On trouve : $S = 0.03 \text{ m}^2$.

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots (VI.20)$$

D'où: $d=0,19m$.

On prend : $d=190mm$

Correction de la valeur de coefficient μ : $\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \dots\dots\dots (VI.21)$

$\sum \xi_s$: somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille}$$

$$\xi_{va} = 0,15$$

$$\xi_{ent} = 0,25$$

$$\xi_{sor} = 1$$

$$\xi_{grille} = 0,2$$

Donc: $\sum \xi_s = 1,6$

$\sum \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d} \dots\dots\dots (VI.22)$$

L: longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 78m.

d: diamètre de la conduite de vidange 190mm.

λ : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler:

$$\lambda = \frac{78n^2}{d^{1/3}} \dots\dots\dots (VI.23)$$

n: rugosité de la conduite en acier (n=0,013).

On trouve: $\lambda = 0.022 \Rightarrow \sum \xi_L = 9.41$

Ce qui nous donne: $\mu = 0.29$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à $d=316\text{mm}$

On adopte la valeur de: $D_{vf} = 320\text{mm}$.

La conduite étant en acier d'un diamètre de 300mm. Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes: $V_s = Q_{vf}/S_{con}(0.08)$

$$V_s = 3.6\text{m/s}$$

VI.7.Dimensionnement de la prise d'eau

Le but de cet ouvrage est d'assurer un débit exigé à l'aval mais aussi une eau qui soit compatible à sa destination (de qualité).

La variante choisie pour la prise d'eau est celle prise d'eau et vidange de fond son tracé sera implanté dans la galerie de dérivation provisoire.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

La consommation maximale est en mois de Aout : $V_{\max} = 150000 \text{ m}^3$.

Si nous considérons que la distribution se fait durant 31 jours et à chaque jour en œuvre la vanne de prise pend 8 heures donc le débit maximal de la prise d'eau sera égale :

$$\text{Donc : } Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{150000}{30 * 3600 * 8} = 0,17 \text{ m}^3/\text{s} \dots\dots\dots (\text{VI.24})$$

$$Q = \mu S \sqrt{2g.H} \quad (\text{m}^3/\text{s}).$$

μ : coefficient de débit $\mu=0,3$

S : section de la conduite en m^2 .

H : charge d'eau minimale $H=1.04\text{m}$.

On trouve : $S=0,12 \text{ m}^2$ le diamètre de la prise d'eau sera égal à $d=159.8\text{mm}$

Donc On prend : $d=160\text{mm}$

- Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}} \quad \dots\dots\dots (VI.25)$$

$\sum \xi$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

On suppose que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot L}{D} \quad \dots\dots\dots (VI.26)$$

Avec $\lambda = 0,024$.

AN : $\sum \xi = 13,6$

$\mu = 0,26$ Donc : $S = 0,032 \text{ m}^2$. On trouve : $d = 200 \text{ mm}$.

On prend $d = 200 \text{ mm}$

VI.7.1. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite [1]

On a: $V = Q/S$

$$V = 3,46 \text{ m/s}$$

Conclusion

Finalement la conduite de prise d'eau aura un diamètre de 200 mm, elle est équipée d'une vanne papillon qui sera groupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage.

Chapitre 07 :

Organisation du chantier

Introduction

L'organisation de chantier ne représente pas seulement l'organisation pendant l'exécution des projets. Elle représente même les travaux de préparation des plans.

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter, ces travaux sont les opérations concourantes à la construction, la réparation, l'entretien ou la démolition d'un édifice (construction) de nature hydraulique ou bâtiment.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopte une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient ;

VII.1. méthodes basées sur le réseau

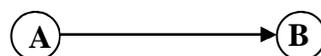
VII.1.1. Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

- a) **Réseau à flèches** : L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



- 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.

VII.2. Construction du réseau

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les cinq (5) opérations suivantes :

1. Etablissement d'une liste des tâches.
2. Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.
3. Construction des graphes partiels.
4. Regroupement des graphes partiels.
5. Construction du réseau.

VII.3. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

- 1^{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.

L'utilisation de cette méthode nécessite les étapes suivantes:

1. Collection des informations ;
2. Décomposition du projet ;
3. Définition de la relation entre les tâches ;
4. Attribution des durées;
5. Construction du réseau.

VII.4. les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables pour 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 ;

DCP: Date de commencement au plus tard ;

DFP: Date de finition au plus tôt ;

DFPP: Date de finition au plus tar;

MT: Marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

VII.5. 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 :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{c.c}} = \text{D.T.Pcc} \end{cases}$$

VII.6 .Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

1. Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
2. Dimensions du projet ;

On applique la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec:

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VII.7. Plannings

Il existe deux types de plan de travail :

VII.7.1. plan de travail au plus tôt

Dans ce cas, toutes les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est bien fournie en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VII.7.2. Plan de travail au plus tard

Toutes les opérations commencent à une date au plus tard; les tâches ne sont pas retardées. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsque ses moyens sont limités (plus économique).

VII.8. Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en compte tenu du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, 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 certaines exigences, qui sont :

- 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 ;
- Exécution du travail le plus économiquement possible ;

VII.9. Symboles des différentes opérations

Tableau VII.1: Symboles des opérations.

Tavaux	Opérations	Duré (mois)
Installation de chantier	A	1
Réalisation de la galerie de dérivation	B	1
Réalisation du batardeau	C	1
Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	D	1.5
Exécution du bassin d'amortissement	E	1
Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	F	1
Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue	G	2
Bétonnage de l'évacuateur de crue	H	0.5
Excavation du tranché de la clé d'encrage	I	0.5
Remblais de la clé d'encrage	J	0.5
Remblais du barrage, et prisme de drainage	K	3
Revêtement sur les talus (amont, aval)	L	1
Équipements hydromécaniques	M	1
Travaux de finitions	N	1.5

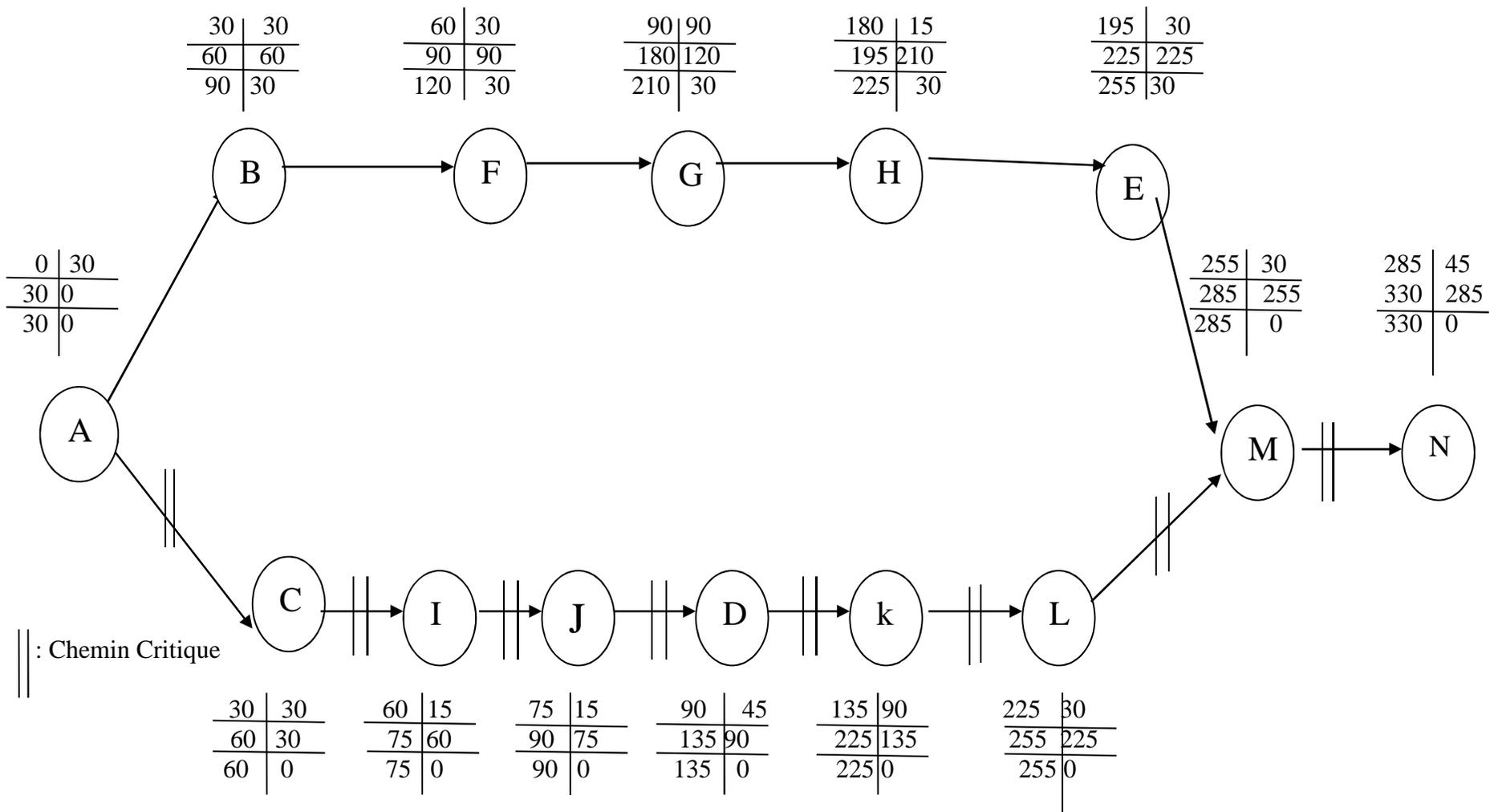


Figure VII.01 : RESEAU A NCEUD

$$DTR = \sum TR = 30+30+15+15+45+90+30+30+45 = 330 \text{ jours}$$

VII.10. Détermination des chemins critiques par la méthode de Tableau

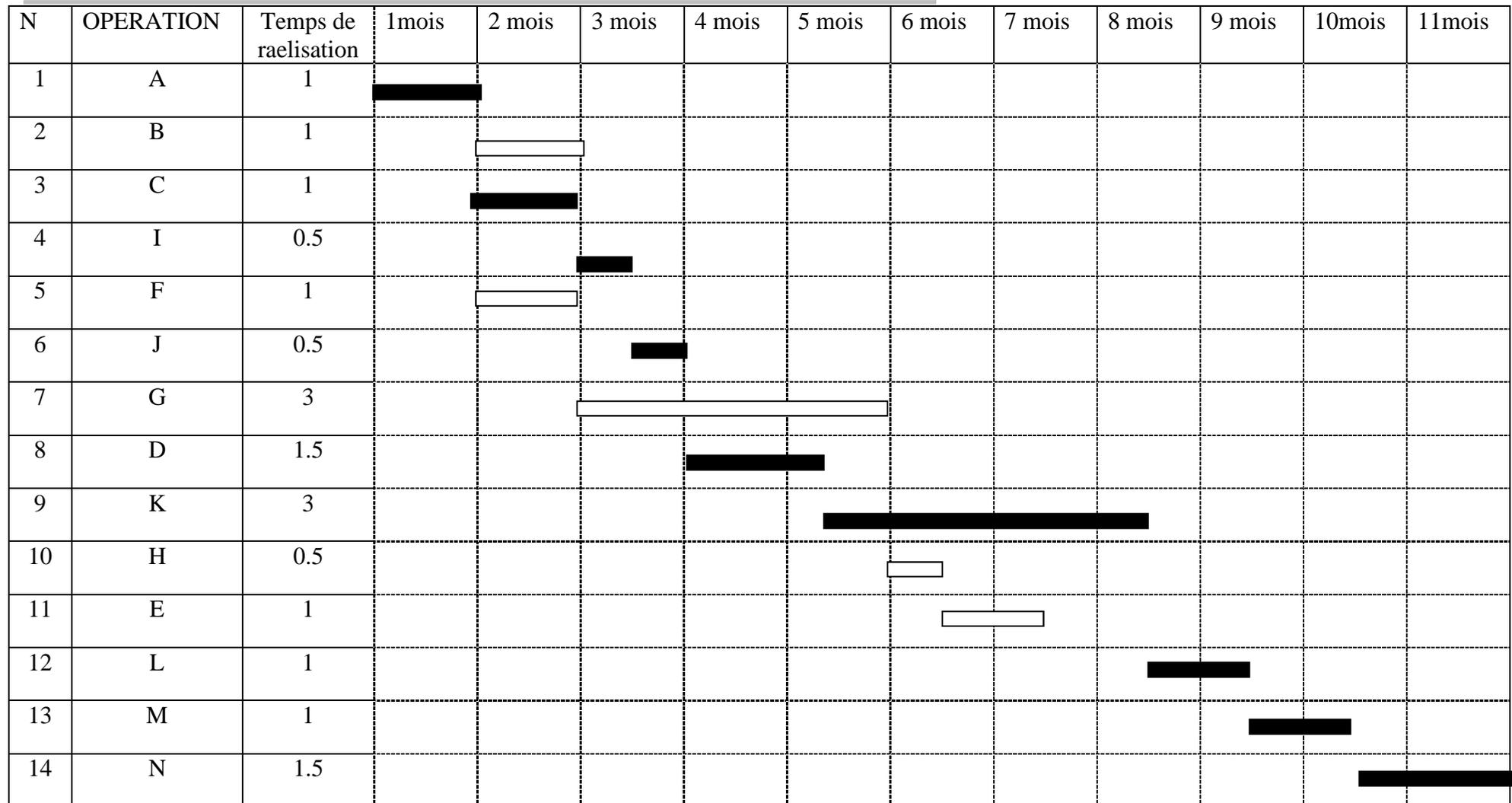
C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

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	30	0	30	0	30	0
B	30	30	60	65	95	35
C	30	30	60	30	60	0
I	15	60	75	60	75	0
F	30	60	90	95	135	45
J	15	75	90	75	90	0
G	90	90	180	135	225	45
D	45	90	135	90	135	0
K	90	135	225	135	225	0
H	15	180	195	210	225	30
E	30	195	225	225	255	30
L	30	225	255	225	255	0
M	30	255	285	255	285	0
N	45	285	330	285	330	0

$$DTR = \sum TR = 30+30+15+15+45+90+30+30+45 = 330 \text{ jours}$$



█ : Chemin Critique

Figure VII.02: DIAGRAMME DE GANT ;

Conclusion

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Finalement, on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude d'organisation d'un chantier.

Conclusion générale

Cette étude a été faite sur la base des rapports géologiques, hydrologiques et topographiques.

Du point de vue hydrologique, nous estimons que l'apport est suffisant pour remplir la future retenue qui est destiné à l'irrigation.

En analysant les résultats de notre travail, on voit que:

La disponibilité des matériaux de construction (principalement l'argile) en quantité et en qualité sur le gîte d'emprunt qui est situé dans la rive gauche de la cuvette constitue un critère favorable pour la variante (digue homogène).

Les conditions topographiques nous obligent à projeter un évacuateur de crues à surface libre à entonnement frontal en rive gauche dans le sens de l'écoulement, le tracé envisagé permet d'avoir un volume de terrassement minimal.

La dérivation de la crue de chantier sera assurée par une conduite en acier de 300mm de diamètre qui jouera le rôle de l'ouvrage de vidange de fond en phase d'exploitation du barrage.

Des calculs technico-économiques ont été faits pour choisir toujours l'optimum et faire le choix le plus économique pour la largeur de l'évacuateur de crues et la digue.

Le 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 200mm.

La retenue de Boukhartoum est faisable du point de vue géologique, hydrologique et économique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] CARLIER,M .Hydraulique Générale et appliquée .Edition :Eyrolles .Paris,France,1992,582p.
- [2] Danielle,Lautrin .Vieillessement et réhabilitation des petits barrages en terre. Edition :
Cemagref .France ,2003, 330 p
- [3] DUNGLAS,M .Cours d'ouvrage d'art 1er 2eme et 3eme partie .Edition Cemagref
.France ,1982, 318 p
- [4] DURAND,J.Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et
quatoriale.Edition :Cemagref France ,1999,415p
- [5] Gérard,D.Petites barrages recommandation pour la conception la réalisation et le suivie.
Edition :Cemagref .France ,2004,175p
- [6] POCHAT,R , Evacuateurs de crues .C.T.G.R.E.F. France ,1980,43p
- [7] Rapport géotechnique, (LTPE-2005).
- [8] TOUAIBIA,B et BENLAOUKLI,B.Introduction au dimensionnement des retenues
collinaires,2004.54p .
- [9] TOUAIBIA.B .Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida, 2004, 166p .

ANNEXE

Annexe ;I

Etude géologique et géotechnique

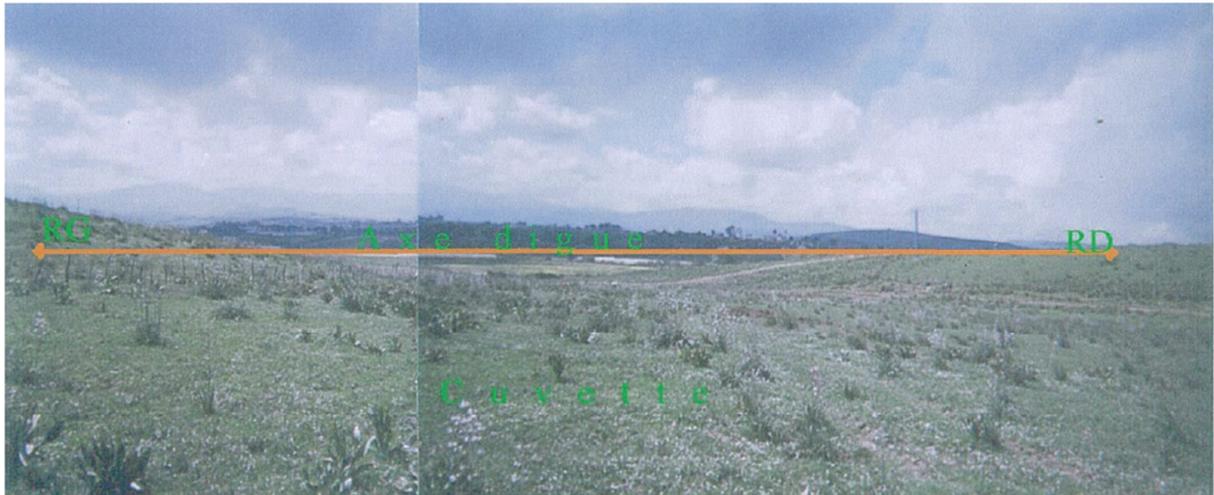


Figure II.04 : vue d'ensemble amont –aval de la retenue collinaire.

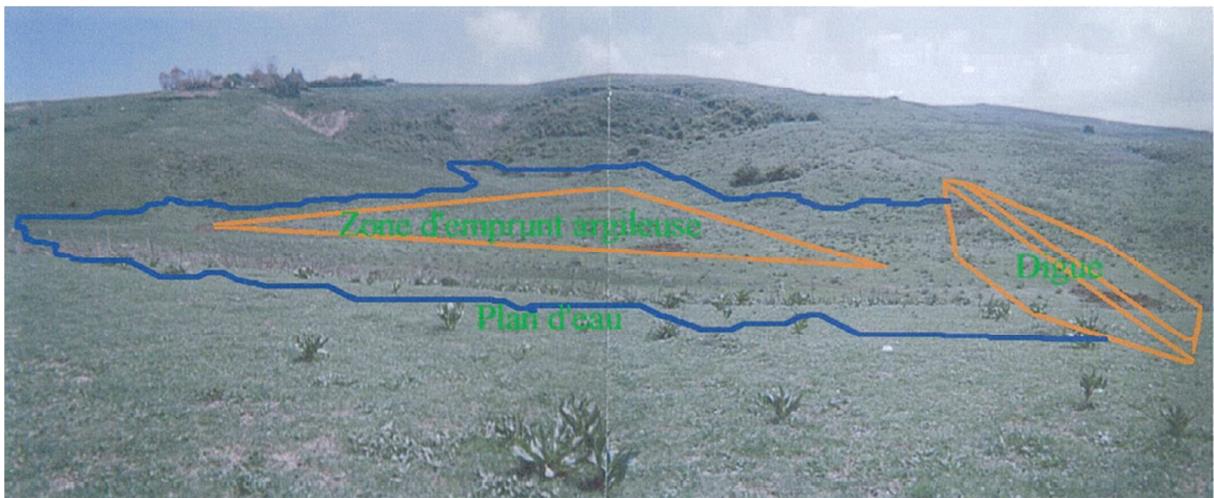


Figure II .05 : Vue en générale de la retenue collinaire.



Figure II.06 : Zone d'emprunt argileuse.

Annexe ;II

Etude hydrologique

Tableau III.04: détermination de la pente Roche Ip

Altitude	$D_i=H_i-H_{i-1}$	S_i	$A_i=S_i/S$	$\sqrt{D_i \cdot A_i}$
m	m	km ²	%	
27÷50	23	0,15	0,268	2,48
50÷70	20	0,11	0,196	1,98
70÷90	20	0,16	0,286	2,39
90÷110	20	0,06	0,107	1,46
110÷130	20	0,05	0,089	1,33
130÷146	16	0,03	0,053	0,92

Tableau III.10 : Série d'observation (31ans) .

année/mois	SEP	OCT	Nov	DéC	Janv	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	TOT
1972-1973	0	0	19.8	413.2	342.6	256.4	152.2	0	6.5	60.8	4.2	0	1255.7
1973-1974	163.5	70.4	65.9	213.7	51.5	174.5	240.2	107.2	0	6.3	9.4	0	1102.6
1974-1975	95.1	218.5	162.6	-999	37.4	114.6	184.6	44.3	72	5.6	0	89.6	25.3
1975-1976	9.5	13.1	332.3	99.6	140.7	153	254.3	91.9	93.6	10.6	37.1	9	1244.7
1976-1977	56.7	164.6	186.1	170.3	108.7	53.2	42.3	102.8	67	22.4	0	0	974.1
1977-1978	3.4	20.8	169.7	13	170.2	150.5	103.9	126.2	34.7	0	0	0	
1978-1979	62.6	215.6	269.5	27.3	113.5	228.6	103.4	194.2	16	40.9	35.2	5.4	1312.2
1979-1980	70.5	100.4	233.5	115.4	90.2	48.5	146.3	129.1	52.8	3.6	0.3	0.8	991.4
1980-1981	2.4	163.1	123.6	434.9	44.3	118.3	116.4	39.8	40.8	24	0	39.2	1146.8
1981-1982	4.3	79.8	52.7	154.5	282.4	193.2	80.3	72.6	45.1	4.5	0	42.2	1011.6
1982-1983	0	0	50.9	255.9	2.3	64.9	107.4	14.1	19	4.4	0	5.1	524
1983-1984	0	0	120	107.2	235.8	164.5	128.8	75.3	106.7	6	0	0	944.3
1984-1985	60.3	223.5	30.2	306.7	282.6	63.8	312	3.5	51.4	0.6	0	0	1334.6
1985-1986	0	0	75.6	124.6	218.4	166.2	153.7	33.5	4.1	0	0	0	776.1
1986-1987	36.2	86.3	99.8	221.3	175.1	166.1	40	24.6	82.8	5.7	3	0.3	941.2
1987-1988	71	100.6	100.5	45.1	64.7	118.5	37.4	79.2	34.8	14.8	0	0	666.6
1988-1989	149.7	12.1	191.4	267.1	120.3	87.8	55.8	130.4	21	7.5	3.4	0	1046.5
1989-1990	36	25.4	125.3	72.7	128.2	0	0	0	78.1	5.1	4.9	3.2	478.9
1990-1991	6.7	75.2	241.3	346.6	50.1	106.9	140.6	32	30.1	6.1	0	0	1035.6
1991-1992	36.7	227	100	39.6	132.3	54	175.7	170.6	75.2	25	2.8	0	1038.9
1992-1993	8.8	68.5	68.4	301.7	90.6	79.7	66.9	49	64.1	3.7	0	0	801.4
1993-1994	37.1	112.2	114.7	155.3	105.2	0	0	0	21.7	0	0	0	546.2
1994-1995	77.6	136.8	13.8	344.7	191	37.4	126.8	63.5	4.2	14.5	0	21.6	1031.9
1995-1996	69.6	93.7	69.5	97.6	148.3	300.2	126.4	127.3	62.1	48.2	10.4	8.6	1161.9
1996-1997	38.4	145.4	123.1	151.9	59.7	15.6	18.4	75.9	13.2	25.4	0	3.9	670.9
1997-1998	139.1	78.4	173.6	109.1	54	125.5	99.1	116.6	100.8	2	0	30.2	1028.4
1998-1999	95.6	75.4	373.7	198.9	142.7	78.2	66.7	51.9	5.4	4.9	4.3	4.5	1102.2
1999-2000	28.6	19	279.8	213.3	87.5	29.5	17.6	24.6	56.7	8.7	1.6	0.2	767.1
2000-2001	0	55.1	54.6	84.3	222.2	78	13.4	61.4	0	0	0.5	3.5	573
2001-2002	31.4	0	113.7	70.9	67.2	67.4	33.5	38.6	8.5	0	32	42.2	505.4
2002-2003	26.6	55.6	284.3	355	363.8	120.7	38.3	130.6	24.9	0.7	1.8	0.4	1402.7
2003-2004	66.2	50.1	131.8	245.9	144.3	60.7	83.2	129.2	87.6	36.3	1.1	12	1048.4

Tableau III.16: pluie de courte durée pour les différentes fréquences et leur intensités .

P	10		20		50		100		1000	
F(%)	10		5		2		1		0.1	
Pmaxj	244		183		164		141		123	
T(h)	Pmax,j(mm)	I(mm/h)								
0.3	27.28	90.93	20.46	68.2	18.33	61.12	15.76	52.55	13.75	45.84
0.6	38.58	64.29	28.93	48.22	25.93	43.21	22.29	37.16	19.45	32.41
0.69	41.37	59.96	31.03	44.97	27.8	40.30	23.9	34.65	20.85	30.22
0.9	47.25	52.50	35.44	39.4	31.56	35.28	27.3	30.33	23.82	26.46
3	86.27	28.75	64.7	21.57	57.98	19.33	49.85	16.62	43.5	14.5
5.1	112.48	22.05	84.36	16.54	75.6	14.82	64.9	12.74	56.7	11.12
7.2	133.64	18.56	100.32	13.92	89.82	12.46	77.23	10.72	67.37	9.36
9.3	151.89	16.33	113.92	12.25	102.09	10.97	87.77	9.43	76.57	8.23
11.4	168.16	14.75	126.12	11.06	113.09	9.91	97.17	8.52	84.77	7.43
13.5	183	13.55	137.25	10.16	123	9.11	105.75	7.83	92.25	6.83
15.5	196.72	12.61	147.54	9.46	132.22	8.47	113.68	7.3	99.16	6.36
17.7	209.54	11.83	157.16	8.88	140.84	7.96	121.09	6.84	105.13	5.97
19.8	221.62	11.19	166.22	8.4	148.96	7.52	128.07	6.5	111.72	5.64
21.9	233.08	10.64	174.8	7.98	156.66	7.15	134.7	6.15	117.49	5.4
24	244	10.16	183	7.625	164	6.83	141	5.87	123	5.12

Tableau III.28 : Hydrogramme de crue**Phase de la crue :**

	Qmax(5%)	Qmax(2%)	Qmax(1%)	Qmax(0,1)	Qmax(0,01%)
T (h)	8.76	7.8	10.5	12.56	14.33
0.03	0.016559546	0.014744802	0.019848771	0.023742911	0.027088847
0.06	0.066238185	0.058979206	0.079395085	0.094971645	0.108355388
0.09	0.149035917	0.132703214	0.178638941	0.2136862	0.243799622
0.12	0.264952741	0.235916824	0.31758034	0.379886578	0.43342155
0.15	0.413988658	0.368620038	0.496219282	0.593572779	0.677221172
0.18	0.596143667	0.530812854	0.714555766	0.854744802	0.975198488
0.21	0.811417769	0.722495274	0.972589792	1.163402647	1.327353497
0.24	1.059810964	0.943667297	1.270321361	1.519546314	1.7336862
0.27	1.341323251	1.194328922	1.607750473	1.923175803	2.194196597
0.3	1.655954631	1.474480151	1.984877127	2.374291115	2.708884688
0.33	2.003705104	1.784120983	2.401701323	2.87289225	3.277750473
0.36	2.384574669	2.123251418	2.858223062	3.418979206	3.900793951
0.39	2.798563327	2.491871456	3.354442344	4.012551985	4.578015123
0.42	3.245671078	2.889981096	3.890359168	4.653610586	5.309413989
0.45	3.725897921	3.31758034	4.465973535	5.342155009	6.094990548
0.48	4.239243856	3.774669187	5.081285444	6.078185255	6.934744802
0.51	4.785708885	4.261247637	5.736294896	6.861701323	7.828676749
0.54	5.365293006	4.77731569	6.43100189	7.692703214	8.776786389
0.57	5.977996219	5.322873346	7.165406427	8.571190926	9.779073724
0.6	6.623818526	5.897920605	7.939508507	9.497164461	10.83553875
0.63	7.302759924	6.502457467	8.753308129	10.47062382	11.94618147
0.66	8.014820416	7.136483932	9.606805293	11.491569	13.11100189
0.69	8.76	7.8	10.5	12.56	14.33

Phase de la décrue :

	Qmax(5%)	Qmax(2%)	Qmax(1%)	Qmax(0,1)	Qmax(0,01%)
T (h)	8.76	7.8	10.5	12.56	14.33
0.72	8.201025314	7.302282814	9.829996096	11.75854771	13.4156042
0.75	7.666349963	6.826202022	9.189118106	10.99193556	12.54095833
0.78	7.155433961	6.371276814	8.576718789	10.25938933	11.70517907
0.81	6.667737322	5.937026383	7.9921509	9.560134791	10.90738309
0.84	6.202720062	5.522969919	7.434767198	8.893397715	10.14668704
0.87	5.759842196	5.128626613	6.903920441	8.258403879	9.422207611
0.9	5.338563738	4.753515657	6.398963385	7.654379058	8.733061457
0.93	4.938344703	4.397156242	5.919248788	7.080549026	8.07836525
0.96	4.558645106	4.05906756	5.464129407	6.536139558	7.457235658
0.99	4.198924961	3.738768801	5.032958001	6.020376428	6.868789348
1.02	3.858644284	3.435779157	4.625087326	5.532485411	6.312142989
1.05	3.537263089	3.149617819	4.239870141	5.071692282	5.786413249
1.08	3.234241391	2.879803978	3.876659201	4.637222816	5.290716795
1.11	2.949039204	2.625856826	3.534807266	4.228302786	4.824170297
1.14	2.681116545	2.387295554	3.213667091	3.844157968	4.385890421
1.17	2.429933426	2.163639352	2.912591436	3.484014137	3.974993836
1.2	2.194949864	1.954407413	2.630933057	3.147097066	3.59059721
1.23	1.975625873	1.759118928	2.368044711	2.832632531	3.23181721
1.26	1.771421468	1.577293088	2.123279157	2.539846306	2.897770506
1.29	1.581796663	1.408449084	1.895989151	2.267964165	2.587573765
1.32	1.406211474	1.252106107	1.685527451	2.016211885	2.300343655
1.35	1.244125914	1.107783348	1.491246815	1.783815238	2.035196844
1.38	1.095	0.975	1.3125	1.57	1.79125
1.41	0.958293745	0.853275253	1.148639763	1.373991945	1.567619791
1.44	0.833467165	0.742128298	0.999018862	1.195016849	1.363422886
1.47	0.719980275	0.641078327	0.862990055	1.032300485	1.177775951
1.5	0.617293088	0.54964453	0.739906098	0.885068628	1.009795656
1.53	0.52486562	0.4673461	0.62911975	0.752547054	0.858598669
1.56	0.442157886	0.393702227	0.529983768	0.633961535	0.723301656
1.59	0.368629901	0.328232103	0.441850908	0.528537848	0.603021287
1.62	0.303741678	0.270454919	0.364073929	0.435501767	0.496874229
1.65	0.246953234	0.219889866	0.296005589	0.354079066	0.403977151
1.68	0.197724583	0.176056135	0.236998644	0.283495521	0.323446721
1.71	0.155515739	0.138472919	0.186405852	0.222976905	0.254399605
1.74	0.119786718	0.106659407	0.14357997	0.171748993	0.195952474
1.77	0.089997534	0.080134791	0.107873757	0.129037561	0.147221994
1.8	0.065608203	0.058418263	0.078639969	0.094068382	0.107324834
1.83	0.046078738	0.041029013	0.055231364	0.066067231	0.075377661

T (h)	Qmax(5%)	Qmax(2%)	Qmax(1%)	Qmax(0,1)	Qmax(0,01%)
1.86	0.030869154	0.027486233	0.037000699	0.044259883	0.050497144
1.89	0.019439467	0.017309115	0.023300731	0.027872113	0.031799951
1.92	0.011249692	0.010016849	0.01348422	0.016129695	0.018402749
1.95	0.005759842	0.005128627	0.00690392	0.008258404	0.009422208
1.98	0.002429933	0.002163639	0.002912591	0.003484014	0.003974994
2.01	0.00071998	0.000641078	0.00086299	0.0010323	0.00117776
2.04	8.99975E-05	8.01348E-05	0.000107874	0.000129038	0.000147222
2.07	0	0	0	0	0

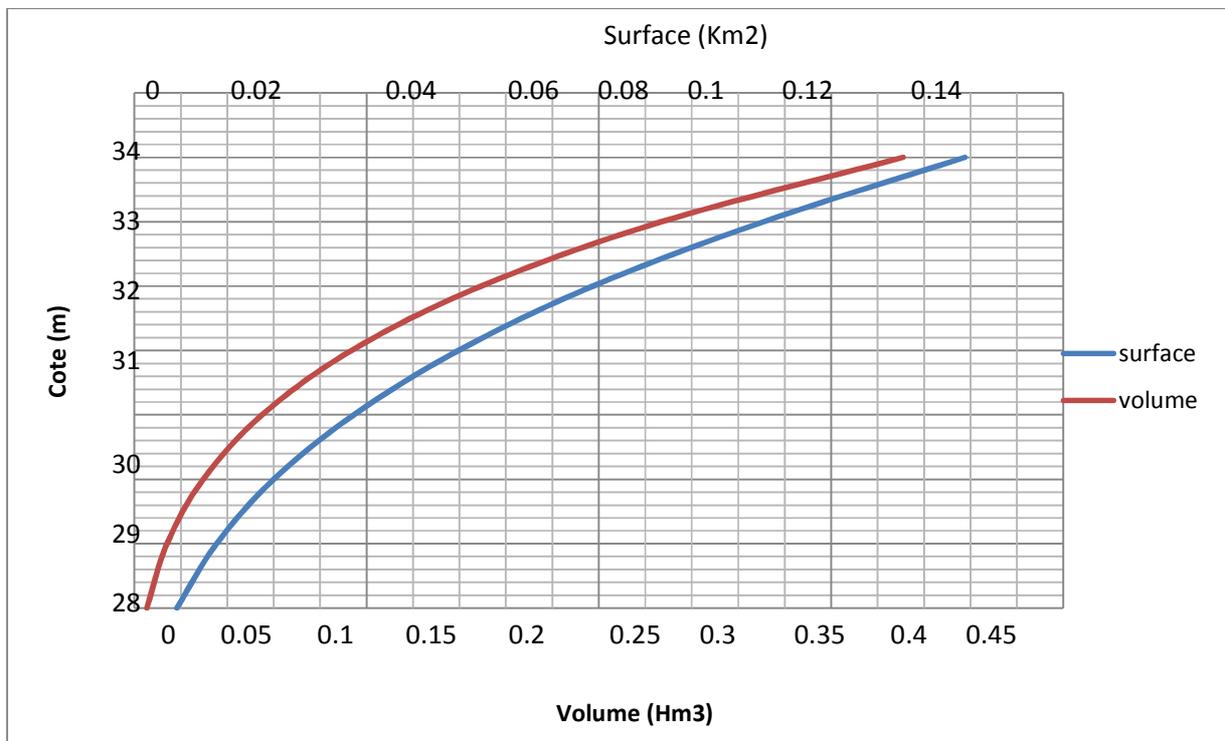


Figure III.11 : Courbe capacité-hauteur

Tableau III.32 : Régularisation saisonnière sans tenir comptes des pertes .

Mois	W (m3)	U (m3)	W-U (m3)	1ere consigne			2 éme consigne		
				Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)	Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)
					0.0056		0.0056		0.5083
sep	0.06	0	0.06	0.0656	0.0056		-0.443	-0.503	
oct	0.1	0	0.1	0.1656	0.0656		-0.343	-0.443	
nov	0.17	0	0.17	0.3356	0.1656		-0.173	-0.343	
déc	0.16	0	0.16	0.4956	0.3356	0.1283	-0.013	-0.173	
janv	0.16	0	0.16	0.3673	0.3673	0.16	0.1473	-0.013	
fév	0.13	0	0.13	0.3673	0.3673	0.13	0.2773	0.1473	
mars	0.12	0.03	0.09	0.3673	0.3673	0.09	0.3673	0.2773	
avr	0.088	0.09	-0.002	0.3653	0.3673		0.3653	0.3673	
mai	0.05	0.12	-0.07	0.2953	0.3653		0.2953	0.3653	
jui	0.01512	0.15	-0.13488	0.1604	0.2953		0.1604	0.2953	
juil	0.054	0.12	-0.066	0.0944	0.1604		0.0944	0.1604	
aout	0.001188	0.09	-0.088812	0.0056	0.0944		0.0056	0.0944	

Tableau III.35 : Régularisation saisonnière en tenir comptes des pertes .

Mois	W (Mm3)	U+P (Mm3)	W-(U+P) (Mm3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf(Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
sept	0.06	0	0.05999998	0.06559998	0.0056		-0.44270647		0.50830645
oct	0.1	0	0.099999939	0.16559992	0.06559998		-0.34270653	-0.50270645	
nov	0.17	0	0.16999987	0.33559979	0.16559992		-0.17270666	-0.342706532	
déc	0.16	0	0.159999787	0.49559958	0.33559979	0.12830699	-0.01270687	-0.172706661	
janv	0.16	0	0.159999811	0.5272924	0.36729259	0.15999981	0.14729294	-0.012706875	
fév	0.13	0	0.12999981	0.4972924	0.36729259	0.12999981	0.27729275	0.147292936	
mars	0.12	0.03	0.089999808	0.4572924	0.36729259	0.08999981	0.36729256	0.277292747	
avr	0.088	0.09	-0.002000193	0.36529239	0.36729259		0.36529236	0.367292555	
mai	0.05	0.12	-0.070000176	0.29529222	0.36529239		0.29529219	0.365292363	
jui	0.01512	0.15	-0.134880115	0.1604121	0.29529222		0.16041207	0.295292187	
juil	0.054	0.12	-0.066000074	0.09441203	0.1604121		0.094412	0.160412072	
aout	0.001188	0.09	-0.08881203	0.0056	0.09441203		0.0056	0.094411998	

Tableau III.38 : détermination de H_0 et Q en fonction de B

hauteur m	vitesse m/s	hauteur tot m	débit m ³ /s pour différentes largeur déversantes					
			5	6	7	8	10	12
1.2	2.38	1.49	19.7	23.6	27.6	31.5	39.4	47.3
1	2.17	1.24	15.0	18.0	21.0	24.0	30.0	36.0
0.8	1.94	0.99	10.7	12.9	15.0	17.2	21.4	25.7
0.6	1.68	0.74	7.0	8.4	9.8	11.1	13.9	16.7
0.4	1.37	0.50	3.8	4.5	5.3	6.1	7.6	9.1
0.2	0.97	0.25	1.3	1.6	1.9	2.1	2.7	3.2

Tableau III.39 : Débit déversant en fonction de h et b et le volume de la crue.

h	Vch	q	B					
			5	6	7	8	10	12
1.2	82707.41	4.9	19.7	23.6	27.6	31.5	39.4	47.3
1	72707.41	5.6	15.0	18.0	21.0	24.0	30.0	36.0
0.8	61707.41	6.3	10.7	12.9	15.0	17.2	21.4	25.7
0.6	49707.41	7.1	7.0	8.4	9.8	11.1	13.9	16.7
0.4	33307.41	8.3	3.8	4.5	5.3	6.1	7.6	9.1
0.2	16627.41	9.4	1.3	1.6	1.9	2.1	2.7	3.2

Tableau III.42 : Détermination de la largeur en crête en fonction de la largeur déversante .

NNB	B	H	NPHE	q m ³ /s	Vforsé	R+t	Cote de la c	Hb	Preece	SIMPLIFIER	KNAPPEN	bcrmoy
35.39	5	1.49	36.88	4.92	82707	1.3	38.18	11.18	4.68	5.05	5.52	5.08
35.39	6	1.24	36.63	5.59	72707	1.3	37.93	10.93	4.64	4.99	5.46	3.77
35.39	7	0.99	36.38	6.34	61707	1.3	37.68	10.68	4.60	4.93	5.39	3.73
35.39	8	0.74	36.13	7.15	49707	1.3	37.43	10.43	4.55	4.87	5.33	3.69
35.39	10	0.50	35.89	8.25	33307	1.3	37.19	10.19	4.51	4.80	5.27	3.65
35.39	12	0.25	35.64	9.38	16627	1.3	36.94	9.94	4.47	4.74	5.20	3.60

Annexe ;III

Etude de la variante choisie

Stabilité pour le cas de fin de construction
R=16.98

a=	0.1	tangø=	0.28
R	16.98		
C=	2.14		
γ1	1.7		
γ2	0		
r	9.34		

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dh	a*Gn*dh
-4	2.35	1.34	0	-0.4	0.91652	5.3533	-2.14132	4.9063805	2.59	5.5426	0.28	1.373787	1.34	3.4706	0.971768	9.34	4.99998
-3	1.7	2.65	0	-0.3	0.95394	7.6585	-2.29755	7.3057434	1.78	3.8092	0.28	2.045608	2.65	4.717	1.32076	9.34	7.15304
-2	1.7	3.77	0	-0.2	0.9798	10.895	-2.17906	10.67517	1.74	3.7236	0.28	2.989048	3.77	6.5598	1.836744	9.34	10.1762
-1	1.7	4.71	0	-0.1	0.99499	13.612	-1.36119	13.543669	1.71	3.6594	0.28	3.792227	4.71	8.0541	2.255148	9.34	12.7135
0	1.7	5.47	0	0	1	15.808	0	15.8083	1.7	3.638	0.28	4.426324	5.47	9.299	2.60372	9.34	14.765
1	1.7	6.06	0	0.1	0.99499	17.513	1.75134	17.425613	1.71	3.6594	0.28	4.879172	6.06	10.3626	2.901528	9.34	16.3575
2	1.7	6.48	0	0.2	0.9798	18.727	3.74544	18.348834	1.74	3.7236	0.28	5.137673	6.48	11.2752	3.157056	9.34	17.4912
3	1.7	6.72	0	0.3	0.95394	19.421	5.82624	18.526262	1.78	3.8092	0.28	5.187353	6.72	11.9616	3.349248	9.34	18.139
4	1.7	6.76	0	0.4	0.91652	19.536	7.81456	17.905406	1.86	3.9804	0.28	5.013514	6.76	12.5736	3.520608	9.34	18.247
5	1.7	6.58	0	0.5	0.86603	19.016	9.5081	16.468512	1.96	4.1944	0.28	4.611183	6.58	12.8968	3.611104	9.34	17.7611
6	1.7	6.13	0	0.6	0.8	17.716	10.62942	14.17256	2.13	4.5582	0.28	3.968317	6.13	13.0569	3.655932	9.34	16.5465
7	1.7	5.34	0	0.7	0.71414	15.433	10.80282	11.021081	2.39	5.1146	0.28	3.085903	5.34	12.7626	3.573528	9.34	14.414
8	1.7	4.07	0	0.8	0.6	11.762	9.40984	7.05738	2.86	6.1204	0.28	1.976066	4.07	11.6402	3.259256	9.34	10.986
9	1.43	1.34	0	0.9	0.43589	3.2575	2.931786	1.4199288	3.23	6.9122	0.28	0.39758	1.34	4.3282	1.211896	9.34	3.04254
somme							54.440426			62.4452		48.88376			37.228296		182.793
										Kss	2.044968						
										Kas	1.77018						

Stabilité pour le cas de fin de construction

R=19.49

a= 0.1 **tangø=** 0.57

R 19.49

C= 2.14

γ1 1.8

γ2 1.8

r 9.34

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dh
-4	1.8	1.45	0	-0.4	0.91652	4.698	-1.8792	4.3057881	2.02	4.3228	0.57	2.454299	1.45	2.929	1.66953	9.34	4.38793
-3	1.94	2.87	0	-0.3	0.95394	10.022	-3.006612	9.5604168	2.07	4.4298	0.57	5.449438	2.87	5.9409	3.386313	9.34	9.36059
-2	1.94	3.61	0.53	-0.2	0.9798	14.457	-2.891376	14.164792	2	4.28	0.57	8.073931	3.61	7.22	4.1154	9.34	13.5027
-1	1.94	4.38	0.83	-0.1	0.99499	18.193	-1.819332	18.102125	1.96	4.1944	0.57	10.31821	4.38	8.5848	4.893336	9.34	16.9926
0	1.94	5.16	0.92	0	1	21.231	0	21.23136	1.94	4.1516	0.57	12.10188	5.16	10.0104	5.705928	9.34	19.8301
1	1.94	5.95	0.83	0.1	0.99499	23.676	2.367576	23.557084	1.94	4.1516	0.57	13.42754	5.95	11.543	6.57951	9.34	22.1132
2	1.94	6.7	0.53	0.2	0.9798	25.247	5.049432	24.737064	1.96	4.1944	0.57	14.10013	6.7	13.132	7.48524	9.34	23.5808
3	1.94	7.51	0	0.3	0.95394	26.225	7.867476	25.016979	2	4.28	0.57	14.25968	7.51	15.02	8.5614	9.34	24.4941
4	1.94	7.56	0	0.4	0.91652	26.4	10.559808	24.19556	2.07	4.4298	0.57	13.79147	7.56	15.6492	8.920044	9.34	24.6572
5	1.94	7.36	0	0.5	0.86603	25.701	12.85056	22.257823	2.17	4.6438	0.57	12.68696	7.36	15.9712	9.103584	9.34	24.0048
6	1.94	6.86	0	0.6	0.8	23.955	14.373072	19.164096	2.32	4.9648	0.57	10.92353	6.86	15.9152	9.071664	9.34	22.3741
7	1.94	5.98	0	0.7	0.71414	20.882	14.617512	14.912845	2.55	5.457	0.57	8.500322	5.98	15.249	8.69193	9.34	19.5039
8	1.94	4.4	0	0.8	0.6	15.365	12.29184	9.21888	2.93	6.2702	0.57	5.254762	4.4	12.892	7.34844	9.34	14.3507
9	2.52	1.28	0	0.9	0.43589	5.8061	5.225472	2.5308116	5.07	10.8498	0.57	1.442563	1.28	6.4896	3.699072	9.34	5.42288
somme							75.606228			70.62		132.7847			89.231391		244.576
										Kss	2.690317						
										Kas	2.340313						

Stabilité pour le cas de retenue plein
R=16.98

a=	0.1	tangø=	0.28																
R	16.98																		
C=	2.14																		
γ1	2.03																		
γ2	0																		
r	9.34																		
N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dh		
-4	1.32	0.47	0	-0.267	0.96379	1.2594	-0.335843	1.2138072	1.43	3.0602	0.28	0.339866	0.47	0.6721	0.188188	9.34	1.17629		
-3	1.7	1.66	0	-0.2	0.9798	5.1895	-1.037898	5.084643	1.62	3.4668	0.28	1.4237	1.66	2.6892	0.752976	9.34	4.84699		
-2	1.7	2.68	0	-0.133	0.99107	8.3782	-1.117095	8.303409	1.57	3.3598	0.28	2.324955	2.68	4.2076	1.178128	9.34	7.82525		
-1	1.7	3.52	0	-0.067	0.99778	11.004	-0.733615	10.979743	1.55	3.317	0.28	3.074328	3.52	5.456	1.52768	9.34	10.2779		
0	1.7	4.21	0	0	1	13.161	0	13.161302	1.54	3.2956	0.28	3.685165	4.21	6.4834	1.815352	9.34	12.2927		
1	1.7	4.75	0	0.0667	0.99778	14.849	0.9899633	14.816414	1.54	3.2956	0.28	4.148596	4.75	7.315	2.0482	9.34	13.8694		
2	1.7	5.13	0	0.1333	0.99107	16.037	2.1383208	15.894212	1.57	3.3598	0.28	4.450379	5.13	8.0541	2.255148	9.34	14.9789		
3	1.7	5.34	0	0.2	0.9798	16.694	3.3387816	16.356623	1.62	3.4668	0.28	4.579854	5.34	8.6508	2.422224	9.34	15.5921		
4	1.7	5.38	0	0.2667	0.96379	16.819	4.4850549	16.209922	1.68	3.5952	0.28	4.538778	5.38	9.0384	2.530752	9.34	15.7089		
5	1.7	5.21	0	0.3333	0.94281	16.288	5.4291673	15.356004	1.78	3.8092	0.28	4.299681	5.21	9.2738	2.596664	9.34	15.2125		
6	1.7	4.8	0	0.4	0.91652	15.006	6.002304	13.753006	1.93	4.1302	0.28	3.850842	4.8	9.264	2.59392	9.34	14.0154		
7	1.7	4.08	0	0.4667	0.88443	12.755	5.9522848	11.280854	2.17	4.6438	0.28	3.158639	4.08	8.8536	2.479008	9.34	11.9131		
8	1.7	2.92	0	0.5333	0.84591	9.1285	4.8685355	7.7218487	2.6	5.564	0.28	2.162118	2.92	7.592	2.12576	9.34	8.52602		
9	1.21	0.96	0	0.6	0.8	2.358	1.4148288	1.8864384	2.74	5.8636	0.28	0.528203	0.96	2.6304	0.736512	9.34	2.20242		
somme							31.394789			54.2276		42.5651			25.250512		148.438		
										Kss	2.278792								
										Kas	1.870023								

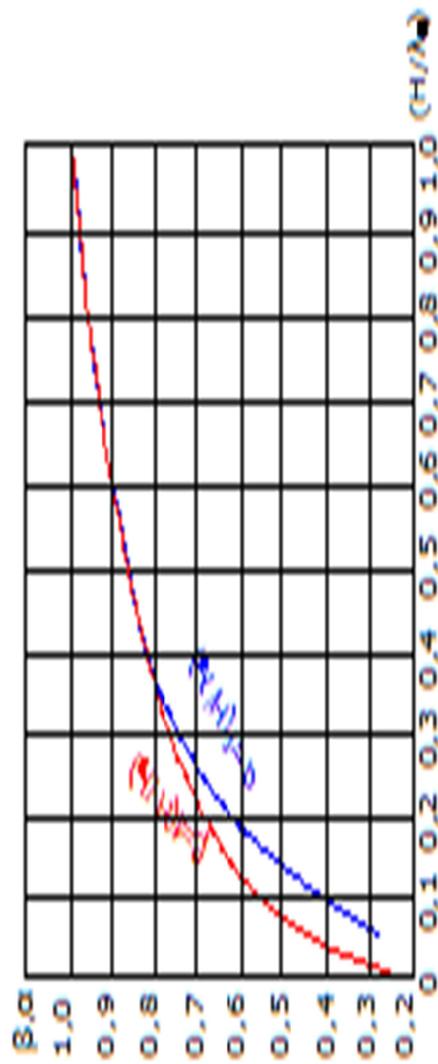
Stabilité pour le cas de retenue plein
R=19.49

	0.1	tangø=	0.28																	
R	19.49																			
C=	2.14																			
γ1	2.03																			
γ2	1.7																			
r	9.34																			
N ^{Tr}	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dh			
-4	1.8	1.58	0	-0.267	0.96379	9.109	-2.429071	8.7791678	3.15	6.741	0.28	2.458167	1.58	4.977	1.39356	9.34	8.50782			
-3	1.94	2.97	0	-0.2	0.9798	10.852	-2.170476	10.633117	1.89	4.0446	0.28	2.977273	2.97	5.6133	1.571724	9.34	10.1361			
-2	1.94	4.15	0	-0.133	0.99107	15.164	-2.02188	15.028704	1.84	3.9376	0.28	4.208037	4.15	7.636	2.13808	9.34	14.1633			
-1	1.94	4.87	0.28	-0.067	0.99778	18.652	-1.243452	18.610285	1.81	3.8734	0.28	5.21088	4.87	8.8147	2.468116	9.34	17.4208			
0	1.94	5.59	0.37	0	1	21.558	0	21.55806	1.8	3.852	0.28	6.036257	5.59	10.062	2.81736	9.34	20.1352			
1	1.94	6.3	0.28	0.0667	0.99778	23.877	1.5918	23.823881	1.81	3.8734	0.28	6.670687	6.3	11.403	3.19284	9.34	22.3011			
2	1.94	7.02	0	0.1333	0.99107	25.651	3.420144	25.422048	1.84	3.9376	0.28	7.118173	7.02	12.9168	3.616704	9.34	23.9581			
3	1.94	7.27	0	0.2	0.9798	26.565	5.312916	26.027866	1.89	4.0446	0.28	7.287803	7.27	13.7403	3.847284	9.34	24.8113			
4	1.94	7.31	0	0.2667	0.96379	26.711	7.122864	25.743513	1.97	4.2158	0.28	7.208184	7.31	14.4007	4.032196	9.34	24.9478			
5	1.94	7.11	0	0.3333	0.94281	25.98	8.65998	24.494122	2.08	4.4512	0.28	6.858354	7.11	14.7888	4.140864	9.34	24.2653			
6	1.94	6.63	0	0.4	0.91652	24.226	9.690408	22.203514	2.26	4.8364	0.28	6.216984	6.63	14.9838	4.195464	9.34	22.6271			
7	1.94	5.78	0	0.4667	0.88443	21.12	9.856056	18.679337	2.54	5.4356	0.28	5.230214	5.78	14.6812	4.110736	9.34	19.7262			
8	1.94	4.27	0	0.5333	0.84591	15.603	8.321376	13.198303	3.06	6.5484	0.28	3.695525	4.27	13.0662	3.658536	9.34	14.5728			
9	2.52	1.24	0	0.6	0.8	3.5744	2.1446544	2.8595392	3.3	7.062	0.28	0.800671	1.24	4.092	1.14576	9.34	3.33851			
somme							48.255319			66.8536		71.97721			42.329224		250.911			
										Kss	1.999812									
										Kas	1.612243									

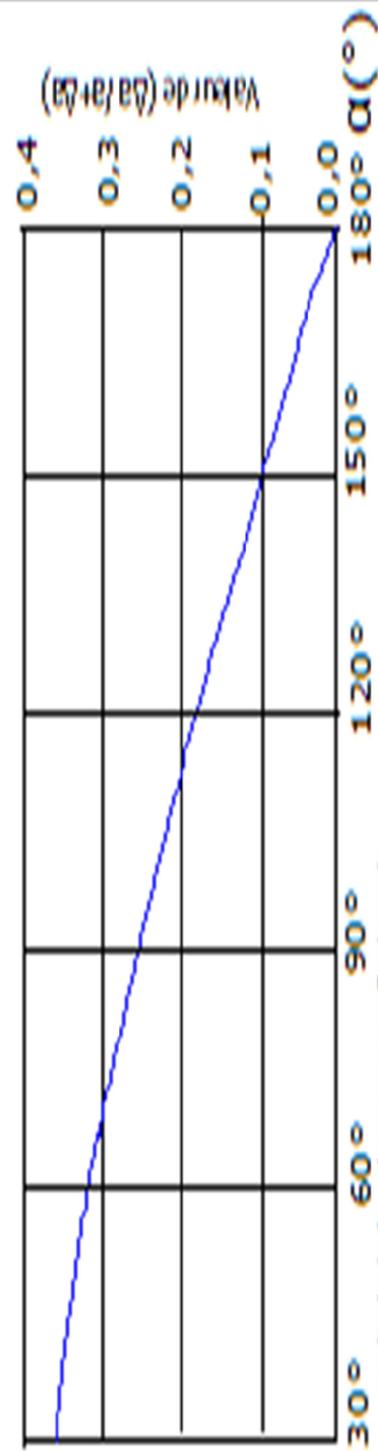
Stabilité pour le cas de retenue plein

R=20.84

a=	0.1	tangø=	0.28																																		
R	20.84																																				
C=	2.14																																				
γ1	2.03																																				
γ2	1.7																																				
r	9.34																																				
N ^{Tr}	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn																				
-4	3.12	1.92	0	-0.267	0.96379	11.966	-3.190835	11.532342	3.4	7.276	0.28	3.229056	1.92	6.528	1.82784	9.34	11.1759																				
-3	2.08	2.74	0.55	-0.2	0.9798	13.124	-2.624869	12.859178	2.12	4.5368	0.28	3.60057	2.74	5.8088	1.626464	9.34	12.2581																				
-2	2.08	3.54	1.07	-0.133	0.99107	18.191	-2.425401	18.028086	2.06	4.4084	0.28	5.047864	3.54	7.2924	2.041872	9.34	16.9899																				
-1	2.08	4.35	1.38	-0.067	0.99778	22.577	-1.505102	22.526304	2.03	4.3442	0.28	6.307365	4.35	8.8305	2.47254	9.34	21.0865																				
0	2.08	5.15	1.48	0	1	26.2	0	26.20041	2.02	4.3228	0.28	7.336115	5.15	10.403	2.91284	9.34	24.4712																				
1	2.08	5.96	1.38	0.0667	0.99778	29.178	1.9452331	29.113583	2.03	4.3442	0.28	8.151803	5.96	12.0988	3.387664	9.34	27.2527																				
2	2.08	6.78	1.07	0.1333	0.99107	31.476	4.1968597	31.195403	2.06	4.4084	0.28	8.734713	6.78	13.9668	3.910704	9.34	29.399																				
3	2.08	7.57	0.55	0.2	0.9798	32.93	6.5860484	32.264916	2.12	4.5368	0.28	9.034176	7.57	16.0484	4.493552	9.34	30.7568																				
4	2.08	8.16	0	0.2667	0.96379	33.461	8.9229056	32.249237	2.21	4.7294	0.28	9.029786	8.16	18.0336	5.049408	9.34	31.2525																				
5	2.08	7.94	0	0.3333	0.94281	32.559	10.852921	30.696697	2.34	5.0076	0.28	8.595075	7.94	18.5796	5.202288	9.34	30.4099																				
6	2.08	7.41	0	0.4	0.91652	30.385	12.154178	27.848721	2.53	5.4142	0.28	7.797642	7.41	18.7473	5.249244	9.34	28.38																				
7	2.08	6.47	0	0.4667	0.88443	26.531	12.381078	23.464795	2.84	6.0776	0.28	6.570143	6.47	18.3748	5.144944	9.34	24.7798																				
8	2.08	4.55	0	0.5333	0.84591	18.658	9.9507893	15.78267	3.4	7.276	0.28	4.419148	4.55	15.47	4.3316	9.34	17.4263																				
9	1.93	1.21	0	0.6	0.8	3.7827	2.2696212	3.0261616	3.42	7.3188	0.28	0.847325	1.21	4.1382	1.158696	9.34	3.53304																				
somme							59.513429			74.0012		88.70078			48.809656		309.172																				
										Kss	1.913725																										
										Kas	1.543108																										



Abscisse de L'ABOZOVSKY



α : angle de face du noyau avec l'horizontale

Abscisse de CASAGRANDE