

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE

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 Ouvrages Hydrotechniques.

THEME :

**Etude de la retenue collinaire de MECHTAT AIN TALHA
la commune de ZEDHOUT YUCEF
(W. CONSTANTINE)**

Présenté par :

M^r :MESSAI RAMI.

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r M.HASSANE	M.C.B	Président
M^{me} A.ADDOU	M.A.A	Examinatrice
M^r A.HADJ SADOUK	M.C.B	Examineur
M^r R.REKROUK	M.A.B	Examineur
M^r M.BACHIR CHERIF	M.A.B	Examineur
M^r A.ZEROUAL	M.A.A	Promoteur

Septembre 2013

Dédicace

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

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

A ma grande mère ;

A mes frères : Sonia, Houda, Abdel raouf, Sami et Abdel hak, Abdelghani, Nadji Hakima, Asma, Rima ;

A son enfants : Abdelrafaa, Abdelmouiz, Mohamed, Abdelali, Anis, Meriem, Maria, Alaa, Razan, Bayan, Toulina, Retaj, Safouan ;

A tous mes amis: Omar, Samir, Yahya , Charefeddin, Amine, Nadji, Bilel.G Khiereddin, Bilel.D, Aoyub, Yacine, lahcen, Rachid, Abdel raouf, Youcef.B, Yacine.B, Youcef.O, Hamza.B, Hamza, Abdelhak.R, Mohamed.A, Mohamed.H, Mourad. M ; Fateh. T a tous mes amis de cité 03, a tous mes amis de Ain el kabira ;

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

A tous mes collègues de L'ENSH surtout la promotion 2012 et 2013 ;

A toute personne utilisant ce document pour un bon usage.

R.MESSAI 2013

Remerciement

Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions. J'aimerais exprimer ma gratitude pour la patience, le soutien et l'aide qu'a pu m'apporter mon promoteur Mr : Zeroual ainsi que Mr: Hassane pour ces orientations et son compréhension.

Mes remerciements également à: Monsieur Diab Guerchouche et Nadji Ben cherit : ingénieurs en hydraulique pour leurs encouragements et leurs aides;

Tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail;

Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire;

Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

Enfin un grand merci tout spécial à ma famille, à mes parents qui m'ont permis de

pour suivre mes études, à mes frères, ainsi qu'à tous mes amis qui n'ont cessé de me soutenir et de m'encourager au cours de mes années d'études et de m'avoir plus d'une fois remonté le moral. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

R.MESSAI 2013

صخلم :

تعتبر السدود من أكبر خزانات المياه التي تستعمل في مختلف الميادين، وهذه الدراسة تدخل في إطار الحفاظ على المياه السطحية في الجزائر.

لقد قمنا بدراسة قابلية إنجاز سد مائي صغير على واد عين طلحة (ولاية قسنطينة) ، بعد دراسة معمقة و شاملة لمختلف الجوانب (الجيولوجية، الهيدرولوجية، الطبوغرافية، ...)، وقمنا أيضا باختيار الاقتراح المناسب حيث صممنا الحاجز المائي و تحققنا من ثباته، أما فيما يتعلق بالانجاز قمنا بشرح معمق و دقيق يضم مختلف أطواره.

Résumé :

Les barrages sont les plus grands réservoirs d'accumulation des eaux qui sont utilisées dans les divers domaines, La présente étude s'inscrit dans le cadre de la conservation des eaux superficielles en Algérie.

L'étude que nous avons menée dans ce mémoire est consacrée à l'implantation d'un barrage sur Oued Ain Talha (w. CONSTANTINE) , Après une étude précise et complète des différentes étapes (géologique, hydrologique, topographique,...), nous avons choisi la variante adoptée, puis implanté la digue en vérifiant sa stabilité, Pour la réalisation nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

Abstract :

Dams are the big reserves of water wich are used in diver fields The present study belongs to the general topic of the superficial water resources conservation in Algeria.

The study that we have carried out in this dissertation is devoted to the establishment of a dam on wadi Ain Talha (w. CONSTANTINE), After a precise and complete study of the various stages "geological, hydrological, topographic,...), we chose the suitable alternative, then we established the dam and checked its stability, For the realization we gave an explanation supplements containing the various stages of calculation.

SOMMAIRE

TITREpage

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Etude topographique

Introduction.....	1
I.1 Généralités sur les barrages.....	1
I.2 Buts des barrages.....	2
I.3 Documentation topographique.....	2
I.4 Caractéristiques morphologiques.....	2
I.5 Le climat.....	3
I.6 La population.....	4
I.7 Choix et reconnaissance du site.....	4
I.7.1 Choix du site.....	4
I.7.2 Situation de la retenus collinaire ain talha :.....	5
I.7.3 Choix de l'axe de la digue :.....	5
I.8 Relief :.....	7
I.8.1 Les zones montagneuses:.....	7
I.8.2 Les dépressions intérieures et vallées:.....	7

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

II.1 Etude géologique.....	9
<u>II.1.1</u> Introduction.....	9
II.1.2 Sismicité de la région.....	9
II.1.3 Aperçu géologique sur la zone étudiée.....	9
<u>II.1.3.1</u> Substratum du bassin de Constantine.....	10
<u>II.1.3.2</u> Contenu du bassin de Constantine.....	11
Conclusion.....	12
II.2 Etude géotechnique.....	13
<u>II.2.1</u> Introduction.....	13
II.2.2 Prospection géotechnique de terrain.....	14
II.2.3 Prospection géotechnique de laboratoire.....	14
<u>II.2.3.1</u> Nombre des essais.....	14
<u>II.2.3.2</u> Résultats des données géotechniques de terrain et de laboratoire.....	15

II.2.4 Propriété géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue	17
<u>II.2.4.1 Terrain d'assise et de fondation de la digue</u>	17
<u>II.2.4.2 Matériaux de construction de la digue</u>	18
Conclusion.....	19

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction.....	21
III.1 Bassin versant.....	21
III.1.1 Caractéristiques générales du bassin versant.....	21
III.1.3 Caractéristiques morphologiques du bassin versant	21
<u>III.1.3.1 Superficie du bassin versant</u>	21
<u>III.1.3.2 Périmètre du bassin versant</u>	22
<u>III.1.3.3 Longueur du talweg principal</u>	22
<u>III.1.3.4 Indice de compacité de Gravellius 'Kc»</u>	22
<u>III.1.3.5 Coefficient d'allongement</u>	23
<u>III.1.3.6 Rectangle équivalent</u>	23
III.1.4 Paramètres du relief	24
<u>III.1.4.1 Courbe hypsométrique</u>	24
<u>III.1.4.2 Altitudes caractéristiques</u>	25
<u>III.1.4.3 Pente moyenne du bassin versant</u>	26
<u>III.1.4.4 Indices de pente</u>	27
III.1.5 Degré de développement du réseau.....	28
<u>III.1.5.1 Densité de drainage</u>	28
<u>III.1.5.2 Densité hydrographique</u>	29
<u>III.1.5.3 Coefficient De Torrentialité</u>	29
III.1.6 Temps de concentration	29
<u>III.1.6.1 Formule de Giandotti (sud Italie 1937)</u>	29
<u>III.1.6.2 Formule du Comite Européen</u>	30
<u>III.1.6.3 Formule de L'A.N.R.H. (Sogreah 1986/89)</u>	30
III.1.7 Vitesse moyenne de ruissellement	31
III.2 Caractéristiques climatiques.....	32
III.2.1 Température.....	32
III.2.2 Humidité	32
III.2.3 Evaporation.....	32

III.2.4 Vent	33
III.2.5 Pluviométrie	33
III.2.6 Précipitations maximales journalières	34
III.2.7 Choix de la loi d'ajustement	36
<u>III.1.7.1</u> Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	36
<u>III.1.7.2</u> Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale)	38
III.2.8 Pluies de courtes durées	40
III.3 Etudes des apports	42
III.3.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A_0)	42
III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	43
<u>III.3.2.1</u> Module de l'écoulement	43
<u>III.3.2.2</u> Module de l'écoulement relatif	43
<u>III.3.2.3</u> Lamme d'eau écoulée	43
<u>III.3.2.4</u> Coefficient de l'écoulement	43
III.3.3 Coefficient de variation	44
III.4 Irrégularité des apports	44
III.4.1 Estimation fréquentielle des apports.....	44
III.4.2 Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%	45
III.5 Etude des crues	45
III.5.1 Formules empiriques pour la détermination le débit maximum de la crue	45
<u>III.5.1.1</u> Formule de MALLET-GAUTHIER	45
<u>III.5.1.2</u> Formule de SOKOLOVSKY	46
<u>III.5.1.3</u> Formule de TURRAZA	46
III.5.2 Hydrogramme de crue.....	47
<u>III.5.2.1</u> Pour le temps de montée	47
<u>III.5.2.2</u> Pour la décrue	47
III.5.3 Estimation de la crue de projet.....	50
III.5.4 Apport solide et l'estimation de volume mort	53
III.5.5 Formules empiriques	53
<u>III.5.5.1</u> Formule de TIXERONT	53
<u>III.5.5.2</u> Formule de FOURNIER	54
III.6 Régularisation	55
III.6.1 Répartition des besoins.....	55
III.6.2 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ (Hm^3)	56
III.6.3 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface »	56
III.6.4 Calcul du volume utile.....	57

<u>III.6.4.1</u> Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	59
<u>III.6.4.2</u> Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	59
III.7 Laminage des crues.....	62
III.7.1 Procédés de calcul :.....	62
<u>III.7.1.1</u> Méthode de KOTCHERINE	62
<u>III.7.1.2</u> Estimation du débit de crue laminée	62
<u>III.7.1.3</u> Estimation de la charge au dessus du déversoir	63
III.8 Etude d'optimisation	64
III.8.1 Revanche.....	64
<u>III.8.1.1</u> Formule de Stevenson	64
<u>III.8.1.2</u> Formule de Molitor	65
<u>III.8.1.3</u> Formule de Mallet-paquant	65
III.8.2 Largeur en crête.....	65
III.8.3 Calcul des coûts	67

Chapitre IV: Etude des variantes de la digue

IV.1 Etude des variantes	69
IV.1.1 Avantages des digues en terre	69
IV.1.2 Inconvénients des digues en terre	69
IV.2 Choix du site du barrage	69
IV.3 Choix du type de barrage	70
IV.3.1 Topographie du site	70
IV.3.2 Morphologie de la vallée.....	70
IV.3.3 Conditions géologiques et géotechniques	70
IV.3.4 Matériaux de construction	70
IV.4 Variantes à choisir	71
IV.4.1 Barrage en terre homogène.....	71
IV.4.2 Barrage zoné a noyau d'argile	71
IV.4.3 Barrage en enrochement avec masque en béton	71
IV.5 Volume du corps du barrage	71
IV.6 Estimation du coût des variantes.....	72
Conclusion.....	73

Chapitre V: Etude détaillée de la variante choisie

Introduction.....	74
V.1 Définition de profil général de la retenue	74

V.1.1 Longueur en crête.....	74
V.2 Bermes	74
V.2.1 Talus amont.....	74
V.2.2 Talus aval	74
V.3 Pentes des talus	75
V.4 Protection de la Crête.....	75
V.5 Protection des talus.....	76
V.5.1 Talus aval	76
V.5.2 Talus amont.....	76
V.6 Drainages.....	79
V.6.1 Prisme de drainage	79
___ V.6.1.1 Dimensionnement du prisme aval	79
V.6.2 Tapis de drainage	80
___ V.6.2.1 Dimensionnement du drain tapis	80
V.7 Clé d'étanchéité	80
V.8 Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre	81
V.9 Calcul d'infiltration.....	83
V.9.1 Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite).....	83
V.9.2 Calcul des fuites à travers la fondation	83
V.9.3 Barrage (digue+fondation).....	84
V.10 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage.....	84
V.10.1 Dispositif d'étanchéité	84
V.10.2 Fondation du barrage.....	85
V.10.3 Calcul des filtres (annexes C)	86
___ V.10.3.1 Règles des filtres	86
___ V.10.3.2 Détermination de la courbe granulométrique des filtres	87
V.11 Calcul de stabilité	89
V.11.1 Introduction:	89
V.11.2 Principe de la méthode	90
___ V.11.2.1 Vidange rapide (talus amont)	91
___ V.11.2.2 Fin de construction (talus aval)	92
___ V.11.2.3 Retenue normale (talus amont et aval)	92

Chapitre VI : Etude des variantes des ouvrages annexes

Introduction.....	95
VI.1 Evacuateur de crues.....	95

VI.1.1 Différents types d'évacuateurs de crue	95
— V.1.1.1 Evacuateur de crues en puit (tulipe)	95
— V.1.1.2 Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral	96
— V.1.1.3 Evacuateur de crues latéral à entonnement frontal	96
— V.1.1.4 Evacuateur de crues en siphon.....	96
VI.1.2 Constitution et choix de l'évacuateur de crue	96
VI.1.3 Choix de l'évacuateur de crues	97
— V.1.3.1 Topographie	97
— V.1.3.2 Géologie	97
— V.1.3.3 Fonctionnement	97
— V.1.3.4 Réalisation	97
— V.1.3.5 Conclusion	97
VI.1.4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue	97
VI.2 Caractéristiques de l'évacuateur de crue.....	98
VI.2.1 Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crue	98
— VI.2.1.1 Canal d'approche	98
— VI.2.1.2 Déversoir	99
— VI.2.1.3 Chenal d'écoulement	100
— VI.2.1.4 Convergent	102
— VI.2.1.5 Coursier	102
— VI.2.1.6 Dissipateur d'énergie	105
— VI.2.1.7 Canal de restitution	106
VI.2.2 Conception de l'évacuateur de crues.....	108
— VI.2.2.1 Hauteur des murs bajoyers	108
— VI.2.2.2 Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier	109
VI.3 Ouvrage de vidange	110
VI-4 Prise d'eau.....	112
Conclusion.....	113

Chapitre VII : Organisation des chantiers

Introduction.....	114
VII.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	114
VII.2.1 Installations destinées au personnel.....	114
VII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux.....	114

VII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins	114
VII.2.4 Installation destinée pour la préfabrication.....	115
VII.2.5 Réalisation de la galerie de dérivation, la vidange de fond et la prise d'eau.....	115
VII.2.6 Réalisation de l'évacuateur de crue	115
VII.2.7 Réalisation du corps du barrage	115
VII.2.8 Recommandation pour l'exécution de la digue	116
VII.2.9 Contrôle de compactage.....	116
VII.2.10 Engins utilisés	116
VII.3 Planification	117
VII.3.1 Définition.....	117
VII.3.2 Techniques de la planification.....	117
— VII.3.2.1 Méthodes basées sur le réseau	117
— VII.3.2.2 Différentes méthodes basées sur le réseau	118
— VII.3.2.3 Méthodes basées sur le graphique.....	119
— VII.3.2.4 Etapes de la planification.....	119
VII.3.3 Paramètres de la méthode C.P.M	120
— VII.3.3.1 Chemin critique (C.C).....	120
— VII.3.3.2 Attribution des durées de chaque opération	121
VII.3.4 Plannings	121
— VII.3.4.1 Plan du travail au plus tôt.....	121
— VII.3.4.2 Plan de travail au plus tard (PTPP).....	121
— VII.3.4.3 Plan de travail intermédiaire.....	121
VII.4 Délai de construction et programme des travaux.....	121
VII.5 Symboles des différentes opérations	122
VII.6 Détermination des chemins critiques par la méthode du Tableau.....	124
Conclusion.....	124

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

LES ANNEXES

Liste des tableaux

Tab I.1 : Codes Géographiques et Superficie des Communes de Constantine.....	3
Tab I.2 : Coordonne des axes des digues	5
Tab III.1 : Surfaces par tranche d'altitudes.....	24
Tab III.2 : Détermination de l'altitude moyenne	26
Tab III.3 : Pente moyenne du bassin versant	27
Tab III.4 : Détermination de la pente M. Roche Ip.....	28
Tab III.5 : Récapitulatif du temps de concentration	30
Tab III.6 : Paramètres physico-morphométriques du bassin versant	31
Tab III.7 : Températures moyennes mensuelle.....	32
Tab III.8 : Humidités moyennes mensuelle	32
Tab III.9 : Evaporation mensuelle	32
Tab III.10 : Vitesse moyenne du vent en m/s	33
Tab III.11 : Stations pluviométrique utilisées dans l'étude	33
Tab III.12 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle de Constantine	34
Tab III.13 : Caractéristiques de la série avec N=26 ans	35
Tab III.14 : Valeurs des pluies maximales journalières annuelles Station de Constantine (code 10-04-10)	35
Tab III.15 : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel.....	37
Tab III.16 : Paramètres de la série à étudier	38
Tab III.17 : Résultats de l'ajustement à la loi de log- normal.....	39
Tab III.18 : Paramètres de la série à étudier	40
Tab III.19 : Pluies journalières maximales de différentes fréquences	40
Tab III.20 : Intensité pour les différentes fréquences	41
Tab III.21 : Pluies de courte durée de différentes fréquences	42
Tab III.22 : Récapitulatif des résultats de l'apport moyen annuel et lame d'eau	43
Tab III.23 : Récapitulatif des résultats de coefficient de variation	44
Tab III.24 : Apports fréquentiels	45
Tab III.25 : Répartition des Apports mensuels de fréquence 80%	45
Tab III.26 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER)	46
Tab III.27 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY)	46
Tab III.28 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de TURRAZA)	47
Tab III.29 : Débits de crues des périodes de retour	48
Tab III.30 : Catégories des dommages résultant des crues	51

Tab III.31 : Crues de projet recommandé	51
Tab III.32 : Choix de la crue de projet	52
Tab III.33 : Valeur de α en fonction de la perméabilité	54
Tab III.34 : Récapitulatif des résultats du volume mort	55
Tab III.35 : Répartition mensuelle des besoins	56
Tab III.36 : Répartition mensuelle des apports	56
Tab III.37 : Volume utile de la retenue	58
Tab III.38 : Volumes des pertes dans la retenue	60
Tab III.39 : Volumes des pertes dans la retenue	61
Tab III.40 : Hauteurs, vitesses et revanges des vagues	65
Tab III.41 : Calcul de la largeur en crête	66
Tab III.42 : Variation de la hauteur du barrage	66
Tab III.43 : Calcul d'optimisation	67
Tab III.44 : Tableau récapitulatif	68
Tab IV.1 : Coûts des variantes étudiées	72
Tab V.1 : Valeurs indicatives des pentes des talus	75
Tab V.2 : Valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids	77
Tab V.3 : Résultats de calcul	78
Tab V.4 : Coordonnées de la parabole de KOZENY	82
Tab V.5 : Débit de fuite à travers la digue	83
Tab V.6 : Débit de fuite de la Fondation	84
Tab V.7 : Débit de fuite de barrage	84
Tab V.8 : Classification des barrages	84
Tab V.9 : Gradient hydraulique admissible	85
Tab V.10 : Gradient d'infiltration critique	85
Tab V.11 : Coefficient de sécurité en fonction de la classe de l'ouvrage	85
Tab V.12 : Détermination des rayons max et min	90
Tab V.13 : Valeurs admissibles des coefficients de sécurité	91
Tab V.14 : Caractéristiques géotechniques	93
Tab V.15 : Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement	94
Tab VI.1 : Coordonnées du profil de déversoir	99
Tab VI.2 : Calcul de la ligne d'eau	104
Tab VI.3 : Ligne d'eau à pas d'espace de 10 m	104
Tab VII.1 : Symboles des opérations	122
Tab VII.2 : Détermination des chemins critiques	124

Liste des figures

Fig I.1 : Carte de situation de la zone d'étude	3
Fig I.2 : Situation Géographique de la Zone d'étude Echelle :1/50 000.....	5
Fig I.3 : Cuvette de la retenue collinaire Machtat Ain Tlaha	6
Fig I.4 : Bassin versant de l'oued Ain Talha — wilaya de CONSTANTINE	7
Fig I.5 : Relief de la Wilaya de Constantine.....	8
Fig II.1 : Carte sismique de l'Algérie selon les R.P.A version 2003 (C.G.S)	9
Fig II.2 : Carte géologique.....	12
Fig II.3 : Localisation de la retenue par rapport à la ville de Zighoud Youcef	13
Fig II.4 : Plan d'orientation du site de la retenue collinaire dans la carte de réseau routier de Constantine	13
Fig III.1 : Courbe hypsométrique	25
Fig III.2 : Extrait de carte pluviométrique de la zone d'étude (ANRH ,1993).....	33
Fig III.3 : Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance).....	38
Fig III.4 : Ajustement à la loi Log-Normale (Maximum de vraisemblance)	39
Fig III.5 : Courbes des pluies à courte durée	41
Fig III.6 : Courbes des intensités fréquentielles	42
Fig III.7 : Présente les hydro grammes de crues pour différentes fréquences	50
Fig III.8 : Hydrogramme de crue : $Q_{1\%} = 52.381 \text{ m}^3/\text{s}$	52
Fig III.9 : Courbe (hauteur – capacité – surface)	57
Fig III.10 : Courbe volumétrique	57
Fig III.11 : Diagramme du calcul d'optimisation	67
Fig V.1 : Forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement (O,R _i).....	90
Fig VI.1 : Profil Greager	100
Fig VI.2 : Ligne d'eau	104
Fig VII.1 : Réseau à nœuds	123

Liste des plans

Plans N° 01 : Vue en plan de l'aménagement	1/500
Plans N° 02 : Coupe géologique	V : 1/50 H : 1/125
Plans N° 03 : Coupe type des trois variantes	1/150
Plans N° 04 : Coupe type de la digue détaillée	1/100
Plans N° 05 : Schémas de la ligne de saturation	1/150
Plans N° 06 : Schémas de calcul de stabilité	1/400

Introduction générale

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

Lorsqu'on parle de l'eau on pense à la vie et en aucun cas ne sera la vie sans l'existence de l'eau ; Ce qui est apparent que l'eau est inépuisable d'un point de vue que l'eau représente les 3/4 de notre planète, tandis que en réalité le taux de l'eau douce appropriée à l'homme est très faible et à une forte tendance à ce réduire en considérant la croissance démographique et la pollution. Ce problème qui interpelle plusieurs chercheurs dans le monde est posé avec intensité en ALGERIE.

Dans ce cadre la wilaya de CONSTANTINE a bénéficié par un projet de construction d'une dizaine de retenue collinaire afin de combler le déficit en ressources en eau sur tout pour l'irrigation, et parmi ces retenues, on a retenue du l'Oued Ain Talha qui va faire l'objet d'une étude de faisabilité et qui va être destiner pour irriguer un périmètre dans la région.

L'étude de faisabilité de la retenue collinaire sur oued Ain Talha a été confirmée après une étude socio-économique, puis on est passé aux études géologique, géotechnique et hydrologique qui ont révélé que le bassin versant était suffisamment grand mais la cuvette est étroite et sa capacité de stockage est limitée.

Le type de l'ouvrage ainsi que les ouvrages annexes furent choisis après une étude technico-économique.

CHAPITRE I :

ETUDE TOPOGRAPHIQUE

Introduction

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

Dans cette première partie nous allons récolter et traiter les caractères physiques et climatologiques de notre région d'étude, L'analyse et l'interprétation de ces caractères sont d'une importance primordiale.

L'eau est une ressource rare et précieuse, indispensable pour tout développement économique à savoir agricole ou industriel, Elle est la source de la vie, sa demande est en croissance permanente.

Pour satisfaire cette demande en eau, on a recours à la mobilisation en construisant les ouvrages hydrauliques à savoir la retenue collinaire. Dans cette optique, la wilaya de Constantine a bénéficié des projets de réalisation d'aménagements hydrauliques, parmi lesquels la retenue de MECHTAT AIN TALHA qui est destiné à l'approvisionnement en eau pour l'irrigation de la région.

Les retenues collinaires sont des ouvrages de stockage de l'eau qui sont remplies par les eaux de surface, les eaux de ruissellement. Elles peuvent être assimilées à des micro-barrages.

L'ouvrage, constitué d'une digue en terre, permet de retenir l'eau dans un talweg et de stocker une part des écoulements d'eaux. Ces eaux sont utilisées ensuite dans les domaines de l'irrigation, la protection incendie, les loisirs, la pisciculture et l'eau potable.

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

I.1 Généralités sur les barrages

Définition

Les barrages sont des ouvrages destinés à retenir et à stocker de l'eau pour la restituer à des utilisateurs divers. Ce sont des ouvrages hydrauliques, souvent importants, très délicats du point de vue de leur conception, de leur réalisation, de leur exploitation, et qui nécessitent un entretien très soutenu et soigné. En effet, la ruine partielle ou totale d'un tel ouvrage se traduit par une catastrophe, la plus part de temps.

Si on veut une définition complète, on peut se rapporter de celle donnée par le professeur **H.PRESS** de **Berlin** : « un barrage est un ouvrage fixe de retenue qui partant de la section du cours d'eau, ferme complètement la vallée et réalise un bassin de retenue utilisé comme réservoir ».

I.2 Buts des barrages

Le but principal du barrage d'après sa définition est l'accumulation. Cette accumulation sert à compenser l'inégalité des apports de la rivière et à adapter l'utilisation et la consommation de l'eau aux besoins. Un but secondaire (parfois primordial dans notre pays) est la protection contre les crues. En numéros les divers buts d'utilisation d'un barrage que l'on peut associer dans le même ouvrage :

- 1- Protection contre les crues.
- 2- Alimentation en eau potable.
- 3- Amélioration de la navigation.
- 4- Irrigation.
- 5- Production de l'énergie électrique.
- 6- Besoins industriels.

I.3 Documentation topographique

Un intérêt particulier doit être accordé à la collecte des données fiables, dont la consistance dépend principalement de l'approche méthodologique. La présente étude nécessite des données cartographiques, hydrologiques et pluviométriques de la région où se trouve le bassin versant.

La documentation topographique pour des travaux sur l'étude de faisabilité du barrage et pour justifier les conceptions de l'étude, on a reçu les documents cartographiques suivant:

- Deux cartes topographiques Ech 1:25000 ;
- Levé topographique du site du barrage Ech 1:500 ;

I.4 Caractéristiques morphologiques

Constantine est une métropole du nord-est de l'Algérie, chef-lieu de la Constantine, elle est considérée comme étant la troisième ville la plus importante du pays en termes de population, de son ancien nom Cirta, Constantine est aussi surnommée la « ville des ponts»

La wilaya de Constantine occupe une superficie de 2.288 km² ; Elle est composée de douze communes animées par six daïra. Elle est limitée par:

- La wilaya de Skikda, au nord.

- La wilaya d'Oum El Bouaghi, au Sud.
- La wilaya de Mila, à l'Ouest.
- La wilaya de Guelma, à l'Est.

Tab I.1 : Codes Géographiques et Superficie des Communes de Constantine

Daira	Communes	Codes Géographiques	Superficie Km ²
Constantine	Constantine	25-01	231,63
El Khroub	El Khroub	25-06	244,65
	Ain Smara	25-09	156,10
	O. Rahmoune	25-10	209,95
Ain Abid	Ain Abid	25-07	323,80
	Ibn Badis	25-03	310,42
Zighoud Youcef	Zighoud Youcef	25-04	236,95
	Beni Hamidène	25-08	131,02
Hamma Bouziane	Hamma Bouziane	25-02	71,18
	D. Mourad	25-05	115,70
Ibn Ziad	Ibn Ziad	25-12	150,77
	Messaoud Boudjriou	25-11	106,60



Fig I.1 : Carte de situation de la zone d'étude

I.5 Climat

Le climat de Constantine se caractérise par des hivers froids (des minimales de 0-12°) et des étés chauds (des maximales de 25-45°), en raison essentiellement de l'influence de la continentalité, La moyenne pluviométrique annuelle varie de 400 mm à 600 mm selon les années ; les

précipitations sont très variables du Nord au Sud. Elles influent énormément sur la régénération des réserves d'eau, La pluviométrie moyenne annuelle est de 40 à 60 jours.

I.6 Population

La wilaya de Constantine est très peuplée, 987774 habitants (recensement mars 2007) et une densité de 431,72 habitants/km². La majeure partie de la population est concentrée au niveau de la couronne qui constitue le grand Constantine en l'occurrence les communes limitrophes (El Khroub, Ain Smara, Hamma Bouziane et Didouche Mourad). La progression de la population urbaine est très marquée, cette distorsion est peut être liée au niveau d'équipement enregistré au niveau des chefs-lieux de communes ainsi qu'à la disponibilité de terrains urbanisables à l'exception de Constantine dont le tissu urbain est saturé

I.7 Choix et reconnaissance du site

I.7.1 Choix du site

Le but de cette étape d'étude est la recherche du site apte à la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions techniques et économiques.

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

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

A l'aide des données fournies par le service de la DRE de Constantine nous avons pu localiser le site de la retenue demandé.

Sur ces sites une petite étude de comparaison est nécessaire entre les volumes des cuvettes et les volumes stockés sur la base des conditions topographiques, hydrologiques et géologiques permettant de déterminer le meilleur site de la retenue [05].

I.7.2 Situation de la retenus collinaire de Ain Talha

Les sites prospectés pour l’implantation de la retenue collinaire sont situés à environ **6 Km** au Sud-est de la commune de **ZIGHOUD YUCEF** et à environ **25 Km** au nord-est du chef lieu de la wilaya de **Constantine**.

Les coordonnées UTM de site proposer et de l’axe de la digue d’après levé topo proposer est défini sur les cartes d’état Major **Constantine NJ-32-I-6-OUEST** a l’échelle 1/50 000 sont les suivant :

Tab I.2 : Coordonne des axes des digues

N°	Dénominations	commune	AXE DE LA DIGUE EN	
			X	Y
Coordonner du site	OUED AIN TALHA	ZIGHOUD YUCEF	300462,00	4042433,00
Coordonner réelle (levé topo)			300855,82	4042745,30

PLANS DE SITUATION DE LA ZONE D’ETUDE

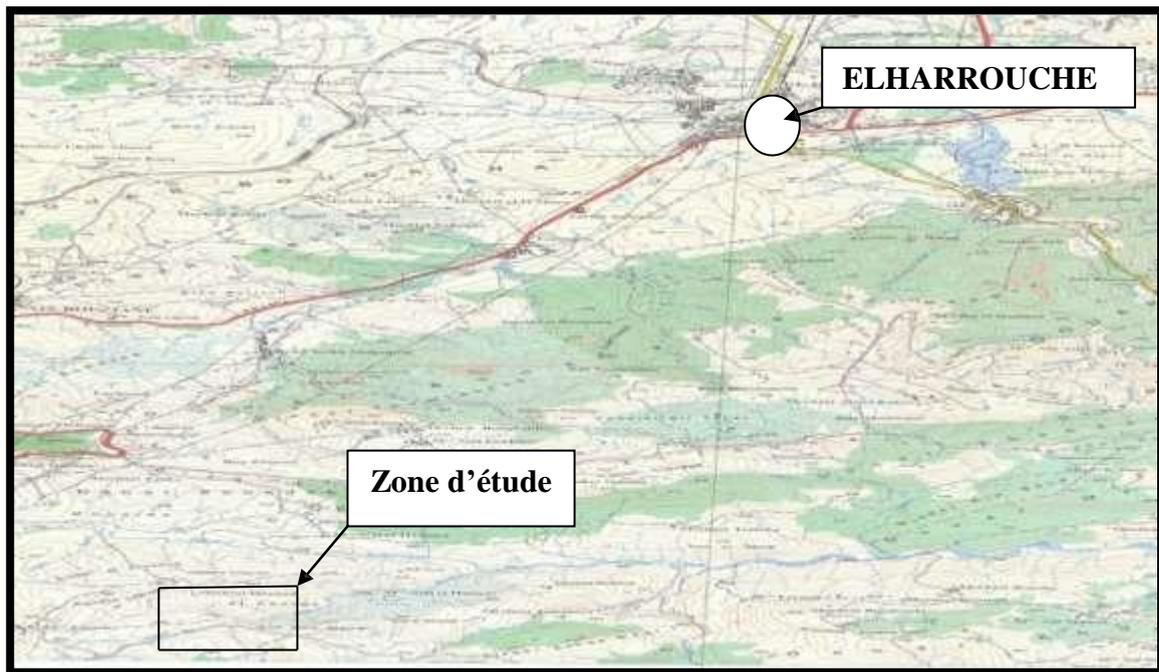


Fig I.2 : Situation Géographique de la Zone d’étude Echelle: 1/50 000

I.7.3 Choix de l’axe de la digue

Le choix provisoire de l’axe de la digue a été établi en tenant compte des critères topographiques et géologique de la cuvette :

L'axe sur les Figures I.3 est arbitraire, il a été implanté juste pour vous montrer l'endroit de site de la digue. Le choix final de l'axe sera fait sur plan topographique suivant les conditions suivantes :

- L'assurance d'une importante quantité d'eau qui devra être piégée par la retenue ;
- Le Parfait emplacement de la retenue du point de vu Géologique;
- Le resserrement de la gorge entre les deux rives ou l'étroitesse de la vallée procurera un volume minimum pour la retenue.
- L'accessibilité du choix de l'emplacement du site proche des voies d'accès commode déjà existantes afin d'éviter la surcharge du coût et du temps d'une création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre .

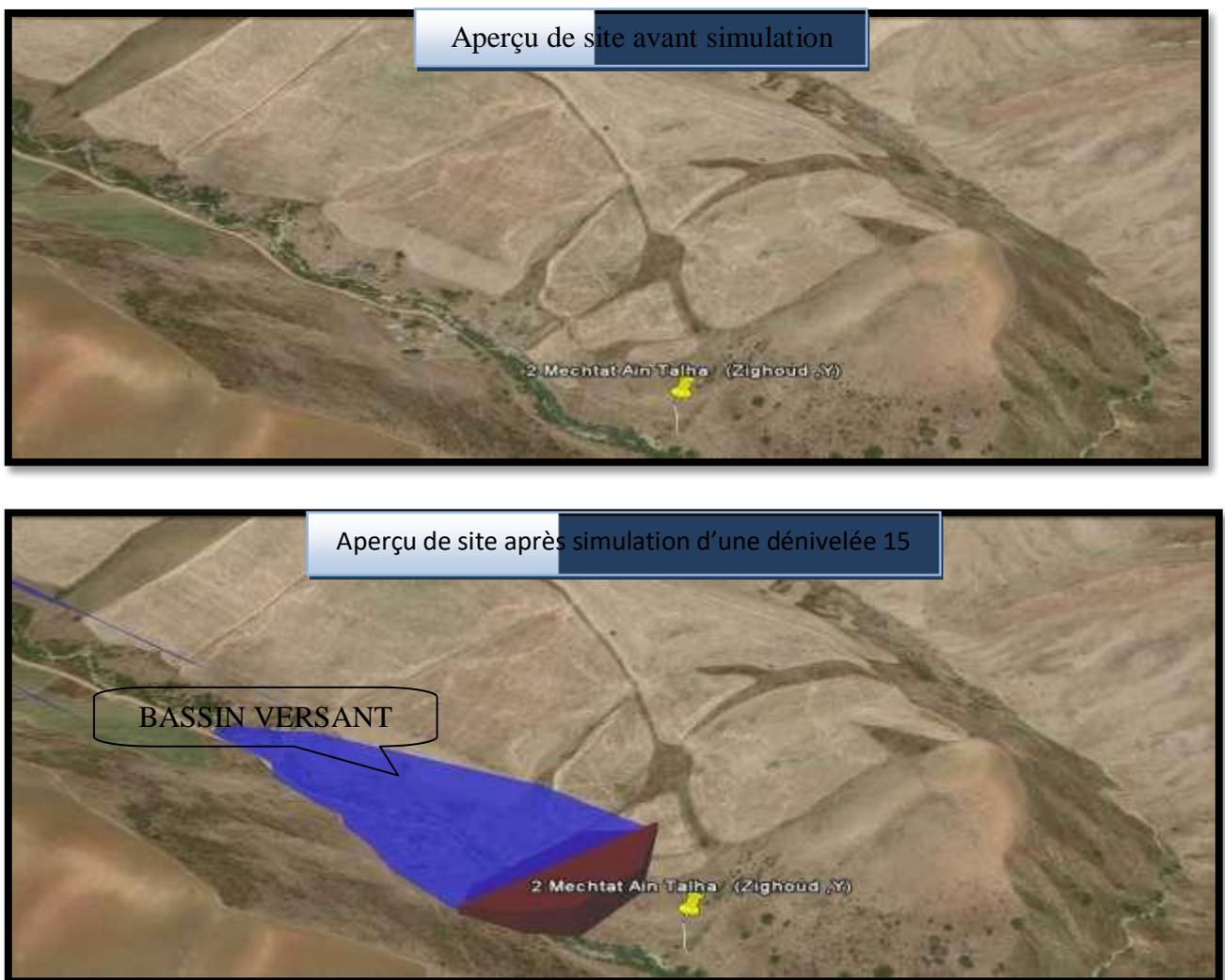


Fig I.3 : Cuvette de la retenue Collinair Machtat Ain Tlaha (source : google earth)

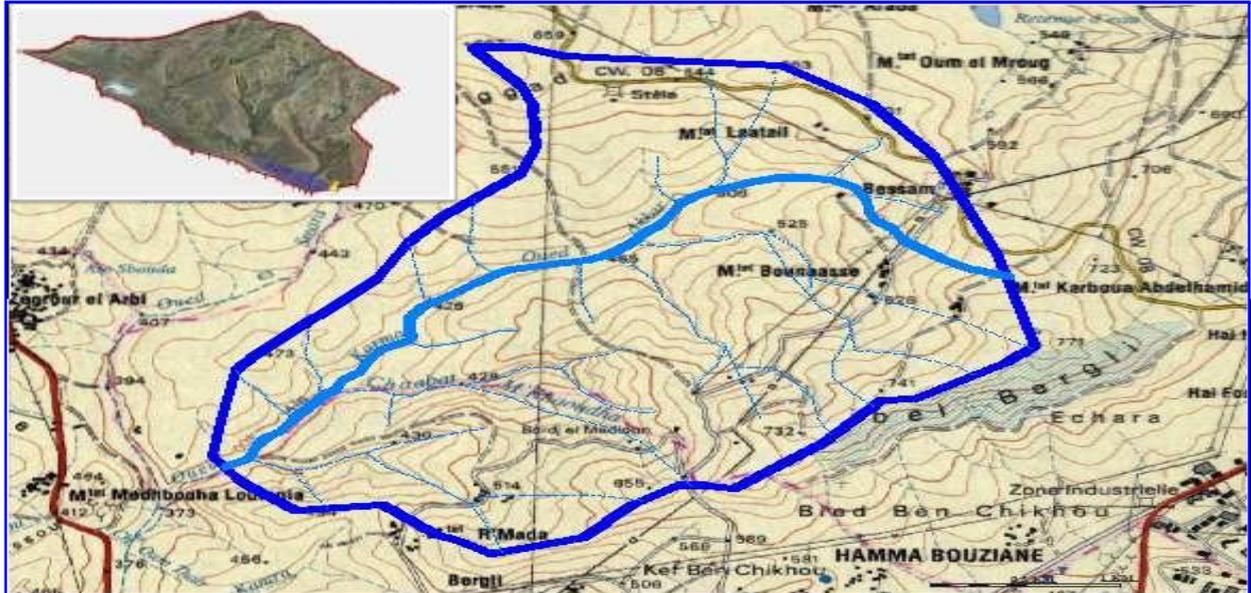


Fig I.4 : Bassin versant de l'Oued Ain Talha – ZIGHOUD YUCEF – Wilaya de CONSTANTINE

I.8 Relief

La wilaya de Constantine présente des milieux physiques différents et bien distincts, ils sont définis par :

I.8.1 Zones montagneuses

Le Nord de la wilaya est constitué par un relief montagneux accidenté formé essentiellement par la chaîne numidique qui se prolonge au nord-est par le massif du Djebel El Ouahch chevauchant sur le territoire de plusieurs communes de la wilaya portant sur une superficie de 500 km².

Les autres anticlinaux importants de la wilaya sont le Chettaba à l'Ouest, le rocher de Constantine fortifié par de grands escarpements très abrupts et le Oum Settas au Sud.

I.8.2 Dépressions intérieures et vallées

La frange intérieure de la wilaya est caractérisée par le prolongement du bassin intérieur de Mila aux environs de la commune de Messaoud Boudjeriou en continuité avec le bassin de Hamma Bouziane, la dépression de Didouche Mourad et de Béni Hamidène.

Les vallées sont les couloirs naturels du contact avec le Tell et les hautes plaines des terres du Sud. Elles sont au nombre de quatre :

- La vallée supérieure du Rhumel à Ain Smara.
- La vallée du Bumerzoug, El Khroub.

- La vallée inférieure du Rhumel : Ibn Ziad - Hamma Bouziane.
- La vallée du Oued Smendou qui converge avec la vallée inférieure du Rhumel dans la commune de Béni Hamidène.

Constantine se situe entre la latitude 36° 17' et la longitude 6° 37' en plein centre de l'Est algérien, précisément à 245 km des frontières algéro- tunisiennes, à 431 km de la capitale Alger vers l'Ouest, à 89 km de Skikda vers le Nord et à 235 km de Biskra vers le Sud.

Elle est bâtie sur un majestueux ROCHER situé sur les deux côtés de OUED RHUMEL, elle est ainsi cernée par de véritables obstacles naturels; les repères géographiques montrent que la région n'est pas homogène par rapport à sa position et par rapport au niveau de la mer. Elle se situe entre les deux lignes KENTOUR 400 et 800 m et 1200 m vers le Sud.

Au sud, la régularité du relief, la plénitude des glacis d'Ain Abid et d'Oued Rahmoune annoncent le début des hautes terres du plateau d'Ain Mila et de celui d'Ain El Bey.

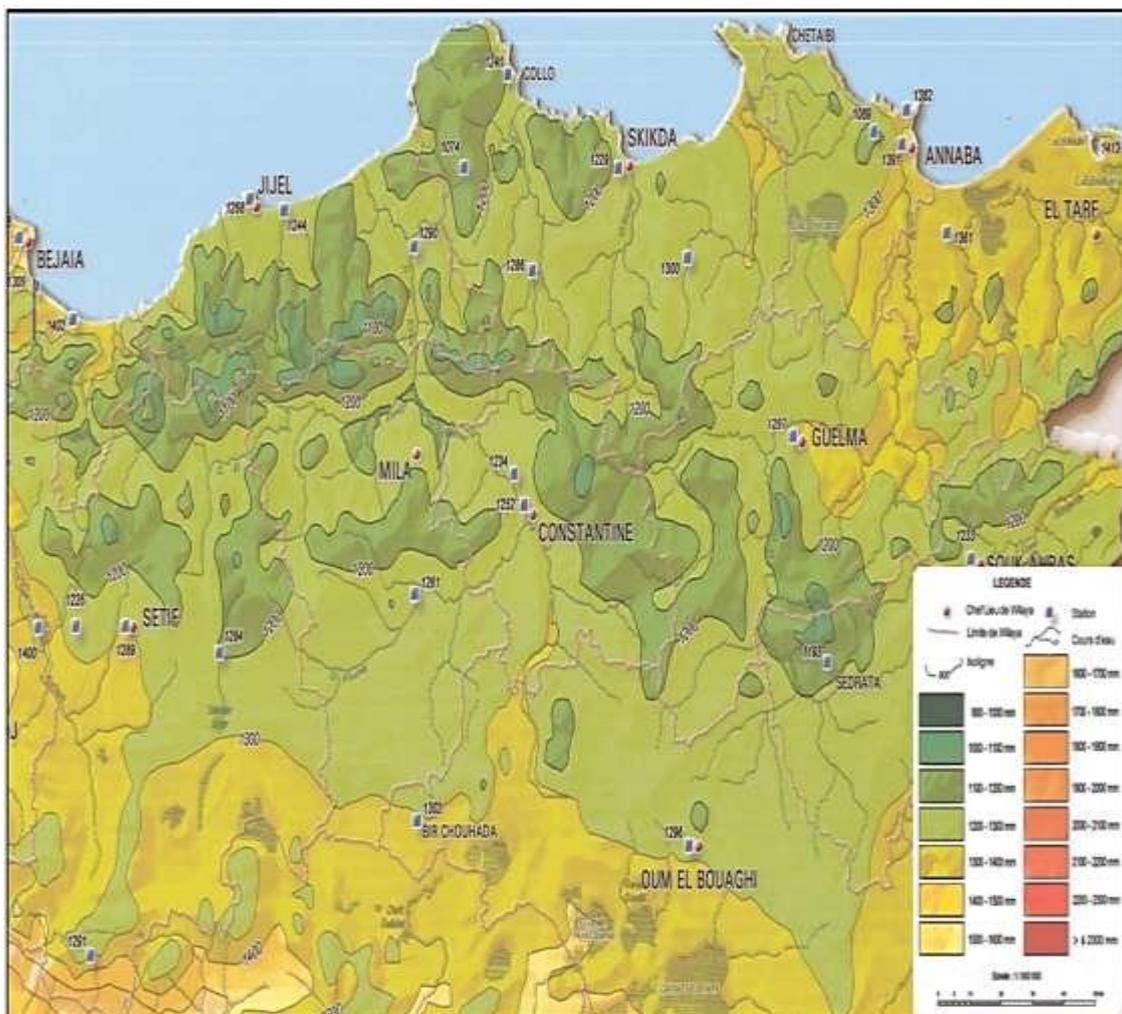


Fig I.5 : Relief de la Wilaya de Constantine

CHAPITRE II :

**ETUDE GEOLOGIQUE ET
GEOTECHNIQUE**

II.1 Etude géologique

II.1.1 Introduction

La région de Constantine est caractérisée par une morphologie plus ou moins régulière avec de hautes plaines dont les pentes ne dépassant que rarement les 15°. A l'exception du rocher de Constantine qui forme un relief dominant la vallée du Rhumel de 100 à 150 m.

Cette région est constituée par un réseau hydrographique assez dense dont le cours d'eau principal est l'Oued Rhumel qui, en traversant les hautes plaines, façonne les zones d'accumulation actuelle en creusant son lit, essentiellement, dans les formations tendres.

II.1.2 Sismicité de la région

Selon le R.P.A version 2003 la wilaya dont fait partie les secteurs visés par l'implantation des futures digues est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIb).

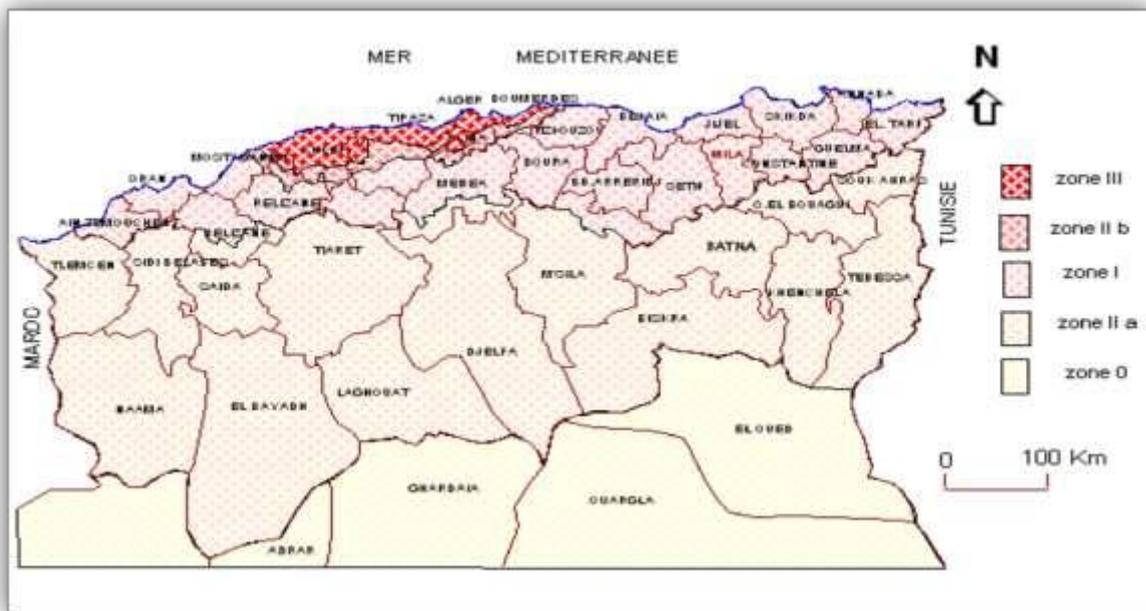


Fig II.1: Carte sismique de l'Algérie selon les R.P.A version 2003 (C.G.S).

II.1.3 Aperçu géologique sur la zone étudiée

Géologiquement parlant la région de Constantine est formée de deux grandes entités :

- Les formations appartenant au substratum du bassin néogène de Constantine d'âge allant du Trias au Burdigalien moyen (Coiffait, 1992) ;
- Les dépôts appartenant au bassin néogène de Constantine, datant du Miocène au Quaternaire.

II.1.3.1 Substratum du bassin de Constantine

Les différents ensembles lithostratigraphiques qui représentent le substratum du bassin de Constantine peuvent être résumés comme suit :

II.1.3.1.1 Formations triasiques

Représentées le plus souvent par des gypses, des argiles et des marnes bariolées ainsi que des cargneules.

II.1.3.1.2 Formations du Jurassique

Les formations du Jurassique affleurent au Dj. Chettaba, Dj. Akhel et M'Cid Aicha. Elles forment une épaisse série de calcaires massifs comportant des horizons très fossilifères.

➤ Lias

Il est représenté par des roches calcaires et des dolomies massives.

➤ Dogger

Il est représenté par des formations carbonatées comportant des calcaires, des marno-calcaires et des dolomies.

➤ Malm

Il est représenté par des calcaires fins très souvent dolomitiques, parfois siliceux ou bio détritiques.

II.1.3.1.3 Formations du Crétacé**➤ Crétacé inférieur**

Les formations du Crétacé inférieur sont caractérisées par des marnes, des marno-calcaires et des calcaires néritiques.(Vila, 1980 ; Raoult et Velde, 1971). Elles affleurent au Dj. Oukissane sous forme d'un faciès marneux au Nord ouest et calcaires néritiques au Sud Est et affleurent également à Dj. Akhel, dans la région de Sidi Marouane, dans les massifs d'Ahmed Rachedi, Djebel Boucherf et du Djebel Halfa.

➤ Crétacé supérieur

Le Crétacé moyen à supérieur comprend des marno-calcaires peu épais de l'Albien, des marno-calcaires noduleux de couleur grise, et des marnes grises bleutées parfois gypsifères marquées dans sa partie supérieure par une surface durcie du Sénonien.

Cénomaniens

Les formations cénomaniennes sont carbonatées et peuvent atteindre 250 à 300m d'épaisseur.

Turonien

Les formations du Turonien comportent essentiellement des marnes et des calcaires à silex. Ces formations affleurent au Djebel Kheneg, Djebel Zouaoui et dans le pourtour du massif de Chettaba.

Sénonien

Seules les formations du Sénonien inférieur sont représentées dans la partie occidentale du bassin constantinois. Elles sont essentiellement formées d'alternances de marnes et des calcaires.

II.1.3.1.4 Formations du Paléocène

Le Paléocène est représenté par des marnes noires, affleurant sur les deux rives de l'Oued el Kebir et sur le versant Nord-Ouest de l'Oued Endja.

➤ Formations de l'Eocène :

L'Eocène est représenté par des calcaires à silex yprésien, affleurant à l'Ouest de Sidi Marouane, dans les gorges de l'Oued el Kebir, en aval de l'Oued Dib et des marnes à débit en plaquette admettant à leur base des passages gréseuses (petits bancs de grès d'ordre décimétrique) conférant à cette dernière un aspect flyschoidé.

II.1.3.2 Contenu du bassin de Constantine

Coiffait (1992) définit dans le bassin constantinois des terrains néogènes dont les plus anciens correspondent aux argiles de Mila, datées selon le même auteur de la base du Burdigalien.

Les formations « post-nappes » sont principalement représentées (Coiffait, 1992) dans le bassin constantinois par des:

- Dépôts marins et continentaux du Mio-pliocène ;
- Dépôts détritiques du Quaternaire.

II.1.3.2.1 Dépôts marins et continentaux du Mio-pliocène

Au cours du Mio-pliocène Coiffait (1992) distingue trois cycles sédimentaires de dépôts avec de temps en temps des phases de non dépôt :

➤ Cycle Langhien-Serrvallien inférieur

Ce cycle est représenté par des argiles dites argiles de Mila et des marnes sableuses à intercalation de quelques bancs de grès argileux. L'âge de ces dépôts est estimé du Burdigalien terminal. Ce cycle est largement représenté dans la région de Mila.

➤ **Cycle Mellalien supérieur- Serrvallien supérieur**

Il débute par des assises conglomératiques surmontées par des argiles sableuses rougeâtres, puis dans la partie Nord du bassin, viennent des calcaires lacustres. L'âge des formations médianes et terminales est daté du Mellalien supérieur- Serrvallien supérieur

➤ **Cycle Turolien inférieur (Tortonien inférieur)**

Au cours de ce cycle, les dépôts débutent à la base par une assise conglomératique et gréseuse, puis passent à une assise marneuse. Dans la partie septentrionale, une épaisse série de calcaires lacustres surmonte ces deux assises.

II.1.3.2 Dépôts détritiques du Quaternaire

Les formations quaternaires sont largement représentées dans le bassin de Constantine. Elles forment la couverture récente des formations décrites ci-dessus. Ces formations quaternaires sont représentées par des éboulis de pentes, des alluvions anciennes et récentes, des terres arables et des croûtes calcaires.

Conclusion

Les matériaux argileux qui répondraient aux spécifications pour ce type d'ouvrage sont proche de site. Même pour une digue à noyau, où les besoins sont suffisants et des gisements d'argile sont proximités du site.

Les sites sélectionné nous apparaît, à priori, comme apte à recevoir des retenue collinaire, du point de vue topographie et probablement aussi du point de vue hydrologique.

L'étude que nous avons réalisée est la première étape nécessaire, Elle pourra servir comme base de données pour les autres missions.

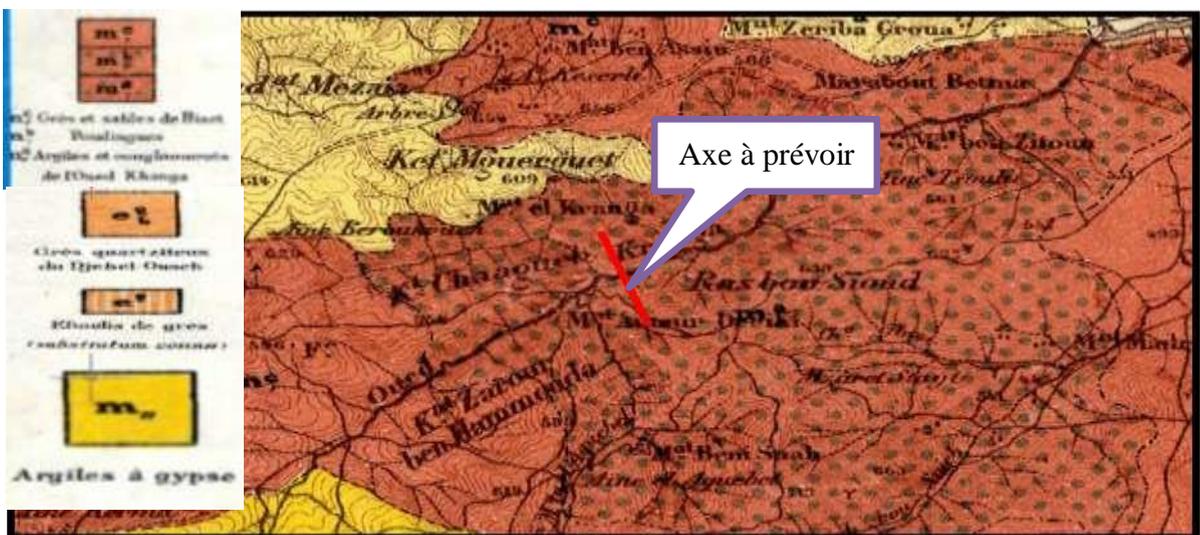


Fig II.2 : Carte géologique

II.2 Etude géotechnique



Fig II.3 : Localisation de la retenue par rapport à la ville de Zighoud Youcef (source : google earth)

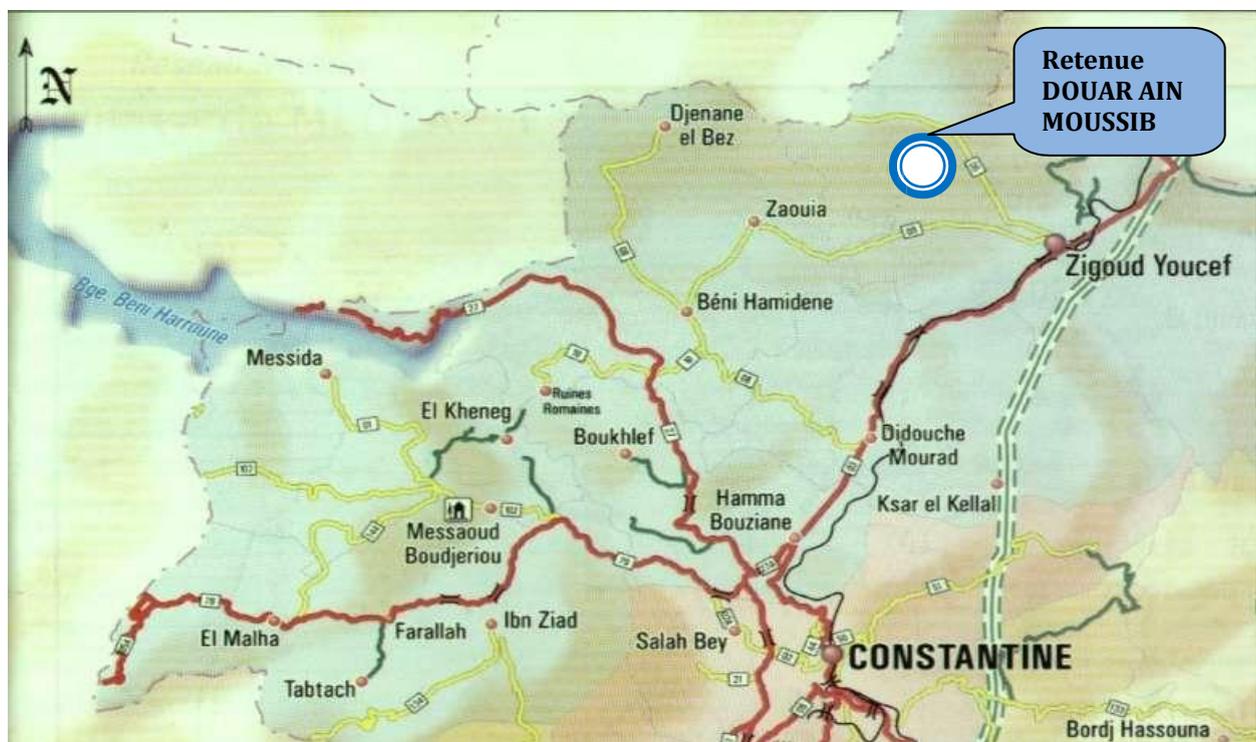


Fig II.4 : Plan d'orientation du site de la retenue collinaire dans la carte de réseau routier de Constantine

II.2.2 Prospection géotechnique de terrain

Le présent rapport traite l'étude géotechnique de l'aménagement collinaire sur DOUAR AIN MOUSSIB commune ZIGHOUD YUCEF ; cette étude est basée essentiellement sur des campagnes de reconnaissance effectuée sur terrain durant lesquelles on a réalisés les travaux suivants:

➤ Réalisation des puits de 3 à 4 m de profondeur avec une pelle mécanique et prélèvement des échantillons, que ce soit sur l'axe de la digue (soit 03 puits : rive droite, fond de la cuvette, rive gauche) ou zone d'emprunt (soit 03 puits) dans le but d'évaluer la qualité et les quantités des matériaux de construction de la digue ainsi que la détermination de la structure géo- mécanique du sous-sol de fondation à différents niveaux.

II.2.3 Prospection géotechnique de laboratoire**II.2.3.1 Nombre des essais****➤ Essais physiques d'identification et de classification**

- Teneur en eau naturelle (W_n).....04 essais.
- Densité sèche (γ_d).....03 essais.
- Degré de saturation (S_r).....03 essais.
- Limite de liquidité (W_l).....04 essais.
- Indice de plasticité (I_p).....04 essais.

➤ Essais mécaniques

- Cisaillement rectiligne à la boîte casa grande type UU :
- Cohésion (C_u).....03 essais.
- Angle de frottement (ϕ_u)03 essais.
- Compactage selon proctor normal :
- Teneur en eau maximale (W_{max}).....01 essais.
- Densité sèche optimale ($\gamma_{d\ opt}$).....01 essais.

➤ Essais chimique

- Teneur en carbonates.....04 essais.
- Teneur en gypse.....04 essais.
- Teneur en insolubles.....04 essais.

II.2.3.2 Résultats des données géotechniques de terrain et de laboratoire

II.2.3.2.1 Terrain d'assise et la fondation de la digue

a. Grès beiges compacts du miocène (Substratum)

Cette formation a été détectée au niveau du lit d'oued par le puits SP₂ sous une faible couche des alluvions constituée de matériaux grossiers de cailloux, graviers, sables et peu d'argiles et limons; ce matériau se caractérise par les propriétés suivantes :

- Teneur en eau naturelle (W%).....18,54%.
- Densité sèche (γ_d).....1,78 t/m³.
- Densité humide (γ_h).....2,11 t/m³.
- Densité de saturation (γ_{sat}).....2,11 t/m³.
- % des éléments passant au tamis > 2mm.....5%.
- % des éléments passant au tamis 2mm.....77%.
- % des éléments passant au tamis 0,1mm26%.
- % des éléments passant au tamis < 2 μ (microns).....3%.
- Degré de saturation (S_r).....99,68%.
- Limite de liquidité (W_l).....30,37%.
- Limite de plasticité (W_p).....20,36%.
- Indice de plasticité (I_p).....10,01%.
- Perméabilité (K).....10⁻⁶ m/s.

➤ **Essais mécaniques**

Cisaillement rectiligne à la boîte casa grande type UU :

- Cohésion (Cu)..... 0,2 bars.
- Angle de frottement (ϕ_u).....22,9 °.

➤ **Essais chimique**

- Teneur en carbonates (Ca Co₃).....22,05%.
- Teneur en Gypse.....Traces.
- Teneur en insolubles.....70,6%.

b. Les Sables du miocène

Détectée sur les deux versants de l'oued par les puits SP₁ et SP₃ sous une faible couche d'argiles végétales. Cette formation est caractérisée par les paramètres suivants :

➤ **Essais d'identification et de classification**

- Teneur en eau naturelle (W%)..... 3,7 %.
- % des éléments passant au tamis > 2mm.....31,5%.
- % des éléments passant au tamis 2mm.....63%.
- % des éléments passant au tamis 0,1mm13%.
- % des éléments passant au tamis < 2 μ (microns).....4%.
- Limites de liquidité (W_l).....24,73%.
- Indice de plasticité (I_p).....16,29 %.
- Limites de plasticité (W_p).....8,44%.

- Teneur en carbonates (Ca Co ₃).....	11,81%.
- Teneur en Gypse.....	Traces.
- Teneur en insolubles.....	82,7%.
- Perméabilité (K).....	10 ⁻⁵ m/s.

c. marnes bleues du miocène

Ce sol a été détecté sur les deux rives de l’oued par les puits SP₁ et SP₂ sous une faible couche des sables, ce sol est caractérisé par les propriétés géotechniques suivantes :

➤ **Essais physiques d’identification et de classification**

- Teneur en eau naturelle (W%).....	8,27 %.
- Densité sèche (γ_d).....	2,12t/m ³ .
- Densité humide (γ_h).....	2,29 t/m ³ .
- Densité de saturation (γ_{sat}).....	2.34 t/m ³ .
- % des éléments passant au tamis > 2mm.....	0,088 %.
- % des éléments passant au tamis 2mm.....	100 %.
- % des éléments passant au tamis 0,1mm	100%.
- % des éléments passant au tamis < 2 μ	52%.
- Limites de liquidité (W _l).....	75,26 %.
- Indice de plasticité (I _p).....	42,48%.
- Limites de plasticité (W _p).....	32,78 %.
- Indice de consistance (I _c).....	1,75.
- Perméabilité (K).....	10 ⁻⁹ m/s.

➤ **Essais mécaniques**

Cisaillement rectiligne à la boîte casa grande type UU:

- Cohésion (C _u).....	0,36 bars.
- Angle de frottement (ϕ_u).....	13.6°.

➤ **Essais chimiques**

- Teneur en carbonates (Ca Co ₃).....	40,94%.
- Teneur en Gypse.....	Traces.
- Teneur en insolubles.....	54,4%.

Ces résultats montrent que le sol analysé est du type argileux peu plastique, appartenant selon la classification américaine U.S.C.S à la classe CL.

II.2.3.2.2 Matériaux de construction de la digue

a. Matériau d’étanchéité

- Teneur en eau naturelle (W%).....	20,95%.
- Densité sèche (γ_d).....	1,66 t/m ³ .
- Densité humide (γ_h).....	2,01 t/m ³ .
- Densité de saturation (γ_{sat}).....	2,05 t/m ³ .
- Limites de liquidité (W _l).....	66,51 %.
- Indice de plasticité (I _p).....	30,20 %.
- Limites de plasticité (W _p).....	36,31%.

- Indice de consistance (I_c).....1,5.
- Perméabilité (K)..... 10^{-8} cm/s.

➤ **Essais mécaniques**

Cisaillement rectiligne à la boîte casa grande type U.U:

- Cohésion (C_u).....0,29 bars.
- Angle de frottement (ϕ_u)..... 30° .
- Cohésion effective (C').....0,20 bars.
- Angle de frottement effectif (ϕ')..... 45° .

Compactage selon Proctor normal:

- Teneur en eau maximale (W_{max}).....19,4%.
- Densité sèche optimale ($\gamma_{d\ opt}$)1,53 t/m³.
- Densité sèche optimale ($\gamma_{dopt\ 95\%}$)1,45 t/m³.

➤ **Essais chimiques**

- Teneur en carbonates (Ca Co₃).....20,47%.
- Teneur en Gypse.....Traces.
- Teneur en insolubles.....72,9%.

Ce sont des matériaux argileux très plastiques, appartenant selon la classification américaine U.S.C.S à la classe CH ; ces matériaux constituent les matériaux d'emprunt pour le corps de la digue.

b. Matériaux pour filtre et drainage

Ce type de matériaux destinés à la protection du corps de la digue seront exploités des carrières voisines, Leurs fuseau granulométriques doivent obéissent aux critères de TERZAGUI ci-après en partant du fuseau granulométrique des matériaux de base (argiles).

c. Matériaux d'enrochement

Ces matériaux nécessaires à la protection du talus amont de la digue contre les mouvements de vagues d'eau seront exploités des carrières voisines, leur exploitation sera en blocs de 30 à 40 cm.

II.2.4 Propriété géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue

II.2.4.1 Terrain d'assise et de fondation de la digue

➤ **Grès beiges compacts du miocène (Substratum)**

- Teneur en eau naturelle (W%).....18,54%.
- Densité sèche (γ_d).....1,78 t/m³.
- Densité humide (γ_h).....2,11 t/m³.
- Densité de saturation (γ_{sat}).....2,11 t/m³.
- Degré de saturation (S_r).....99,68%.
- Limite de liquidité (W_l).....30,37 %.
- Limite de plasticité (W_p).....20,36%.

- Indice de plasticité (I_p).....	10,01%.
- Perméabilité (K).....	10^{-6} m/s.
- Cohésion (C_u).....	0,2 bars.
- Angle de frottement (φ_u).....	22,9 °.
- Cohésion effective(C').....	0,13bars.
- Angle de frottement effective (φ').....	34 °.
- Teneur en carbonates (Ca Co ₃).....	22,05%.
- Teneur en Gypse.....	Traces.
- Teneur en insolubles.....	70,6%.
- Teneur en insolubles.....	63,64%.
- Perméabilité (K).....	10^{-6} m/s.
➤ Sables du miocène	
- Teneur en eau naturelle (W%).....	3,7 %.
- Limites de liquidité (W_l).....	24,73%.
- Indice de plasticité (I_p).....	16,29 %.
- Limites de plasticité (W_p).....	8,44%.
- Teneur en carbonates (Ca Co ₃).....	11,81%.
- Teneur en Gypse.....	Traces.
- Teneur en insolubles.....	82,7%.
➤ Marnes bleues du miocène	
- Teneur en eau naturelle (W%).....	8,27 %.
- Densité sèche (γ_d).....	2,12t/m ³ .
- Densité humide (γ_h).....	2,29 t/m ³ .
- Densité de saturation (γ_{sat}).....	2,34 t/m ³ .
- Limites de liquidité (W_l).....	75,26 %.
- Indice de plasticité (I_p).....	42,48%.
- Limites de plasticité (W_p).....	32,78 %.
- Indice de consistance (I_c).....	1,75.
- Cohésion (C_u).....	0,36 bars.
- Angle de frottement (φ_u).....	13,6°.
- Teneur en carbonates (Ca Co ₃).....	40,94%.
- Teneur en Gypse.....	Traces.
- Teneur en insolubles.....	54,4%.
- Perméabilité (K).....	10^{-9} m/s.

II.2.4.2 Matériaux de construction de la digue

➤ Matériau d'étanchéité :	
- Teneur en eau naturelle (W%).....	20,95%.
- Teneur en eau optimale (W_{opt} %).....	19,4%.
- Densité humide (γ_h).....	1,83 t/m ³ .
- Densité de saturation (γ_{sat}).....	1,95 t/m ³ .
- Degré de saturation (S_r).....	93,46%.
- Limites de liquidité (W_l).....	66,51 %.
- Indice de plasticité (I_p).....	30,20 %.
- Limites de plasticité (W_p).....	36,31%.

- Indice de consistance (I_c).....	1,5.
- Cohésion (C_u).....	0,29 bars.
- Angle de frottement (φ_u).....	30°.
- Cohésion effective (C').....	0,20 bars.
- Teneur en eau maximale (W_{max}).....	19,4%.
- Densité sèche optimale ($\gamma_{d\ opt}$)	1,53 t/m ³ .
- Densité sèche optimale ($\gamma_{d\ opt\ 95\%}$)	1,45 t/m ³ .
- Perméabilité (K).....	10-8cm/s.

Conclusion

Les résultats de l'étude géologique, hydrogéologique et géotechnique évoquées aux chapitres de ce dossier, nous permettent de faire les conclusions suivantes :

- A) La structure géologique du substratum gréseux du miocène nous oblige de réaliser une clé d'ancrage de (04 à 05) mètres de profondeur après décapage de la couche alluvionnaire, pour le prolongement du chemin des lignes de courant des eaux d'infiltration.
- B) Pour assurer une bonne étanchéité au niveau de l'axe de la digue (sur les deux rives), on recommande l'ancrage de cette dernière à travers la couche des sables jusqu'au marnes imperméables située au-dessous afin de limiter au maximum les infiltrations latérales.
- C) L'étanchéisation du versant droite de la cuvette est nécessaire est cela par la mise en place d'une couche d'argiles de (15 à 20 cm d'épaisseur) et une couche protectrice d'enrochement après l'aménagement du versant par la création d'une pente douce.
- D) L'étanchéisation de l'assiette aux différents points d'affleurements du substratum gréseux est nécessaire.
- E) Les matériaux destinés à la construction de la digue en terre homogène sont disponibles sur le flanc gauche de la cuvette ou affleurant les argiles verdâtres du miocène, le volume à excaver de cette zone est estimé à environ 30,000 m³.
- F) Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (Rip-Rap) , seront exploités à partir des carrières voisines ; leurs exploitation sera en blocs de 30 à 40 cm.
- G) Le site de la future retenue collinaire Ain Talha, est constitué essentiellement des sables, grès, marnes et argiles. Les résultats géotechniques montrent qu'il s'agit des sols fins peu plastiques à moyennement plastiques.
- H) La présence de grès au fond de la vallée, et les sables sur les deux rives de la zone d'emprise, nous obligent de réaliser une clé d'encrage de (04 à 05) mètres de profondeur, et d'ancrer la digue sur les deux rives jusqu'au marnes imperméables.

- I) L'affleurement des sables sur la rive droite de l'oued impose l'étanchéité de ce rive jusqu'au niveau normale de la retenue.
- J) Les parements amont et aval de la digue seront fondés au fond de la vallée sur la couche alluvionnaire après décapage de 20 à 30 cm de la couche végétale.
- K) Les matériaux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (enrochement) seront exploités à partir des carrières voisines.
- L) Les matériaux argileux destinés à l'étanchéité de la digue seront exploités de la zone d'emprunt située dans la cuvette (sur la rive gauche).

CHAPITRE III :

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations et le ruissellement. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et à pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes.

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

III.1 Bassin versant**III.1.1 Caractéristiques générales du bassin versant**

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant par l'exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

Les différents paramètres du bassin versant (forme, altitude, pente, relief....etc.) interviennent dans les différents écoulements. [02]

III.1.3 Caractéristiques morphologiques du bassin versant**III.1.3.1 Superficie du bassin versant**

C'est le paramètre le plus important du bassin parce qu'il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques tels que le débit le volume de précipitation ou d'infiltration, elle est déterminée par le planimètre.

$$S = 10,82 \text{ km}^2$$

III.1.3.2 Périmètre du bassin versant

Il correspond à la longueur de la limite extérieure du bassin, il est déterminé à l'aide d'un curvimètre.

$$P = 15,21 \text{ km}$$

III.1.3.3 Longueur du talweg principal

La longueur du thalweg principal est mesurée par curvimètre à partir du profil de l'oued :

$$L_t = 6,38 \text{ km}$$

III.1.3.4 Indice de compacité de Gravellius "Kc»

La forme du bassin joue un rôle important sur la forme de l'hydrogramme résultant d'une averse donnée à l'exutoire du bassin.

Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

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

$$Kc = \frac{\text{Périmètre } P \text{ du bassin versant.}}{\text{Périmètre } P' \text{ du cercle de même superficie}}$$

On a: $A = \pi \cdot R^2 \Rightarrow R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \dots\dots\dots(III.1)$

S: Superficie [Km²]

R: Rayon (Km)

$P' = 2\pi R \dots\dots\dots(III.2)$

Donc : $P' = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} = 2\sqrt{S\pi} \dots\dots\dots(III.3)$

$Kc = \frac{P}{P'} = \frac{P}{2\sqrt{S\pi}} \Rightarrow Kc = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(III.4)$

Si : $Kc = 1 \Rightarrow$ bassin ramassé,

Si : $Kc > 1 \Rightarrow$ bassin allongé.

$$Kc = 1,30$$

$Kc > 1$ donc le bassin est allongé.

III.1.3.5 Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation : $C_a = L^2 / S$(III.5)

L : la longueur du talweg principal ;

S : la superficie du bassin versant.

$$C_a = 3,76$$

III.1.3.6 Rectangle équivalent

La notion de rectangle équivalent à été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins et elle permet la comparaison des bassins entre eux de point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré et par conséquent le même indice de compacité. [01]

Les dimensions sont tirées comme suit :

$$S = L.l$$

Où : L : longueur de rectangle équivalent.

$$P/2 = L+l$$

l : largeur de rectangle équivalent.

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{S\pi}} \Rightarrow P = K_c \cdot 2\sqrt{S\pi} \dots\dots\dots(III.6)$$

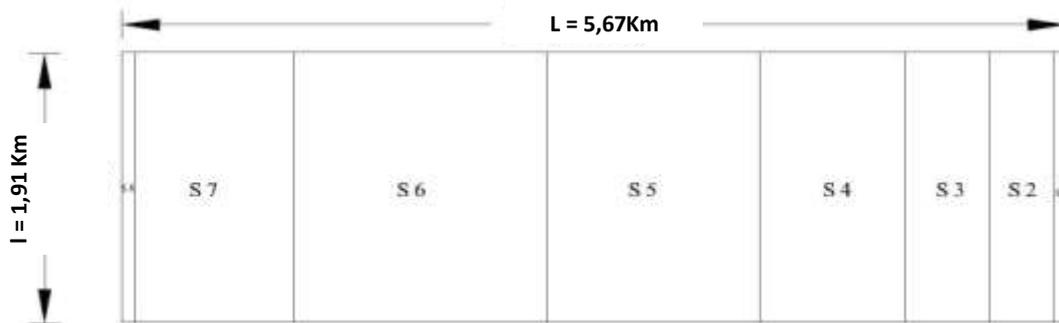
La résolution du système d'équation à 2 inconnus montre que L et l sont solutions de l'équation : $X^2 - P/2.X + A = 0$ (III.7)

$$\Delta = \frac{P^2}{4} - 4S = 4K_c^2 \cdot S \cdot \pi - 4S \dots\dots\dots(III.8)$$

Avec: $K_c \geq \Rightarrow \Delta \geq 0$

$$\text{Donc: } L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right] \Rightarrow \boxed{L = 5,67 \text{ km}}$$

$$l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right] \Rightarrow \boxed{l = 1,91 \text{ km}}$$



III.1.4 Paramètres du relief

Le relief possède une influence directe sur les facteurs climatiques et une influence indirecte sur la formation des écoulements de surface. Il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation. C'est un élément capital dans le comportement hydraulique d'un bassin.

Le relief joue un rôle essentiel sur le régime de l'écoulement. Il est indiqué par les courbes de niveau et est caractérisé par la courbe hypsométrique.

Une pente plus forte provoque un écoulement rapide, donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapide des crues.

Notre but recherché est la détermination de la classe de relief.

III.1.4.1 Courbe hypsométrique

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

La courbe hypsométrique est donnée dans la Fig III.2

Le Tab III.1 donne la répartition des surfaces en fonction des cotes.

Tab III.1 : Surfaces par tranche d'altitudes

Altitudes	Tranche d'altitude	H_i (m)	S_i (Km ²)	S_{cum}	S (%)	S_{cum} (%)
1044	1000-1044	1022	0,45	0,45	4,16	4,16
900	900-1000	950	1,53	1,98	14,14	18,30
800	800-900	850	1,01	2,99	9,33	27,63
700	700-800	750	0,74	3,73	6,84	34,47
600	600-700	650	1,29	5,02	11,92	46,40
500	500-600	550	3,07	8,09	28,37	74,77
400	400-500	450	1,76	9,85	16,27	91,04
380	380-400	390	0,97	10,82	8,96	100,00

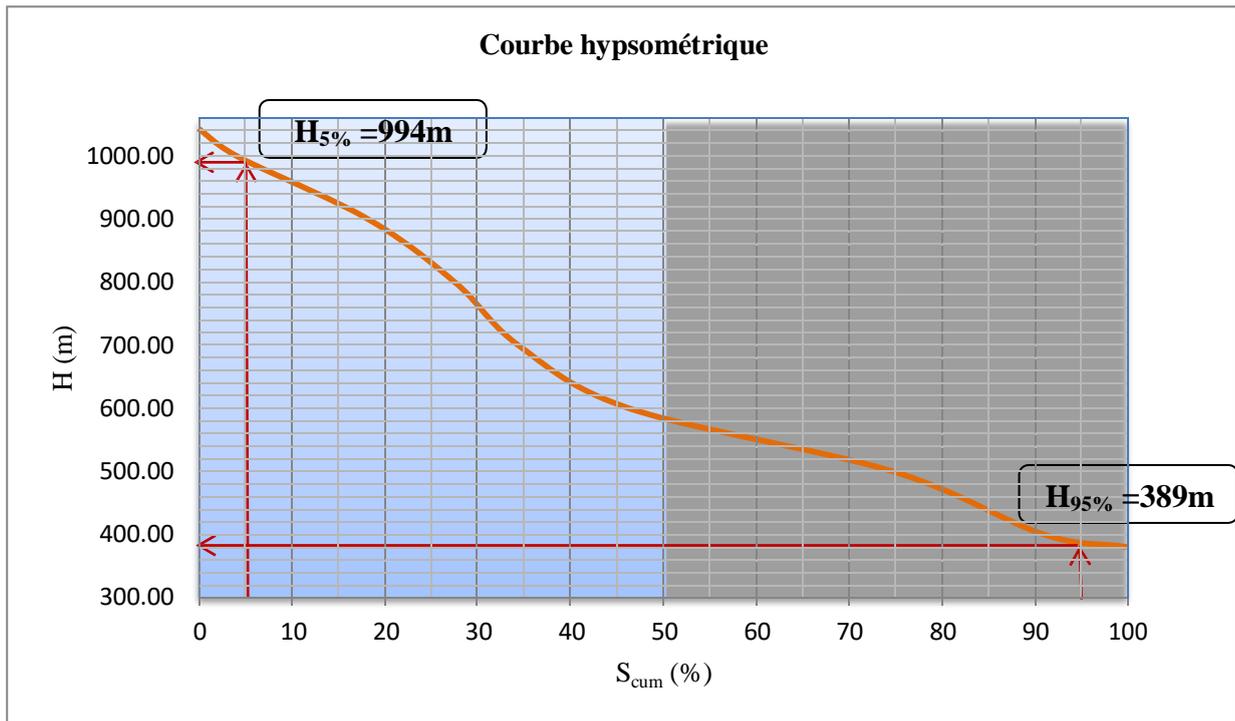


Fig III.1 : Courbe hypsométrique

III.1.4.2 Altitudes caractéristiques

III.1.4.2.1 Altitude maximale et minimale

$$H_{\max} = 1044 \text{ m NGA} \quad ; \quad H_{\min} = 380 \text{ m NGA}$$

III.1.4.2.2 Altitude moyenne du bassin versant

▪ Analytiquement

$$H_{\text{moy}} = \sum \frac{S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots(\text{III.9})$$

Avec : H_{moy} : Altitude moyenne du bassin [m] ;

S_i : Surface partielle entre deux courbes de niveau (Km^2) ;

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives **n-1** et **n** en (m) ;

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

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

Tab III.2 : Détermination de l'altitude moyenne

Altitude (m)	H _i (m)	S _i (Km ²)	S _i ·H _i
1000-1044	1022	0,45	504,9
900-1000	950	1,53	1606,5
800-900	850	1,01	959,5
700-800	750	0,74	629
600-700	650	1,29	967,5
500-600	550	3,07	1995,5
400-500	450	1,76	968
380-400	390	0,97	480,15

$$H_{moy} = \frac{7103,40}{10,82} = 656,51m$$

III.1.4.2.3 Altitude médiane

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière, d'après la courbe hypsométrique (Fig III.1) on a :

H_{50%}=587 m

H_{5%}=994 m

H_{95%}=389 m

III.1.4.3 Pente moyenne du bassin versant

Il est donné par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H (0.5L_1 + L_2 + L_3 + + 0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots(III.10)$$

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

L₁,L₂,.....,L_n: Les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S: Superficie du bassin versant (Km²).

Tab III.3 : Pente moyenne du bassin versant

Altitudes [m]	ΔH [m]	Longueur [km]
380	20	0
400	100	1,600
500	100	5,400
600	100	3,700
700	100	3,100
800	100	3,500
900	100	3,040
1000	100	1,860
1040	40	0,180

$$I_{moy} = 20,55 \%$$

III.1.4.4 Indices de pente

III.1.4.4.1 Indice de pente globale I_g

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

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots(III.11)$$

Avec : L : Longueur du rectangle équivalent ;

$$H_{5\%} = 994 \text{ m}; \quad H_{95\%} = 389 \text{ m.}$$

$$I_g = 9,91\%$$

Classification O.R.S.T.O.M (type de relief). [01]

Relief		I_g
1	Très faible	$I_g < 0,002$
2	Faible	$0,002 < I_g < 0,005$
3	Assez faible	$0,005 < I_g < 0,01$
4	Modéré	$0,01 < I_g < 0,02$
5	Assez fort	$0,02 < I_g < 0,05$
6	Fort	$0,05 < I_g < 0,1$
7	Très fort	$0,1 < I_g$

Donc le relief est **fort**.

III.1.4.4.2 Indice de pente moyenne I_{pm}

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots(III.12)$$

Avec : L : Longueur du rectangle équivalent ;

$$H_{\max} = 1044 \text{ m}; \quad H_{\min} = 380 \text{ m.}$$

$$I_{pm} = 11,71 \%$$

III.1.4.4.3 Indice de pente M.ROCHE I_p

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i est H_{i-1} . Il est donné par la

formule suivante :
$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} \dots\dots\dots(III.13)$$

L : Longueur de rectangle équivalent (m)

S_i : Surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i-1}

Tab III.4 : Détermination de la pente M.Roche I_p

Altitudes [m]	$H_i - H_{i-1}$ [m]	S [Km ²]	S [%]	S ($H_i - H_{i-1}$)	$\sqrt{S(H_i - H_{i-1})}$
1000-1044	44	0,45	4,16	182,99	13,53
900-1000	100	1,530	14,14	1414,05	37,60
800-900	100	1,010	9,33	933,46	30,55
700-800	100	0,740	6,84	683,92	26,15
600-700	100	1,290	11,92	1192,24	34,53
500-600	100	3,070	28,37	2837,34	53,27
400-500	100	1,760	16,27	1626,62	40,33
380-400	20	0,970	8,96	89,65	9,47
la somme		10,820	100,00		245,43

$$I_p = 3,31 \text{ —}$$

III.1.5 Degré de développement du réseau

III.1.5.1 Densité de drainage

La densité de drainage, introduite par Horton, est la longueur totale du réseau hydrographique par unité de surface du bassin versant :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots(III.14)$$

Avec :

D_d : Densité de drainage [km/km²]

L_i : Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i [km] , $\sum L_i = 50,96\text{km}$;

S : Surface du bassin versant [km²].

$$D_d = 4,71 \text{ km/km}^2$$

III.1.5.2 Densité hydrographique

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

$$F_1 = \frac{\sum N_1}{S} \dots\dots\dots(III.15)$$

Avec : F₁ : Densité hydrographique [km⁻²] ;

N₁ : Nombre de cours d'eau , ∑ N₁ = 41 ;

S : Superficie du bassin [km²].

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

$$F = a \cdot D_d^2 \dots\dots\dots(III.16)$$

Avec : a : est un coefficient d'ajustement.

$$F = 3,79 \text{ thalweg/km}^2$$

III.1.5.3 Coefficient De Torrentialité

Le coefficient de torrentialité « C_t » est calculé à l'aide de l'équation n:

$$C_t = D_d \cdot F \dots\dots\dots(III.17)$$

Avec : D_d : Densité de drainage;

F : Densité hydrographique.

$$C_t = 17,85$$

III.1.6 Temps de concentration

Le temps de concentration **tc** des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier.

III.1.6.1 Formule de Giandotti (sud Italie 1937)

$$T_c = \frac{4\sqrt{s} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots(III.18)$$

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

S : La superficie du bassin versant (Km^2)

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA)

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m NGA)

III.1.6.2 Formule du Comite Européen

Le temps de concentration est exprimé par :

$$T_c = \left[\frac{0,87L^3}{H_{max} - H_{min}} \right]^{0,386} \dots\dots\dots(III.19)$$

L : la longueur du cours d'eau principal exprimée en Km.

H_{max} : Altitude maximal du bassin versant (m NGA)

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m NGA).

III.1.6.3 Formule de L'A.N.R.H. (Sogreah 1986/89)

Une formule a été développée par Sogreah sur demande de l'ANRH, elle est vérifiée et recommandée pour les petits bassins versants de l'Algérie, s'écrit :

$$t_c = 3 \left(\frac{S L_{c.e}}{(10.i)^{3/2}} \right)^{1/4} \dots\dots\dots(III.20)$$

t_c : Temps de concentration, en h,

S : Superficie du bassin versant, en Km^2 ,

$L_{c.e}$: Longueur du talweg principal, en Km,

I_c : pente du talweg principal, en %.

Tab III.5 : Récapitulatif du temps de concentration :

Formules	Temps de concentration [heure]
Formule de Giandotti	1,95
Formule du Comite Européen	0,66
Formule de L'A.N.R.H	1,44

Commentaire

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur **$T_c = 1,95$ heures, GRIANDOTTI** qui est d'emploi fréquent en Algérie par ce qu'elle tient compte de tous les paramètres géométriques du bassin.

$T_c = 1,95$ h

III.1.7 Vitesse moyenne de ruissellement

La vitesse de propagation moyenne dans le bassin versant est :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \text{ [Km/h]}$$

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

T_c : Temps de concentration (h).

$$V_r = 3,27 \text{ km/h}$$

Résultat

Toutes ces valeurs sont consignées dans le Tableau III.6

Tab III.6 : Paramètres physico-morphométriques du bassin versant.

Désignation		Symbole	Unité	Valeur
Superficie		S	km ²	10,82
Périmètre		P	km	15,21
Longueur du thalweg principal		L _t	km	6,38
Altitudes caractéristiques	Altitude maximale	H _{max}	m	1044
	Altitude minimale	H _{min}	m	380
	Altitude moyenne	H _{moy}	m	656,51
	Altitude médiane	H _{méd}	m	587
Indice de compacité de Gravellius		K _c	/	1,30
Coefficient d'allongement		C _a	/	3,76
Rectangle équivalent	Longueur	L	km	5,67
	Largeur	l	km	1,91
Pente moyenne du bassin versant		I _m	%	20,55
Indice de pente globale		I _g	%	9,91
Classe du relief		/	/	Fort
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	11,71
Indice de pente M.ROCHE		I _p	- / -	3,31
La densité de drainage		D _d	km/km ²	4,71
La densité hydrographique		F	Km ⁻²	3,79
Coefficient De Torrentialité		C _t	/	17,85
Temps de concentration		T _c	h	1,95
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	3,27

III.2 Caractéristiques climatiques

III.2.1 Température

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

Dans le Tableau III.7 sont portées les températures moyennes annuelles à station de Ain el bey pour une période de 15 années.

Tab III.7 :Températures moyennes mensuelle

<i>Mois</i>	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Moy
T °C	21,15	16,77	11,15	7,79	6,54	7,65	9,89	12,25	16,96	22,11	25,22	25,42	15,24

(Source : ONM)

III.2.2 Humidité

Dans le Tableau III.8 sont mentionnées les valeurs des humidités mensuelles moyenne, minimale et maximale.

Tab III.8 : Humidités moyennes mensuelle

<i>Mois</i>	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Moy
Moy (%)	77,4	75	73,6	71,8	67,2	58,8	47,4	51,2	63,6	70,1	72,9	77,5	67,21

(Source : ONM)

L'humidité moyenne inter annuelle est de 67,21%.

III.2.3 Evaporation

Les valeurs de l'évaporation moyenne mensuelle sont portées dans le (tableau III.9)

Tab III.9 : Evaporation mensuelle

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Jan.	Fév.	Mars.	Av.	Mai.	Juin.	Juill.	Août.	Année
Evaporation [mm]	134	44,2	41,6	27,3	28,6	41,5	72,8	110	156	192	214	198	1260
Evaporation (%)	10,63	3,51	3,30	2,17	2,27	3,29	5,78	8,73	12,38	15,24	16,98	15,71	100,00

Source : ANRH

III.2.4 Vent

Les vents dominants sont de secteur nord . Les vitesses moyennes mensuelles sont de 2,36 m/s environ, sans grandes variations d'un mois sur l'autre (les minimales à 1,8 m/s et les maximales à 2,9 m/s) d’après les mesures de Ain el bey pour la période 1980– 2009 (Tableau III.10).

Tab III.10 : Vitesse moyenne du vent en m/s

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Moy
V(m /s)	2,7	2,9	2,7	2,6	2,2	2,3	2,3	2,2	2	2,2	2,4	1,8	2,36

(Source : ONM)

III.2.5 Pluviométrie

Les caractéristiques des stations pluviométrique disponibles pour cette étude sont données dans le tableau III.11 , dans le cadre de cette études on utilisera principalement les donnes pluviométrique de Hamma Bouziane et de constantine. ce sont les stations les plus proche de la zone de l’étude d’aménagement. les autres de stations pluviométrique servent a conclure quant à l’homogénéité de la station pluviométrie de la région. [01]

Tab III.11 : Stations pluviométrique utilisées dans l’étude

Poste	Code	Altitude (m)	Période d’observation
Constantine	10-04-10	595	1984-2009

(Source : ANRH)

La Figure III.2 représente l’évaluation chronologique des pluies mensuelle de la pluie annuelles sur l’ensemble des postes pluviométriques disponibles pour cette études .le spectre des valeurs de pluies annuelles et assez réduit, ce confirma l’hypothèse d’homogénéité de la pluie dans la région d’études.

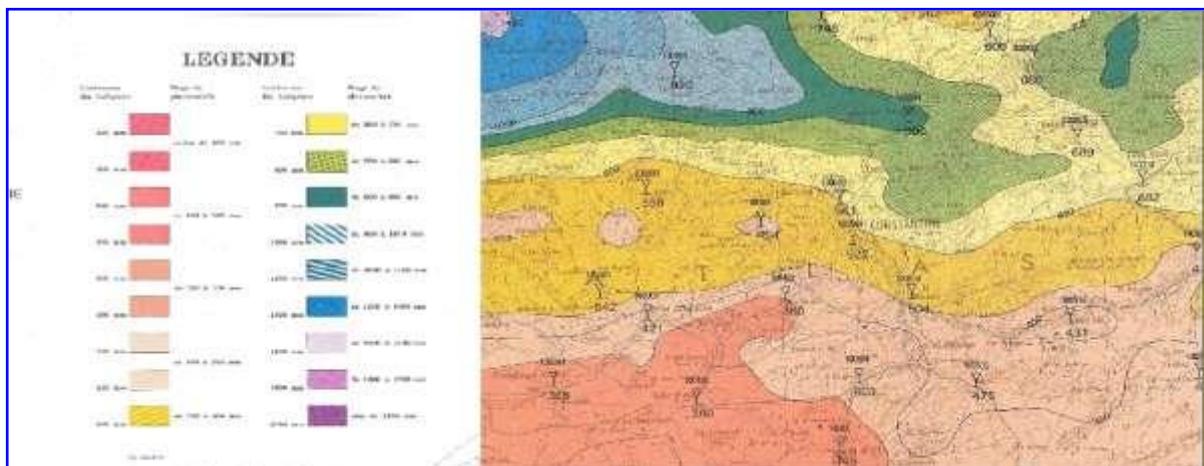


Fig III.2 :Extrait de carte pluviométrique de la zone d’étude (ANRH , 1993)

La répartition mensuelle des pluies est donnée dans le tableau III.12 :

Tab III.12 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle de Constantine

Mois	P (mm)	P (%)
Sep	41,74	7,51
Oct	38,26	6,89
Nov	55,98	10,05
Dec	97,61	17,56
Jan	75,52	13,59
Fév	55,54	10
Mars	60,48	10,88
Avr	53,56	9,64
Mai	43,72	7,87
Juin	18,52	3,33
Juil	4,73	0,85
Aout	10,04	1,81
Tot	555,7	100

(Source : A.N.R.H)

III.2.6 Précipitations maximales journalières

L'estimation des pluies journalières est souvent génératrice de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi théorique à la série d'observations afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

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

Pour l'étude des pluies maximales journalières, nous avons retenu la station de **Constantine** (code **10-04-10**) pour les raisons suivantes :

- Cette station dispose d'une grande période d'observation (nombre d'année observées =26 année).
- Son altitude est proche de celle notre bassin versant ($Z=485\text{m}$).

Tab III.13 : Caractéristiques de la série avec N=26 ans

Caractéristiques	Formules	Valeurs
Moyen	$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{26} x}{n}$	49,83
Ecart-type	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{26} (x_i - \bar{x})^2}{n}}$	19,68
Coefficient de variation (C _v)	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{x}}$	0,4
L'exposant climatique	b = 0,42	

L'exposant climatique pour notre région (b=0,42) est donné par l'ARNH d'Alger. Pour l'étude des précipitations journalières maximales (**P_{jmax}**) de différentes, la série relevée à la station de Constantine (code 10-04-10) est prise en compte.

Tab III.14 : Valeurs des pluies maximales journalières annuelles Station de Constantine (code 10-04-10)

Années	P _{jmax}	Années	P _{jmax}
1984	102,5	1997	39,6
1985	29,1	1998	49,8
1986	49,1	1999	36,1
1987	28	2000	35
1988	49,6	2001	55,1
1989	36,7	2002	61,1
1990	40,5	2003	36,7
1991	55,6	2004	88,8
1992	72,3	2005	31
1993	53,2	2006	35,1
1994	63,9	2007	81
1995	37,8	2008	33,2
1996	29,2	2009	65,6

Les Figures de répartition du tableau précédant (Tab III.7-Tab III.14) est représenté a l'annexe B.

III.2.7 Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée (B.Touabia, 2001).

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

- 1)- La loi de GUMBEL ;
- 2)- La loi de GALTON (log-normal) ;

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide de logiciel "Hyfran".

III.2.7.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

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

$F(x) =$

Tel que : $y = 1/\alpha (x - x_0)$

Avec :

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

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

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

- classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.
- calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$\frac{m}{n} \dots\dots\dots (III.21)$$

m: rang de précipitation

n : nombre d'observations(26)

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

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

-calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 » ;

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

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/\alpha)y + x_0$$

Avec : $(1 / \alpha)$: la pente de la droite de GUMBEL - $(\bar{y})_{6x}$

et x_0 représente l'ordonnée à l'origine

$$x = \bar{x} - \left(\frac{1}{\alpha}\right)\bar{y} \quad ; \quad \bar{y} : \text{Moyenne de la variable réduite de GUMBEL} \quad \bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{26} y}{N}$$

Résultats de l'ajustement :

Nombre d'observations: 26

Paramètres :

$$U = 104,35 \quad ; \quad \alpha = 37,45$$

Quantiles :

$$q = F(X) \text{ (probabilité au non-dépassement)} \quad T = 1/(1-q).$$

Tab III.15 : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel

T	q	X_T	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000	0,9999	180	29,5	125	240
2000	0,9995	176	24,5	122	233
1000	0,999	173,5	22,3	115	225
200	0,995	121,5	17,3	87,5	155
100	0,99	117,5	15,1	79,5	129,5
50	0,98	109	13	76,7	125,5
20	0,95	87,5	10,2	70	94
10	0,9	76	8,06	64,8	85,4
5	0,8	65	5,97	57,5	75,2
3	0,6667	54,8	4,5	50,4	66,2
2	0,5	46,5	3,54	42,3	57,4

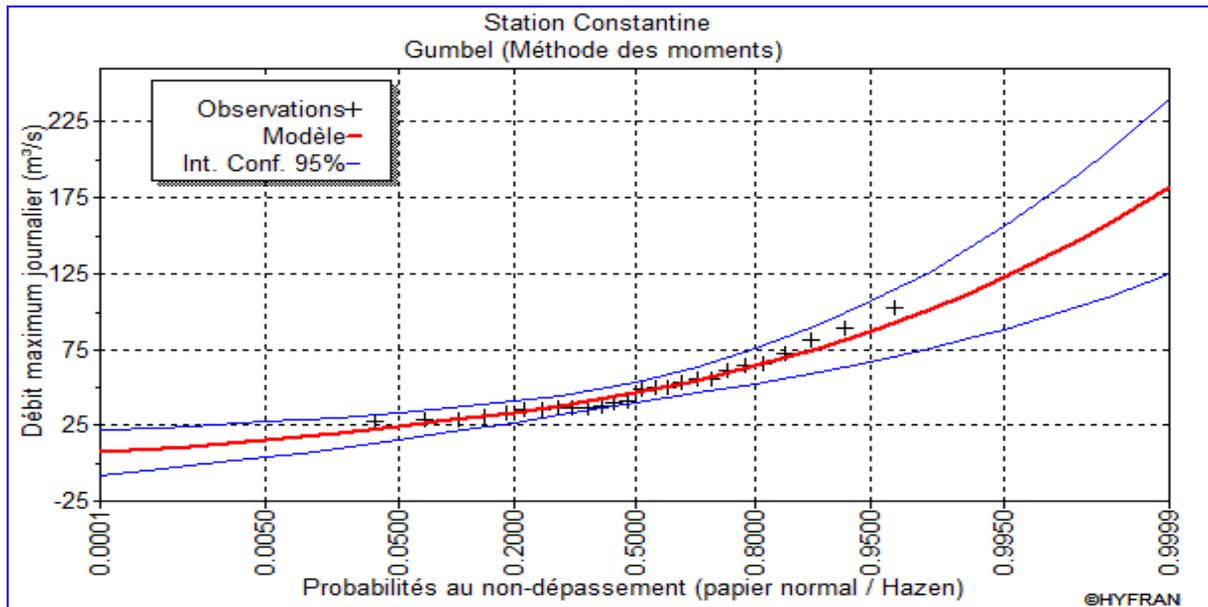


Fig III.3 : Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance)

Tab III.16 : Paramètres de la série à étudier

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0	28
Maximum	Aucun	103
Moyenne	49,83	49,83
Ecart-type	19,7	19,7
Médiane	46,5	44,8
Coefficient de variation (C _v)	0,4	0,4
Coefficient d'asymétrie (C _s)	1,14	1,13
Coefficient d'aplatissement (C _a)	2,4	3,16

III.2.7.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale)

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale.

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

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(III.22)$$

ou : $u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x}$ (variable réduite de GAUSS)

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\sigma_{\log} = \frac{\sum (\log P_{\max j} - \overline{\log P_{\max j}})^2}{N}$$

$$\text{Log}P_{j \max} = \overline{\log P_{j \max}} + \sigma_{\log} U$$

➡ L'équation de la droite d'ajustement.

Résultats de l'ajustement :

Nombre d'observations: $n = 26$;

Paramètres :

$\mu = 3,84$; $\sigma = 0,36$

Quantiles :

$q = F(X)$: probabilité au non-dépassement ; $T = 1/(1-q)$: période de retour.

Tab III.17 : Résultats de l'ajustement à la loi de log- normal :

T	q	$X_T(\text{mm})$	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000	0,9999	180	37	110	252
2000	0,9995	175	28,5	95,1	245
1000	0,999	172,5	25,1	92,2	237
200	0,995	119	18	85	155
100	0,99	109	15,2	80,5	129,5
50	0,98	105	12,6	76,7	125,5
20	0,95	87,5	9,43	70,5	107,5
10	0,9	74,4	7,24	64,8	80,5
5	0,8	63,3	5,3	57,5	75
3	0,6667	54,5	4,08	50,4	66,2
2	0,5	46,5	3,33	42,3	57,4

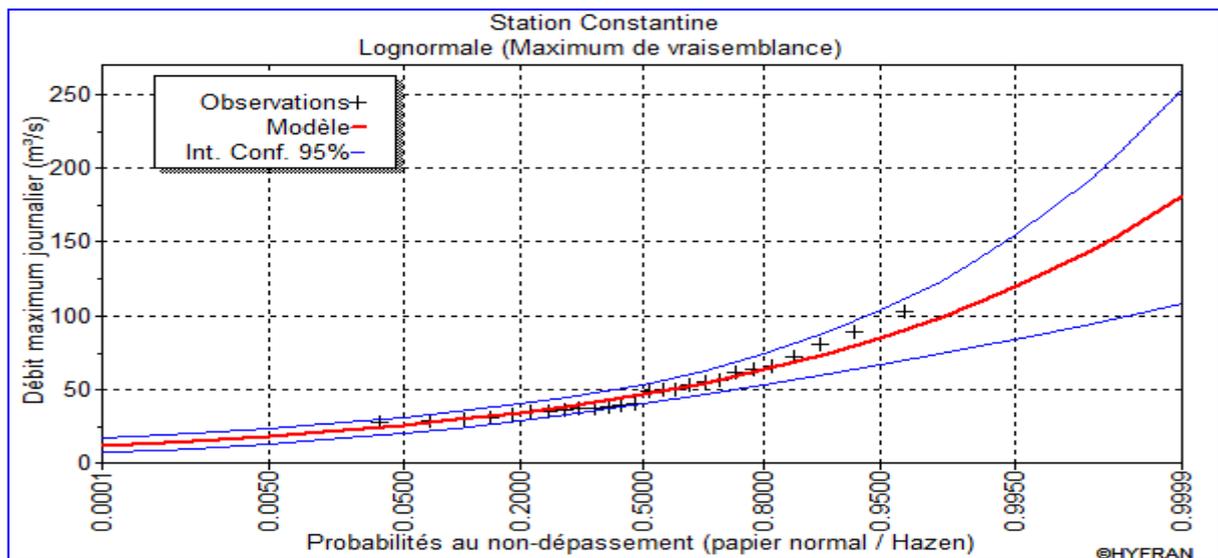


Fig III.4 : Ajustement à la loi Log-Normale (Maximum de vraisemblance)

Tab III.18 : Paramètres de la série à étudier

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0	28
Maximum	Aucun	103
Moyenne	49,83	49,83
Ecart-type	18,7	19,7
Médiane	46,5	44,8
Coefficient de variation (C _v)	0,38	0,4
Coefficient d'asymétrie (C _s)	1,19	1,13
Coefficient d'aplatissement (C _a)	5,6	3,16

• résultats de l'ajustement

D'après les deux schémas on conclure que la pluie maximale journalière suit la loi de Log-normal car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de GALTON. Ainsi que P(X-X₀) est la plus grande pour cette dernière méthode.

Les résultats obtenus par l'HYFRAN l'ajustement est représenté dans le tableau III.21

Tab III.19 : Pluies journalières maximales de différentes fréquences

Fréquence (%)	0.1	1	2	5	10
Période de retour (années)	1000	100	50	20	10
Loi Log-Normal	172,5	119	109	105	85,5
Loi Gumbel	173,5	117,5	109	87,5	76
Loi Log Normal	172,5	119	109	105	85,5

III.2.8 Pluies de courtes durées

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la formule de Montanami :

$$P_{\max t p\%} = P_{\max j p\%} \cdot \dots\dots\dots(III.23)$$

P_{max t p%} : Pluie de courte durée de même fréquence que P_{max,j,p%} [mm] ;

P_{max j p%} : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée [mm] ;

t : Temps [heure] ;

b : Exposant climatique , (d'après la station b =0,42).

Les valeurs des pluies de courte durée sont dans les tableaux suivants :

Tab III.20 : Intensité pour les différentes fréquences

		0,1		1		2		5		10	
		P _{max,t} (mm)	I ₀ (mm/h)								
Temps (h)	1	45,40	45,40	31,32	31,32	28,69	28,69	27,64	27,64	22,50	22,50
	1,95	60,11	30,82	41,46	21,26	37,98	19,48	36,59	18,76	29,79	15,28
	2	60,75	30,37	41,91	20,95	38,39	19,19	36,98	18,49	30,11	15,05
	4	81,28	20,32	56,07	14,02	51,36	12,84	49,47	12,37	40,28	10,07
	6	96,37	16,06	66,48	11,08	60,89	10,15	58,66	9,78	47,76	7,96
	8	108,74	13,59	75,02	9,38	68,71	8,59	66,19	8,27	53,90	6,74
	10	119,43	11,94	82,39	8,24	75,46	7,55	72,69	7,27	59,19	5,92
	14	137,55	9,83	94,89	6,78	86,92	6,21	83,73	5,98	68,18	4,87
	16	145,49	9,09	100,37	6,27	91,93	5,75	88,56	5,53	72,11	4,51
	22	166,31	7,56	114,73	5,21	105,09	4,78	101,23	4,60	82,43	3,75
	24	172,50	7,19	119,00	4,96	109,00	4,54	105,00	4,38	85,50	3,56

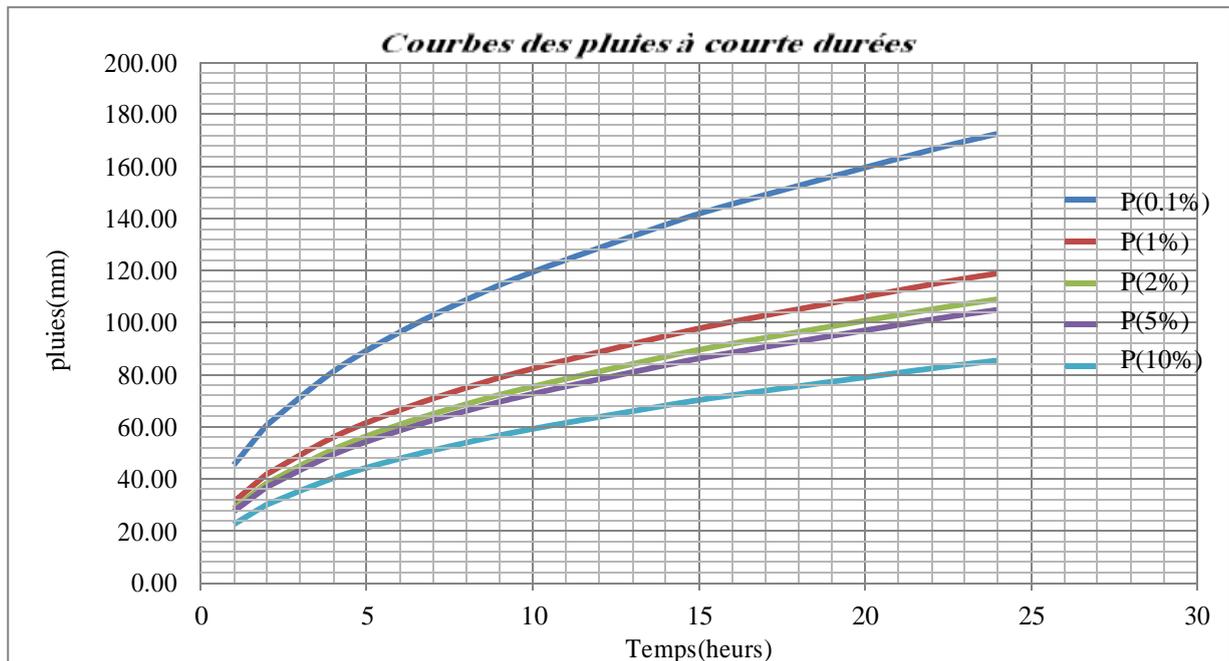


Fig III.5 : Courbes des pluies à courte durée

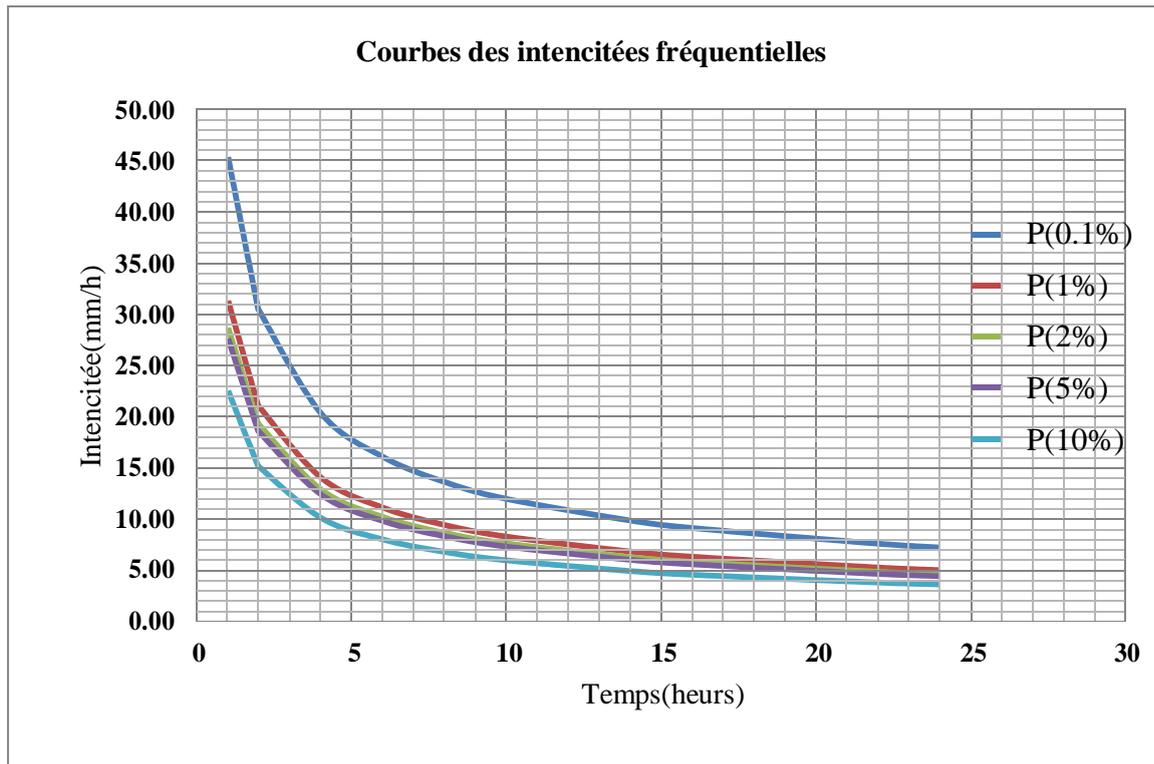


Fig III.6 : Courbes des intensités fréquentielles

Tab III.21 : Pluies de courte durée de différentes fréquences

Période de Retour(ans)	10	20	50	100	1000
Fréquence(%)	10	5	2	1	0,1
Pluies de courte durée $P_{max,p\%}$ (mm)	85,50	105,00	109,00	119,00	172,50

III.3 Etudes des apports

III.3.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A_0)

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

D'autre part, vu la faible étendue du bassin, le recours à l'analogie ne peut être envisagé ; nous avons donc utilisé les formules empiriques les plus employées en Algérie (B.Touaibia,2001) et qui donnent d'assez bons résultats dans le cas des petits bassins versants semblables au notre.

Tab III.22 : Récapitulatif des résultats de l'apport moyen annuel et lame d'eau

Méthodes	Formules		A.N	
	A ₀ (Hm ³)	L _e (mm)	A ₀ (Hm ³)	L _e (mm)
A.N.R.H	$A_0 = 0,915 \cdot P^{2,684} \cdot S^{0,842}$	$L_e = \frac{A_0}{S}$	1,4	129,39
Derie II	$A_0 = 0,513 \cdot P^{2,683} \cdot D_d \cdot S^{0,842}$	$L_e = \frac{A_0}{S}$	3,25	300,11
MEDINGER	$A_0 = L_e \cdot S$	$L_e = 1,024(P_{moy} - 0,26)^2$	0,969	89,54
SAMIE	$A_0 = L_e \cdot S$	$L_e = (P)^2(293 - 2,2 \bar{\quad})$	0,955	88,24
Moyenne			1,64	151,82

III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement

III.3.2.1 Module de l'écoulement

Il est donné par : $Me = A_0 / T$

A₀ : Apport moyen annuel (mm) ;

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

Soit :

$$M_e = 52,09 \text{ l/s}$$

III.3.2.2 Module de l'écoulement relatif

On a : $M_0 = M_e / S_{bv}$

M_e: Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

Soit :

$$M_0 = 4,81 \text{ l/s/Km}^2$$

III.3.2.3 lame d'eau écoulée

$L_e = A_0 / S_{BV}$.

Soit :

$$L_e = 151,82 \text{ mm}$$

III.3.2.4 Coefficient de l'écoulement

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{moy}$

Soit :

$$C_e = 0,28$$

III.3.3 Coefficient de variation

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

Tab III.23 : Récapitulatif des résultats de coefficient de variation

Méthodes	Formules	A.N
	Le coefficient de variation C_v	C_v
SOKOLOVSKY	$C_v = 0,78 - 0,29 \log (M_0 - 0,063 \log (S + 1))$	0,58
OURKGUIPROVODKHOZ	$C_v = \frac{0,7}{M_0^{-0,127}}$	0,85
ANTONOV	$C_v = 0,7 / (S + 1000)^{0,097}$	0,36
KRISTEKLY MENKEL	$C_v = 0,83 / (S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})$	0,47
Moyenne		0,57

La valeur de $C_v = 0,58$ obtenue par la formule de **SOKOLOVSKY** est finalement adoptée.

III.4 Irrégularité des apports

III.4.1 Estimation fréquentielle des apports

Les apports fréquents ou de période de retour donnée sont nécessaires pour le dimensionnement de la cuvette et de la digue de l'ouvrage et la régularisation et gestion rationnelles de la capacité en eau (Industrie, Irrigation).

Les apports annuels s'ajustent bien à la loi de distribution PEARSON III dont l'équation est :

$$A_{P\%} = \bar{A}(F_{P\%} * C_v + 1) \dots \dots \dots \text{(III.24)}$$

$A_{P\%}$: Apport de fréquence donnée ;

\bar{A} : Apport moyen annuel (Hm^3) ;

$F_{P\%}$: Fonction RYBKINE-FAUSTER qui tabulée en fonction de CV,CS et P% ;

C_v : Coefficient de variation .

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau III.25 :

Tab III.24 : Apports fréquentiels

Période de retour	4/5	10	50	100
Fréquence (%)	80	10	2	1
Fonction	-0,84	1,28	2,05	2,33
apport (%) (Hm³)	0,86	2,83	3,55	3,81

III.4.2 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 à donc :

Tab III.25 : Répartition des Apports mensuels de fréquence 80%.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout
A_{80%} (Mm³)	0,065	0,059	0,086	0,151	0,117	0,086	0,094	0,083	0,068	0,029	0,007	0,016

III.5 Etude des crues

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter. Les paramètres définissant une crue sont :

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

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

III.5.1 Formules empiriques pour la détermination le débit maximum de la crue

III.5.1.1 Formule de MALLET-GAUTHIER

On a:
$$Q_{max\ p\%} = 2K \log (1+20.P_{moy}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4 \log T - \log S} \dots\dots\dots(III.25)$$

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

S : Superficie du bassin versant (10,82Km²).

L : Longueur du talweg principal (6,38Km).

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : K (1-3) On prend K = 2.

T : Période de retour (an).

Tab III.26 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER)

Période de retour	10	20	50	100	1000
Q_{max} (m³/s)	36,96	42,20	48,26	52,38	64,20

III.5.1.2 Formule de SOKOLOVSKY (1958 – 1968)

On a :
$$Q_{\text{max}p\%} = \frac{0,28(P_{tc} - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_m} \dots\dots\dots(\text{III.26})$$

P_{tc} : Précipitation de probabilité P% correspondant à un temps tc, en mm

T_m = T_c: temps de concentration. T_m = 1,95h

F : Coefficient de forme de la crue : F = 12 / (4+3.γ)

H₀ : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie H₀ = 7mm

Pour S < 50 Km²

Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable 2 ≤ γ ≤ 2.5

Pour un bassin boisé 3 ≤ γ ≤ 4.

On prend : γ = 2. D'où : F = 1,2

S : Superficie du bassin (Km²)

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

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{P_{tc\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{tc\%}} + \sqrt{H_0}} \dots\dots\dots(\text{III.27}).$$

Tab III.27 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour(Formule de SOKOLOVSKY).

Fréquence (%)	10	5	2	1	0,1
P_{tc}(mm)	29,79	36,59	37,98	41,46	60,11
α_p %	0,35	0,39	0,40	0,42	0,49
Q_{maxp}%(m³/s)	14,75	21,59	23,06	26,83	48,63

III.5.1.3 Formule de TURRAZA

On a:
$$Q_{\text{max}p\%} = \frac{C * I_{tc} * S}{3,6} \dots\dots\dots(\text{III.28})$$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

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

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

Tab III.28 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour(Formule de TURRAZA)

Fréquence (%)	10	5	2	1	0,1
C	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
I_{tc}	15,28	18,76	19,48	21,26	30,82
Q_{max} (m³/s)	41,33	50,75	52,69	57,51	83,37

Sur la lumière de ces formules on opte pour les résultats de la formule de « **MALLET-GAUTHIER** » pour les simples raisons suivantes : du fait que cette méthode est la plus proche de la moyenne, celle-ci tient compte de tous les paramètres caractéristiques du bassin versant, la surface de bassin versant, ainsi que la longueur du cours d'eau principal de la pluie fréquentielle génératrice de celle-ci.

III.5.2 Hydrogramme de crue

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

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

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

III.5.2.1 Pour le temps de montée

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2 \dots\dots\dots(III.29)$$

III.5.2.2 Pour la décrue

$$Q_d = Q_{\max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3 \dots\dots\dots(III.30)$$

Avec :

Q_m : débit instantané de la montée (m³/s) ;

Q_{max} : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m³/s) ;

Q_d : débit instantané de la décrue (m³/s) ;

t_m : temps de la montée de la crue en heures ;

t_d : temps de la décrue en heures .

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

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

$t_m = t_c = 1,95$ h :avec t_c est le temps de concentration du bassin versant (heures) ;

$t_d = \delta t_m = 3 * 1,95 = 5,85$ h.

Les hydrogrammes de crues pour différentes période de retour sont données par les tableau III.31 :

Tab III.29 : Débits de crues des périodes de retour

Temps (h)	Période de retour (ans)				
	1000	100	50	20	10
	Qmax (0,1%)	Qmax (1%)	Qmax (2%)	Qmax (5%)	Qmax (10%)
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,675	0,551	0,508	0,444	0,389
0,4	2,701	2,204	2,031	1,776	1,555
0,6	6,078	4,959	4,569	3,995	3,499
0,8	10,805	8,816	8,123	7,103	6,221
1	16,884	13,776	12,692	11,098	9,720
1,2	24,312	19,837	18,276	15,981	13,997
1,4	33,092	27,000	24,876	21,752	19,051
1,6	43,222	35,265	32,491	28,410	24,883
1,8	54,703	44,633	41,121	35,957	31,492
1,95	64,200	52,381	48,260	42,199	36,960
2	62,568	51,050	47,033	41,126	36,020
2,2	56,316	45,949	42,334	37,017	32,421
2,4	50,495	41,199	37,958	33,191	29,070
2,6	45,090	36,789	33,895	29,638	25,958
2,8	40,084	32,705	30,132	26,348	23,076
3	35,464	28,936	26,659	23,311	20,417
3,2	31,213	25,467	23,464	20,517	17,969
3,4	27,316	22,288	20,534	17,955	15,726

La suite de tableau III.31 :

3,6	23,758	19,385	17,860	15,617	13,678
3,8	20,523	16,745	15,428	13,490	11,815
4	17,596	14,357	13,227	11,566	10,130
4,2	14,961	12,207	11,247	9,834	8,613
4,4	12,604	10,284	9,475	8,285	7,256
4,6	10,508	8,574	7,899	6,907	6,049
4,8	8,658	7,064	6,509	5,691	4,985
5	7,039	5,744	5,292	4,627	4,053
5,2	5,636	4,599	4,237	3,705	3,245
5,4	4,433	3,617	3,332	2,914	2,552
5,6	3,415	2,786	2,567	2,244	1,966
5,8	2,565	2,093	1,928	1,686	1,477
6	1,870	1,526	1,406	1,229	1,077
6,2	1,313	1,072	0,987	0,863	0,756
6,4	0,880	0,718	0,661	0,578	0,507
6,6	0,554	0,452	0,417	0,364	0,319
6,8	0,321	0,262	0,241	0,211	0,185
7	0,164	0,134	0,123	0,108	0,095
7,2	0,069	0,057	0,052	0,046	0,040
7,4	0,021	0,017	0,015	0,013	0,012
7,6	0,0026	0,0021	0,0019	0,0017	0,0015
7,8	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

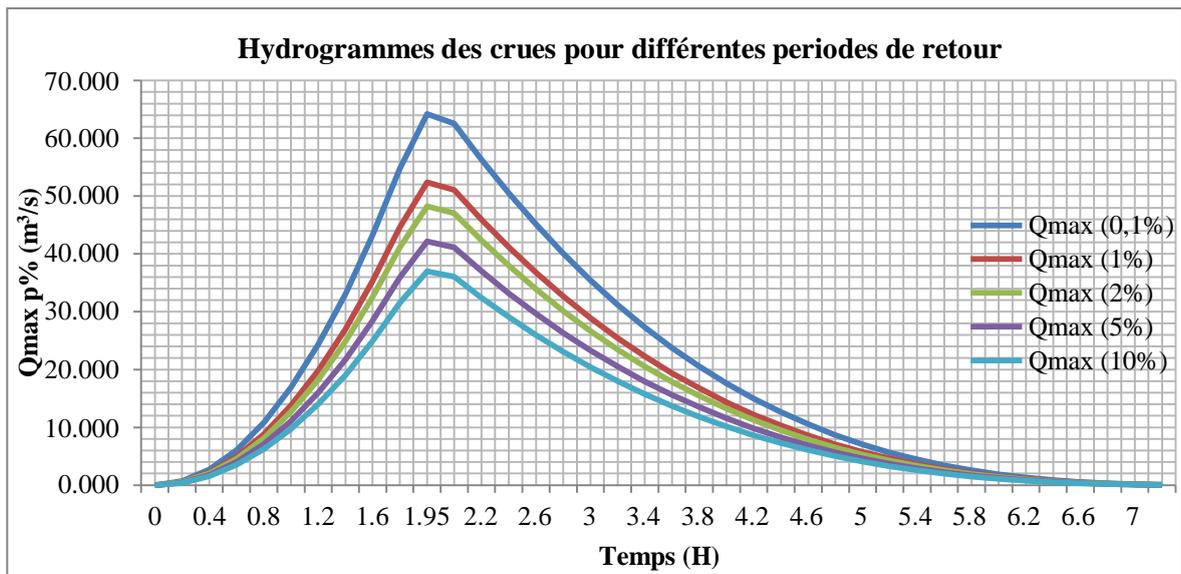


Fig III.7 : présente les hydro grammes de crues pour différentes fréquences

III.5.3 Estimation de la crue de projet

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

Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable. La période retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre (100 et 1000 ans).

Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage. Ce pendant le risque global est lié aussi à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être inondée en cas de rupture). Lorsque le barrage intéresse la sécurité publique la période de retour ne devra en aucun cas être inférieure à 1000 ans.

L'estimation de la crue de projet résulte non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même et du coût de l'ouvrage, mais également du risque potentiel de rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultant de cette rupture.

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

Plusieurs comités et écoles ont donné des recommandations pour le choix de la crue de projet, on site :

- Le comité international des grands barrages (CIGB).

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

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

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tab III.30 : Catégories des dommages résultant des crues

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

(Source : [06])

Tab III.31 : 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

(Source : [10])

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

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

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r \dots\dots\dots(III.31)$$

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

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

I_r : représente les risques.

Si :

- 1- Le risque est faible ($I_g = 1$), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.
- 2- Le risqué est moyen ($I_g=2$), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification.

Avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

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

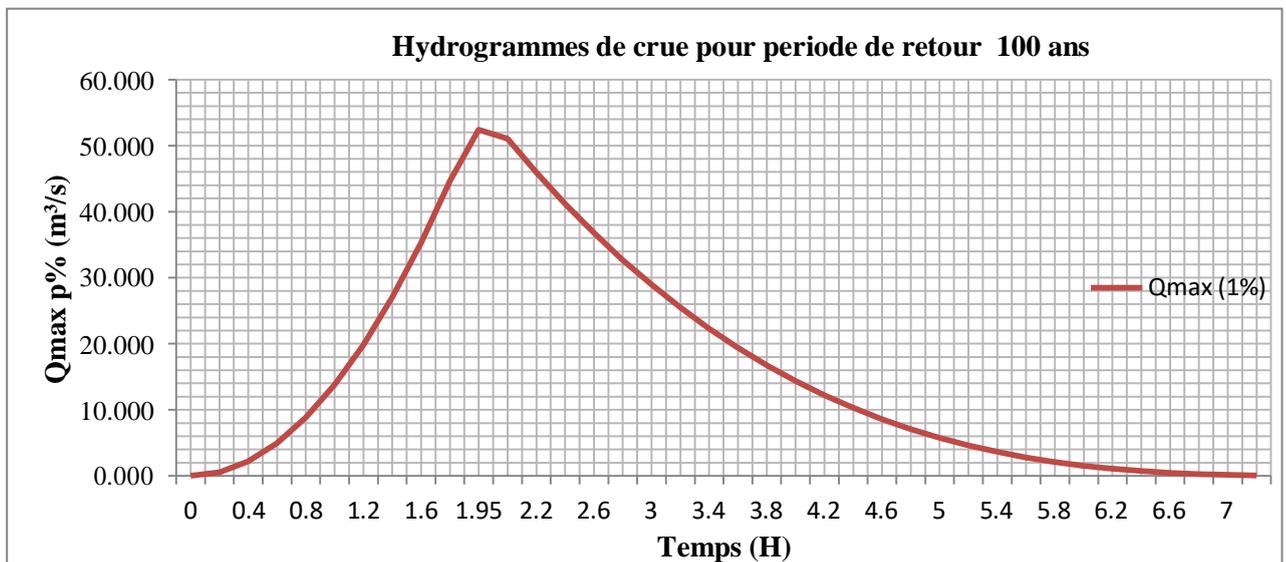


Fig III.8 : Hydrogramme de crue : $Q_{1\%} = 52.381 \text{ m}^3/\text{s}$

Tab III.32 : Choix de la crue de projet

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modéré)	Risque important
Hydrologie	Bonne Connaissance	Connaissances moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de Difficulté	Quelques Difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	$Q_{\max(1\%)+\text{revanche}}$	$Q_{\max(1\%)+\text{revanche}}$ majorée avec vérification pour $Q_{\max(0,1\%)}$ et $Q_{\max(0,2\%)}$	$Q_{\max(0,1\%)}$

(Source : [10])

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont un peu compliquées, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval est

moyennement élevé (site un peu éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement important).

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 1 % (T = 100 ans).

III.5.4 Apport solide et l'estimation de volume mort

L'estimation de l'envasement (tranche morte) est indispensable pour un dimensionnement et harmonieux de l'ouvrage ; une évaluation correcte de sa durée de vie et une définition rationnelle des modes de gestion et d'exploitation.

Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion.

La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par la raison d'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie.

L'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit. Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval.

L'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide.

La capacité de charriage est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace avec le débit liquide.

La répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapportes à la vitesse de l'eau et la turbulence de l'écoulement.

En tout point d'une rivière d'alimentation, le débit solide est défini par les caractéristiques hydrologiques de son bassin versant.

L'absence des mesures sur le transport solide oblige à avoir recours aux méthodes empiriques.

III.5.5 Formules empiriques

III.5.5.1 Formule de TIXERONT

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1,05 - 1,10) \frac{Q_s * T}{\delta_s} \dots\dots\dots(III.32)$$

$$Q_s = a . L_e^{0,15} . S \dots\dots\dots(III.33)$$

Avec :

Q_s : Débit solide en [tonne/an].

δ_s : Poids spécifique des sédiments [1,6 t/m³].

T : temps d'exploitation [T = 20 ans]

α : Caractéristique de perméabilité. $\alpha=350$ (faible à moyenne).

S : Surface du bassin versant 10,82Km².

Tab III.33 : Valeur de α en fonction de la perméabilité [11]

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

A.N :

$$Q_s = 350 \cdot 0,15182^{0,15} \cdot 10,82 = 2854,27 \text{ t/an}$$

$$V_m = 1,05 \cdot \frac{2854,27 \cdot 20}{1,6} = 37462,26 \text{ m}^3 \quad \text{donc :}$$

$V_m = 0,03746226 \text{ Mm}^3$

III.5.5.2 Formule de FOURNIER

Le volume mort est de :

$$V_m = \frac{T_0 \cdot T \cdot S}{\delta_s} \dots\dots\dots(\text{III.34})$$

Avec : $T_0 = 91,78 \cdot \frac{P_A^2}{P_t} - 737,62 \dots\dots\dots(\text{III.35})$

T : temps d'exploitation [T = 20 ans] ;

δ_s : Poids spécifique des sédiments [1,6 t/m³] ;

T₀ : Taux d'abrasion [t/Km²/an] ;

P_A: pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvial [mm] ;

P_t : pluie total du bassin versant [mm] ;

S : Superficie du bassin versant [Km²].

$$T_0 = 91,78 \cdot \frac{97,61^2}{555,7} - 737,62 = 836 \text{ t/km}^2 \text{ /an}$$

$$V_m = \frac{836 \cdot 20 \cdot 10,82}{1,6} = 113069 \quad \text{alors :}$$

$V_m = 0,113069 \text{ Mm}^3$

Tab III.34 : Récapitulatif des résultats du volume mort

Formule	Volume mort pour (m ³)
TIXERONT	37462,26
FOURNIER	113069

$$V_m = \frac{37462,26 + 113069}{2} = 75265,63 \text{ m}^3 \quad \text{donc : } \boxed{V_m = 0,07526563 \text{ Mm}^3}$$

III.6 Régularisation

Le but de la régularisation est de déterminer la capacité optimum de la retenue de barrage qui permet de rendre réguliers les débits de l'oued Ain talha afin de satisfaire les besoins en eau d'irrigation avec le moindre risque de défaillance possible. Il existe deux types de régularisation sont utilisés:

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Pour notre étude, La régularisation saisonnière sera étudié.

Les paramètres indispensables ou calcul de la régularisation sont :

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

III.6.1 Répartition des besoins

La restitution est la quantité d'eau qu'on doit garantir pour satisfaire les besoins en eau d'un secteur utilisateur donné. Dans notre cas, il s'agit des besoins en eau pour l'irrigation. La question posée consiste de déterminer la quantité d'eau mise à la disposition de l'irriguant. Cette quantité doit suffire pour couvrir en même temps les besoins des plantes et aussi pour couvrir les quantités perdues dans la retenue. Connaissant la durée de la saison végétative, la répartition de cette quantité est proportionnelle à l'évapotranspiration, soit aux déficits des écoulements mensuels des mois : avril, mai, juin, juillet, août et septembre, durant lesquels on prend les quantités nécessaires de la retenue collinaire pour l'irrigation. Les besoins exprimées en Mm³ pour le projet est

$$U_{80\%} = 577610 \text{ m}^3 \text{ (obtenue d'après DHW).}$$

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation est donnée au tableau III.37:

Tab III.35 : Répartition mensuelle des besoins

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Besoins mens (%)	16,00	0	0	0	0	0	0	3,01	9,01	20,00	27,99	24,00
Besoins mens (Mm ³)	0,092	0	0	0	0	0	0	0,017	0,052	0,116	0,162	0,139
Besoins mens (m ³)	92400	0	0	0	0	0	0	17380	52030	115500	161700	138600

III.6.2 Répartition mensuelle de l'apport A_{80%} (Hm³)

L'apport A_{80%} est déjà calculé (voir tableau III.27) et nous avons la répartition mensuelle des précipitations donc avec la règle de trois nous pouvons calculer l'apport mensuel à (80%).

La répartition mensuelle de l'apport A_{80%} est donnée dans le tableau III.38 :

Tab III.36 : Répartition mensuelle des apports

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout
A _{80%} (Mm ³)	0,065	0,059	0,086	0,151	0,117	0,086	0,094	0,083	0,068	0,029	0,007	0,016

III.6.3 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface »

La côte minimale relevée est de 380m et la côte maximale est de 400m, soit hauteur près de mètres.

L'approximation des volumes a été faite selon l'expression : [01]

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots(III.36)$$

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

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

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

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

Tableau de l'annexe C donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

- courbe capacité-hauteur H=f (V).
- courbe surface-hauteur. H=f(S).

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est dans la

Figure III.10 :

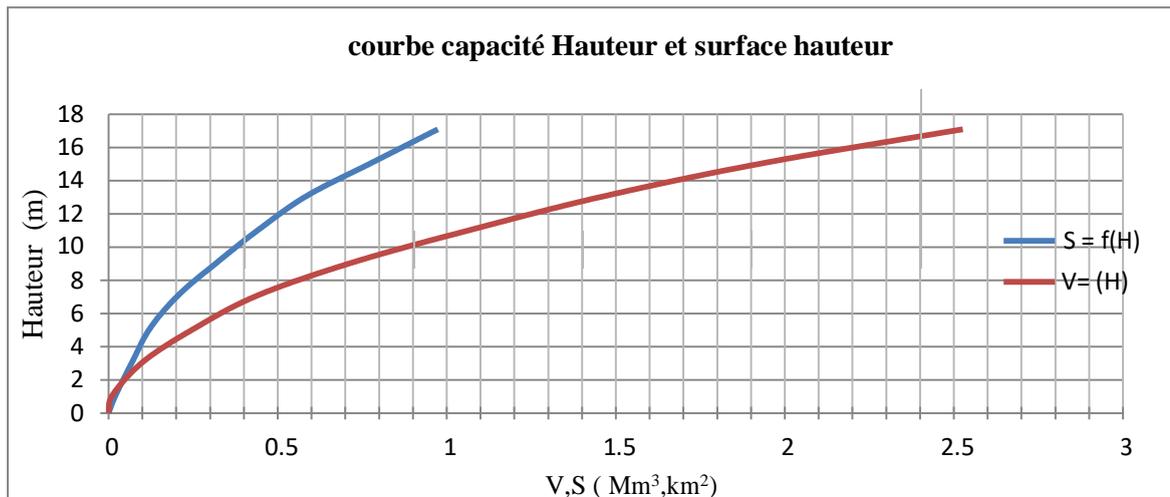


Fig III.9 : La courbe (hauteur – capacité – surface)

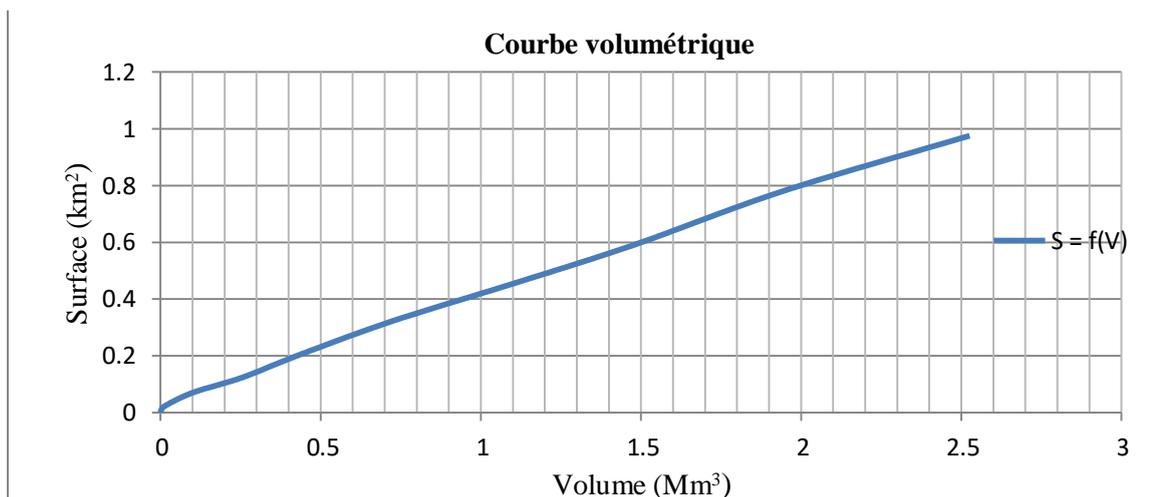


Fig III.10 : Courbe volumétrique.

III.6.4 Calcul du volume utile

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

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

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

- **Procédé de calcul**

- Détermination de la période à bonne hydraulicité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires " V_s " et " V_d ".

➤ Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période à bonne hydraulité est celle allant du mois de Octobre jusqu'au mois de mai.

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

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau suivant.

Tab III.37 : Volume utile de la retenue

Mois	$W_{80\%}$ [m ³]	$U_{80\%}$ [m ³]	$W-U$ [m ³]	V [m ³]
Octobre	59254	0	59254	Vs = 674318
Novembre	86430	0	86430	
Décembre	151016	0	151016	
Janvier	116874	0	116874	
Février	86000	0	86000	
Mars	93568	0	93568	
Avril	82904	17380	65524	
Mai	67682	52030	15652	Vd = 392100
Juin	28638	115500	-86862	
Juillet.	7310	161700	-154390	
Août	15566	138600	-123034	
Septembre	64586	92400	-27814	

$V_s = 674318 \text{ m}^3$.

$V_d = 392100 \text{ m}^3$.

Vs > Vd Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

D'où : $V_u = V_d$ **Alors :** $V_u = 392100 \text{ m}^3$.

Le volume de la retenue normale sera : $V_{NNR} = V_u + V_m$

D'où : $V_{NNR} = 467365,63 \text{ m}^3$

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normale 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**

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**

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de fond. Remplir et ensuite restituer au consommateur. [11]

III.6.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Le niveau du volume mort NVM correspond à $V_m = 75265,63 \text{ m}^3$

Le niveau normal de la retenue NNR correspond à $V_{NNR} = 467365,63 \text{ m}^3$.

$V_{rf} = V_{ri} + (A - U)$

Avec :

V_{rf} = Volume de remplissage final.

V_{ri} = Volume de remplissage initial.

S = Volume excédentaire à évacuer.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau (Annexe C) Du tableau on a :

$V_s = 674318 \text{ m}^3$.

$V_d = 392100 \text{ m}^3$. $V_s > V_d$ Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

D'où : $V_u = V_d$ Alors : $V_u = 392100 \text{ m}^3$.

Le volume de la retenue normale sera : $V_{NNR} = V_u + V_m \dots \dots \dots \text{(III.37)}$

D'où : $V_{NNR} = 467365,63 \text{ m}^3$

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

III.6.4.2.1 Calcul des pertes

$P = V_{evp} + V_{inf} \dots \dots \dots \text{(III.38)}$

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

• Pertes par évaporation

On a: $V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots \dots \dots \text{(III.39)}$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

V_{moy} : volume moyen $\left[V_{moy} = \frac{V_{rf} + V_{ri}}{2} \right] \dots \dots \dots \text{(III.40)}$

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

• Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$\left[V_{\text{inf}} = \frac{\delta * V_{\text{moy}}}{100} \right] \dots\dots\dots\text{(III.41)}$$

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

V_{moy} : volume moyen.

δ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

Dans notre cas, on a un sol peu perméable (sol à faible perméabilité) alors on opte pour $\delta=0,5$.

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

• **Première approximation**

Tab III.38 : Volumes des pertes dans la retenue

Pertes par évaporation et infiltration (1 ^{er} approximation)						
Mois	$V_{\text{moy}} \text{ (m}^3\text{)}$	$S_{\text{moy}} \text{ (m}^2\text{)}$	$E_s \text{ (mm)}$	$V_{\text{evp}} \text{ (m}^3\text{)}$	$V_{\text{inf}} \text{ (m}^3\text{)}$	$P \text{ (m}^3\text{)}$
Octobre	104892,63	71306	44,2	3151,725	524,463	3676,188
Novembre	177734,63	96389	41,6	4009,782	888,673	4898,456
Décembre	296457,63	141576	27,3	3865,025	1482,288	5347,313
Janvier	419665,63	196521	28,6	5620,501	2098,328	7718,829
Février	467365,63	216847	41,5	8999,151	2336,828	11335,979
Mars	467365,63	216847	72,8	15786,462	2336,828	18123,290
Avril	467365,63	216847	110	23853,170	2336,828	26189,998
Mai	467365,63	216847	156	23828,132	2336,828	26164,960
Juin	423934,63	199109	192	38228,928	2119,673	40348,601
Juillet	303308,63	144632	214	30951,248	1516,543	32467,791
Août	164596,63	91865	198	18189,270	822,983	19012,253
Septembre	89172,63	63206	134	8469,604	445,863	8915,467
Total			0621	194952,997	19246,128	214199,125

D'après le Tableau III.40 on a :

$$V'_s = 560862,988 \text{ m}^3 \quad V'_d = 492844,113 \text{ m}^3.$$

D'ou : $V'_u = V'_d$ Alors : $V'_u = 492844,113 \text{ m}^3$

Le volume de la retenue normale sera : $V'_{\text{NRR}} = 568109,743 \text{ m}^3$

Estimation de l'erreur

$$\text{On a : } E = \frac{V'_u - Vu}{Vu} .100 \dots\dots\dots\text{(III.42)}$$

$E = 25,69 \% > 2\%$ on passe a la deuxième approximation.

• Deuxième approximation

Tab III.39 : Volumes des pertes dans la retenue :

Pertes par évaporation et infiltration (2 ^{ème} approximation)						
Mois	V _{moy} (m ³)	S _{moy} (m ²)	E _s (mm)	V _{evp} (m ³)	V _{inf} (m ³)	P(m ³)
Octobre	103054,54	70673	44,2	3123,747	515,273	3639,019
Novembre	171609,21	94280	41,6	3922,048	858,046	4780,094
Décembre	285209,33	136560	27,3	3728,088	1426,047	5154,135
Janvier	412621,26	193380	28,6	5530,668	2063,106	7593,774
Février	504530,86	232026	41,5	9629,079	2522,654	12151,733
Mars	554986,30	252634	72,8	18391,755	2774,932	21166,687
Avril	568109,74	257994	110	28379,340	2840,549	31219,889
Mai	557853,26	253805	156	30161,884	2789,266	32951,15
Juin	483991,48	223638	192	42938,496	2419,957	45358,453
Juillet	326957,29	155178	214	33208,092	1634,786	34842,878
Août	162505,26	91145	198	18046,710	812,526	18859,236
Septembre	83373,88	60065	134	8048,710	416,869	8465,579
Total			0621	214540,313	21074,012	235614,325

D'après le Tableau III.41 on a :

$$V''_s = 546229,823 \text{ m}^3 \quad V''_d = 499626,148 \text{ m}^3$$

D'ou : $V''_u = V''_d$ Alors : $V''_u = 499626,148 \text{ m}^3$

Le volume de la retenue normale sera : $V_{\text{NNR}} = 574891,778 \text{ m}^3$

Evaluation de l'erreur

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

$E = 1,38 \% < 2\%$.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau (Annexe C) Du tableau on a :

Donc :

- le volume utile : **V_u = 499626,148 m³**
- Le volume normal de la retenue est : **V_{NNR} = 574891,778 m³**
- La cote au niveau normal de la retenue est **NNR = 388,94 m**
- La cote au niveau du volume mort est **NVM = 383,4 m**

III.7 Laminage des crues

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots(III.43)$$

Où : Q : le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumule a l'instant t est : $Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt}$

Où :

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

III.7.1 Procédés de calcul :

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

III.7.1.1 Méthode de KOTCHERINE

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

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

III.7.1.2 Estimation du débit de crue laminée

Le volume stocké est exprime selon la relation suivant :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q\%} \right) \dots\dots\dots(III.44)$$

Où :

V_F : le volume d'eau en charge,

V_C : le volume de la crue,

$Q\%$: le débit de la crue,

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = Q\% \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \dots\dots\dots(III.45)$$

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

III.7.1.3 Estimation de la charge au dessus du déversoir

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

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(III.46)$$

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; [$g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$];

L : la largeur de déversoir,

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

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

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

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

$$V_{moy} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \dots\dots\dots(III.47)$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversant par la même formule qui a dessus et L compris entre 5 et 22 mètres.

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(III.48)$$

$$H_0 = H + \frac{\alpha \cdot V_{moy}^2}{2g} \dots\dots\dots(III.49)$$

Où :

H_0 : est la charge globale;

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

P : la hauteur de pelle.

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

Le débit laminée est calculé pour différentes charges " H " et différentes largeurs de l'évacuateur de crues " b ",(Annexe D)

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

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $h = f(q)$ comme montre l'annexe D

III.8 Etude d'optimisation

III.8.1 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. [07]

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(III.50)$$

La hauteur des vagues H est estimé a l'aide des formules suivantes :

III.8.1.1 Formule de Stevenson[07]

$$H = 0,75 + 0,34 F^{0,5} - 0,26 F^{0,25} \dots\dots\dots(III.51)$$

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit être inférieure à 18 kilomètre [F = 0,481 km].

III.8.1.2 Formule de Molitor[07]

$$H = 0,75 + 0,032 (U.F)^{0,5} - 0,27 F^{0,25} \dots\dots\dots(III.52)$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U=100 Km/h.

III.8.1.3 Formule de Mallet-paquant [07]

$$H = 0,5 + 0,33 (F)^{0,5} \dots\dots\dots(III.53)$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tab III.40 : Hauteurs, vitesses et revanges des vagues

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	0,77	3,04	1,24
Molitor	0,75	2,99	1,20
Mallet-paquant	0,73	2,96	1,18
Moy	0,75	3,00	1,21

On adopte donc la valeur de H=0,75 m car c'est la valeur la plus proche de la moyenne.

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard :

$$V = 1,5 + 2H$$

H : hauteur des vagues (en m).

$$V = 2,99 \text{ m/s}$$

Donc la revanche minimale sera :

$$R = 1,20\text{m}$$

R=1,2 m est la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage

III.8.2 Largeur en crête [07]

La largeur du barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et les éventuels pour les eaux ultérieurs.

Elle dépend de plusieurs facteurs et notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein.

La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

- Formule T.KNAPPEN $b=1,65H_b^{0,5}$(III.54)
- Formule E.F.PREECE $b=1,1H^{0,5}+1$(III.55)
- Formule PRATIQUE $b=(5/3).H^{0,5}$(III.56)
- Formule SIMPLIFIEE $b=3,6.H^{1/3}-3$(III.57)

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t$$

On admet une valeur de t =0,5 mètre pour le tassement du barrage

$$H_b = 498,94 - 490,93 + 1,8 + 1,2 + 0,5 = \mathbf{11,51\ m.}$$

H_b est la hauteur du barrage prise de 11,51 m.

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci après :

Tab III.41 : Calcul de la largeur en crête

Formules	b (m)	Valeur adaptée
T.KNAPPEN	5,60	6,00(m)
E.F.PREECE	4,73	
PRATIQUE	5,66	
SIMPLIFIEE	5,13	

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci après:

Tab III.42 : Variation de la hauteur du barrage

NNR	b	H	NPHE	q	V _{forcé}	R	cote de crete	H _b
388,94	5	2,2	391,14	29,708	318329,92	1,20	392,34	11,91
388,94	8	2	390,94	30,977	300508,92	1,20	392,14	11,71
388,94	10	1,8	390,74	32,247	282687,92	1,20	391,94	11,51
388,94	12	1,6	390,54	34,785	247045,92	1,20	391,74	11,31
388,94	14	1,4	390,34	37,324	211403,92	1,20	391,54	11,11
388,94	16	1,2	390,14	39,862	175761,92	1,20	391,34	10,91
388,94	18	1	389,94	42,245	142306,02	1,20	391,14	10,71
388,94	20	0,8	389,74	44,265	113951,02	1,20	390,94	10,51
388,94	22	0,5	389,44	47,294	71418,522	1,20	390,64	10,21

III.8.3 Calcul des coûts

Le calcul des coûts de travaux est effectué après détermination des volumes de remblais et du béton armé les résultats sont représentés dans le tableau III.45 :

Tab III.43: Calcul d'optimisation

b (m)	coût évacuateur (10 ⁶ m ³)	coût digue (10 ⁶ m ³)	coût total
5	23,375565079	20,22320596	43,598771040
8	23,654857253	19,59022755	43,245084800
10	23,918754428	18,96725913	42,886013563
12	24,630838259	18,35430072	42,985138980
14	25,274553234	17,75135231	43,025905541
16	25,951552488	17,15841389	43,109966382
18	26,540722869	16,57548548	43,116208350
20	27,115772794	15,86246559	42,978238383
22	27,718434895	15,27953717	42,997972066

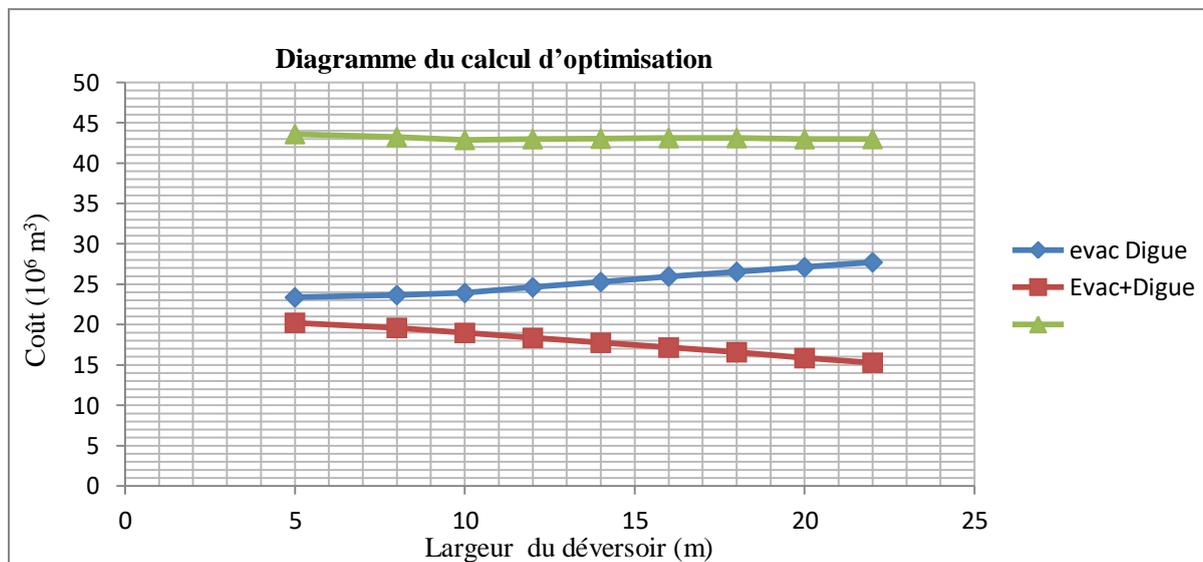


Fig III.11 : Diagramme du calcul d'optimisation.

D'après ses résultats on prend une largeur du déversoir de 10m correspondant à un débit laminé de 32,247 m³/s et une charge de 1,8m et une hauteur de barrage H_b = 11,51m.

Tableau récapitulatif:

Tab III.44 : Tableau récapitulatif

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	m ³	75265,63
Volume utile	m ³	499626,148
Volume au NNR	m ³	574891,778
Cote du fond (▼ fond)	m.NGA	380,93
Cote au niveau mort(▼ NVM)	m.NGA	383,4
Cote au niveau normal de retenue (▼ NNR)	m.NGA	388,94
Cote de plus hautes eaux (▼ NPHE)	m.NGA	390,74
Cote de la crête (▼ CRETE)	m.NGA	391,94
Largeur de déversoir	m	10
La hauteur de charge déversé.	m	1,8
Le débit évacué	m ³ /s	32,247
Hauteur de barrage	m	11,51

CHAPITRE IV :

**ETUDE DES VARIANTES
DE LA DIGUE**

IV.1 Etude des variantes

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

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

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

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de dimensionnement de l'ouvrage. En effet, c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponibles à proximité du site de l'aménagement hydraulique que l'on peut proposer des variantes et en écarter.

IV.1.1 Avantages des digues en terre

- Utilisation du sol comme matériau local pour la construction de la digue.
- Possibilité d'utiliser n'importe quel sol.
- Possibilité de construire ces digues pratiquement dans toutes les régions géographiques.
- Possibilité de construire la digue avec n'importe quelle hauteur.
- Tous les procédés de construction sont mécanisés.

IV.1.2 Inconvénients des digues en terre

- Présence de l'écoulement souterrain dans le corps de la digue, qui crée les conditions de déformation du corps de la digue.
 - Grandes pertes d'eau en cas d'utilisation des sols perméables.
 - L'utilisation des dispositifs contre la filtration.

IV.2 Choix du site du barrage

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

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

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

IV.3 Choix du type de barrage

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

IV.3.1 Topographie du site

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

IV.3.2 Morphologie de la vallée

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

IV.3.3 Conditions géologiques et géotechniques

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

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

IV.3.4 Matériaux de construction

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site ai, si que du type de barrage. Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

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

IV.4 Variantes à choisir

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux et on a trois variantes au choix :

IV.4.1 Barrage en terre homogène

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus facile à réaliser, mais il faut prévoir un drainage efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont, Pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable.

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration, le drain est constitué de matériaux grossiers (gravier et sable).[05]

IV.4.2 Barrage zoné a noyau d'argile

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériaux différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réaliser en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci.

Le noyau interne a le gros avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite. [05]

IV.4.3 Barrage en enrochement avec masque en béton

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenable, difficulté de mise en oeuvre,....

Le masque en béton est une paroi étanche plaqué sur le talus amont du barrage.

Le masque en béton présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique.....etc. [05]

IV.5 Volume du corps du barrage

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

$$V_b = \sum V_i \dots\dots\dots(IV.1)$$

Tel que : $V_i = \frac{[w_i + w_{i+1}]}{2} L_i \dots\dots\dots(VI.2)$

Avec :

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;

$$w_i = \frac{[b + B_{pi}]}{2} H_{bi} \dots\dots\dots(VI.3)$$

b : largeur du couronnement;

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) H_{bi} \dots\dots\dots(VI.4)$$

m_1 : pente du talus amont;

m_2 : pente du talus aval.

IV.6 Estimation du coût des variantes

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tab IV.1: Coûts des variantes étudiées

variantes	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (10 ⁶ DA)	Total (10 ⁶ DA)
digue zonée à noyau d'argile	Bitume	108,3034	3000	0,3249102	42,30051656
	Noyau	19022,5007	500	9,51125035	
	Gravier	1765,6505	600	1,0593903	
	Sable	905,3249	600	0,54319494	
	Recharge	65198,6468	400	26,07945872	
	Rip-rap amont	244,064	1200	0,2928768	
	Rip-rap aval	1983,02	1200	2,379624	
digue en terre homogène	Terre végétal	8790,8802	240	2,109811248	40,47423141
	Bitume	129,659	3000	0,388977	
	Gravier	862,6137	600	0,51756822	
	Sable	318,0459	600	0,19082754	
	Filtre	933,5448	600	0,56012688	
	Drain	2021,155	600	1,212693	
	Recharge	82786,5088	400	33,11460352	
	Rip-rap amont	161,6924	1200	0,19403088	
	Rip-rap aval	1983,02	1200	2,379624	
digue en enrochement avec masque en béton	Terre végétal	7982,4182	240	1,915780368	92,84929803
	Béton	296,6903	12000	3,5602836	
	Bitume	85,4224	3000	0,2562672	
	Recharge	78910,4674	1100	86,80151414	
	Rip-rap	286,7752	1100	0,31545272	
	Terre végétal	7982,4182	240	1,915780368	

Conclusion

D'après l'estimation du coût des différentes variantes on remarque que les deux types de digues, à Noyau d'argile et homogène, sont les plus économiques.

Le choix de la variante à retenir est le résultat d'une comparaison entre les différentes variantes, et ceci d'après leurs avantages et leurs inconvénients et d'autres considérations.

D'après le rapport géologique et géotechnique, ainsi que la disponibilité des matériaux fins (Limoneuse), il n'y a aucun risque d'insuffisance des matériaux. Donc, on opte pour la variante de la digue homogène.

Conventionnel vibré ou compacté au rouleau ainsi que les remblais en enrochements zonés ou à masque amont, toutes ces variantes étant gourmandes en matériaux rocheux de qualité.

CHAPITRE V :

ETUDE DETAILLE DE LA VARIANTE CHOISIE

Introduction

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

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

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 vallée, des problèmes de transport et d'approvisionnement, des possibilités en matériel et en main-d'œuvre, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

V.1 Définition de profil général de la retenue

Dénomination	Unités	Valeurs
Largeur de la crête	m	6
La hauteur du barrage	m	11,51
Les talus (amont-aval)	---	(3-2,5)
La longueur en crête	m	152,54

V.1.1 Longueur en crête

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

$$L_{cr} = 152,54m$$

V.2 Bermes**V.2.1 Talus amont**

Une berme est projetée au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, donc nous aurons une berme de largeur 3 m à la cote 384,43 m NGA.

V.2.2 Talus aval

la berme au talus aval sert à l'évacuation des eaux de ruissellement, de largeur 3 m à la cote 387,43 m NGA.

V.3 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.

Tab V.1 : Valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H < 05	- Homogène	2,5	2,0
	- A zones	2,0	2,0
05 < H < 10	- Homogène granulométrie étendue	2,0	2,0
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2,0	2,5
10 < H < 20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0
H > 20	- Homogène granulométrie étendue	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0

(Source : [05])

Pour les calculs préliminaires, nous adoptant les valeurs suivantes; valeurs que nous retiendrons si toutefois la stabilité est assurée.

- talus amont 1: 3,00
- talus aval 1: 2,50

V.4 Protection de la Crête

La crête du barrage en tant qu'élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable elle est réalisée avec pente de 2 pour mille dans les deux cotés. Elle peut servir pour les passages de service.

La crête est revêtue de par un mélange constitué de gros graviers bitumés de 20cm , et elle doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, et la couche de protection doit être bien compactée.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage).

V.5 Protection des talus

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

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

V.5.1 Talus aval

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

Pour sa protection, l'utilisation d'une (pierres) avec des épaisseurs entre 0,20 et 0,30 m est très commune.

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

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

V.5.2 Talus amont

L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'à une profondeur minimale, Pour cela, on utilise communément un enrochement sur la couche de filtre dont l'épaisseur peut être calculée par la méthode suivante:

Méthode TVA

$$e = C \cdot V^2 \dots \dots \dots (V.1)$$

Avec :

e : Epaisseur de l'enrochement en (m);

V : Vitesse de propagation des vagues (2,99 m/s);

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement ($\gamma_p = 2,50 \text{ g/cm}^2$).

La valeur de C est donnée par le tableau V.2

Tab V.2 : Valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids

PENTE DU TALUS	VALEUR DE C POUR		
	$\theta = 2,50$	$\theta = 2,65$	$\theta = 2,80$
1/ 4,0	0,027	0,024	0,022
1/ 3,0	0,028	0,025	0,023
1/ 2,0	0,031	0,028	0,026
1/ 1,5	0,036	0,032	0,03
1/ 1,0	0,047	0,041	0,038

(source : [04])

D'où :

$$e = 0,25 \text{ m}$$

En analysant les résultats obtenus, on peut conclure que l'épaisseur à retenir pour la suite du dimensionnement de la digue est $e=30$ cm.

Donc on retient une protection d'une épaisseur de 30 cm d'enrochements, 50% de l'enrochement doit avoir un poids unitaire "P" tel que:

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

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

$$* D_p = \sqrt[3]{\frac{Q_p}{0,524 \cdot \gamma_p}} \dots\dots\dots(V.3)$$

Avec :

D_p : Diamètre moyen de la pierre en (m);

γ_p : Poids volumique de la pierre ($\gamma_p=24 \text{ KN/m}^3$);

Q_p : Poids d'une pierre, calculé par la formule suivante :

$$Q = \left(\frac{0,025 \cdot \gamma_p \cdot h^2 \cdot \lambda}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1 \right)^3 \sqrt{1 + m^2}} \right) \text{ [tonne]} \dots\dots\dots(V.4)$$

Où :

m_1 : Pente du talus amont;

γ_w : Poids volumique de l'eau en (KN/m^3);

h : Hauteur des vagues ($h = \beta \cdot h_0$);

λ : Longueur d'onde de la vague en (m).

Selon LABOZOVSKY :

$$\lambda = \alpha \cdot \lambda_0 \dots \dots \dots (V.5)$$

Avec :

α et β : Coefficients en fonction de la hauteur maximale d'eau dans la retenue.

λ_0 et h_0 : Respectivement la hauteur et la longueur calculées en eau profonde, ces expressions sont données par :

$$h_0 = 0,073 \cdot K \cdot V \cdot \sqrt{F \cdot \varepsilon} \quad \text{Et} \quad \lambda_0 = 0,073 \cdot K \cdot V \cdot \sqrt{\frac{F}{\varepsilon}} \dots \dots \dots (V.6)$$

Ou :

K : Coefficient caractérisant l'intensité et l'accroissement de la vague :

$$K = 1 + e^{0,40 \frac{F}{V}} \dots \dots \dots (V.7)$$

ε : Cambrure de la vague donnée par :

$$\varepsilon = \frac{1}{9} + \frac{1}{19} e^{-14} \dots \dots \dots (V.8)$$

F : Longueur de l'élan ou longueur du fetch qui devra vérifier la condition suivante :

$$(F < F_{cr} = 30 V^2 \varepsilon).$$

V : Vitesse des vagues en m/s.

Tab V.3 : Résultats de calcul

Indices	ε	K	λ_0	h_0	h_0/λ_0	α	β	h	λ
Valeurs	0,11	2,07	0,94	0,1	0,11	0,44	0,56	0,06	0,41

Ainsi :

$$Q_p = \frac{0,025 \cdot 24 \cdot 0,06^2 \cdot 0,41}{\left(\frac{24}{10} - 1 \right) \sqrt{1 + 3^2}}$$

$$Q_p = 0,000102 \text{KN}$$

Le diamètre moyen résulte :

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{0,000102}{0,524 \cdot 2,4}}$$

$$D_p = 0,043 \text{ m}$$

V.6 Drainages

V.6.1 Prisme de drainage

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. Sa hauteur minimale est fonction du niveau d'eau dans le talus en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur. On peut calculer sa hauteur selon $0.2 H$ où H est l'hauteur du barrage.

V.6.1.1 Dimensionnement du prisme aval

V.6.1.1.1 Fruits des talus

$$m_1 = (1,00 \div 1,75) \text{ on prend } m_1 = 1,5.$$

$$m_2 = (1,50 \div 2,50) \text{ on prend } m_2 = 2.$$

V.6.1.1.2 Hauteur du drain

$$h_{dr} = (0,15 \div 0,20) * H_{bcr} \dots\dots\dots(V.9)$$

Avec :

H_{bcr} : Hauteur du barrage ;

AN: $h_{dr} = 0,20 * 11,51$

$H_{dr} = 2,3 \text{ m}$

Dans notre cas puisque le drain va servir la stabilité du barrage on opte pour un drain de 5,20 m avec une crête callée à la côte 381,63 m.NGA.

V.6.1.1.3 Largeur en sommet

Elle est donnée par :

$$b_{dr} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4}\right) h_{dr} \dots\dots\dots(V.10)$$

AN : $b_{dr} = \frac{1}{3} * 5,2$

$b_{dr} = 1,73 \text{ m}$

Mais nous opterons pour une largeur en crête de 3,00 m disant que notre drain prisme va jouer le rôle d'une berme.

V.6.1.1.4 Largeur en base du drain

Elle est exprimée par :

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) * h_{dr} \dots \dots \dots (V.11)$$

AN : $B = 3,00 + (1,5 + 2) * 5,20$

B = 21,2 m

V.6.2 Tapis de drainage

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue, la sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur, pour son dimensionnement il est recommandé d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0,40$ m; par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre.

Un tapis filtrant horizontal est proposé, il sera disposé sur le tiers aval du sol de fondation, les éléments les plus fins constituant la première couche horizontale de ce filtre, cependant la granulométrie des couches disposées augmente progressivement. [05]

V.6.2.1 Dimensionnement du drain tapis

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

$$L_d = L_{br} / 3$$

Avec :

L_d : Longueur du drain tapis (m);

L_{br} : Longueur transversale du barrage (m).

AN : $L_d = 70,15 / 3$

L_d = 23,38 m

V.7 Clé d'étanchéité

D'après les résultats obtenus au laboratoire, on peut dire que le fond de la vallée d'Oued **Mechtat Ain Telha** est constitué généralement d'une couche alluvionnaire, où la présence d'un grand risque de pertes d'eau par infiltrations au dessous du corps de la digue.

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

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui de la digue. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 4 m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0,30 m. La largeur en base est de 4 m, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1$.

V.8 Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre

Il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul suppose les hypothèses suivantes :

- que le sol est homogène et isotrope, c'est à dire que la perméabilité horizontale est identique à la perméabilité verticale.
- que la ligne phréatique suit la loi de la parabole de KOZENY.
- que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

La parabole de la courbe de KOZENY s'écrit comme suit :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \dots\dots\dots(V.12)$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

Avec :

d : Largeur en base du barrage diminuée de $0,7b$;

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

h : La hauteur d'eau en amont.

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale. Et pour la hauteur des plus hautes eaux qui est un cas exceptionnel et de durée relativement courte.

Niveau de La Retenue Normale (NNR), (h=8,01 m) :

$b = m_1 * h$ donc : $b = 24,03$ m;

$d = 16,82$ m est déterminée graphiquement.

$y_0 = 1,81$ m

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante:

$$y^2 = 3,62 x + 3,28 \dots\dots\dots(V.13)$$

La parabole coupe le plan d'eau en un point (A).

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

En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point (D) sensiblement situé à une distance de (a_0) :

$$a_0 = Y_0/2$$

$$a_0 = (\sqrt{d^2 + H^2} - d)/2 \dots\dots\dots(V.14)$$

AN : $a_0 = 1,81/2$
 $a_0 = 0,90 \text{ m}$

Tab V.4 : Coordonnées de la parabole de KOZENY

X (m)	-0,905	0	1	5	9	13	17	21	25	29	30
Y² (m)	0	3,28	6,89	21,37	35,85	50,33	64,81	79,29	93,76	108,24	111,86
Y (m)	0	1,81	2,63	4,62	5,99	7,09	8,05	8,90	9,68	10,40	10,58

Le point d'intersection de la parabole avec la face aval du noyau C est déterminé par l'équation

Suivante : $a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos\alpha} \dots\dots\dots(V.15)$

Avec :

- a : la distance OC;
- Δa : la distance C₁C;
- α : angle de face aval du drain avec l'horizontale.

A partir de l'abaque de Casagrande (Voir Annexe), on détermine :

Avec :

$$\alpha = 90^\circ \quad \frac{\Delta a}{0,25 a + \Delta a} = \dots\dots\dots(V.16)$$

AN : $a + \Delta a = \frac{1,81}{1 - 0}$
 $a + \Delta a = 1,81 \text{ m.}$

a = 1,36 m

Connaissant a et Δa , on peut tracer le profil de la ligne de saturation.

V.9 Calcul d'infiltration

V.9.1 Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite)

Le débit de fuite à travers le barrage est déterminé par la formule suivante :

$$q_n = K * I * A \dots\dots\dots(V.17)$$

Avec :

q_n : débit d'infiltration (m³ /s /ml);

I : gradient hydraulique;

K : Coefficient de perméabilité;

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots(V.18)$

La section d'infiltration est: $A = y * I \dots\dots\dots(V.19)$

Donc : $q_n = K * y * \frac{dy}{dx}$ Avec : $y \frac{dy}{dx} = y_0$

D'où : $q_n = K * y_0$ m³/s/ml.

Sachant que : $K = 3.10^{-8}$ m/s

Le débit total a travers le barrage sera :

$$Q = q * L \dots\dots\dots(V.20)$$

Tab V.5 : Débit de fuite à travers la digue

Y ₀ (m)	K (m/s)	q (m3/s/ml)	L (m)	Q(m3/s)
1,81	3.10 ⁻⁸	5,43.10 ⁻⁸	99	5,38.10 ⁻⁶

V.9.2 Calcul des fuites à travers la fondation

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

$$q_n = K.I.A$$

Avec : K : Coefficient de perméabilité. (K=3.10⁻⁸ m/s)

I: gradient hydraulique. $I = H_1 / L_b \dots\dots\dots(V.21)$

(H₁= charge d'eau dans retenue, L_b= 68,53 m L'emprise de barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. A=T.1 (T=2 m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où $q_n = K.I.T \dots\dots\dots(V.22)$

Tab V.6 : Débit de fuite de la Fondation

H₁ (m)	I	K (m/s)	q (m³/s/ml)	Q(m³/s)
8,01	0,104	3.10 ⁻⁸	6,24.10 ⁻⁹	6,18.10 ⁻⁷

V.9.3 Barrage (digue+fondation)

Le débit total d'infiltration (en m³/s) à travers le barrage est donné dans le tableau suivant :

Tab V.7 : Débit de fuite de barrage

Digue	fondation	Barrage
5,38.10 ⁻⁶	6,18.10 ⁻⁷	5,998.10 ⁻⁶

V.10 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

V.10.1 Dispositif d'étanchéité

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

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \dots\dots\dots(V.23)$$

ΔH : charge d'eau dans la retenue.

δn : épaisseur moyenne de la digue.

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

Tab V.8 : Classification des barrages

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

(Source : [04])

Notre barrage appartient à la classe **IV** .

Tab V.9 : Gradient hydraulique admissible.

Sol du corps du barrage	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,5	1,6	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,7	0,8	0,9	1,0
Limon sableux	0,55	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

(Source : [04])

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

Donc : $\Delta H=9,81$ m; $\delta n=46,6$ m;

$$I = 0,21 \leq I_{adm}$$

D’où La résistance à l’infiltration à travers le barrage est assurée.

V.10.2 Fondation du barrage

La vérification de la résistance d’infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots(V.24)$$

Avec :

I_{cr} : Gradient d’infiltration critique donné par le tableau V.10

K_s : Coefficient de sécurité déterminée d’après le tableau V.11

Tab V.10 : Gradient d’infiltration critique

Sol de fondation	Argile	Limon	Sable gros	Sable moyen	Sable fin
I_{cr}	1,20	0,65	0,45	0,38	0,29

Tab V.11 : Coefficient de sécurité en fonction de la classe de l'ouvrage

La classe de l'ouvrage	I	II	III	IV
K_s	1,25	1,20	1,15	1,10

Avec :

I_f : Gradient d’infiltration dans la fondation donné par

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0,88T_c} \dots\dots\dots(V.25)$$

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

ΔH : charge d'eau (9,81m).

L : longueur à la base du barrage. (L_b = 77,25 m)

$$I_f = \frac{9,81}{77,25 + 0,88 * 3} = 0,123$$

$$\frac{I_{cr}}{K_s} = \frac{1,20}{1,10}$$

$$\frac{I_{cr}}{K_s} = 1,09 \geq I_f$$

La résistance d'infiltration de la fondation est vérifiée.

V.10.3 Calcul des filtres (annexes E)

V.10.3.1 Règles des filtres

On calcule les filtres, l'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard.

a) Condition 01

$$\frac{D_{50}}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[3]{\eta \cdot (1 + 0,05\eta \cdot \frac{n}{1-n})} \dots\dots\dots(V.26)$$

Avec :

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre; η = D₆₀ / D₁₀(V.27)

n : Porosité du sol en fonction d'unité;

$$n = n_0 - (0,1 * \text{Log} * \eta) \dots\dots\dots(V.28)$$

- n₀ = 0,40 pour les sols caillouteux;
- n₀ = 0,45 pour les sols argileux;

b) Condition 02

Vérification des suffisances de perméabilité:

$$K_F = (2 + \sqrt[3]{\eta} * K) \text{ m/s} \dots\dots\dots(V.29)$$

Avec :

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

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

Et comme nous n'avons pas des matériaux pour confectionner les filtres on doit calculer les dimensions ou bien les fuseaux granulométriques des matériaux à mettre en place on doit déterminer la courbe granulométrique des filtres. [04]

V.10.3.2 Détermination de la courbe granulométrique des filtres

En tenant compte des règles suivantes :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

Avec :

D_{50} : Diamètre de filtre ;

d_{15} : Diamètre du sol à protéger.

➤ **Granulométrie de sol à protéger**

$d_{15} = 0,002$ mm;

$d_{50} = 0,030$ mm;

$d_{85} = 0,700$ mm;

- La première couche de filtre est entre le corps du barrage et la première couche de drain a des limites suivantes :

➤ $0,024 \text{ mm} < D_{15} < 0,080 \text{ mm}$;

➤ $0,360 \text{ mm} < D_{50} < 1,740 \text{ mm}$;

La courbe granulométrique moyenne est :

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

$D_{50} = 1,050$ mm.

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

➤ $0,624 \text{ mm} < D_{15} < 2,08 \text{ mm}$;

➤ $12,60 \text{ mm} < D_{50} < 60,9 \text{ mm}$.

D'où la courbe granulométrique moyenne a les dimensions suivantes :

$D_{50} = 1,352$ mm;

$d_{15} = 36,75$ mm.

a) Filtre N° 01 :

- **Vérification de l'absence de RENARD dans le sol des filtres**

Pour qu'il n'y a pas le phénomène du RENARD il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{\eta}(1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots(V.30)$$

D'après la courbe granulométrique de F₁ :

$d_{05} = 0,030 \text{ mm}; d_{10} = 0,040 \text{ mm};$

$d_{17} = 0,060 \text{ mm}; d_{60} = 2,000 \text{ mm};$

AN : $\eta = D_{60} / D_{10}$

$\eta = 50$ Coefficient d'hétérogénéité;

$n_0 = 0,45$ d'où $n = 0,30;$

$D_5 / D_{17} = 0,50 > 0,38.$

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

- **Vérification de La condition de TURZAGUI (zone de transition)**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,052}{0,70} = 0,07 < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

b) Filtre N° 02

- **Vérification de l'absence de RENARD dans le sol des filtres**

Pour qu'il n'y a pas le phénomène du RENARD il faut que :

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

Avec : $D_5 / D_{17} = 0,75 > 0,40$ Pour $n = 0,278; \eta = 60,20.$

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

- **Vérification de La condition de TERZAGUI (zone de transition)**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{1,352}{0,70} = 1,93 < 4 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion

On prévoit:

- Une Première couche est en gravier d'épaisseur 20 cm;
- La deuxième couche de filtre en sable d'épaisseur 20 cm;
- L'enrochement (rip rap) d'épaisseur 30 cm.

V.11 Calcul de stabilité**V.11.1 Introduction:**

Il est évident qu'un remblai mal dimensionné, et instable peut, d'une part porter préjudice à la sécurité des populations, exploitations agricoles et aménagements situés à son aval et,

d'autre part, appellera probablement des travaux d'entretien.

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacté de la retenue collinaire d'Oued **Mechtat Ain Talha**, et la vérification des valeurs des fruits des parements adoptés, nous avons utilisé la méthode des tranches (Méthode de FELLENIUS). Cette vérification a fait l'objet d'un calcul détaillé effectué manuellement. Ce calcul manuel a été réalisé avec la contribution d'un programme Excel.

Quatre cas peuvent être vérifiés :

- **Parement amont** : cas vidange rapide et fonctionnement normal.
- **Parement aval** : cas fin de construction et fonctionnement normal.

Pour réaliser cette étude nous avons tenu compte des données suivantes :

- De la géométrie de la digue
- Des caractéristiques des matériaux utilisés
- Des différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage (niveau de retenue normale et vidange rapide).
- Du niveau piézoélectrique dans les différentes couches.
- De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme prévu pour une période de retour de 500 ans. [05]

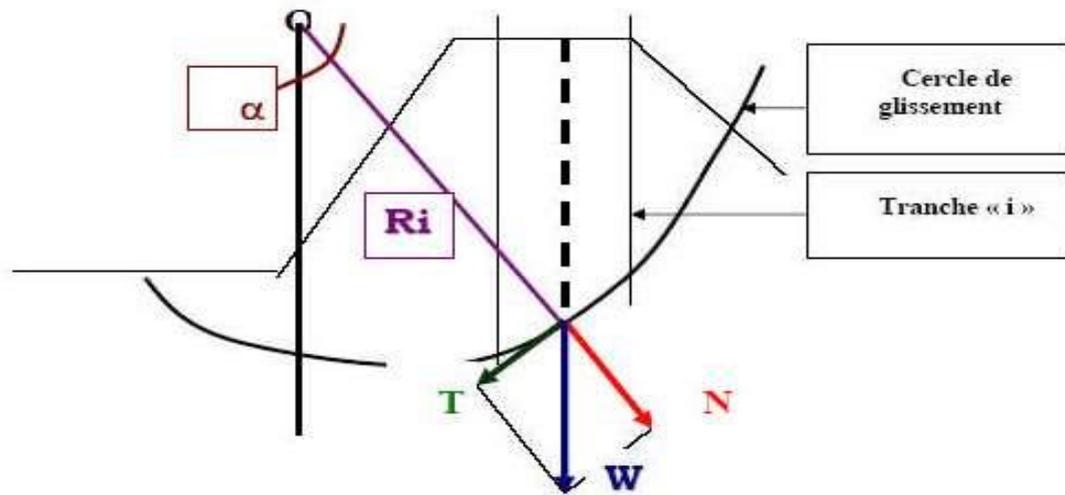


Fig V.1: forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement (O,R_i)

V.11.2 Principe de la méthode

Cette méthode nous amène à respecter les étapes suivantes :

- Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- Détermination du talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus, l'une verticale et l'autre faisant un angle 85° avec le talus moyen.
- Détermination de la zone du centre du cercle de glissement, recommande de disposer le centre du cercle du glissement dont les limites définis par deux cercles de rayons, R_{min} et R_{max} donnés par le tableau suivant :

Tab V.12 : Détermination des rayons max et min.

Pente des parements	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
R _{min} /H _b	0,75	0,75	1,0	1,50	2,2	3,0
R _{max} /H _b	1,50	1,75	2,3	3,75	4,8	5,50

La ligne de glissement éventuelle est un arc de cercle a trois paramètres inconnus : rayon, abscisse et ordonnée du centre. La partie instable du talus (au-dessus du cercle de glissement) est divisée en certain nombre de tranches verticales de largeur égale.

Le coefficient de sécurité est égale à :
$$K_S = \frac{M_{resis}}{M_{mot}} \dots\dots\dots(V.31)$$

M_{resist}: les moments résistants.

M_{mot} : les moments moteurs.

La valeur minimale du facteur de sécurité est caractérisée par un centre de cercle critique qui définit en fin de compte la valeur à prendre en considération, cette valeur du facteur de sécurité définie doit être supérieure du moins égale à la valeur admissible.

Tab V.13 : Valeurs admissibles des coefficients de sécurité.

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,3 ÷ 1,2	1,2 ÷ 1,15	1,15 ÷ 1,1	1,1 ÷ 1,05
Spéciales (Avec séisme)	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,05

Cas les plus défavorables :

V.11.2.1 Vidange rapide (talus amont)

La vidange rapide par laquelle a été vérifiée la stabilité du talus amont, est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

Sans séisme :
$$K_{ss} = \frac{\sum(N_n - P)tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots(V.32)$$

Avec séisme :
$$K_{as} = \frac{\sum(N_n - P)tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots(V.33)$$

Où:

- C: Cohésion.
- dL: Longueur déployée de la surface de rupture.
- a : Coefficient d'intensité sismique de la zone a = 0,15.
- d_n: Bras de levier (en m).
- R : Rayon du cercle de glissement.
- N: Contrainte normale.
- $N_n = G_n \cdot \cos \alpha_n$
- α_i : angle vertical de la tranche.

$$G_n = b_n (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3) \dots\dots\dots(V.34)$$

Remarque

γ_{sat} : Densité saturée utilisée au-dessous de la ligne de saturation.

γ_h : Densité humide utilisée entre la ligne de saturation et le niveau NNR.

γ_d : Densité sèche utilisée entre le niveau NNR et PHE.

γ' : Densité déjaugée utilisée pour le cas de vidange rapide.

T: Contrainte tangentielle.

$$T_n = G_n \cdot \sin \alpha_n \dots \dots \dots (V.35)$$

ϕ : Angle de frottement interne.

P: Pression interstitielle.

$$P = \gamma_w \cdot h_n \cdot l_n \dots \dots \dots (V.36)$$

Où :

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w = 1(t/m^3)$.

h_n : Hauteur de la tranche n.

l_n : Longueur de l'arc délimitait.

La base de la tranche n, tel que :

$$l_n = \frac{b_n}{\cos \alpha_n} \dots \dots \dots (V.37)$$

V.11.2.2 Fonctin normal (talus aval)

L'étape la plus critique se situe juste a la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

- Sans séisme
$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots \dots \dots (V.38)$$

- Avec séisme
$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots \dots \dots (V.39)$$

V.11.2.3 Fin de construction (talus amont et aval)

De même que pour la fin de construction, le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement a l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

- Sans séisme
$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots \dots \dots (V.40)$$

• Avec séisme
$$K_{as} = \frac{\sum^n}{(N - P)tg\phi + CdL} \dots\dots\dots(V.41)$$

$$\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n$$

Tab V.14 : Caractéristiques géotechniques

Paramètres	Valeurs
γ_d (t/m ³)	1,78
γ (t/m ³)	1,11
γ_{sat} (t/m ³)	2,11
ϕ°	23°
C_u (t/m ²)	2

Les coefficients admissibles de stabilité :

- $K_{adm} = (1,5 - 1,1)$ (sans séisme).
- $K_{adm} = 1,05$ (avec séisme).

Les résultats de calcul sont regroupés dans les tableaux suivant :(annexe F)

Tab V.15 : Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement

CAS DE SOLLICITATION		COEFFICIENT DE SECURITE	
		Sans séisme	Avec séisme
Fin de construction	Talus amont		
	R= 22,27 m	2,43	2,30
	R= 25,02 m	2,61	2,36
	R= 27,26 m	2 ,80	2,47
	R= 30,22 m	2,31	2,19
Fin de construction	Talus aval		
	R= 20,21 m	1,93	1,67
	R= 21,73 m	1,56	1,24
	R= 22,55 m	1,86	1,35
	R= 23,42 m	1,66	1,16
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R= 20,21 m	2,35	2,26
	R= 21,73 m	2,40	2,28
	R= 22,55 m	2,78	2,64
	R= 23,42 m	2,21	2,14
Vidange rapide	Talus amont		
	R= 22,27 m	2,43	2,30
	R= 25,02 m	2,61	2,36
	R= 27,26 m	2 ,80	2,47
	R= 30,22 m	2,31	2,19

On remarque d’après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum est supérieur ou égal au coefficient admissible ; donc la stabilité du talus est assurée.

CHAPITRE VI :

**ETUDE DES VARIANTES DES OUVRAGES
ANNEXES**

Introduction

Les barrages réservoirs sont souvent équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres 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 sont :

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

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. [05]

VI.1 Evacuateur de crues

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

Un barrage s'il retient l'écoulement, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles, mais il faut que cette évacuation aie lieu sans que la lame d'eau ne la submerge.

On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crue. [12]

VI.1.1 Différents types d'évacuateurs de crue**VI.1.1.1 Evacuateur de crues en puit (tulipe)**

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puit coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- a) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- a) Problème de saturation (Débit supérieur à celui du dimensionnement, charriage)
- b) Problème de vibration.

- c) Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- d) Prévoir des protections antivortex (coût et entretien).
- e) Dissipation au pied de la digue. [08]

VI.1.1.2 Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement 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. [12]

VI.1.1.3 Evacuateur de crues latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages suivants :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.

Ses inconvénients sont :

- Le coût élevé.
- La difficulté de modification. [12]

VI.1.1.4 Evacuateur de crues en siphon

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, une fois posé sur le corps du barrage, il présente les avantages suivants :

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ses inconvénients sont :

- L'amorçage et le désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue. [12]

VI.1.2 Constitution et choix de l'évacuateur de crue

Généralement un évacuateur de crue est constitué de trois parties ou organes principaux :

- un organe de contrôle du débit (par exemple un déversoir, une vanne,...);
- un coursier (canal, conduite);
- un dissipateur d'énergie installé au pied du coursier.

Les critères de choix d'un évacuateur de crue sont les suivants :

- Sûreté et sécurité de fonctionnement;
- Prix (facteur économique);
- Difficulté de calcul hydraulique;
- Exigence topographique, géologique et géotechnique;
- Facilité d'entretien;
- Possibilité de modifier l'ouvrage.

VI.1.3 Choix de l'évacuateur de crues

Près de la moitié des cas de destruction des barrages en terre provient des submersions dues à une insuffisance ou à une absence d'évacuateur de crues. Pour cela il faudra prendre plusieurs facteurs en considération.

VI.1.3.1 Topographie

L'oued présente des rives avec une pente plus ou moins douce alors que ce dernier se dirige vers la rive gauche en aval ainsi qu'il y a un thalweg qui véhicule les eaux déversées vers ce dernier ce qui favorise l'implantation de l'axe de l'évacuateur de crues sur la rive gauche ceci va diminuer les travaux d'excavation ainsi que ces conditions nous permettent d'implanter un évacuateur latéral à entonnement frontal.

VI.1.3.2 Géologie

d'après les sondages implantés sur l'axe de la digue notamment sur la rive gauche de l'oued on remarque que la formation géologique de la dite rive pourra supporter un ouvrage en béton aussi qu'on remarque la présence des alluvians ainsi que l'absence des roches dans la fondation du barrage ce qui défavorise la réalisation d'un tunnel ou d'une galerie.

VI.1.3.3 Fonctionnement

Au contraire de l'évacuateur tulipe l'évacuateur à ciel ouvert ne représente aucun danger lors de l'évacuation en plus il est plus facile à entretenir. [08]

VI.1.3.4 Réalisation

Dans notre cas le type le plus adapté du point de vue réalisation est l'évacuateur latéral.

VI.1.3.5 Conclusion

Le type d'évacuateur choisi est un évacuateur latéral à entonnement frontal.

VI.1.4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue

Les évacuateurs de crue à surface libre, se composent principalement, de l'amont en aval, des ouvrages suivants :

- Canal d'approche;
- Déversoir;
- Chenal d'écoulement;
- Convergent
- Coursier;
- Bassin de dissipation;
- Canal de restitution.

Nous avons optés pour un coursier à une seule pente.

VI.2 Caractéristiques de l'évacuateur de crue

- Déversoir type Creager;
- Niveau normal de la retenue NNR = 388,94 m NGA;
- Niveau le plus haute eaux NPHE = 490,74 m NGA;
- Charge à évacuer : H = 1,8 m;
- Débit de pointe à évacuer $Q_{\text{évacuer}} = 32,247 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Largeur déversante L = 10m.

VI.2.1 Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crue

VI.2.1.1 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=1,5m).

H: la charge d'eau sur le déversoir h=1,8m.

H+ P =3,3m

La vitesse est donnée par la relation suivante:

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

b: largeur du déversoir (b=10m).

Q: débit évacue (Q=32,247 m³/s).

On trouve: V=0,98m/s.

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

a) Hauteur du mur du canal d'approche

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

$$R_e = 0,6 + 0,05V (H)^{1/3} \dots\dots\dots(VI.2)$$

$R_e = 0,66 \text{ m.}$

D'où la hauteur de mur est:

$$H_m = H + P + 0,66 = 3,96\text{m} \dots\dots\dots(\text{VI.3})$$

On adopte une valeur de : **$H_m = 4\text{m.}$**

b) Longueur du canal d'approche

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 20m.

VI.2.1.2 Déversoir

Le seuil normal est un déversoir dont la crête et la partie aval sont profilées de manière à épouser la forme de la lame déversante. Les indications de la figure suivante permettent de déterminer le profil normal d'un déversoir à parement amont vertical.

Le profil du seuil déversant est de type Creager, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression égal a la pression atmosphérique, tout profil situé au dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement. [04]

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

$$y = \frac{(x^{1,85})}{(2h^{0,85})} \dots\dots\dots(\text{VI.4})$$

Avec H: la charge sur le déversoir.

Tab VI.1 : Coordonnées du profil de déversoir

X	Y	X	Y
0	0,0000	1,62	-0,7406
0,18	-0,0127	1,8	-0,9000
0,36	-0,0458	1,98	-1,0735
0,54	-0,0970	2,16	-1,2610
0,72	-0,1652	2,34	-1,4623
0,9	-0,2497	2,52	-1,6772
1,08	-0,3498	2,7	-1,9055
1,26	-0,4652	2,88	-2,1472
1,44	-0,5956	3,06	-2,4020

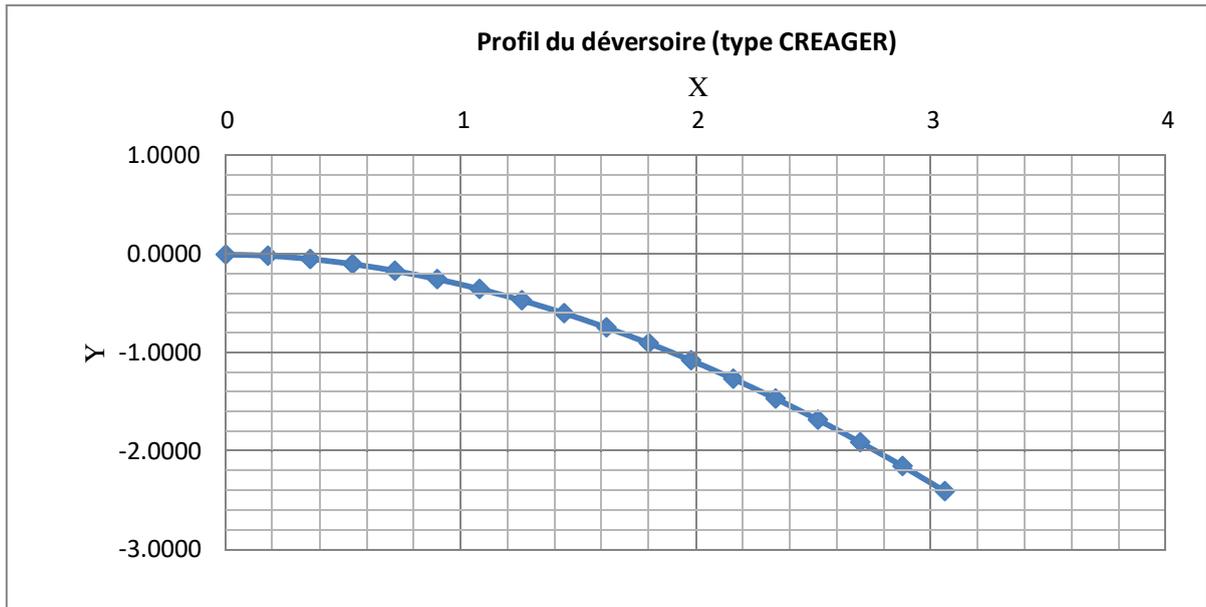


Fig VI.1 : Profil greager

VI.2.1.3 Chenal d’écoulement

Le chenal suit directement au déversoir, il est en général de section rectangulaire, comme dans notre cas. Il est de forme prismatique, ayant une largeur $b_{ch}= 10$ m, une pente $i=0,10\%$ et une longueur $L_{ch}= 8$ m (conditions topographiques).

L’écoulement dans le chenal doit être fluvial, pour permettre le passage à l’écoulement torrentiel, à l’extrémité aval (début de coursier). La profondeur d’eau au début du chenal est la même que la profondeur d’eau à la fin du convergeant.

Calcul de la profondeur critique

On donne au coursier une pente assez suffisante (supérieure à la pente critique) pour provoquer un écoulement torrentiel. Contrairement, l’écoulement dans le chenal est fluvial du fait de la pente souvent inférieure à la pente critique. La phase de passage d’un régime fluvial au torrentiel ou vis versa est appelée régime critique ou la surface libre occupe le niveau critique, on considère qu’elle est atteinte au point de changement de section On calcul la profondeur critique par la formule :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots(VI.5)$$

Avec q : débit spécifique $q = \frac{Q}{b}$ (m²/s);

b : largeur du chenal $b=10$ m.

$h_c = 1,02$ m

Calcul de la profondeur normale

La profondeur normale h_n (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme) se déduit de la formule de Manning Strickler.

$$Q = S.C. \sqrt{R.I} \dots\dots\dots(VI.6)$$

Avec :

S : section du chenal $S=b.h_n$;

I : pente du chenal $I=0,10\%$;

$$C_n : \text{coefficient de Chézy } C_n = R^{1/6} / n \dots\dots\dots(VI.7)$$

$$R : \text{rayon hydraulique } R = \frac{S}{P} = \frac{b.h_n}{2.h_n + b} \dots\dots\dots(VI.8)$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} . I^{1/2} . (b.h_n)^{5/2} . (2.h_n + b)^{-3/2} \dots\dots\dots(VI.9)$$

$h_n = 1,3281 \text{ m}$

On aura :

Conclusion

$h_n > h_c$ alors l'écoulement est fluvial.

Pente critique

La profondeur d'eau dans le chenal est $y_c = 1,5h_c = 1,53\text{m}$.

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

$$Q = K.S.R^{2/3}.I^{1/2} \dots\dots\dots(VI.10)$$

Avec:

R : rayon hydraulique $R_h = 1,17\text{m}$.

I : la pente en $I = 0,10\%$.

S : section mouillée $S=15,3\text{m}$.

K : coefficient de Manning-Strickler ($K=73$).

Pour une section rectangulaire:

$$I_{cr} = \left[\frac{Q.(b + 2y_c)^{2/3}}{K.(b.y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots(VI.11)$$

$I_{cr} = 0,22\%$.

($0,1\% < 0,22\% \Rightarrow I < I_{cr}$), donc le régime devient fluvial, et donc pas de formation de ressaut hydraulique.

VI.2.1.4 Convergent

A l'extrémité du chenal la ou s'amorce le coursier on projette un convergent pour marquer le passage en régime torrentiel.

La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante: [04]

$$L=2,5 * (l_1-l_2) \dots\dots\dots(VI.12)$$

Avec :

l_1 : est la largeur au plafond du bief amont $l_1=b_1=10$ m;

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle $l_2=b_2= 4$ m.

L = 15 m

VI.2.1.5 Coursier

En général, le coursier commence par un convergent amenant à la section de contrôle (section ou atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente.

Largeur du coursier

Elle est donnée par :

$$B = Q^{0,4} \text{ (m)} \dots\dots\dots(VI.13)$$

$$B = 32,247^{0,4}$$

$$B = 4,012 \text{ m}$$

On adopte une valeur de :

B = 4 m

Profondeur critique

On fait le même calcul que celui du chenal d'écoulement Profondeur critique :

$$\frac{Q^2 L}{g S^3} = 1 \dots\dots\dots(VI.14)$$

Pour un canal rectangulaire :

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

h_c = 1,878 m

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

$$Q = S_c \cdot C \cdot \sqrt{R_c \cdot I_{cr}} \dots\dots\dots(VI.15)$$

Avec celle du régime critique.

$$\frac{Q^2 \cdot b}{g \cdot S_c^3} = 1 \dots\dots\dots(VI.16)$$

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

$$I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C^2 \cdot R_c} \dots\dots\dots(VI.17)$$

Avec

I_{cr} : pente critique;

S_c : section critique; S_c = b * h_{cr}(VI.18)

R_c : rayon critique; R_c = S_c / P_c(VI.19)

P_c : périmètre critique; P_c = 2 * h_{cr} + b(VI.20)

C_c : coefficient de Chézy; C_c = R_c^{1/6} / n(VI.21)

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

$$S_{c_r} = B * h_{cr} = 4 * 1,878 = 7,512 \text{ m}^2$$

$$P_{c_r} = B + 2 * h_{cr} = 4 + 3,756 = 7,756 \text{ m}$$

$$R_c = \frac{S_c}{P_c} = \frac{7,512}{7,756} = 0,97 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{0,014} * 0,97^{1/6} = 71,05$$

$$I_{cr} = \left(\frac{32,247}{71,05 * 7,512 * 0,97^{1/2}} \right)^2 \cdot 100\% \quad \Rightarrow \quad \boxed{I_{cr} = 0,38\%}$$

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).

$$Q = S.C. (R.I)^{1/2}$$

Avec :

I : pente du coursier I = 8 %;

S : section du coursier; S = b * h_n(VI.22)

R : rayon hydraulique; R = S / P(VI.23)

P_c : périmètre du coursier; P = 2 * h_n + b(VI.24)

C_n : coefficient de Chézy; C_n = R^{1/6} / n(VI.25)

En substituant De la même manière que pour le chenal d'écoulement, on aura:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n + b)^{-3/2} \dots\dots\dots(VI.26)$$

On aura : $h_n = 0,85785m$, $V_n = \frac{Q}{b \cdot h_n}$ alors : $V_n = 9,40$ m/s.

Classification du mouvement et du régime d'écoulement

$I = 8\%$ et ($h_n = 0,85785m$); $I_{cr} = 0,38\%$ ($h_{cr} = 1,878m$)

Suivant les valeurs numériques ci-dessus on constate que $I > I_{cr}$ ($h_n < h_{cr}$) alors le régime d'écoulement est torrentiel et le canal est à forte pente.

Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par moyen informatique ; avec logiciel CANALP.

Tab VI.2 : Calcul de la ligne d'eau

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Y _N	Y _C	Régime	L _{bief} (m)
32,247	71	0,08	0,85785	1,878	NT	62

Tab VI.3 : Ligne d'eau à pas d'espace de 10 m

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)	J (m/m)
Amont	0	10	1,87	1,01149	1,345	3,381
1	10	10	1,39	3,48699	2,761	41,070
2	20	10	0,92	4,69161	3,842	76,329
3	30	10	0,69	5,43814	4,578	104,150
4	40	10	0,28	5,73205	4,880	116,393
5	50	10	0,27	6,05343	5,217	130,626
6	60	10	0,26	6,40600	5,595	147,267
aval	62	2	0,26	6,40600	5,595	147,267

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est :

$y_1 = 0,26$ m

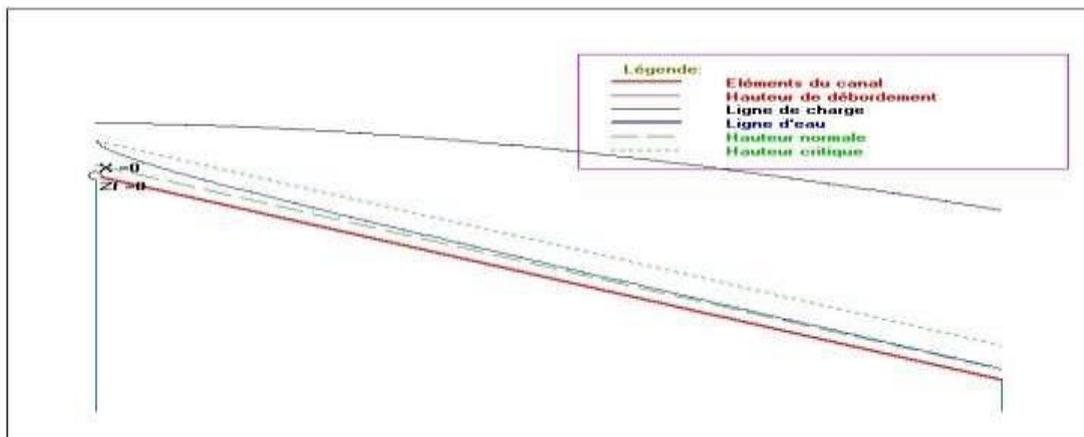


Fig VI.2 : Ligne d'eau

on a :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g h_c}} \dots\dots\dots(VI.27)$$

Avec : F_r : nombre de Froude;

V : vitesse de sortie

du coursier tel que $V = \frac{Q}{S}$.

$$V = \frac{32,247}{4 * 0,26} = 31,01 \text{ m/s}$$

VI.2.1.6 Dissipateur d'énergie

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

- 1,00 ≤ F_r ≤ 1,70 Ressaut ondulé;
- 1,70 < F_r ≤ 2,50 Ressaut faible de petites apparitions en surface;
- 2,50 < F_r ≤ 4,50 Ressaut oscillant;
- 4,50 < F_r ≤ 9,00 Ressaut stable (Stationnaire);
- F_r > 9 Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Froude est supérieur à 4,50; cela veut dire que le ressaut va se produire nettement. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée inférieure 15 m/s, alors ai appeler à utiliser le bassin de type II.

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes.

Dimensionnement du bassin

$$\frac{y_2}{y_1} = 8,57$$

Avec y_1 : timent d'eau avant le ressaut en (m);

y_2 : tirant d'eau après le ressaut en (m).

$$y_2 = 8,57 * 0,26 \Rightarrow$$

$$y_2 = 2,22 \text{ m}$$

Longueur du bassin

$$\frac{L_{\text{bas}}}{y_2} = 2,5$$

$$L_{\text{bas}} = 2,5 \times 2,22$$

$$L_{\text{bas}} = 5,55 \text{ m.}$$

On prend

$$L_{\text{bas}} = 6 \text{ m}$$

Dimensionnement des blocs de chute

$$h_1 = y_1 = e_1 = 0,26 \text{ m}$$

Avec h_1 : hauteur des blocs de chute à l'entrée;

e_1 : l'espacement entre les blocs de chute;

Le nombre des blocs de chutes est 10 blocs.

$$h_2 = 0,2 y_2 \Rightarrow h_2 = 0,44 \text{ m}$$

$$\frac{h_4}{y_1} = 1,40 \Rightarrow h_4 = 0,36 \text{ m}$$

Avec h_2 : hauteur du bloc chicane;

h_4 : hauteur du seuil terminal.

Dimensionnement des blocs chicane

$$l = 0,2 * h_2 = 0,088 \text{ m.}$$

$$L = 0,75 * h_2 = 0,33 \text{ m.}$$

Avec :

l : largeur du seuil;

L : espacement entre les blocs.

$$a = 0,8 * y_2 = 1,78 \text{ m.}$$

Avec :

a : distance entre les blocs de chutes et les blocs chicanes.

Le nombre des blocs chicanes est 08 blocs.

VI.2.1.7 Canal de restitution

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1 et une pente $I = 0,8 \%$ a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

Hauteur critique

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,015 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K \dots\dots\dots(VI.28)$$

Avec : $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \dots\dots\dots(VI.29)$

$$\sigma = \frac{K \cdot m}{b} \quad (m = 1) \dots\dots\dots(VI.30)$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{32,247^2}{9,81 \cdot 4^2}} = 1,878$$

$$\sigma = \frac{1,878 \cdot 1}{4} = 0,47$$

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0,47}{3} + 0,015 \cdot 0,47^2 \right) \cdot 1,878$$

Pente critique

h_{cr} = 1,59 m

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots(VI.31)$$

Avec $S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr} \quad \Rightarrow \quad S_{cr} = 8,12 \text{ m}^2$

$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad \Rightarrow \quad P_{cr} = 6,25 \text{ m}$

$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr} \quad \Rightarrow \quad R_{cr} = 1,3 \text{ m}$

$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} \quad \text{avec : } n=0,014 \quad C_{cr} = 74,62$

$$I_{cr} = \frac{32,247^2}{8,12^2 \cdot 74,62^2 \cdot 1,3} \cdot 100\%$$

I_{cr} = 0,22%

Profondeur normale

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S \cdot C \cdot R \cdot I$$

Pour la hauteur normale on a :

$$S_n = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n$$

$$P_n = b + 2 \cdot h_n \cdot \sqrt{1 + m^2}$$

$$R = S_n / P_n$$

$$C_n = \frac{1}{n} \cdot R_n^{1/6}$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec

la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (mh_n^2 + bh_n)^{5/2} \cdot (2h_n \cdot \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2}$$

Le résultat du calcul par itération donne :

$h_n = 1,29723 \text{ m}$

La vitesse de l'écoulement

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{mh_n^2 + bh_n} \dots\dots\dots(VI.32)$$

$$V = \frac{32,247}{(1 \cdot 1,29723^2) + (4 \cdot 1,29723)}$$

$V = 4,69 \text{ m/s}$

$V \geq V_{adm}$ (1,80 à 2,20) m/s; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

VI.2.2 Conception de l'évacuateur de crues

Après le dimensionnement hydraulique des éléments de l'évacuateur de crues, et le calcul de la ligne d'eau ; on doit vérifier l'apparitions des phénomènes hydrauliques pour prévoir la hauteur finale des bajoyers.

VI.2.2.1 Hauteur des murs bajoyers

VI.2.2.1.1 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.

VI.2.2.1.2 Coursier

1-Hauteur des murs au début du coursier

On a: $H_m = h_e + r$

Avec :

H_m : hauteur des murs bajoyers en (m);

h_e : lame d'eau sur le déversoir (m);

r : revanche de sécurité (m) donnée par : $r = 0,61 + 0,14 V^{1/3} \dots\dots\dots(VI.33)$

V : la vitesse tel que : $V = Q / (b \cdot h)$

$$V = 32,247 / (10 \cdot 1,8) = 1,79 \text{ m/s}$$

$$r = 0,78 \text{ m}$$

$$H_m = 2,58 \text{ m}$$

2-Hauteur des murs a la fin du coursier

$$V = 4,48 \text{ m/s et } r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$$

$$r = 0,84 \text{ m}$$

$$H_m = 1,72 \text{ m}$$

VI.2.2.1.3 Hauteur des murs dans le bassin de dissipation

$$r = 0,61 + 0,14 * V^{1/3}$$

$$V = 32,247 / (4 * 2,22) = 3,63 \text{ m/s}$$

$$r = 0,61 + 0,14 * 3,63^{1/3} = 0,83 \text{ m}$$

$$h_m = 2,22 + 0,83$$

$$H_m = 3,05 \text{ m}$$

VI.2.2.1.4 Canal de restitution

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du bassin de dissipation

VI.2.2.2 Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

◆ **Vérification de l'apparition des vagues roulantes :**

Les vagues roulantes apparaissent si les deux conditions sont vérifiées :

➤ $b/h < (10 \div 12)$;

➤ $Fr^2 < 40$.

Avec :

b : largeur du coursier.

$$Fr : \text{Nombre de Froude} : Fr^2 = \frac{V^2}{g \cdot h}$$

h : profondeur d'eau minimale dans le coursier.

$$b/h = 4,93F \quad \text{et} \quad Fr^2 = 12,67F$$

Les conditions ne sont pas vérifiées alors on risque d'avoir des vagues roulantes alors il faut prendre des mesures de sécurité pour éviter l'affouillement à l'aval.

VI.3 Ouvrage de vidange

Afin d’édifier le barrage à l’abri de l’eau courante dans l’oued ou d’une éventuelle crue, il est nécessaire de prévoir un chemin d’écoulement aux débits quelques soit leur provenance. Ce chemin d’écoulement ne doit pas entraver ni gêner les travaux de construction de la digue et des ouvrages annexes.

Destination de la vidange de fond :

- Assurer de l'eau pour les besoins d'irrigation.
- Vidange de la retenue en cas de défaillance dans le corps du barrage (glissement du talus, Renards) ou pour entretien.
- Evacuer la crue de chantier dans certains cas.

Le débit de projet est déterminé en fonction :

- De la condition de la vidange du volume utile
- De la condition d’amenée d'eau pour l'irrigation suivant la condition de la vidange.

La vidange de fond qui est une conduite en charge (aspect économique), est mise dans la galerie de dérivation provisoire pour minimiser les coûts de déblai pour l’installation de cette dernière.

On a prévu une protection amont pour cette conduite contre le colmatage, on l'a équipé aussi de vannes ; à l'amont d'une vanne batardeau et une autre à l'aval.

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots(VI.34)$$

Où:

Q_r: débit entrant dans la retenue pendant la vidange (pris égal au débit moyen annuel).

V: volume NNR (V=0,574891778 Mm³).

T: temps de vidange (10 < T < 15jours) égal 10 jours = 864000 secondes.

$$Q_{vf} = \frac{574891,778}{864000} + \frac{0,18.10^6}{31,53.10^6}$$

Q_{vf}=0,671m³/s

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, 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.

Calcul hydraulique

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ} \dots\dots\dots(VI.35)$$

Q_{vf} : débit de vidange (en m³/s).

μ : coefficient de débit.

S : section de la conduite (en m²).

Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (en m).

Alors que:

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$$

Avec : $Z = 8,01m$

Préalablement on prend: $\mu = 0,80$.

On trouve : $S = 0,074 m^2$

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

d'où : $d = 0,306m$.

On prend un diamètre normalisé de: **$d = 310 mm$**

Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \Sigma \xi_s + \Sigma \xi_L}} \dots\dots\dots(VI.36)$$

$\Sigma \xi_s$: somme des coefficients de pertes de charge singulières.

$$\Sigma \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille}$$

$$\xi_{va} = 0,5 \quad ; \quad \xi_{sor} = 1$$

$$\xi_{ent} = 0,1 \quad ; \quad \xi_{grille} = 0,25$$

donc :

$\Sigma \xi_s = 1,85$

$\Sigma \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\Sigma \xi_L = \frac{\lambda \cdot L}{d} \dots\dots\dots(VI.37)$$

L: longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 115 m.

d: diamètre de la conduite de vidange 310 mm.

λ : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler:

$$\lambda = \frac{124,6n^2}{d^{1/3}}$$

n: rugosité de la conduite en acier (n=0,013).

On trouve: $\lambda=0,031 \implies \Sigma \xi_L = 11,54$

Ce qui nous donne: $\mu = 0,26$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à d=538,42 mm.

On adopte la valeur de: **$D_{vf} = 550 \text{ mm}$** .

La conduite étant en acier d'un diamètre de 550 mm. Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes: $V_s = Q_{vf} / S_{con}$

Cela donne : $V_s = 2,46 \text{ m/s}$

VI-4 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 au mois de juillet : $V_{max} = 20000 \text{ m}^3$.

Donc : $Q_{max} = \frac{V_{max}}{T}$; avec : T : temps de prise (T=31 jours).

D'ou : $Q_{max} = 0,0075 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gH} \text{ (m}^3/\text{s)}. \dots\dots\dots(VI.38)$$

Avec :

μ : coefficient de débit $\mu=0,3$.

S : section de la conduite en m².

H : charge d'eau minimale H=6,5m.

On trouve : S=0,0022 m² le diamètre de la prise d'eau sera égal à d=53,09 mm

Donc :

$$\boxed{d=60 \text{ mm}}$$

➤ Correction de la valeur de coefficient μ :

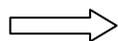
$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \Sigma\xi}} \dots\dots\dots(\text{VI.39})$$

$\Sigma\xi$: 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.

$$\Sigma\xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot L}{D} \dots\dots\dots(\text{VI.40})$$

Avec : $\lambda = 0,04$



$$\boxed{\Sigma\xi = 99,64 \text{ m}}$$

$\mu=0,1$.

Donc : S=0,0066 m².

On trouve : d = 91,67 mm.

On prend :

$$\boxed{d=100 \text{ mm}}$$

Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

On a : $V=Q/S$

$$\boxed{V= 0,95 \text{ m/s}}$$

Conclusion

Finalement la conduite de prise d'eau aura un diamètre de 100 mm, elle est équipée d'une vanne papillon qui sera groupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage.

CHAPITRE VII :

ORGANISATION DES CHANTIERS

Introduction

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main d'oeuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en oeuvre pour gérer le chantier. 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'oeuvre 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'oeuvre ayant une influence importante sur le prix de revient .

VII.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, postes fixes de travail, donc on peut distinguer les installations suivantes :

VII.2.1 Installations destinées au personnel

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et la faciliter de dosage du béton, et les aciers dans des baraquements, hangarsetc.

VII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.2.4 Installation destinée pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites.

VII.2.5 Réalisation de la galerie de dérivation, la vidange de fond et la prise d'eau

En premier lieu on construit la galerie de dérivation pour évacuer les débits de chantier, elle doit être terminée avant le début de la réalisation du corps de la digue.

Etapas de réalisation

- Excavation de la tranchée le long de la trace de la galerie à l'aide d'une pelle mécanique.
- Préparation et mise du béton de propreté pour la galerie le long de la trace.
- Coffrage, ferrailage et bétonnage de la galerie par tranche avec jointure.
- Réalisation du batardeau et du remblai déversé en argile.
- Montage de la vidange de fond. (fin de travaux en préférence)
- Exécution de la prise d'eau.
- Exécution de la chambre des vannes et montage des vannes.
- Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

VII.2.6 Réalisation de l'évacuateur de crue

On réalise l'évacuateur de crue avant la digue ou bien en même temps, à condition que l'évacuateur soit prêt avant que les travaux de la digue n'atteignent le niveau normal.

Etapas de réalisation

- Exécution de la fouille de l'évacuateur le long de la trace à l'aide de pelles mécaniques ou de BULLDOZERS.
- Aménagement du fond du canal.
- Aménagement des filtres, béton de propreté et des drains.
- Coffrage, ferrailage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints.
- Protection en enrochement à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

VII.2.7 Réalisation du corps du barrage

- Remblaiement de la clé d'encrage et des fondations jusqu'au terrain naturel;
- Mise en place de la conduite de prise d'eau et celle de vidange de fond;
- Approvisionnement des matériaux filtrants;

- Exécution du remblai du barrage, et mise en place du prisme de drainage (drain de pied).
- Mise en place de revêtement des talus;
- Mise en place des équipements hydromécaniques;
- Travaux de finition, revêtement de la crête de la digue et de la route d'accès....

VII.2.8 Recommandation pour l'exécution de la digue

La digue homogène en argile doit être compacte en plusieurs couches avec soins afin d'assurer des couches homogènes et continues.

La mise en place de la terre argileuse comprend les opérations suivantes :

- Le nivellement, le déchargement, l'épandage, l'humectage jusqu'à la teneur en eau optimale et le compactage successif.
- Le compactage doit être effectué par couches dont l'épaisseur varie entre 15 à 20 cm sous l'action de compacteur à pieds.
- Avec la baisse de l'humidité naturelle pendant la saison d'été, il faut augmenter la quantité d'eau pour l'humidification par arrosage du remblai.

Aussi durant la construction, il faut veiller à un bon ancrage de la partie inférieure de la digue dans le substratum pour éviter les risques d'infiltration.

VII.2.9 Contrôle de compactage

Le contrôle consistera à s'assurer que les caractéristiques des matériaux qui sont respectes conformément aux essais préliminaires notamment de maintenir la teneur en eau optimale, la densité sèche optimale, le type d'engin à utiliser le nombre de passes de rouleaux etc ...

Il portera sur les points suivants:

- Contrôle de l'homogénéité en teneur en eau des matériaux répandus avant le compactage.
- Contrôle de la vitesse et du nombre de passage au rouleau compacteur.
- Mesure et contrôle de la densité sèche après compactage.

VII.2.10 Engins utilisés

- Pour l'exécution des déblais et des remblais nous utilisons des bulldozers.
- Pour l'extraction des alluvions nous utilisons des pelles rétro.
- Pour le transport des terres nous utilisons des camions à benne.
- Pour les travaux de finition (régalage et compactage) nous utilisons des niveleuses et des compacteurs à pieds.

La méthode de construction du noyau en argile se fait suivant la manière classique (terrassement et compactage) en respectant les normes ou exigences de règles d'humidité optimale et densité maximale.

VII.3 Planification

VII.3.1 Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'oeuvre et les autres moyens de mise en oeuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

VII.3.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

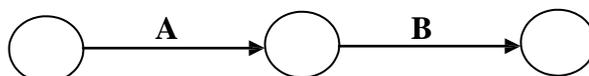
VII.3.2.1 méthodes basées sur le réseau

VII.3.2.1.1 Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

Réseau à flèches

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des noeuds.



L'opération A précède l'opération B

Réseau à noeuds

L'opération est représentée par un noeud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

VII.3.2.1.2. Construction du réseau

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

➤ **Etablissement d'une liste des tâches**

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

➤ **Détermination des tâches antérieures**

après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau, car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

➤ **Construction des graphes partiels ;**

➤ **Regroupement des graphes partiels ;**

➤ **Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;**

➤ **Construction du réseau.**

VII.3.2.2 Différentes méthodes basées sur le réseau

VII.3.2.2.1 Méthode C.P.M (Méthode du Chemin Critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2ème phase : analysé systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VII.3.2.2.2 Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technic)

C'est-à-dire technique d'ordonnement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

VII.3.2.2.3 Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method)

C'est une méthode basée sur le réseau à noeuds et développe trois (3) relations à savoir :

- Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B) ;
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

VII.3.2.3 Méthodes basées sur le graphique

VII.3.2.3.1 Méthode linéaire (ligne of balance technic)

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux sont répétitifs.

VII.3.2.3.2 Méthode à barres

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

VII.3.2.4 Etapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VII.3.2.4.1 Collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VII.3.2.4.2 Décomposition du projet

C'est une partie importante, car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VII.3.2.4.3 Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VII.3.2.4.4 Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M**

VII.3.3 Paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR** : temps de réalisation.
- DCP** : date de commencement au plus tôt.
- DCPP** : date de commencement au plus tard.
- DFP** : date de finition au plus tôt.
- DFPP** : date de finition au plus tard.
- MT** : marge totale.

Et :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{array} \right.$$

VII.3.3.1 Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\mathbf{C.C \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum T.R_{C,C} = D.T.P} \end{array} \right.}$$

VII.3.3.2 Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

Q : Quantité de travail

N : Rendement

n : Nombre d'équipes

VII.3.4 Les plannings

Il existe trois types du plan de travail :

VII.3.4.1 Plan du travail au plus tôt

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VII.3.4.2 Plan de travail au plus tard (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VII.3.4.3 Plan de travail intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII.4 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être

menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches.

- Le déroulement du travail dans un ordre correct, c'est-à-dire, une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération ;
- Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservi par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VII.5 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tab VII.1 : Symboles des opérations

Tavaux	Opérations	Duré (mois)
Installation de chantier	A	1,5
Réalisation de la galerie de dérivation	B	2
Réalisation du batardeau	C	2,5
Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	D	1
Exécution du bassin d'amortissement	E	1
Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	F	1
Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue	G	1,5
Bétonnage de l'évacuateur de crue	H	1,5
Excavation du tranché de la clé d'encrage	I	0,5
Remblais de la clé d'encrage	J	1
Remblais du barrage, et prisme de drainage	K	4
Revêtement sur les talus (amont, aval)	L	1,5
Équipements hydromécaniques	M	1
Travaux de finitions	N	2

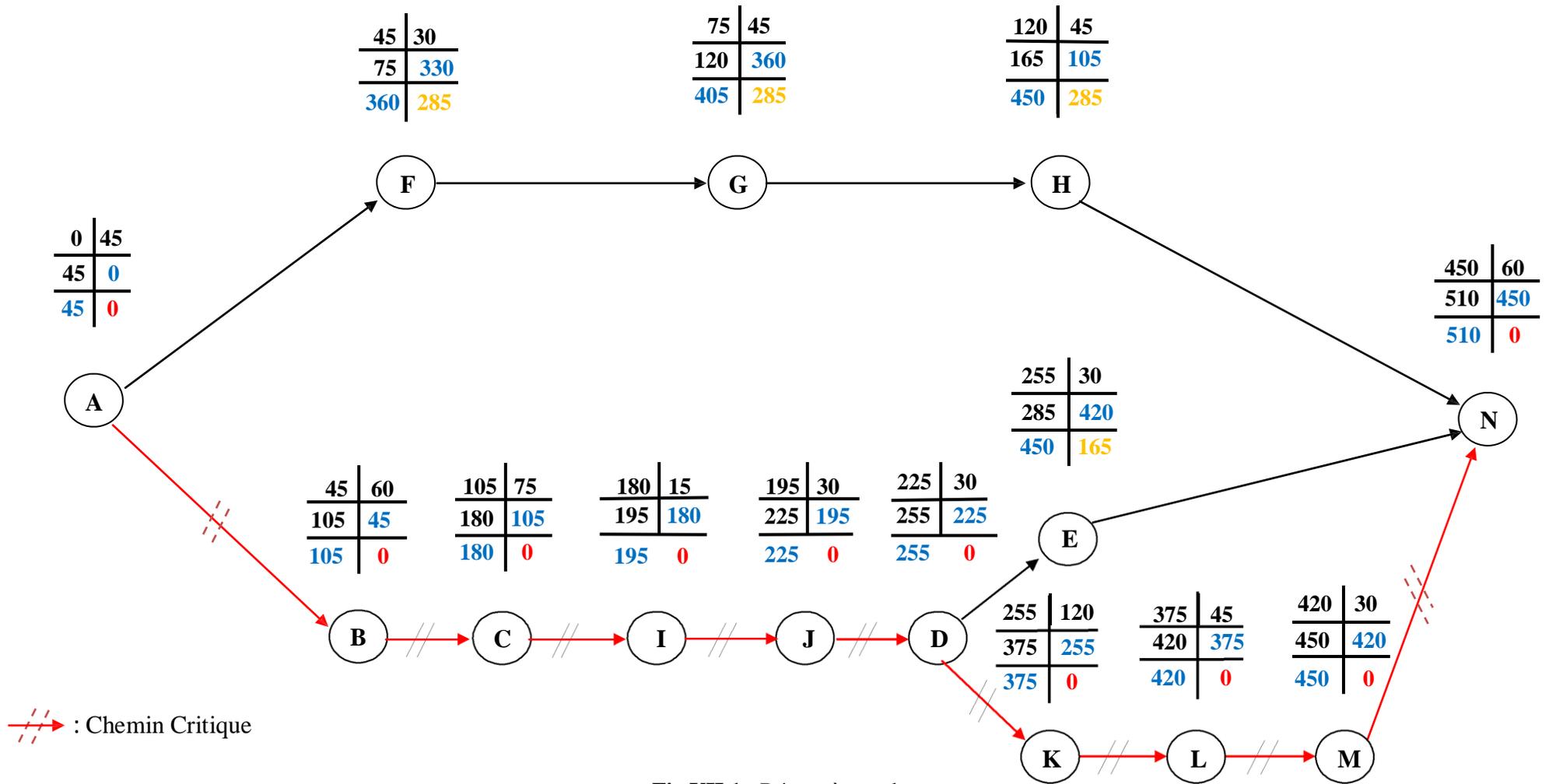


Fig VII.1 : Réseau à nœuds

VII.6 Détermination des chemins critiques par la méthode du 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 :

Tab VII.2 : Détermination des chemins critiques

OPERATION	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	45	0	45	0	45	0
B	60	45	105	45	105	0
C	75	105	180	105	180	0
F	30	45	75	330	360	30
I	15	180	195	180	195	0
G	45	75	120	360	405	45
J	30	195	225	195	225	0
D	30	225	255	225	255	0
K	120	255	375	255	375	0
L	45	375	420	375	420	0
H	45	120	165	405	450	45
E	30	225	255	420	450	30
M	30	420	450	420	450	0
N	60	450	510	450	510	0

DTR = ΣTR = 45+60+75+15+30+30+120+45+30+60 = 510 jours.

Conclusion

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude de l'organisation d'un chantier.

Conclusion générale

Après avoir analysé et traité tous les données et les résultats obtenus dans le thème de faisabilité de la retenue collinaire d'oued Ain Talha wilaya de CONSTANTINE on peut déduire les conclusions suivantes :

- La retenue peut assurer la pérennité de l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures.
- Les conditions géologiques et géotechniques ne posent aucun problème pour la réalisation de ce retenue;
- La variante barrage en terre homogène s'adapte mieux au site et permet de bien exploiter les matériaux disponibles;
- Par conséquent il y a des espèces animales et végétales qui vont subir ce changement, ce dernier va déstabiliser leurs modes de vie.

En fin, On peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude de faisabilité et d'exécution d'une retenue et ces ouvrages annexes et on souhaite que ce travail représente vraiment les efforts qu'on a mis à disposition pour l'effectuer.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES:

- [01] **TOUAIBIA, B.** (2004) Manuel pratique de l'hydrologie, Blida, 25 pages.
- [02] **SARI, A.** L'hydrologie de surface. 6 pages
- [03] **JOSE, L.** Hydrologie générale. 3 pages
- [04] **R, ROLLEY.** (1974) Techniques des barrages en aménagement rurales, Edition Eyrolles , 40 pages.
- [05] **DURAND, ROYET et MERIAUX.** (1999) Technique des petits barrages en Afrique saharienne et équatoriale, Cemagref Editions, 50 pages.
- [06] **CIGB.** (1986), Calcul statique des barrage en remblai, Bulletin 53, 1 page
- [07] **MIHOUBI. K .** (2012) Polycopie d'ouvrage hydrotechnique 4^{émé} anné,4 pages
- [08] **Rémi POCHAT.** (1980) Evacuateurs de crues, 15 pages
- [09] **VOLKOV.V.** (1986) Guide de la thèse de fin d'études, 52 pages
- [10] **MICHEL, A.C .** (1992), Choix de la crue de projet, 3 pages
- [11] **TOUAIBIA, B.** (1995), Polycope de cours : Régularisation des débits, ENSH Blida, 50 pages
- [12] **HASSANE, M.** (2006), Les ouvrages annexes, ENSH Blida, 3 pages

REFERENCES SITO GRAPHIQUES :

www.googleearth.com consulté le : 26/05/2013

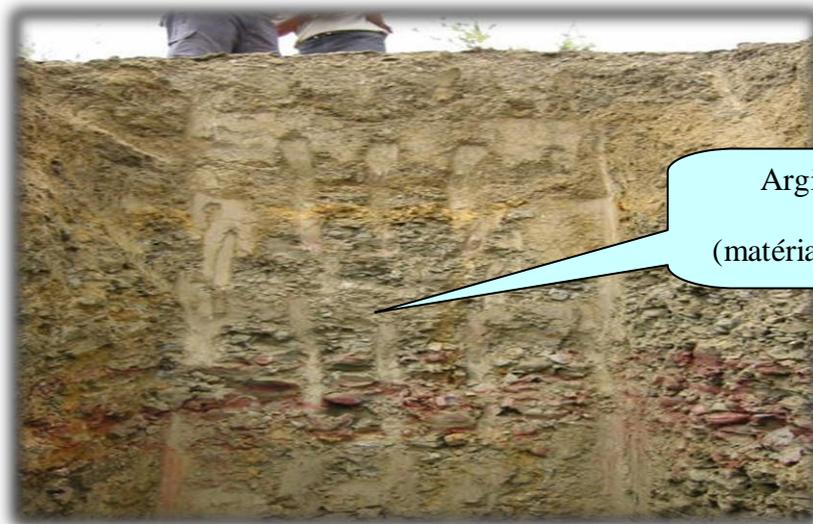
ANNEXES

ANNEXES A :

ANNEXE A :



Zone d'emprunt



Argiles marneuses
(matériaux d'étanchéité)

ANNEXE A :

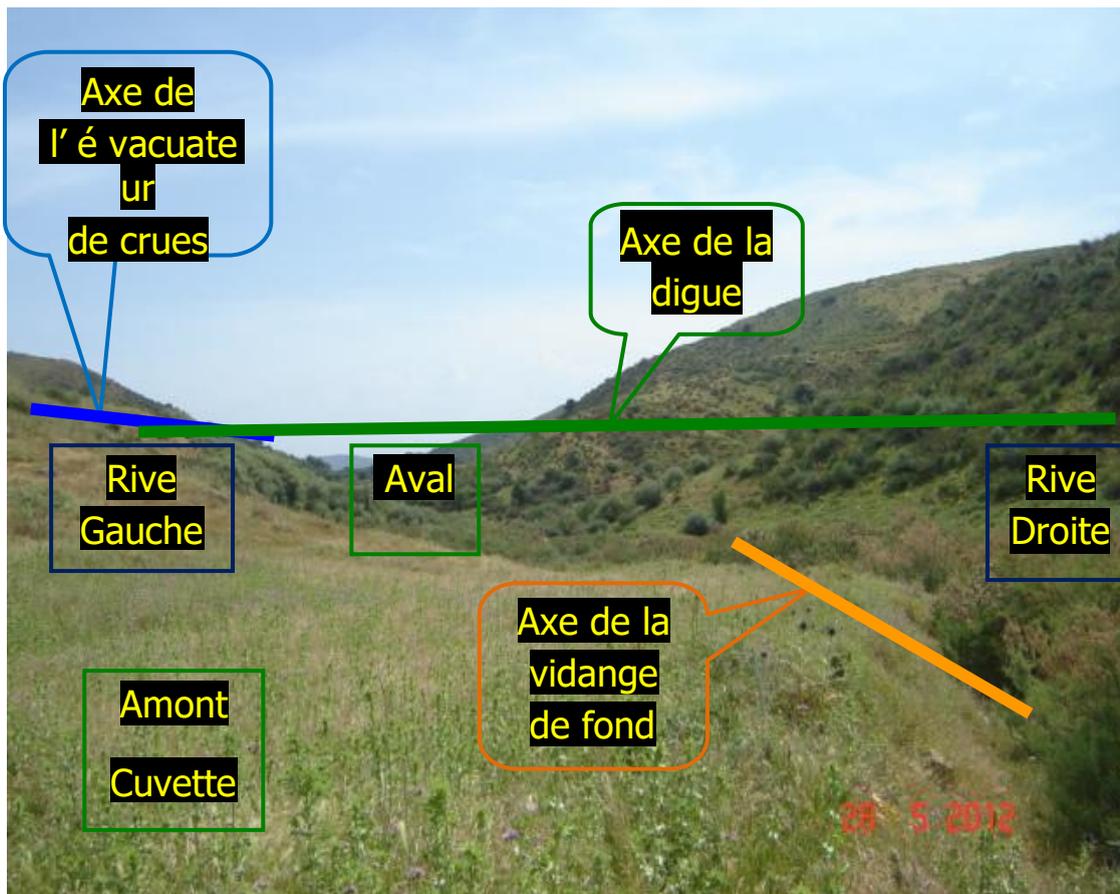


Fig I.4 : Emplacement de la digue et les ouvrages annexes



Fig I.5 : Terres agricoles

ANNEXES B :

ANNEXE B :

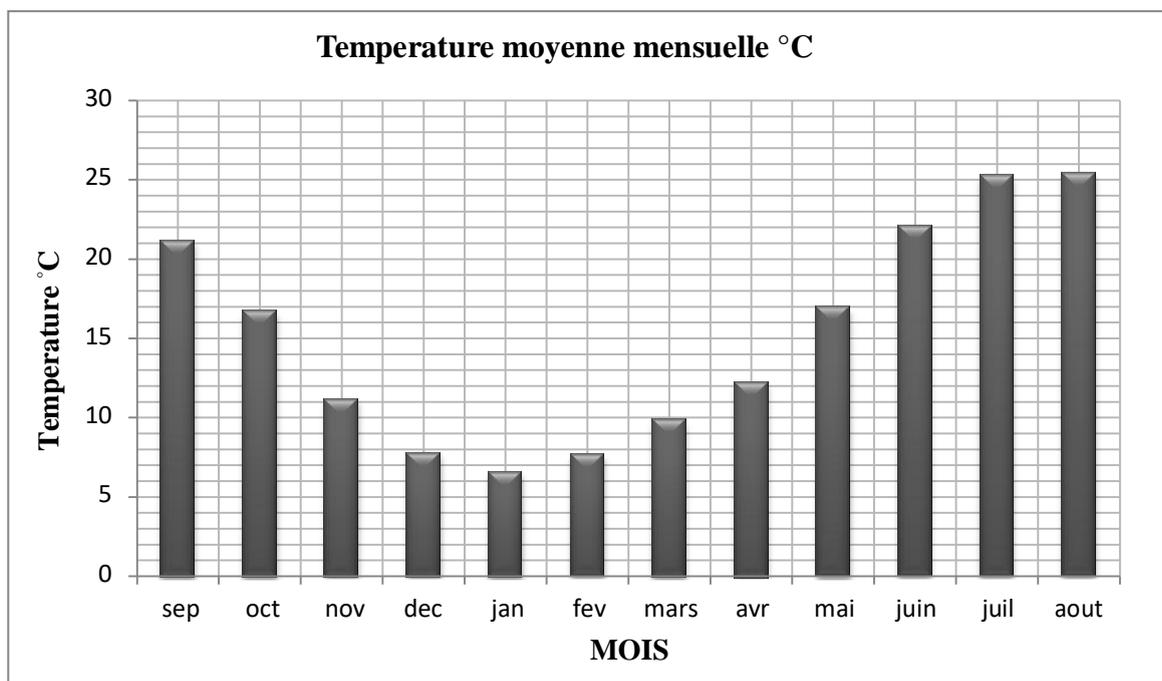


Fig III.3 : Répartition mensuelle de la température

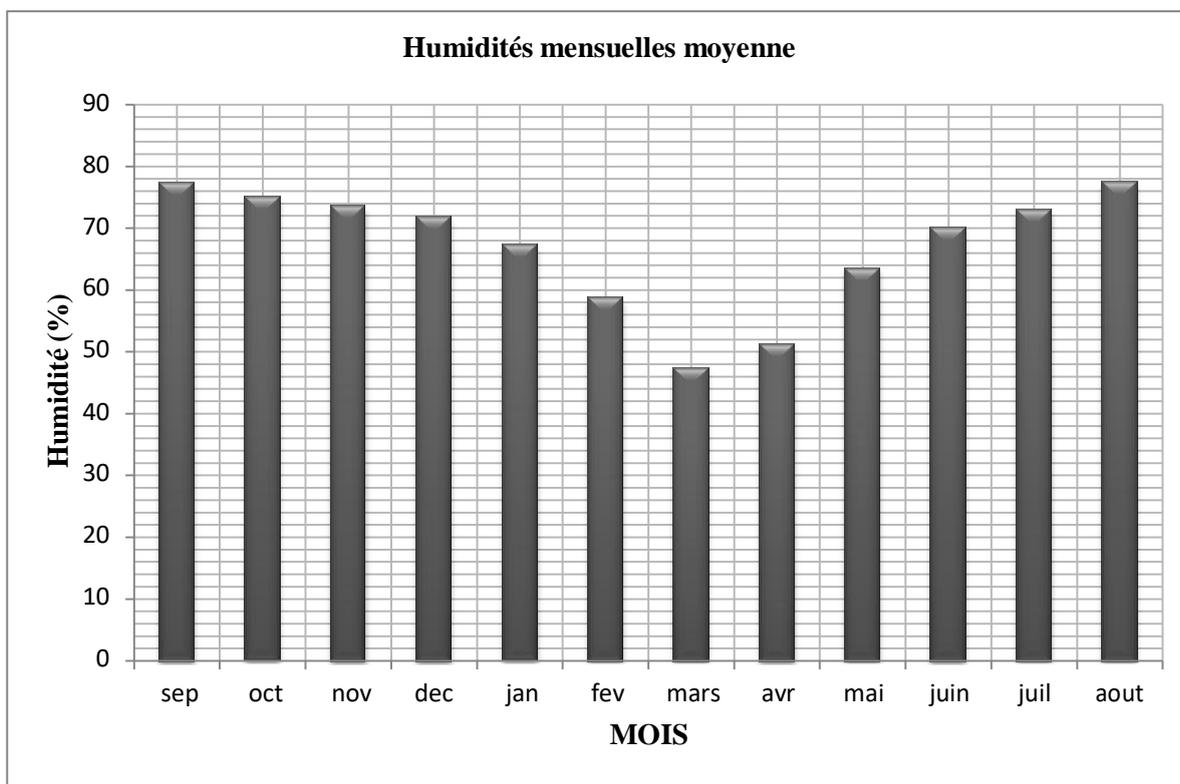


Fig III.4 : Répartition mensuelle de l' humidité

ANNEXE B :

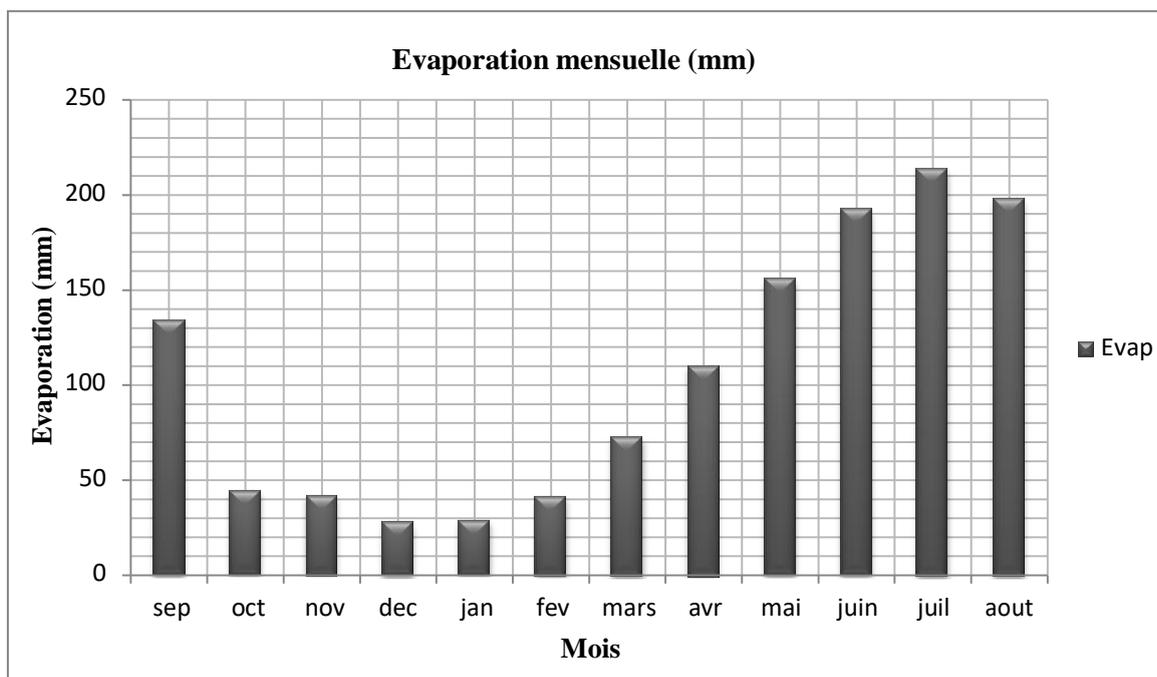


Fig III.5 : Répartition mensuelle de l'évaporation

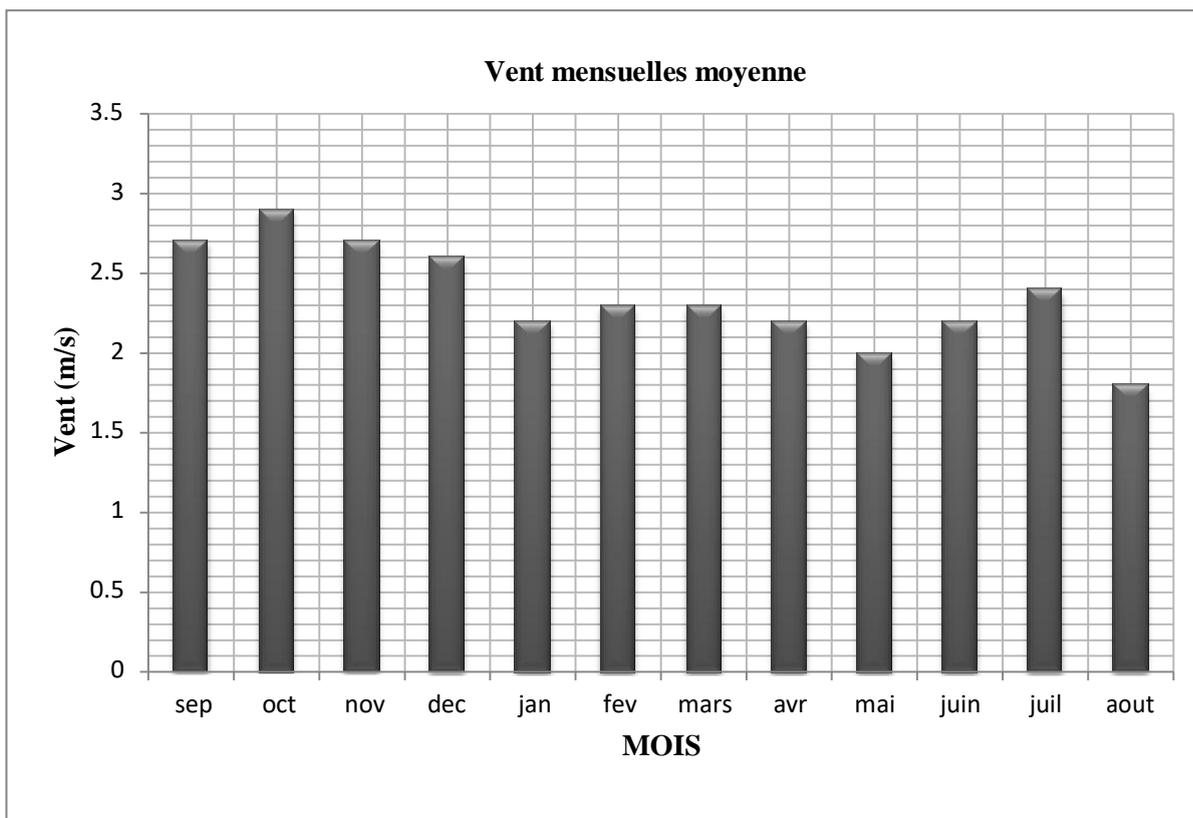


Fig III.6 : Répartition mensuelle de de la vitesse du vent

ANNEXE B :

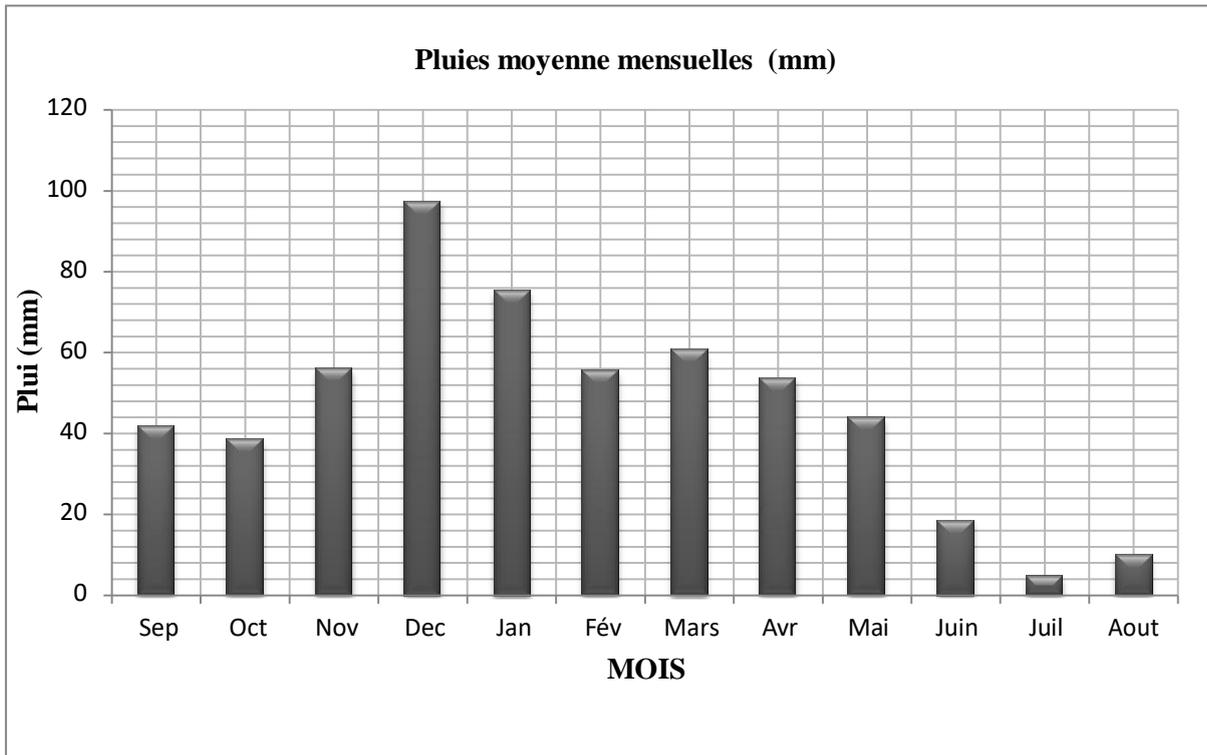


Fig III.8 : Répartition mensuelle de la précipitation

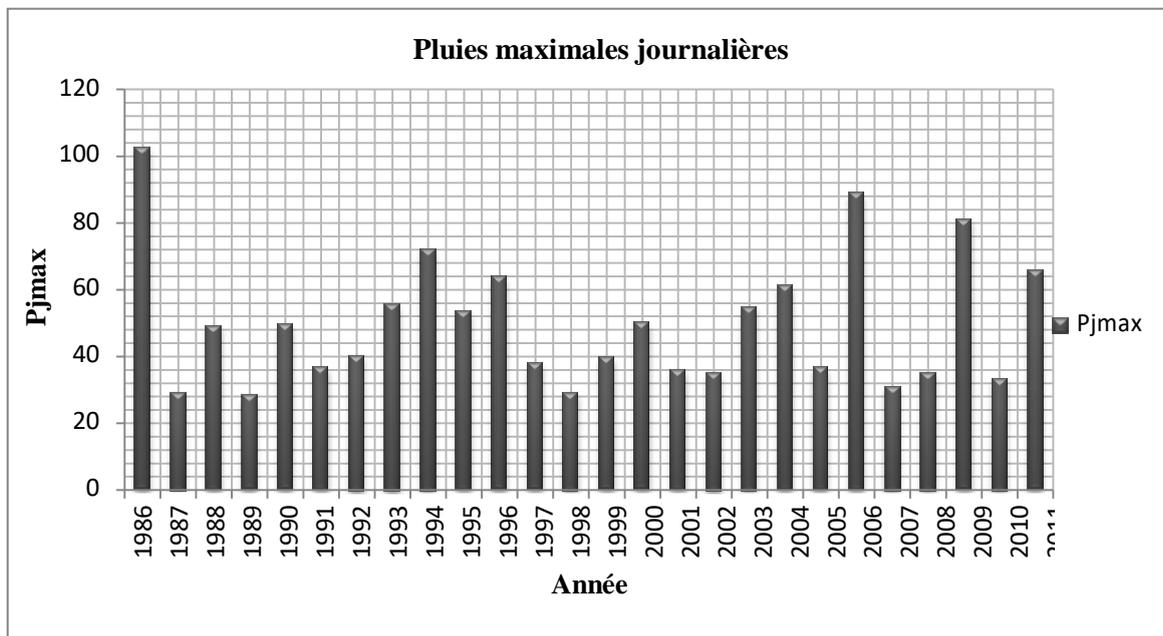


Fig III.9 : Répartition maximales journalières de la précipitation

ANNEXES C :

ANNEXE C :

Tab 1 : Caractéristiques topographiques de la retenue.

côte(mNGA)	h(m)	surface(km ²)	S _{moy} (km ²)	ΔH(m)	Δv(Mm ³)	V _{cum} (Mm ³)	S _{cum} (km ²)	h _{moy} (m)
380,93	0,0	0,000000	*****	*****	*****	0,00000000	0,000	0
			0,01049	1,07	0,0112243			
382	1,07	0,02098	0,04578	2	0,09156	0,01122430	0,020980	0,535
			0,07565	2	0,1513	0,10278430	0,070580	1,456
384	3,1	0,0496	0,094035	2	0,18807	0,25408430	0,122680	2,071
			0,141775	2	0,28355	0,44215430	0,206550	2,141
386	5,1	0,0521	0,17821	2	0,35642	0,72570430	0,322360	2,251
			0,195125	2	0,39025	1,08212430	0,447160	2,420
388	7,1	0,08387	0,237045	2	0,47409	1,47237430	0,587810	2,505
			0,289865	2	0,57973	1,94646430	0,780600	2,494
390	9,1	0,11581				2,52619430	0,974750	2,592
392	11,1	0,1248						
394	13,1	0,14065						
396	15,1	0,19279						
398	17,1	0,19415						

ANNEXE C :

Tab 2 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	A _{80%}	U _{80%}	A-U	1ère Consigne			2ème Consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Octobre	59254	0	59254		75265,63	0		75265,63	0
				134519,63	134519,63	0	16011,63	75265,63	59254
Novembre	86430	0	86430	220949,63	220949,63	0	-11164,37	75265,63	86430
				371965,63	371965,63	0	-61268,37	75265,63	136534
Décembre	151016	0	151016	488839,63	467365,63	21474	89747,63	89747,63	0
				553365,63	467365,63	86000	206621,63	206621,63	0
Janvier	116874	0	116874	560933,63	467365,63	93568	292621,63	292621,63	0
				532889,63	467365,63	65524	386189,63	386189,63	0
Février	86000	0	86000	483017,63	467365,63	15652	451713,63	451713,63	0
				380503,63	380503,63	0	467365,63	467365,63	0
Mars	93568	0	93568	226113,63	226113,63	0	380503,63	380503,63	0
				103079,63	103079,63	0	226113,63	226113,63	0
Avril	82904	17380	65524	75265,63	75265,63	0	103079,63	103079,63	0
Mai	67682	52030	15652						
Juin	28638	115500	-86862						
Juillet	7310	161700	-154390						
Août	15566	138600	-123034						
Septembre	64586	92400	-27814						
						282218		75265,63	282218

ANNEXE C :

Tab 3 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes (1^{er} approximation)

Mois	A _{80%}	U+P	A-(U+P)	1ère Consigne		
				Vrf	Vri	S
O	59254	3676,19	55577,81		75265,63	
				130843,44	130843,44	0,00
N	86430	4898,46	81531,54	212374,99	212374,99	0,00
D	151016	5347,31	145668,69	358043,67	358043,67	0,00
J	116874	7718,83	109155,17	467198,84	467198,84	0,00
F	86000	11335,98	74664,02	541862,87	541862,87	0,00
M	93568	18123,29	75444,71	617307,58	568109,74	49197,83
A	82904	43570,00	39334,00	607443,75	568109,74	39334,00
M	67682	47169,04	20512,96	588622,70	568109,74	20512,96
J	28638	155848,60	-127210,60	440899,14	440899,14	0,00
J	7310	194167,79	-186857,79	254041,35	254041,35	0,00
A	15566	157612,25	-142046,25	111995,10	111995,10	0,00
S	64586	101315,47	-36729,47	75265,63	75265	0,00
						109044,8

ANNEXE C :

Tab III.46 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes (2^{ème} approximation)

Mois	A _{80%}	U+P	A-(U+P)	1ère Consigne			2ème Consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
O	59254	3639,02	55614,98		75265,63			75265,63	
				130880,61	130880,61	0,00	19650,65	75265,63	55614,98
N	86430	4780,09	81649,91	212530,52	212530,52	0,00	30815,24	75265,63	44450,39
				358392,38	358392,38	0,00	112465,15	112465,15	0,00
D	151016	5154,13	145861,87	467672,61	467672,61	0,00	258327,01	258327,01	0,00
				541520,87	541520,87	0,00	367607,24	367607,24	0,00
J	116874	7593,77	109280,23	613922,19	574891,78	39030,41	441455,51	441455,51	0,00
				609195,89	574891,78	34304,11	513856,82	513856,82	0,00
F	86000	12151,73	73848,27	601622,62	574891,78	26730,85	548160,93	548160,93	0,00
				442671,32	442671,32	0,00	574891,78	574891,78	0,00
M	93568	21166,69	72401,31	253438,45	253438,45	0,00	442671,32	442671,32	0,00
				111545,21	111545,21	0,00	253438,45	253438,45	0,00
A	82904	48599,89	34304,11	75265,63	75265,63	0,00	111545,21	111545,21	0,00
M	67682	40951,15	26730,85						
J	28638	160858,45	-132220,45						
J	7310	196542,88	-189232,88						
A	15566	157459,24	-141893,24						
S	64586	100865,58	-36279,58						
				100065,37			75265,63	100065,37	

ANNEXES D :

ANNEXE D :

Tab 1: Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE

données		largeur	hauteur	debit	surface	vitesse	W _d
g	9,81	5	2,2	35,412	16	2,2132	318329,92
α	1	8	2	49,111	24	2,0463	300508,92
2.g	19,62	10	1,8	52,4	28	1,872	282687,922
2.g ^{0,5}	4,42945	12	1,6	52,712	31,2	1,6895	247045,922
Q _{1%}	52,381	14	1,4	50,334	33,6	1,4981	211403,922
W _{1%}	735429	16	1,2	45,65	35,2	1,2969	175761,922
m	0,49	18	1	39,068	36	1,0852	142306,022
p	1	20	0,8	31,061	36	0,8628	113951,022
		22	0,5	16,882	33	0,5116	71418,522

Tab 2 : Détermination de H0 et Q en fonction de b

hauteur	vitesse	hauteur tot	debit m ³ /s								
			5	8	10	12	14	16	18	20	22
0,5	2,213	0,750	30,993	28,176	25,358	22,541	19,723	16,906	14,088	11,270	7,044
0,8	2,046	1,013	48,714	44,285	39,857	35,428	31,000	26,571	22,143	17,714	11,071
1	1,872	1,179	61,097	55,543	49,989	44,434	38,880	33,326	27,771	22,217	13,886
1,2	1,689	1,345	74,522	67,747	60,973	54,198	47,423	40,648	33,874	27,099	16,937
1,4	1,498	1,514	88,986	80,896	72,807	64,717	56,627	48,538	40,448	32,358	20,224
1,6	1,297	1,686	104,507	95,007	85,506	76,005	66,505	57,004	47,503	38,003	23,752
1,8	1,085	1,860	121,129	110,117	99,105	88,093	77,082	66,070	55,058	44,047	27,529
2	0,863	2,038	138,917	126,288	113,659	101,031	88,402	75,773	63,144	50,515	31,572
2,2	0,512	2,213	157,232	142,938	128,644	114,350	100,057	85,763	71,469	57,175	35,734

ANNEXE D :

Tab 3 : Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue

h	Vch	q	5	8	10	12	14	16	18	20	22
0,5	71418,522	47,294	30,993	28,176	25,358	22,541	19,723	16,906	14,088	11,270	7,044
0,8	113951,022	44,265	48,714	44,285	39,857	35,428	31,000	26,571	22,143	17,714	11,071
1	142306,022	42,245	61,097	55,543	49,989	44,434	38,880	33,326	27,771	22,217	13,886
1,2	175761,922	39,862	74,522	67,747	60,973	54,198	47,423	40,648	33,874	27,099	16,937
1,4	211403,922	37,324	88,986	80,896	72,807	64,717	56,627	48,538	40,448	32,358	20,224
1,6	247045,922	34,785	104,507	95,007	85,506	76,005	66,505	57,004	47,503	38,003	23,752
1,8	282687,922	32,247	121,129	110,117	99,105	88,093	77,082	66,070	55,058	44,047	27,529
2	300508,922	30,977	138,917	126,288	113,659	101,031	88,402	75,773	63,144	50,515	31,572
2,2	318329,922	29,708	157,232	142,938	128,644	114,350	100,057	85,763	71,469	57,175	35,734

ANNEXE D :

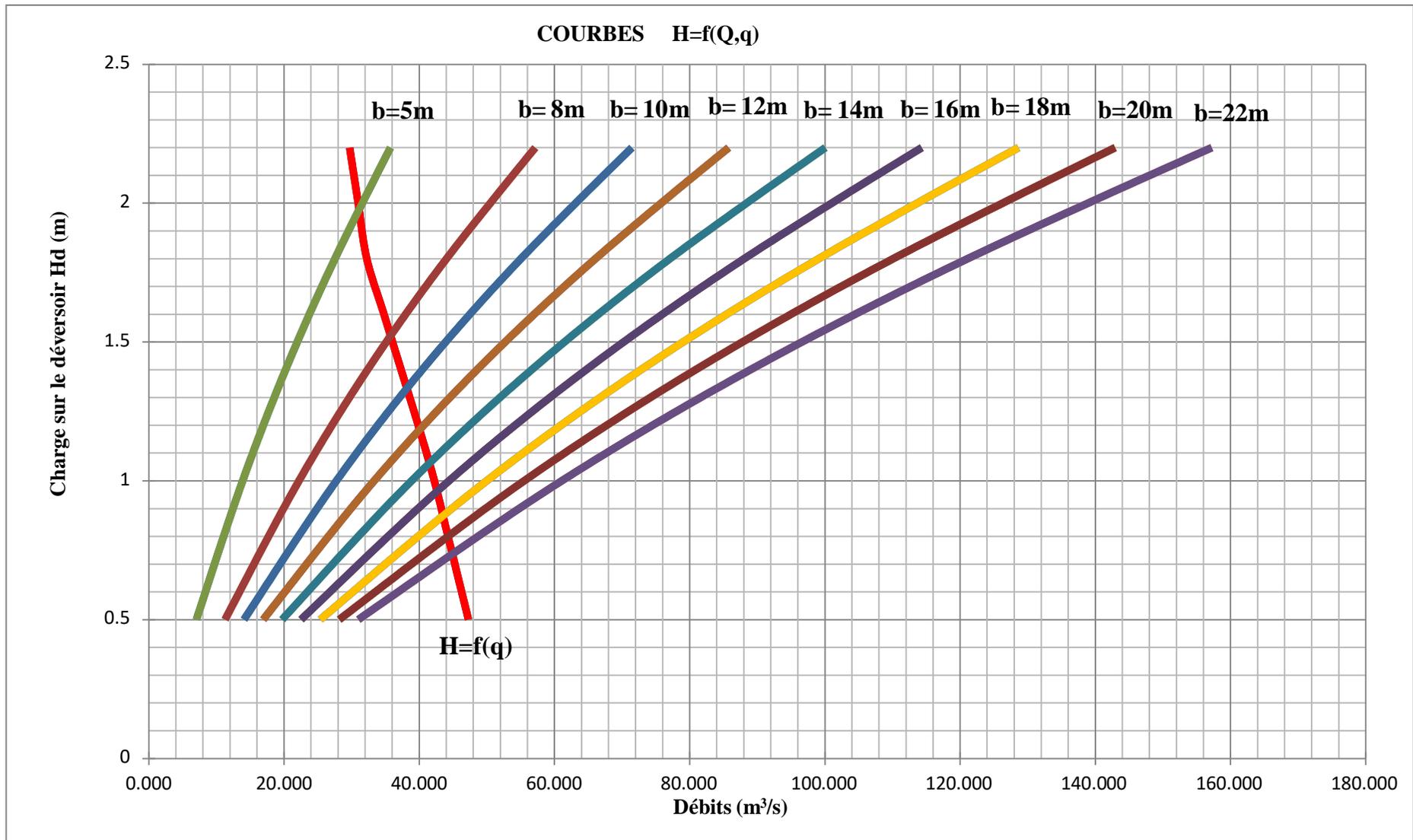


Fig 1 : Courbes de $H= f(Q,q)$

ANNEXE D :

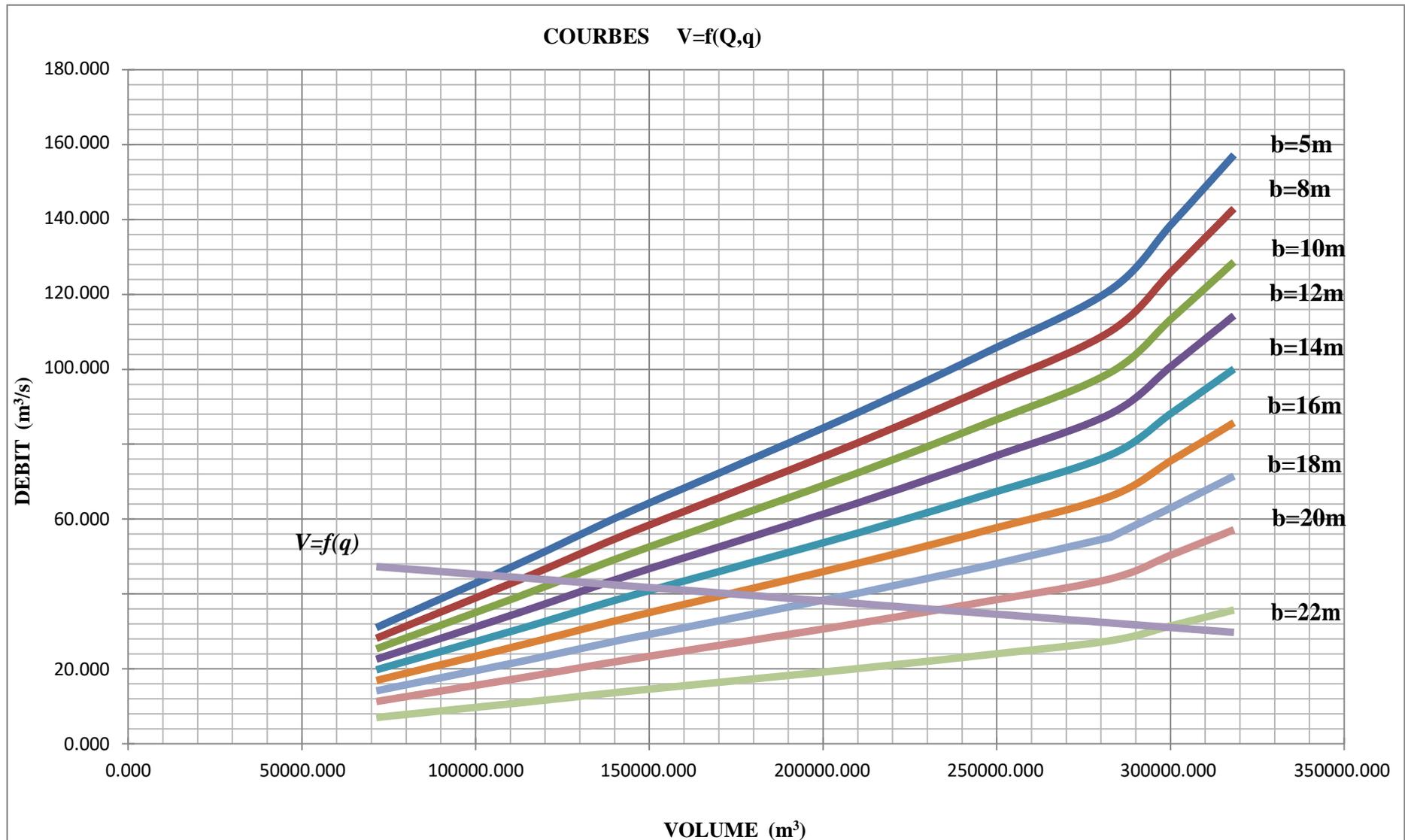
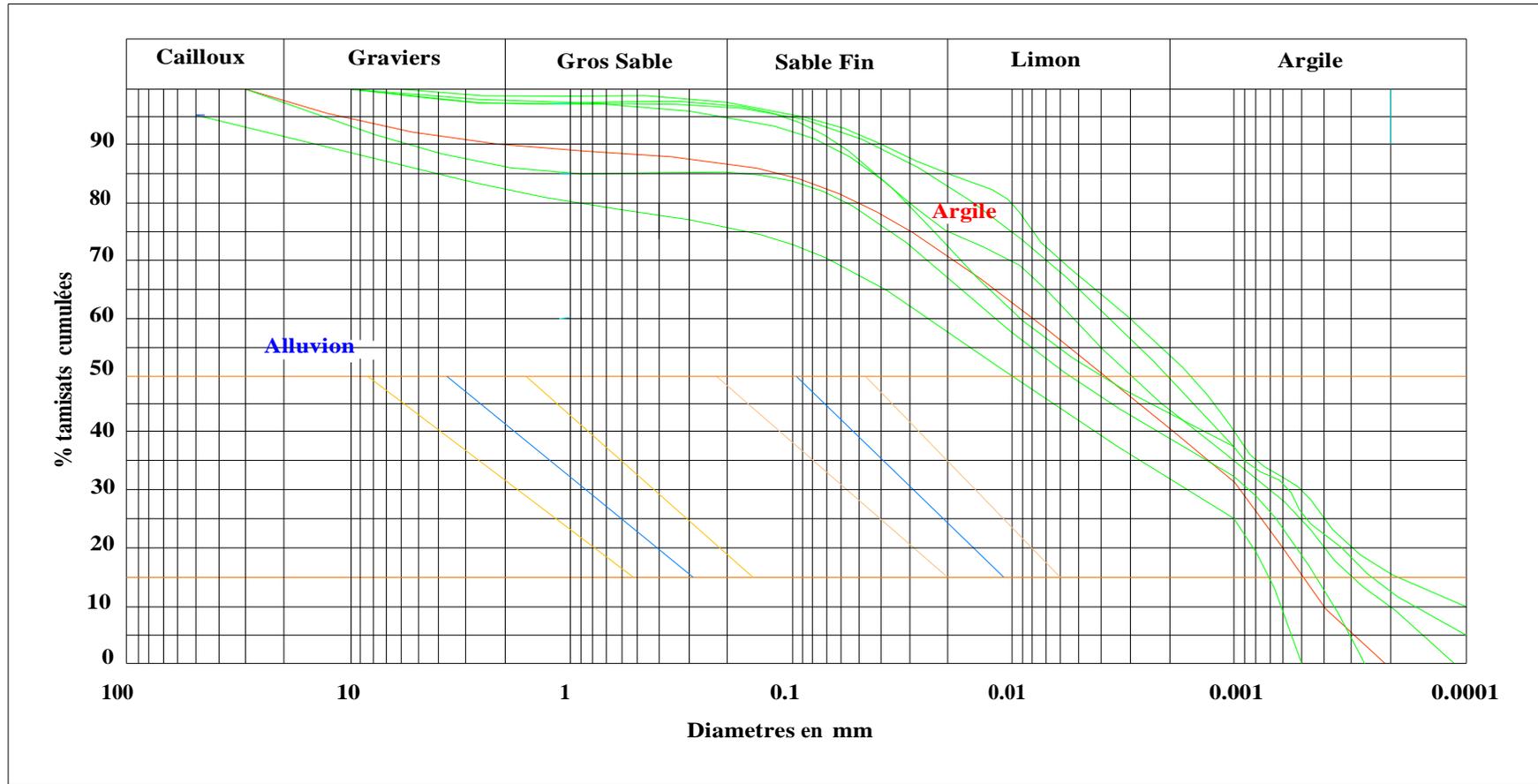


Fig 2 : COURBES $V=f(Q,q)$

ANNEXES E :

ANNEXE E :



Fuseau granulometrique des materiaux

ANNEXE E :

ANNEXES F :

ANNEXE F :

Stabilité pour le cas de service Normal talus amont (R=22,27)

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
-5	2.23	0	1.18	-0.5	0.87	5.55	-2.78	4.83	2.56	5.13	0.424	2.08	0	0.00	0.00	17.77
-4	2.23	0	3.02	-0.4	0.92	14.21	-5.68	13.07	2.42	4.85	0.424	5.62	0	0.00	0.00	17.77
-3	2.23	0	4.57	-0.3	0.95	21.50	-6.45	20.43	2.35	4.69	0.424	8.78	0	0.00	0.00	17.77
-2	2.23	0	5.86	-0.2	0.98	27.57	-5.51	27.02	2.28	4.55	0.424	11.62	0	0.00	0.00	17.77
-1	2.23	0	6.91	-0.1	0.99	32.51	-3.25	32.19	2.25	4.51	0.424	13.84	0	0.00	0.00	17.77
0	2.23	0	7.73	0	1.00	36.37	0.00	36.37	2.23	4.46	0.424	15.64	0	0.00	0.00	17.77
1	2.23	0	8.33	0.1	0.99	39.20	3.92	38.80	2.25	4.51	0.424	16.69	0	0.00	0.00	17.77
2	2.23	0	8.71	0.2	0.98	40.98	8.20	40.16	2.28	4.55	0.424	17.27	0	0.00	0.00	17.77
3	2.23	0	8.84	0.3	0.95	41.59	12.48	39.52	2.35	4.69	0.424	16.99	0	0.00	0.00	17.77
4	2.23	0	8.72	0.4	0.92	41.03	16.41	37.75	2.42	4.85	0.424	16.23	0	0.00	0.00	17.77
5	2.23	0	8.30	0.5	0.87	39.05	19.53	33.98	2.56	5.13	0.424	14.61	0	0.00	0.00	17.77
6	2.23	0.27	7.27	0.6	0.80	35.28	21.17	28.22	2.79	5.58	0.424	12.14	0.27	0.75	0.32	17.77
7	2.23	2.65	3.68	0.7	0.71	27.83	19.48	19.76	3.14	6.28	0.424	8.50	2.65	8.32	3.58	17.77
8	2.23	3.68	0.8	0.8	0.60	18.37	14.70	11.02	3.72	7.43	0.424	4.74	3.68	13.68	5.88	17.77
9	0.75	1.51	0	0.9	0.44	2.02	1.81	0.89	1.70	3.41	0.424	0.38	1.51	2.57	1.11	17.77

kss 2.43401

kas 2.30181

ANNEXE F :

Stabilité pour le cas de de service Normal talus amont (R=25,02)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn
-3	2.5	0	0.1	-0.3	0.95	0.53	-0.16	0.50	2.63	5.26	0.424	0.22	0	0.00	0.00	17.77
-2	2.5	0	1.54	-0.2	0.98	8.12	-1.62	7.96	2.55	5.10	0.424	3.42	0	0.00	0.00	17.77
-1	2.5	0	2.72	-0.1	0.99	14.35	-1.43	14.20	2.53	5.05	0.424	6.11	0	0.00	0.00	17.77
0	2.5	0	3.64	0	1.00	19.20	0.00	19.20	2.50	5.00	0.424	8.26	0	0.00	0.00	17.77
1	2.5	0	4.32	0.1	0.99	22.79	2.28	22.56	2.53	5.05	0.424	9.70	0	0.00	0.00	17.77
2	2.5	0	4.74	0.2	0.98	25.00	5.00	24.50	2.55	5.10	0.424	10.54	0	0.00	0.00	17.77
3	2.5	0	4.89	0.3	0.95	25.79	7.74	24.51	2.63	5.26	0.424	10.54	0	0.00	0.00	17.77
4	2.5	0	4.76	0.4	0.92	25.11	10.04	23.10	2.72	5.43	0.424	9.93	0	0.00	0.00	17.77
5	2.5	0.15	4.16	0.5	0.87	22.61	11.31	19.67	2.87	5.75	0.424	8.46	0.15	0.43	0.19	17.77
6	2.5	2.59	0.88	0.6	0.80	16.17	9.70	12.93	3.13	6.25	0.424	5.56	2.59	8.09	3.48	17.77
7	2.5	2.14	0	0.7	0.71	9.52	6.67	6.76	3.52	7.04	0.424	2.91	2.14	7.54	3.24	17.77
8	0.11	0.11	0	0.8	0.60	0.02	0.02	0.01	0.18	0.37	0.424	0.01	0.11	0.02	0.01	17.77

kss 2.61242

kas 2.35562

ANNEXE F :

Stabilité pour le cas de service Normal talus amont (R=27,26)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang ϕ	N*tang ϕ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang ϕ	dn
-2	2.73	0	0.46	-0.2	0.98	2.65	-0.53	2.60	2.79	5.57	0.424	1.12	0	0.00	0.00	17.77
-1	2.73	0	1.75	-0.1	0.99	10.08	-1.01	9.98	2.76	5.52	0.424	4.29	0	0.00	0.00	17.77
0	2.73	0	2.76	0	1.00	15.90	0.00	15.90	2.73	5.46	0.424	6.84	0	0.00	0.00	17.77
1	2.73	0	3.49	0.1	0.99	20.10	2.01	19.90	2.76	5.52	0.424	8.56	0	0.00	0.00	17.77
2	2.73	0	3.95	0.2	0.98	22.75	4.55	22.30	2.79	5.57	0.424	9.59	0	0.00	0.00	17.77
3	2.73	0	4.12	0.3	0.95	23.73	7.12	22.55	2.87	5.75	0.424	9.69	0	0.00	0.00	17.77
4	2.73	0	3.97	0.4	0.92	22.87	9.15	21.04	2.97	5.93	0.424	9.05	0	0.00	0.00	17.77
5	2.73	0.12	3.34	0.5	0.87	19.82	9.91	17.25	3.14	6.28	0.424	7.42	0.12	0.38	0.16	17.77
6	2.73	2.53	0	0.6	0.80	12.29	7.38	9.84	3.41	6.83	0.424	4.23	2.53	8.63	3.71	17.77
7	1.41	1.05	0	0.7	0.71	2.64	1.84	1.87	1.99	3.97	0.424	0.80	1.05	2.09	0.90	17.77
										kss		2.80037				
										kas		2.47036				

ANNEXE F :

Stabilité pour le cas de service Normal talus amont (R=30,22)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \varnothing	N*tang \varnothing	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang \varnothing	dn
-4	3.02	0	0.14	-0.4	0.92	0.89	-0.36	0.82	3.28	6.57	0.424	0.35	0	0.00	0.00	17.77
-3	3.02	0	2.24	-0.3	0.95	14.27	-4.28	13.56	3.18	6.36	0.424	5.83	0	0.00	0.00	17.77
-2	3.02	0	3.98	-0.2	0.98	25.36	-5.07	24.85	3.08	6.16	0.424	10.69	0	0.00	0.00	17.77
-1	3.02	0	5.41	-0.1	0.99	34.47	-3.45	34.13	3.05	6.10	0.424	14.68	0	0.00	0.00	17.77
0	3.02	0	6.53	0	1.00	41.61	0.00	41.61	3.02	6.04	0.424	17.89	0	0.00	0.00	17.77
1	3.02	0	7.34	0.1	0.99	46.77	4.68	46.30	3.05	6.10	0.424	19.91	0	0.00	0.00	17.77
2	3.02	0	7.85	0.2	0.98	50.02	10.00	49.02	3.08	6.16	0.424	21.08	0	0.00	0.00	17.77
3	3.02	0	8.03	0.3	0.95	51.17	15.35	48.61	3.18	6.36	0.424	20.90	0	0.00	0.00	17.77
4	3.02	0.04	7.83	0.4	0.92	50.11	20.04	46.10	3.28	6.57	0.424	19.82	0.04	0.13	0.06	17.77
5	3.02	2.7	4.62	0.5	0.87	43.95	21.98	38.24	3.47	6.94	0.424	16.44	2.7	9.37	4.03	17.77
6	3.02	3.95	2.34	0.6	0.80	36.14	21.69	28.92	3.78	7.55	0.424	12.43	3.95	14.91	6.41	17.77
7	3.02	4.66	0	0.7	0.71	25.05	17.54	17.79	4.25	8.51	0.424	7.65	4.66	19.82	8.52	17.77
8	0.91	1.28	0	0.8	0.60	2.07	1.66	1.24	1.52	3.03	0.424	0.53	1.28	1.94	0.83	17.77

kss 2.31326

kas 2.19449

ANNEXE F :

Stabilité pour le cas de service Normal talus aval (R=20,21)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang ϕ	N*tang ϕ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang ϕ	dn
-4	2.02	1.46	0.04	-0.4	0.92	5.42	-2.17	4.99	2.20	4.39	0.424	2.14	1.46	3.21	1.38	16.24
-3	2.02	2.71	0.28	-0.3	0.95	10.94	-3.28	10.39	2.13	4.25	0.424	4.47	2.71	5.76	2.48	16.24
-2	2.02	3.48	0.8	-0.2	0.98	15.92	-3.18	15.60	2.06	4.12	0.424	6.71	3.48	7.17	3.08	16.24
-1	2.02	3.7	1.63	-0.1	0.99	20.25	-2.03	20.05	2.04	4.08	0.424	8.62	3.7	7.55	3.25	16.24
0	2.02	4.45	1.73	0	1.00	23.37	0.00	23.37	2.02	4.04	0.424	10.05	4.45	8.99	3.87	16.24
1	2.02	5.2	1.63	0.1	0.99	25.64	2.56	25.39	2.04	4.08	0.424	10.92	5.2	10.61	4.56	16.24
2	2.02	5.95	1.32	0.2	0.98	27.02	5.40	26.48	2.06	4.12	0.424	11.39	5.95	12.26	5.27	16.24
3	2.02	6.7	0.8	0.3	0.95	27.50	8.25	26.13	2.13	4.25	0.424	11.23	6.7	14.25	6.13	16.24
4	2.02	7	0.5	0.4	0.92	27.30	10.92	25.12	2.20	4.39	0.424	10.80	7	15.37	6.61	16.24
5	2.02	6.54	0.69	0.5	0.87	26.46	13.23	23.02	2.32	4.64	0.424	9.90	6.54	15.18	6.53	16.24
6	2.02	6.25	0.4	0.6	0.80	24.18	14.51	19.34	2.53	5.05	0.424	8.32	6.25	15.78	6.79	16.24
7	2.02	5.68	0	0.7	0.71	20.42	14.30	14.50	2.85	5.69	0.424	6.24	5.68	16.16	6.95	16.24
8	2.02	3.99	0	0.8	0.60	14.35	11.48	8.61	3.37	6.73	0.424	3.70	3.99	13.43	5.78	16.24
9	0.61	1.38	0	0.9	0.44	1.50	1.35	0.66	1.39	2.77	0.424	0.28	1.38	1.91	0.82	16.24

kss 1.46409
kas 1.41574

ANNEXE F :

Stabilité pour le cas de service Normal talus aval (R=21,73)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \emptyset	N*tang \emptyset	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang \emptyset	dn
-3	2.17	0.91	0	-0.3	0.95	3.51	-1.05	3.34	2.28	4.57	0.424	1.44	0.91	2.08	0.89	16.24
-2	2.17	2.27	0	-0.2	0.98	8.77	-1.75	8.59	2.21	4.43	0.424	3.69	2.27	5.03	2.16	16.24
-1	2.17	3.4	0	-0.1	0.99	13.13	-1.31	13.00	2.19	4.38	0.424	5.59	3.4	7.45	3.20	16.24
0	2.17	4.24	0.07	0	1.00	16.70	0.00	16.70	2.17	4.34	0.424	7.18	4.24	9.20	3.96	16.24
1	2.17	5.01	0	0.1	0.99	19.35	1.94	19.16	2.19	4.38	0.424	8.24	5.01	10.98	4.72	16.24
2	2.17	5.49	0	0.2	0.98	21.21	4.24	20.78	2.21	4.43	0.424	8.94	5.49	12.16	5.23	16.24
3	2.17	5.74	0	0.3	0.95	22.17	6.65	21.06	2.28	4.57	0.424	9.06	5.74	13.11	5.64	16.24
4	2.17	5.74	0	0.4	0.92	22.17	8.87	20.40	2.36	4.72	0.424	8.77	5.74	13.54	5.82	16.24
5	2.17	5.46	0	0.5	0.87	21.09	10.54	18.35	2.49	4.99	0.424	7.89	5.46	13.62	5.86	16.24
6	2.17	4.85	0	0.6	0.80	18.73	11.24	14.99	2.71	5.43	0.424	6.44	4.85	13.16	5.66	16.24
7	2.17	3.81	0	0.7	0.71	14.72	10.30	10.45	3.06	6.11	0.424	4.49	3.81	11.64	5.01	16.24
8	1.65	2.18	0	0.8	0.60	6.40	5.12	3.84	2.75	5.50	0.424	1.65	2.18	6.00	2.58	16.24

kss 1.45961

kas 1.39747

ANNEXE F :

Stabilité pour le cas de service Normal talus aval (R=22,55)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang ϕ	N*tang ϕ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang ϕ	dn
-3	2.55	0.44	0	-0.3	0.95	2.00	-0.60	1.90	2.68	5.37	0.424	0.82	0.44	1.18	0.51	16.24
-2	2.55	1.41	0.73	-0.2	0.98	10.33	-2.07	10.12	2.60	5.20	0.424	4.35	1.41	3.67	1.58	16.24
-1	2.55	3.36	1.17	-0.1	0.99	21.55	-2.15	21.33	2.58	5.15	0.424	9.17	3.36	8.65	3.72	16.24
0	2.55	3.31	1.31	0	1.00	22.07	0.00	22.07	2.55	5.10	0.424	9.49	3.31	8.44	3.63	16.24
1	2.55	4.25	1.17	0.1	0.99	25.59	2.56	25.33	2.58	5.15	0.424	10.89	4.25	10.95	4.71	16.24
2	2.55	5.2	0.73	0.2	0.98	27.53	5.51	26.98	2.60	5.20	0.424	11.60	5.2	13.53	5.82	16.24
3	2.55	6.12	0	0.3	0.95	27.78	8.33	26.39	2.68	5.37	0.424	11.35	6.12	16.43	7.06	16.24
4	2.55	5.97	0	0.4	0.92	27.10	10.84	24.93	2.77	5.54	0.424	10.72	5.97	16.55	7.12	16.24
5	2.55	5.40	0	0.5	0.87	24.51	12.26	21.32	2.93	5.86	0.424	9.17	5.4	15.83	6.81	16.24
6	2.55	4.32	0	0.6	0.80	19.61	11.77	15.69	3.19	6.38	0.424	6.75	4.32	13.77	5.92	16.24
7	2.1	2.48	0	0.7	0.71	9.27	6.49	6.58	2.96	5.92	0.424	2.83	2.48	7.34	3.15	16.24

kss 1.83366
kas 1.75298

ANNEXE F :

Stabilité pour le cas de service Normal talus aval (R=23,42)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \emptyset	N*tang \emptyset	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang \emptyset	dn
-4	2.34	0.16	0.97	-0.4	0.92	5.46	-2.18	5.02	2.54	5.09	0.424	2.16	0.16	0.41	0.17	16.24
-3	2.34	1.03	1.98	-0.3	0.95	14.07	-4.22	13.36	2.46	4.93	0.424	5.75	1.03	2.54	1.09	16.24
-2	2.34	1.9	2.69	-0.2	0.98	21.20	-4.24	20.77	2.39	4.78	0.424	8.93	1.9	4.54	1.95	16.24
-1	2.34	2.77	3.13	-0.1	0.99	26.99	-2.70	26.72	2.36	4.73	0.424	11.49	2.77	6.55	2.82	16.24
0	2.34	3.64	3.32	0	1.00	31.55	0.00	31.55	2.34	4.68	0.424	13.57	3.64	8.52	3.66	16.24
1	2.34	4.51	3.25	0.1	0.99	34.83	3.48	34.48	2.36	4.73	0.424	14.83	4.51	10.66	4.58	16.24
2	2.34	5.37	2.94	0.2	0.98	36.88	7.38	36.15	2.39	4.78	0.424	15.54	5.37	12.82	5.51	16.24
3	2.34	6.24	2.37	0.3	0.95	37.69	11.31	35.81	2.46	4.93	0.424	15.40	6.24	15.37	6.61	16.24
4	2.34	7.11	1.51	0.4	0.92	37.07	14.83	34.10	2.54	5.09	0.424	14.66	7.11	18.08	7.78	16.24
5	2.34	6.68	1.64	0.5	0.87	35.92	17.96	31.25	2.69	5.38	0.424	13.44	6.68	17.97	7.73	16.24
6	2.34	6.3	1.32	0.6	0.80	32.76	19.65	26.21	2.93	5.85	0.424	11.27	6.3	18.43	7.92	16.24
7	2.34	6.13	0.3	0.7	0.71	27.01	18.91	19.18	3.30	6.59	0.424	8.25	6.13	20.20	8.69	16.24
8	2.34	4.49	0	0.8	0.60	18.70	14.96	11.22	3.90	7.80	0.424	4.83	4.49	17.51	7.53	16.24
9	0.28	0.69	0	0.9	0.44	0.34	0.31	0.15	0.64	1.27	0.424	0.07	0.69	0.44	0.19	16.24

kss 1.49355
kas 1.45638

ANNEXE F :

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=20,21)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang ϕ	N*tang ϕ	dn
-4	2.02	1.46	0.04	-0.4	0.92	5.42	-2.17	4.99	2.20	4.39	0.424	2.14	18.96
-3	2.02	2.71	0.28	-0.3	0.95	10.94	-3.28	10.39	2.13	4.25	0.424	4.47	18.96
-2	2.02	3.48	0.8	-0.2	0.98	15.92	-3.18	15.60	2.06	4.12	0.424	6.71	18.96
-1	2.02	3.7	1.63	-0.1	0.99	20.25	-2.03	20.05	2.04	4.08	0.424	8.62	18.96
0	2.02	4.45	1.73	0	1.00	23.37	0.00	23.37	2.02	4.04	0.424	10.05	18.96
1	2.02	5.2	1.63	0.1	0.99	25.64	2.56	25.39	2.04	4.08	0.424	10.92	18.96
2	2.02	5.95	1.32	0.2	0.98	27.02	5.40	26.48	2.06	4.12	0.424	11.39	18.96
3	2.02	6.7	0.8	0.3	0.95	27.50	8.25	26.13	2.13	4.25	0.424	11.23	18.96
4	2.02	7	0.5	0.4	0.92	27.30	10.92	25.12	2.20	4.39	0.424	10.80	18.96
5	2.02	6.54	0.69	0.5	0.87	26.46	13.23	23.02	2.32	4.64	0.424	9.90	18.96
6	2.02	6.25	0.4	0.6	0.80	24.18	14.51	19.34	2.53	5.05	0.424	8.32	18.96
7	2.02	5.68	0	0.7	0.71	20.42	14.30	14.50	2.85	5.69	0.424	6.24	18.96
8	2.02	3.99	0	0.8	0.60	14.35	11.48	8.61	3.37	6.73	0.424	3.70	18.96
9	0.61	1.38	0	0.9	0.44	1.50	1.35	0.66	1.39	2.77	0.424	0.28	18.96

kss 2.34649
kas 2.25652

ANNEXE F :

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=21,73)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \varnothing	N*tang \varnothing	dn
-3	2.17	0.91	0	-0.3	0.95	3.51	-1.05	3.34	2.28	4.57	0.424	1.44	18.96
-2	2.17	2.27	0	-0.2	0.98	8.77	-1.75	8.59	2.21	4.43	0.424	3.69	18.96
-1	2.17	3.4	0	-0.1	0.99	13.13	-1.31	13.00	2.19	4.38	0.424	5.59	18.96
0	2.17	4.24	0.07	0	1.00	16.70	0.00	16.70	2.17	4.34	0.424	7.18	18.96
1	2.17	5.01	0	0.1	0.99	19.35	1.94	19.16	2.19	4.38	0.424	8.24	18.96
2	2.17	5.49	0	0.2	0.98	21.21	4.24	20.78	2.21	4.43	0.424	8.94	18.96
3	2.17	5.74	0	0.3	0.95	22.17	6.65	21.06	2.28	4.57	0.424	9.06	18.96
4	2.17	5.74	0	0.4	0.92	22.17	8.87	20.40	2.36	4.72	0.424	8.77	18.96
5	2.17	5.46	0	0.5	0.87	21.09	10.54	18.35	2.49	4.99	0.424	7.89	18.96
6	2.17	4.85	0	0.6	0.80	18.73	11.24	14.99	2.71	5.43	0.424	6.44	18.96
7	2.17	3.81	0	0.7	0.71	14.72	10.30	10.45	3.06	6.11	0.424	4.49	18.96
8	1.65	2.18	0	0.8	0.60	6.40	5.12	3.84	2.75	5.50	0.424	1.65	18.96

kss 2.39538

kas 2.27717

ANNEXE F :

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=22,55)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \varnothing	N*tang \varnothing	dn
-3	2.55	0.44	0	-0.3	0.95	2.00	-0.60	1.90	2.68	5.37	0.424	0.82	18.96
-2	2.55	1.41	0.73	-0.2	0.98	10.33	-2.07	10.12	2.60	5.20	0.424	4.35	18.96
-1	2.55	3.36	1.17	-0.1	0.99	21.55	-2.15	21.33	2.58	5.15	0.424	9.17	18.96
0	2.55	3.31	1.31	0	1.00	22.07	0.00	22.07	2.55	5.10	0.424	9.49	18.96
1	2.55	4.25	1.17	0.1	0.99	25.59	2.56	25.33	2.58	5.15	0.424	10.89	18.96
2	2.55	5.2	0.73	0.2	0.98	27.53	5.51	26.98	2.60	5.20	0.424	11.60	18.96
3	2.55	6.12	0	0.3	0.95	27.78	8.33	26.39	2.68	5.37	0.424	11.35	18.96
4	2.55	5.97	0	0.4	0.92	27.10	10.84	24.93	2.77	5.54	0.424	10.72	18.96
5	2.55	5.40	0	0.5	0.87	24.51	12.26	21.32	2.93	5.86	0.424	9.17	18.96
6	2.55	4.32	0	0.6	0.80	19.61	11.77	15.69	3.19	6.38	0.424	6.75	18.96
7	2.1	2.48	0	0.7	0.71	9.27	6.49	6.58	2.96	5.92	0.424	2.83	18.96

kss 2.78458
kas 2.64258

ANNEXE F :

Stabilité pour le de fin de construction talus aval (R=23,42)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang ϕ	N*tang ϕ	dn
-4	2.34	0.16	0.97	-0.4	0.92	5.46	-2.18	5.02	2.54	5.09	0.424	2.16	18.96
-3	2.34	1.03	1.98	-0.3	0.95	14.07	-4.22	13.36	2.46	4.93	0.424	5.75	18.96
-2	2.34	1.9	2.69	-0.2	0.98	21.20	-4.24	20.77	2.39	4.78	0.424	8.93	18.96
-1	2.34	2.77	3.13	-0.1	0.99	26.99	-2.70	26.72	2.36	4.73	0.424	11.49	18.96
0	2.34	3.64	3.32	0	1.00	31.55	0.00	31.55	2.34	4.68	0.424	13.57	18.96
1	2.34	4.51	3.25	0.1	0.99	34.83	3.48	34.48	2.36	4.73	0.424	14.83	18.96
2	2.34	5.37	2.94	0.2	0.98	36.88	7.38	36.15	2.39	4.78	0.424	15.54	18.96
3	2.34	6.24	2.37	0.3	0.95	37.69	11.31	35.81	2.46	4.93	0.424	15.40	18.96
4	2.34	7.11	1.51	0.4	0.92	37.07	14.83	34.10	2.54	5.09	0.424	14.66	18.96
5	2.34	6.68	1.64	0.5	0.87	35.92	17.96	31.25	2.69	5.38	0.424	13.44	18.96
6	2.34	6.3	1.32	0.6	0.80	32.76	19.65	26.21	2.93	5.85	0.424	11.27	18.96
7	2.34	6.13	0.3	0.7	0.71	27.01	18.91	19.18	3.30	6.59	0.424	8.25	18.96
8	2.34	4.49	0	0.8	0.60	18.70	14.96	11.22	3.90	7.80	0.424	4.83	18.96
9	0.28	0.69	0	0.9	0.44	0.34	0.31	0.15	0.64	1.27	0.424	0.07	18.96

kss 2.20822
kas 2.14433

ANNEXE F :

Stabilité pour le cas de fin de vidange rapide talus amont (R=22,27)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang ϕ	N*tang ϕ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang ϕ	dn
-5	2.23	0	1.18	-0.5	0.87	5.55	-2.78	4.83	2.56	5.13	0.424	2.08	0	0.00	0.00	17.77
-4	2.23	0	3.02	-0.4	0.92	14.21	-5.68	13.07	2.42	4.85	0.424	5.62	0	0.00	0.00	17.77
-3	2.23	0	4.57	-0.3	0.95	21.50	-6.45	20.43	2.35	4.69	0.424	8.78	0	0.00	0.00	17.77
-2	2.23	0	5.86	-0.2	0.98	27.57	-5.51	27.02	2.28	4.55	0.424	11.62	0	0.00	0.00	17.77
-1	2.23	0	6.91	-0.1	0.99	32.51	-3.25	32.19	2.25	4.51	0.424	13.84	0	0.00	0.00	17.77
0	2.23	0	7.73	0	1.00	36.37	0.00	36.37	2.23	4.46	0.424	15.64	0	0.00	0.00	17.77
1	2.23	0	8.33	0.1	0.99	39.20	3.92	38.80	2.25	4.51	0.424	16.69	0	0.00	0.00	17.77
2	2.23	0	8.71	0.2	0.98	40.98	8.20	40.16	2.28	4.55	0.424	17.27	0	0.00	0.00	17.77
3	2.23	0	8.84	0.3	0.95	41.59	12.48	39.52	2.35	4.69	0.424	16.99	0	0.00	0.00	17.77
4	2.23	0	8.72	0.4	0.92	41.03	16.41	37.75	2.42	4.85	0.424	16.23	0	0.00	0.00	17.77
5	2.23	0	8.30	0.5	0.87	39.05	19.53	33.98	2.56	5.13	0.424	14.61	0	0.00	0.00	17.77
6	2.23	0.27	7.27	0.6	0.80	35.28	21.17	28.22	2.79	5.58	0.424	12.14	0.27	0.75	0.32	17.77
7	2.23	2.65	3.68	0.7	0.71	27.83	19.48	19.76	3.14	6.28	0.424	8.50	2.65	8.32	3.58	17.77
8	2.23	3.68	0.8	0.8	0.60	18.37	14.70	11.02	3.72	7.43	0.424	4.74	3.68	13.68	5.88	17.77
9	0.75	1.51	0	0.9	0.44	2.02	1.81	0.89	1.70	3.41	0.424	0.38	1.51	2.57	1.11	17.77

kss 2.43401
kas 2.30181

ANNEXE F :

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (R=27,26)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang ϕ	N*tang ϕ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang ϕ	dn
-2	2.73	0	0.46	-0.2	0.98	2.65	-0.53	2.60	2.79	5.57	0.424	1.12	0	0.00	0.00	17.77
-1	2.73	0	1.75	-0.1	0.99	10.08	-1.01	9.98	2.76	5.52	0.424	4.29	0	0.00	0.00	17.77
0	2.73	0	2.76	0	1.00	15.90	0.00	15.90	2.73	5.46	0.424	6.84	0	0.00	0.00	17.77
1	2.73	0	3.49	0.1	0.99	20.10	2.01	19.90	2.76	5.52	0.424	8.56	0	0.00	0.00	17.77
2	2.73	0	3.95	0.2	0.98	22.75	4.55	22.30	2.79	5.57	0.424	9.59	0	0.00	0.00	17.77
3	2.73	0	4.12	0.3	0.95	23.73	7.12	22.55	2.87	5.75	0.424	9.69	0	0.00	0.00	17.77
4	2.73	0	3.97	0.4	0.92	22.87	9.15	21.04	2.97	5.93	0.424	9.05	0	0.00	0.00	17.77
5	2.73	0.12	3.34	0.5	0.87	19.82	9.91	17.25	3.14	6.28	0.424	7.42	0.12	0.38	0.16	17.77
6	2.73	2.53	0	0.6	0.80	12.29	7.38	9.84	3.41	6.83	0.424	4.23	2.53	8.63	3.71	17.77
7	1.41	1.05	0	0.7	0.71	2.64	1.84	1.87	1.99	3.97	0.424	0.80	1.05	2.09	0.90	17.77
										kss		2.80037				
										kas		2.47036				

ANNEXE F :

Stabilité pour de vidange rapide talus amont (R=30,22)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn
-4	3.02	0	0.14	-0.4	0.92	0.89	-0.36	0.82	3.28	6.57	0.424	0.35	0	0.00	0.00	17.77
-3	3.02	0	2.24	-0.3	0.95	14.27	-4.28	13.56	3.18	6.36	0.424	5.83	0	0.00	0.00	17.77
-2	3.02	0	3.98	-0.2	0.98	25.36	-5.07	24.85	3.08	6.16	0.424	10.69	0	0.00	0.00	17.77
-1	3.02	0	5.41	-0.1	0.99	34.47	-3.45	34.13	3.05	6.10	0.424	14.68	0	0.00	0.00	17.77
0	3.02	0	6.53	0	1.00	41.61	0.00	41.61	3.02	6.04	0.424	17.89	0	0.00	0.00	17.77
1	3.02	0	7.34	0.1	0.99	46.77	4.68	46.30	3.05	6.10	0.424	19.91	0	0.00	0.00	17.77
2	3.02	0	7.85	0.2	0.98	50.02	10.00	49.02	3.08	6.16	0.424	21.08	0	0.00	0.00	17.77
3	3.02	0	8.03	0.3	0.95	51.17	15.35	48.61	3.18	6.36	0.424	20.90	0	0.00	0.00	17.77
4	3.02	0.04	7.83	0.4	0.92	50.11	20.04	46.10	3.28	6.57	0.424	19.82	0.04	0.13	0.06	17.77
5	3.02	2.7	4.62	0.5	0.87	43.95	21.98	38.24	3.47	6.94	0.424	16.44	2.7	9.37	4.03	17.77
6	3.02	3.95	2.34	0.6	0.80	36.14	21.69	28.92	3.78	7.55	0.424	12.43	3.95	14.91	6.41	17.77
7	3.02	4.66	0	0.7	0.71	25.05	17.54	17.79	4.25	8.51	0.424	7.65	4.66	19.82	8.52	17.77
8	0.91	1.28	0	0.8	0.60	2.07	1.66	1.24	1.52	3.03	0.424	0.53	1.28	1.94	0.83	17.77

kss 2.31326

kas 2.19449