

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdallah -

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 FAISABILITE DE LA RETENUE
COLLINAIRE EL HAMRA (W.CONSTANTINE)**

Présenté par :

M^r : GHEZALA MHAMED

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

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

September2012

REMERCIEMENTS

- Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont apportés un soutien pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude, particulièrement ma famille.
- Toute ma gratitude pour mon promoteur M^r HABBOUCHE, pour m'avoir accordé sa confiance pour mener à bien ce projet, pour l'encadrement de ce travail et sa disponibilité, ainsi que ses conseils ont largement contribué à l'aboutissement de ce travail.
- Mon respect s'adresse aux membres du jury qui m'on fera l'honneur d'apprécier ce travail.
- Je tiens à présenter par occasion tout mon respect à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect.

- A mes parents pour les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard
- A mes frères.
- A toute ma famille.
- A mes amis sans exception.

ملخص

قمنا في هذه المذكرة بدراسة تقنية شاملة على مستوى منطقة شعبة الحواش ببلدية بني حميدان ولاية قسنطينة لإنشاء سد من أجل سقي ما يقارب 25 هكتار من الأراضي الفلاحية المجاورة .

ومن أجل هذا قمنا بالتحقق من الشروط الجيولوجية والهيدرولوجية والطبوغرافية، ثم قمنا باختيار وحساب النموذج الأنسب للسد وكذلك المنشآت الملحقة بهذا السد وذلك لضمان الاستغلال الآمن للسد طوال فترة الخدمة .

أما فيما يتعلق بالإنجاز فقد قمنا بشرح معمق و دقيق يضم مختلف أطوار الإنجاز.

Résumé

Dans le présent mémoire nous avons fait une étude technique complète sur CHAABAT EL HAOUCH commune de BENI HAMIDENE Wilaya de Constantine pour l'implantation d'un retenu collinaire, destiné à l'irrigation de 25 ha

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

Pour la réalisation nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

Abstract

In this dissertation, we have done a complete technical study about CHABAT EL HAOUCH CONSTANTINE for the establishment of small dams, to provide the irrigation of a perimeter of 25 ha.

In order to do so, we should check that the geological, hydrological and topographical conditions and calculating the most adequate dam model.

Also, the type and the details of annexes which insure safety exploitation and a good function all over the age of the dam. For the realisation this aim, we gave an explanation supplements containing the various stages of calculation.

TABLES DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Etude topographique

Introduction	1
I.1 Situation géographique de la zone d'étude	1
I.2 Les critères de choix du site	1
I.3 Caractéristiques morphologiques	3

Chapitre II : Etude géologique

Introduction	4
II.1 Géologie Régionale	4
a) Formations miocènes	4
b) Formations éocènes	4
c) Formations crétacées	5
II.1.2 Sismicité da la région	6
II.1.3 Géologie du la cuvette	7
II.1.4 Hydrogéologie de la cuvette	7
II.1.5 Géologie de la zone d'emprise de la digue	7
II.1.6 Hydrogéologie de la zone d'emprise	7
1. Perméabilité	7
2. Etanchéité	8
II.2 prospection géotechnique de terrain	8
II.2.1 Prospection géotechnique de laboratoire	8
II.2.1.1 Nombre d'essais	8
II.2.1.2 Résultats des essais géotechniques au laboratoire pour les argiles	9
1) Terrain d'assise et de fondation de la digue	9
A) Colluvions (argiles et limons sableux)	9
B) Argiles miocènes	9
II.2.1.3 Matériaux de construction de la digue	10
1) Matériaux d'étanchéité	10
2) Matériaux pour filtres, transitions et drains	10
3) Matériaux d'engrochement (Rip-Rap)	10
II.2.1.4 Caractéristique géotechniques	11
Conclusion.....	12

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction	13
III.1 Le bassin versant	13
III.1.1 Caractéristiques générales du bassin versant	13
III.1.2 Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant	13
III.1.2.1 Caractéristiques physiques du bassin versant	13
A) Les caractéristiques géométriques	13

B- Caractéristiques hydro-morphologiques	13
1) Indice de compacité de Gravelius «Kc»	13
2) Coefficient d'allongement	13
3) Dimensionnement du rectangle équivalent	14
C- Le relief	14
1) Courbe hypsométrique	14
2) Altitude maximale et minimale	15
3) Altitude moyenne	15
4) Altitude médiane	17
5) les indices	17
a) Indice de pente globale Ig	17
b) Indice de pente moyenne Ipm	17
c) Indice de pente de ROCHE Ip	17
d) Caractéristiques physiographiques	18
1) Densité de drainage Dd	18
2) Temps de concentration	18
3) Vitesse de ruissellement.....	18
III.1.3 Caractéristiques climatiques du bassin versant.....	20
III.1.3.1 La température	20
III.1.3.2 Vitesse des vents	20
III.1.3.3 Evaporation	20
III.1.3.4 Pluviométrie	20
III.2 Pluies maximales journalières	21
III.2.1 Ajustement des pluies maximales journalières.....	21
III.2.1.1 Comparaison entre les lois de GUMBEL et GALTON.....	21
III.2.1.2 Ajustement à la loi Log-normale (GALTON)	21
Conclusion.....	22
III.2.1.3 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités ...	25
III.3 Etudes des apports	27
III.3.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A0)	27
Conclusion	27
III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement	27
a) Module de l'écoulement	27
b) Module de l'écoulement relatif	27
c) Coefficient de l'écoulement.....	28
d) Coefficient de variation.....	28
III.3.3 Apports fréquents	28
III.3.4 Apport solide	28
III.3.4.1 Estimation des apports solides.....	29
a) Formule de TIXERONT.....	29
III.5 Etude des crues.....	29
III.5.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue.....	29
a) Formule de MALLET-GAUTHIER	29
b) Formule de SOKOLOVSKY	30
c) Formule de TERRAZA	30

Conclusion	30
III.5.2 Hydrogrammes de crues	31
III.5.3 Choix de fréquence de la crue du projet	32
III.6 Régularisation.....	34
III.6.1 Répartition des besoins.....	35
III.6.2 Courbes « Hauteurs-Capacités-Surface »	35
III.6.3 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	37
III.6.4 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	39
A) Pertes par évaporation	39
B) Pertes par infiltration	39
C) Estimation de l'erreur	41
III.7 Laminage des crues	41
III.7.1 Méthode de KOTCHERINE	41
III.7.2 Estimation du débit de crue laminée	42
III.7.3 Estimation de la charge au-dessus du déversoir	42
Conclusion	44
III.8 Etude d'optimisation	44
III.8.1 Calcul du cout approximatif de la digue.....	45
III.8.2 La revanche	45
III.8.2.1 Calcul de la hauteur de montée de la vague (revanche)	45
a) Formule de STEVENSON	45
b) Formule de MALLET et de PAQUANT.....	45
c) Formule de l'U.S.B.R	46
III.8.3 largeur en crête	46
1) Formule de KNAPEN	46
2) Formule de F-PREECE	46
3) Formule Anonyme (simplifiée).....	46
III.8.4 Calcul du coût de la digue	47
III.8.5 Calcul du coût de l'évacuateur de crues.....	47
III.8.6 Calcul du canal d'approche	48
III.8.7 Coût total de la retenue.....	48
Conclusion.....	49

Chapitre IV : Etude des variantes

Introduction	50
IV.1 choix du site du barrage	50
IV.2 Le choix du type de barrage	50
IV.2.1 La topographie du site.....	50
IV.2.2 La morphologie de la vallée	50
IV.2.3 Les conditions géologiques et géotechniques	51
IV.2.4 Les matériaux de construction	51
IV.2.5 Les conditions socio-économiques	51
IV.2.6 Choix du type de barrage	51
IV.2.6.1 Barrage Homogène	51

IV.2.6.2 Barrage à zones	52
IV.2.6.3 Barrage en enrochement avec masque en béton	52
IV.3 Définition de profil général du barrage	52
IV.3.1 Hauteur de barrage	52
IV.3.2 Largeur en crête	52
IV.3.3 Longueur en crête.....	52
IV.3.4 Classification de l'ouvrage	52
IV.3.5 pentes des talus.....	53
IV.3.6 Protection des talus	53
1) Talus aval	53
2) Talus amont.....	53
IV.3.7 Protection de la crête.....	55
IV.3.8 Les bermes	55
IV.3.9 Organes d'étanchéité	55
IV.3.9.1 La clé d'ancrage	55
IV.3.10 Drainages	56
a) Dimensionnement de prisme de drainage	56
b) Dimensionnement de tapis de drainage (1 ^{ère} variante)	56
IV.3.11 Prédimensionnement du noyau	57
IV.4 Etude Technico-économique	57
IV.4.1 Volume du corps du barrage	57
Conclusion.....	58
IV.5 Etude de la variante retenue	58
IV.5.1 Dimensionnement	58
IV.5.1.1 Hauteur du barrage.....	58
IV.5.1.2 Pentes des talus	58
IV.5.2 protection des talus	58
IV.5.2.1 Le talus aval	58
IV.5.2.2 Le talus amont	58
IV.5.3 Les bermes	58
IV.5.4 La clé d'étanchéité du barrage	58
IV.5.5 Les drains	58
IV.5.5.1 Dimensionnement du drain tapis	58
IV.5.6 Dimensionnement du prisme	58
IV.6 Etude des infiltrations	59
IV.6.1 Hypothèses de calcul de la ligne de saturation	59
IV.6.2 Calcul du débit de fuite par infiltration	60
a) digue.....	60
b) Fondation	61
IV.7 Calcul des filtres.....	61
1) Règles des filtres	61
2) Détermination de la courbe granulométrique des filtres	62
3) Vérification de l'absence de RENARD dans le sol des filtres	63
Conclusion.....	63

IV.8 Etude de stabilité	64
IV.8.1 Stabilité des talus	64
IV.8.2 Ordre de calcul (Méthode des tranches)	65
IV.8.3 Calcul des forces appliquées à chaque tranche	66
a) Force de pesanteur (poids propre de la tranche)	66
b) Force de pression interstitielle	66
c) Forces de cohésion	66
d) Forces dues au séisme	66
IV.8.4 Classement des forces	66
1) Les forces stabilisatrices	66
a) Force de frottement	66
b) Force de cohésion	67
2) Les forces motrices	67
IV.8.5 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement	67
a) Retenue pleine	67
b) Retenue vide (fin de construction).....	67
c) Vidange rapide	68
Conclusion.....	68

Chapitre V: Etude des ouvrages annexes

Introduction	69
V.1 Critères de dimensionnement	69
V.2 L'évacuateur de crues	70
V.2.1 Choix de l'évacuateur de crues	70
V.2.2 Dimensionnement de l'évacuateur de crues.....	70
V.2.2.1 Canal d'approche	71
V.2.2.2 Le déversoir	71
V.2.2.3 Canal d'écoulement	72
a) Calcul de la profondeur critique.....	73
b) Calcul la pente critique	73
V.2.2.4 Le convergent	74
V.2.2.5 Le coursier	74
1) Largeur de coursier	74
2) Longueur du coursier	74
3) Profondeur critique	74
4) Pente critique	75
5) Calcul de la ligne d'eau.....	75
V.2.2.6 Bassin d'amortissement.....	77
1) Caractéristique du bassin d'amortissement	77
a) Longueur du bassin	77
b) Dimensionnement des blocs de chute	78
V.2.2.7 Canal de fuite.....	78
a) Hauteur critique.....	78

b) Pente critique	79
c) Profondeur normale.....	79
d) Vitesse d'écoulement dans le canal de fuite	79
V.2.3 Conception de l'évacuateur de crues.....	79
V.2.3.1 Hauteurs des murs bajoyers.....	79
a) Hauteur des murs bajoyer à l'entrée du coursier.....	79
b) Hauteur du mur à la fin du coursier	79
c) Hauteur du mur dans le bassin de dissipation	80
d) Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier.....	80
V.3 Vidange de fond	80
V.3.1 Détermination du diamètre de la vidange de fond.....	81
V.4 Prises d'eau.....	82
V.4.1 Correction de la valeur de coefficient μ	83
Conclusion.....	83

Chapitre VI: Organisation de chantier

Introduction	84
VI.1 Travaux préparatoires	84
VI.1.1 Installations destinées au personnel	84
VI.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux	84
VI.1.3 Installations destinées à la réparation des engins	85
VI.1.4 Installation destinée pour la préfabrication	85
VI.1.5 Les moyens de chantier	85
VI.2 Devis estimatif du barrage et les ouvrages annexes	85
VI.3 Planning	87
VI.3.1 Techniques de la planification	87
VI.3.1.1 Méthodes basées sur le réseau	87
a) Construction du réseau	87
b) Méthode C.P.M (Méthode du chemin critique)	87
c) Etapes de la planification	88
d) Paramètres de la méthode C.P.M	88
e) Chemin critique (C.C)	88
f) Attribution des durées de chaque opération	88
VI.4 Les plannings	89
VI.4.1 Plan de travail au plus tôt	89
VI.4.2 Plan de travail au plus tard (PTPP)	89
VI.4.3 Plan de travail intermédiaire	89
VI.5 Délai de construction et programme des travaux	89
VI.5.1 Symboles des différentes opérations	90
VI.5.2 Détermination des chemins critiques	92

Chapitre VII: Protection et sécurité de travail

Introduction	94
VII.1 Comité de sécurité	94
VII.2. Instructions structurelles sur la sécurité	94
VII.2.1 Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier	94
VII.2.2 Instructions à donner au Chef d'équipe	94
VII.3 Organisation du service de la sécurité d'ouvrage	95
VII.3.1 Principes de fonctionnement du service de sécurité	95
VII.3.2 Les Causes des accidents de travail	95
VII.3.3 Conditions dangereuses dans le chantier	96
VII.3.4 Actions dangereuses	96
VII.3.5 Mesures préventives	96
Conclusion.....	96
<i>CONCLUSION GENERALE.....</i>	
<i>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....</i>	
<i>ANNEXES</i>	

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1: Terrains de fondation de la digue.....	11
Tableau II.2 : Remblai de la digue (argile).....	11
Tableau III.1: Répartition des surfaces en fonction des côtes.....	14
Tableau III.2: Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	19
Tableau III.3: Caractéristiques de la station d'AIN EL BEY.	20
Tableau III.4 : Répartition mensuelle de la température moyenne.	20
Tableau III.5: Répartition mensuelle de la vitesse des vents.	20
Tableau III.6 : Répartition mensuelle de l'évaporation.	20
Tableau III.7 : Caractéristiques de la station de Hamza Bouziane.	20
Tableau III.8: Répartition mensuelle des précipitations de la station de Hamza Bouziane	21
Tableau III.9: Caractéristiques de l'échantillon.	21
Tableau III.10: Résultat de l'ajustement à la loi de Galton.	22
Tableau III.11: Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.	22
Tableau III.12: Précipitations Journalières pour les différentes fréquences.	25
Tableau III.13: Pluies de courtes durées et leur intensité.....	25
Tableau III.14: Estimation de l'apport moyen annuel.	27
Tableau III.15 : Différentes valeurs de Cv.	28
Tableau III.16: Apports de différentes fréquences.	28
Tableau III.17: Répartition mensuelle et de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.	28
Tableau III.18: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER).	29
Tableau III.19: Débit maximum de crue pour différentes périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY).	30
Tableau III.20: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de TERRAZA)	30
Tableau III.21: Débits fréquentiels pour la construction d'hydrogramme de crues.	31
Tableau III.22: Catégories des dommages résultant des crues.....	33
Tableau III.23: Crues du projet recommandé.....	33
Tableau III.24: Répartition mensuelle des besoins.	35
Tableau III.25: Courbes topographiques et volumétriques	36
Tableau III.26: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.	38
Tableau III.27: Volumes des pertes dans la retenue.	39
Tableau III.28: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.	40
Tableau III.29: Données de bases.	43
Tableau III.30: Caractéristiques de la largeur du déversoir.	44
Tableau III.31: Récapitulatif des résultats de calcul de la revanche.	46
Tableau III.32: Récapitulatif des résultats de calcul de la largeur en crête.	46
Tableau III.33: Coût du corps de la digue.	47
Tableau III.34: Coût du déversoir.	47
Tableau III.35: Coût du canal d'approche.	48

Tableau III.36: Coût Total du barrage.	48
Tableau III.37: Caractéristiques techniques de la retenue.	49
Tableau IV.1: Classe des barrages en terre en fonction du type de la fondation.....	52
Tableau IV.2 : Valeurs indicatives des pentes des talus (CEMAGREF).....	53
Tableau IV.3: Valeurs de C en fonction des pentes de talus et δ (les petits barrages).	54
Tableau IV.4: Résultats de calcul.	55
Tableau IV.5: les coûts des variantes étudiées.	57
Tableau IV.6 : Coordonnées de la parabole de Kozeny.	59
Tableau IV.7 : Coefficient de stabilité admissible des talus.....	64
Tableau IV.8 : valeurs de k_1 et k_2	65
Tableau IV.9 : valeurs de R_1 et R_2	65
Tableau IV.10: Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	68
Tableau V.1 : Calcul des coordonnées de profil du déversoir.	72
Tableau V.2: Calcul de la ligne d'eau.	75
Tableau V.3: Ligne d'eau avec un pas d'espace de 10 m.....	76
Tableau VI.1 : Devis estimatif du barrage.....	86
Tableau VI.2 : Symboles et durée des opérations.....	90
Tableau VI.3 : Détermination des chemins critiques.....	92
Tableau VI.4 : programme des travaux pour la réalisation du la retenue collinaire EL HAMRA.....	93

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: Représentation du situation de la zone d'étude.....	2
Figure I.2: Site de la retenue projeté sur la carte d'état-major de Constantine, Echelle 1/50000....	3
Figure II.1 : Carte géologique du site 1/50.000.....	5
Figure III.1 : Courbe hypsométrique du bassin versant	15
Figure III.2: Réseau hydrographique du bassin versant.	16
Figure III.3: Bassin versant	16
Figure III.4 : Ajustement a loi de Gumbel.....	23
Figure III.5 : Ajustement a loi de Galton.....	23
Figure III.6 : Ajustement avec la loi normale.	24
Figure III.7 : Comparaison graphique entre les lois.	24
Figure III.8 : Courbes des pluies de courtes durées.....	26
Figure III.9: Courbes Intensité-Durée-Fréquence.	26
Figure III.10: Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour.	32
Figure III.11: Hydrogramme de crues $Q1\%=26.26m^3/s$	34
Figure III.12: Courbes Capacité-Surface-Hauteur.....	35
Figure III.13 : Courbe du débit en fonction de la hauteur	43
Figure III.14 : Courbe du débit en fonction du volume.....	44
Figure III.15: Courbe d'optimisation.....	49
Figure V.1 : profil du déversoir type CREAGER.....	72
Figure V.2 : Dimensions du déversoir.	72
Figure V.3 : Linge d'eau dans le coursier.....	76
Figure VI.1: Réseau à nœuds	91

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1: Plan d'aménagement.

Planche N° 2: Profil en long de la prise d'eau et vidange de fond.

Planche N° 3: différentes coupes de la digue.

Planche N° 4: Coupes types de la digue pour les trois variantes.

Planche N° 5: Profil en long de l'évacuateur de crues.

Planche N° 6: Schémas de calcul de stabilité de la retenue El-Hamra.

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de la relance économique lancée par le gouvernement, la direction de l'hydraulique de la wilaya de CONSTANTINE a programmé parmi d'autres actions l'étude de trois retenues collinaires dans la zone de BENI HMIDANE wilaya de CONSTANTINE.

Ceci dans le but d'une utilisation rationnelle et planifiée de ce facteur vital qui est l'eau pour l'exploitation des petits périmètres d'irrigation.

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

L'étude de faisabilité de la retenue collinaire sur CHAABET EL HAOUCH a pour objectif de la examiner la possibilité technique d'édifier une digue en fonction des conditions climatiques, topographiques, hydrologiques, géologiques et géotechniques existantes.

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

.

Chapitre I :
Etude Topographique

Chapitre I : Etude topographique

Introduction

Pour la réalisation d'un barrage, 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 de la bonne connaissance des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

L'étude nous impose plusieurs variantes de choix des axes de l'implantation du barrage, pour choisir la meilleure solution de point de vue économique et technique. Pour la justification des activités à entreprendre et des ouvrages à projeter, on doit faire une étude topographique qui consiste à rassembler certains documents concernant l'étude à entreprendre (carte d'état-major, levé topographique du site) et cela pour infirmer ou confirmer la faisabilité de l'ouvrage.

I.1 Situation géographique du site

Le site de la retenue collinaire El HAMRA, sur CHAABET EL HAOUCH, se trouve à 15.5 km environ à vol d'oiseau au Nord du chef-lieu de wilaya CONSTANTINE et au Sud-Ouest de la commune De Beni HAMIDENE à une distance de 8.0 kilomètres environ à vol d'oiseau.

L'axe proposé de la présente étude de la retenue collinaire est défini sur les cartes d'Etat-major de CONSTANTINE n°73 à l'échelle 1/50.000 par les coordonnées LAMBERT suivant :

- X = 839,923 Km.
- Y = 357,991 Km.
- Z = 360 m NGA.

I.2 Les critères de choix du site

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

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

Le site de la future retenue collinaire El Hamra, se trouve à 15.5 km environ à vol d'oiseau au Nord du chef-lieu de la wilaya et au Sud-Ouest de la commune de BENI HAMIDENE à une distance de 8 km.



Figure I.1: Représentation de situation de la zone d'étude.

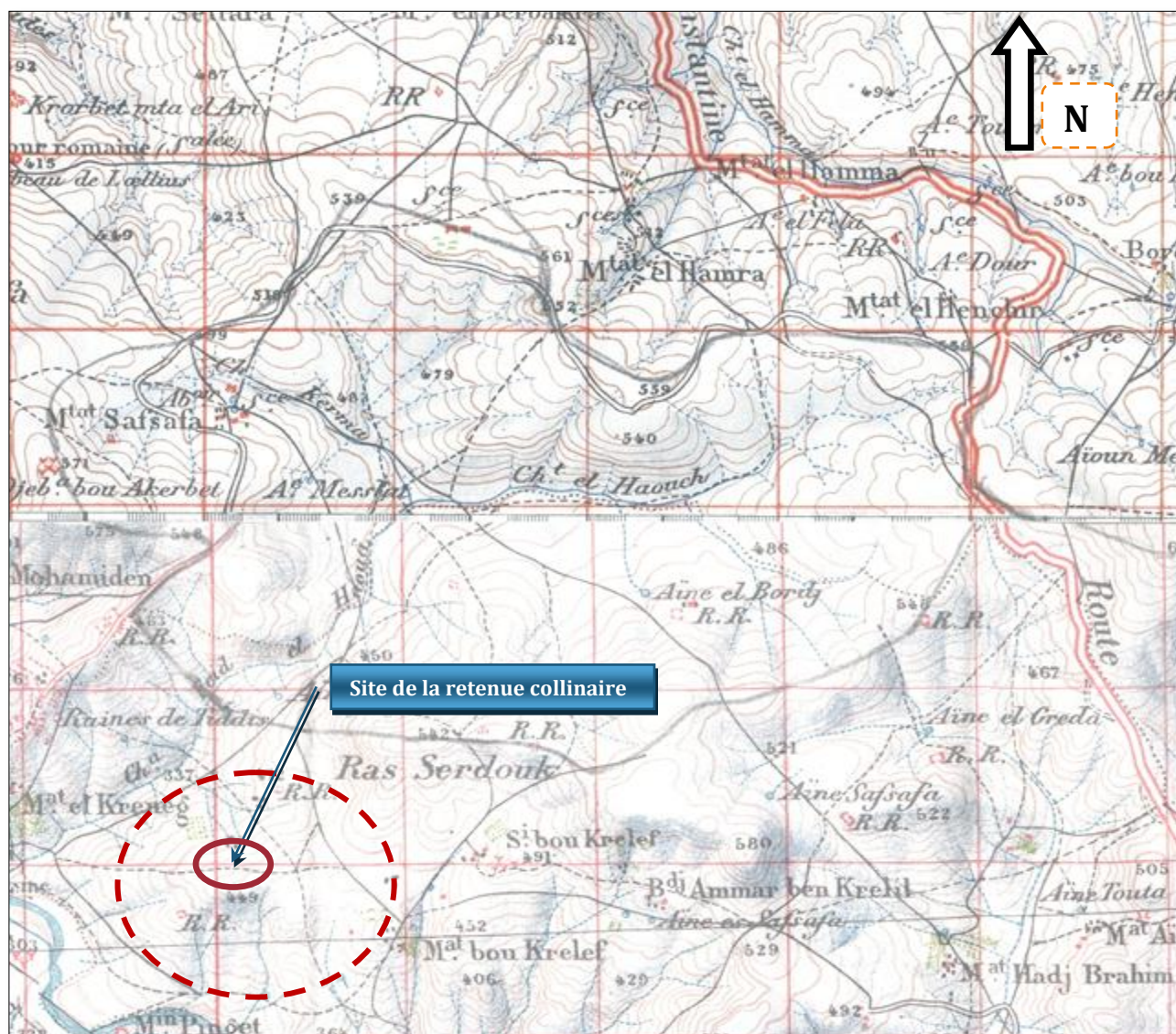


Figure I.2: Site de la retenue projeté sur la carte d'état-major de Constantine, Echelle 1/50000.

I.3 Caractéristiques morphologiques

Sur la base des cartes d'état-major et les reconnaissances de terrain, la morphologie du terrain présente un relief montagneux, le site se caractérise par une pente forte, ce qu'il définit une petite cuvette, au niveau de l'emplacement de l'axe de la digue, la rive gauche à pente forte, la rive droite, se caractérise par une pente douce.

CNCLUTION

L'étude topographique de la retenue collinaire EL HAMRA située dans la commune de BENI HAMIDENE a la wilaya de CONSTANTINE, nous a permis de de déterminer et d'analyser la carte d'état-major en identifiant minutieusement l'emplacement de l'axe de la digue projeté, dans un resserrement situé sur l'OUED CHAABET EL HAOUCH. L'axe projeté présente une petite cuvette et une rive gauche à pente accentué, et une rive droite à pente sensiblement douce avec.

Chapitre II :
Etude Géologique
et Géotechnique

Chapitre II : Etude géologique Et Géotechnique

Introduction

La faisabilité d'un barrage est basée sur la nature géologique de son axe et de sa cuvette. Ce site doit être géologiquement acceptable c'est-à-dire qu'il doit assurer une bonne assise de la digue et pouvoir fournir les matériaux nécessaires pour sa construction. La cuvette doit être étanche et les berges de la retenue stables. Le sol de fondation doit présenter de bonnes caractéristiques mécaniques telles que la faible compressibilité, perméabilité, degré d'altération et une Grande résistance à l'écrasement.

II.1 Géologie Régionale

La région de Beni Hamidène où se situe le site de la retenue collinaire fait partie du Tell méridional constantinois, dans une zone dite : dépression de Constantine, entaillée dans des sédiments tendres du Néogène (alternance d'argiles plus ou moins schisteuses, de grès jaunâtres et de calcaires marneux gris ou jaunes, calcaires travertinaux blanchâtres, grès et poudingues).

Cette dépression est limitée au Nord par des reliefs appartenant à la chaîne numidique, les uns sont constitués par des roches calcaires : Djebel M'cid Aïcha (1462m), Kef Sema (1345m) et Djebe Sidi Dris (1273m), les autres sont gréseux (1273m). Au Sud, Le massif de Cettaba qui domine par des escarpements la dépression tertiaire de 400 à 500m dans la zone Est, se prolonge à l'Ouest par le plateau pliocène d'une altitude moyenne de 1050m, très découpé et démantelé, enfin Le Djebel El Akhal (1256m) qui est un bossellement rocheux tronqué au Nord par une faille, auquel s'adosse un plateau pliocène.

Les formations géologiques au niveau de la région sont de haut en bas de l'échelle stratigraphique elles sont comme suit :

a) Formations miocènes

- Travertins calcaires : Forment des affleurements discontinus au Nord de l'Oued Smendou.
- Grès et poudingues dit de Siliana : De grande extension au Nord de la confluence de Oued Smendou et Oued Rhumel et au Sud de la forêt des Mouia.
- Argiles et grès dits de Smendou : De grande extension de part et d'autre de l'Oued Smendou et Oued Rhumel. Ils consistent en alternance d'argiles plus ou moins schisteuses, de couleur noire, de grès fins jaunâtres et de calcaires marneux gris ou jaunes.
- Grès et poudingues dits de l'Oued Mila : De couleur rouge, présents au niveau de Djebel El Kheneg, entre Oued Rhumel et Oued Smendou.

b) Formations éocènes

- Grès de Numidie : Formant le cœur d'un synclinal au niveau de la forêt des Mouia se prolongeant à l'Est en contact transgressif sur les marnes et calcaires sénoniens.
- de Kef Sidi Dris. IL s'agit de grès jaunâtres à grains fins, où l'on observe à différents niveaux de minces lits argilo-sableux.
- Argile de Numidie : Affleurent sous les formations précédentes ; ce sont des argiles noires renfermant des minces lits de grès jaunes.

- Grès quartziques : existe toujours dans le synclinal de la forêt des Mouia. Il s'agit de grès rougeâtres composés de grains de quartz solidement agglomérés par une pâte très homogène.
- Calcaires à Nummulites : Au Nord de Beni Hamidène, consistant en calcaires blanchâtres.
- Calcaires à silex : Calcaires blanchâtres avec nombreux rognons siliceux, en contact anormal avec les calcaires liasiques de Sidi Driss.

c) Formations crétacées

- Le Sénonien : Consiste en marnes et calcaires : Marnes noires avec bancs de calcaire marneux de même couleur dans la chaîne numidique.
- Le Cénomanien : Calcaire et marne-calcaire gris, contact anormal avec les calcaires à silex de l'Eocène et les formations du Sénonien.
- Le Lias : Il s'agit de calcaires massifs grisâtres ; bleuâtres ou blanchâtres à nombreux rognons de silex formant la plupart des roches de la chaîne numidique.

II.1.2 Sismicité da la région

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et ses caractéristiques tectoniques au niveau des frontières des plaques africaines et eurasiennes, en mouvement compressif permanent.

Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescriptions réglementaires contenues dans le R.P.A (Règles Parasismiques Algériennes) en prenant en considération deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré) avec des groupes d'usage des ouvrages qui sont classés de 1 à 3 en fonction de l'importance décroissante qu'il présente pour la vie économique et sociale de la communauté.

Selon les règles parasismiques Algériennes de 1988 établies par le ministère de l'Habitat et des Constructions, la région d'étude est classée zone II.

Le coefficient sismique noté « K » définissant la fraction de l'accélération de la pesanteur utilisée dans les études de stabilité des digues de barrages ou retenues collinaires soumises à des tremblements de terre, peut être déterminé à partir du coefficient d'accélération maximale horizontale noté « a » dépendant de la zone sismique et du degré d'usage de la structure, par la formule empirique : $K = \frac{2}{3} \cdot a$

Cette règle empirique est fondée sur l'observation du comportement de nombreux barrages en terre et enrochement construits dans des zones de fortes séismicités.

Cette règle empirique donne la valeur : $K = 0.13$

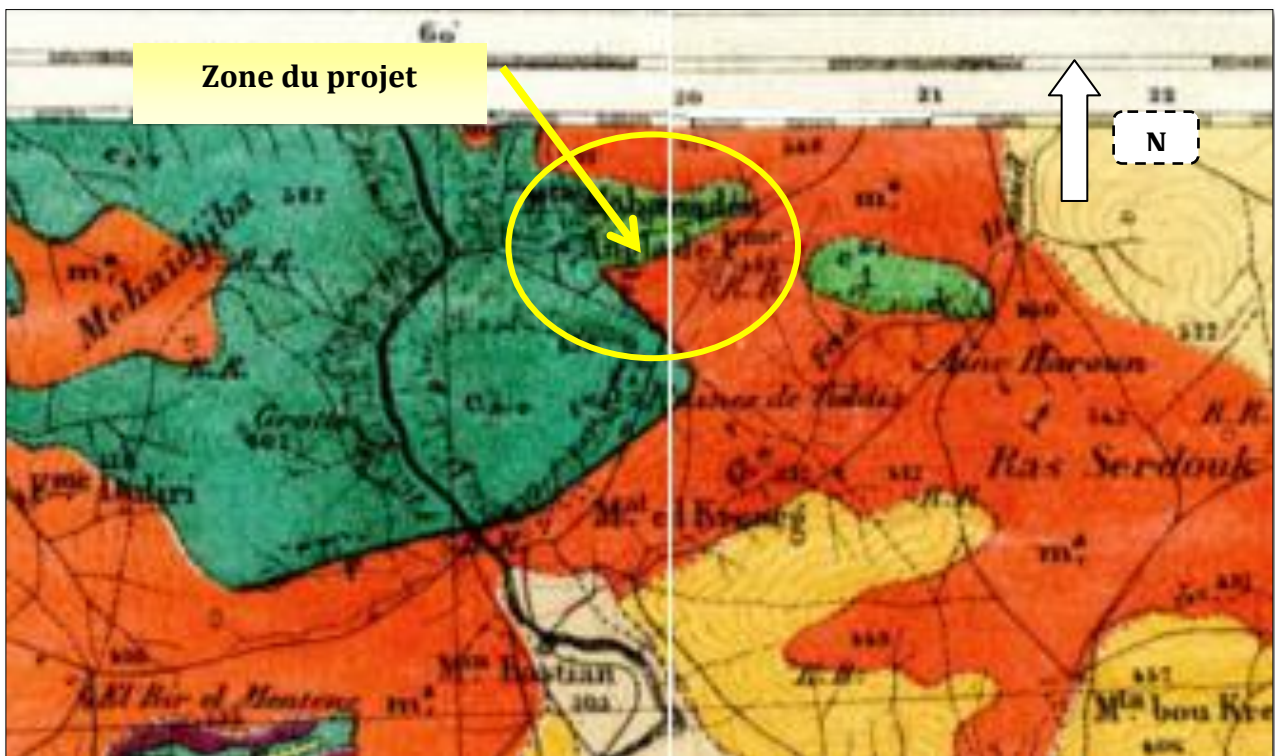
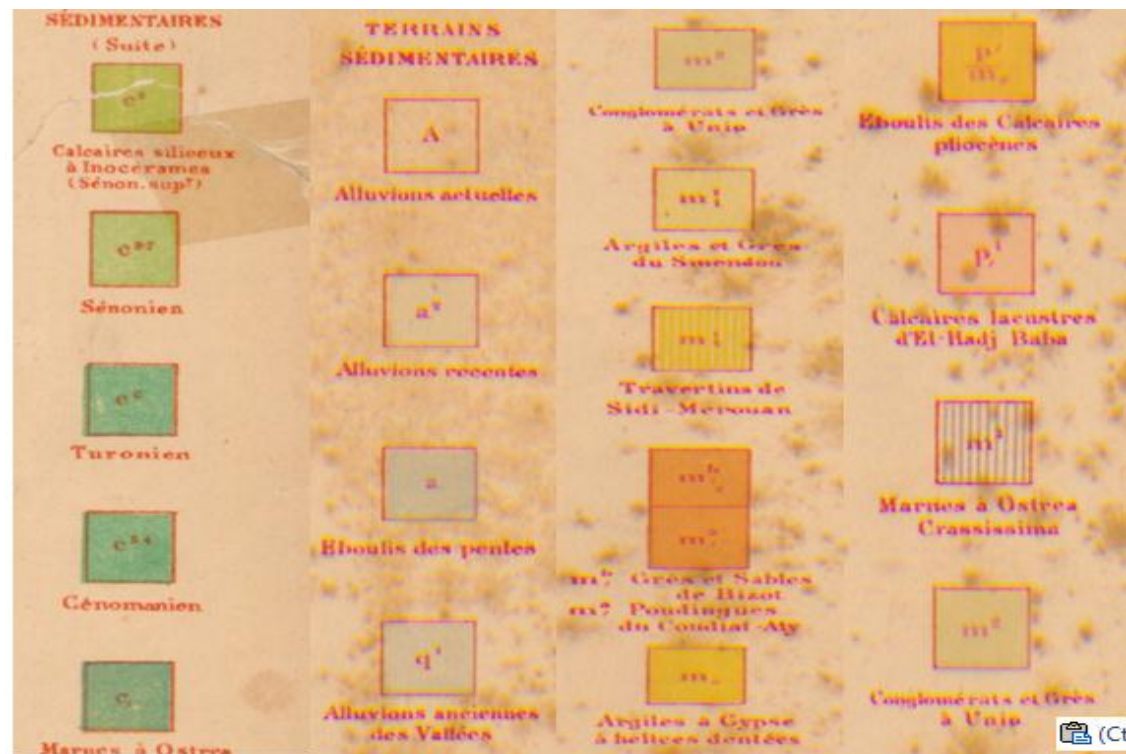


Figure II.1 : Carte géologique Echelle 1/50.000

LEGENDE



II.1.3 Géologie du la cuvette

Selon les fouilles réalisées au niveau de la cuvette, l'examen de la carte géologique de Constantine à l'échelle 1/50.000, ainsi que les observations faites sur le terrain ; les formations géologiques au niveau du site de la retenue El Hamra se présentent comme suit :

- Le versant gauche présente à la basse des dépôts des argiles rouges et limons sableux qui couvrent des marnes grises présumées Miocène. La partie haute du versant, de relief prononcé, étant constituée de grès et sables jaunâtres.
- Au niveau du lit d'oued, ce sont les alluvions, constituant des dépôts grossiers (blocs, cailloux et graviers).
- Sur le versant droit de la cuvette, ce sont des argiles rouges et limons sableux qui couvrent des marnes grises présumées Miocènes.

La présence d'un terrain de fond marnes grises assure une bonne étanchéité de la cuvette

II.1.4 Hydrogéologie de la cuvette

- Les versants de la cuvette constitue un terrain de fond (marnes grises) de très faible perméabilité, ceux de sa couvertures sont faiblement perméables (argiles rouges et limons sableux) à moyennement perméables (limons sableux).
- Les sables et les grès formations perméables.
- Les alluvions présentent des terrains perméables.

II.1.5 Géologie de la zone d'emprise de la digue

Selon les résultats des travaux géologiques au niveau du site, ainsi que observations faites sur le terrain, les formations géologiques se présentent comme suit :

- La rive droite assez prononcée présente une pente assez faible constituée des argiles rouges plus au moins sableuses, couvrant des marnes grises, dont la profondeur de ceux-ci dépasse 3.5m.
- Le lit d'oued des matériaux grossiers d'alluvions (cailloux, blocs et graviers).
- La rive gauche présente une pente très forte présente les mêmes formations de la rive droite mais pressente les sables et les grès

II.1.6 Hydrogéologie de la zone d'emprise

1. Perméabilité

- Les argiles et limons sableux sont perméables en surface pour une profondeur ne dépassant pas 1.5m et de faible perméabilité en profondeur.
- Les marnes grises très faibles perméabilité
- Les alluvions constituent un terrain perméable.
- Les sables et les grès formations perméables.

2. Etanchéité

- L'étanchéité au niveau du site assurée par la présence des argiles présentant une perméabilité faible
- Pour assurer une étanchéité appréciable au niveau de la digue, nous proposons d'ancrer la digue à 1,5 m. au maximum sur les deux rives dans la couche de couverture (argile). Cette sera fondée dans les argiles
- Au fond de la vallée la présence des formations géologiques perméables telles que les dépôts alluvionnaires nous oblige de constituer une clé d'ancrage de 4 à 5 mètres

II.2 prospection géotechnique de terrain

Des puits sondages ont été réalisés en différentes zones de la retenue collinaire (zone d'emprise de la digue et zone d'emprunt) suivi de prélèvements d'échantillons de sol pour pouvoir connaître et déterminer la structure géotechnique des terrains d'assise et de fondation de la digue (05) puits au niveau de l'emprise de la digue (FAH1 à FAH5).
(04) puits fouilles au niveau de la zone d'emprunt (FEH1 à FEH4).

II.2.1 Prospection géotechnique de laboratoire

II.2.1.1 Nombre d'essais

❖ Essais physiques d'identification et de classification :

Teneur en eau naturelle (W _n).....	03 essais
Densité sèche (γ_d).....	03 essais
Degré de saturation (S _r).....	03 essais
Limite de liquidité (W _L).....	06 essais
Indice de plasticité (I _p).....	06 essais

❖ Essais mécaniques :

• Compression à l'odomètre :

Compressibilité(P _c).....	05 essais
Coefficient de tassement (C _t).....	05 essais
Coefficient de gonflement (C _g).....	05 essais

• Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U :

Cohésion (C _u).....	05 essais
Angle de frottement (ϕ_u).....	05 essais

• Compaction selon proctor normal :

Teneur en eau maximale(W _{max}).....	03 essais
Densité sèche optimale ($\gamma_{dopt.}$).....	03 essais

❖ Analyse chimique de sol

Teneur en carbonates.....	05 essais
Teneur en chlorures.....	05 essais
Teneur en sulfates.....	05 essais
Teneur en matière organique.....	03 essais

II.2.1.2 Résultats des essais géotechniques au laboratoire pour les argiles

1) Terrain d'assise et de fondation de la digue :

A) Colluvions (argiles et limons sableux)

❖ Essais d'identification et de classification :

Densité sèche (γ_d).....	1.698-1.745 T/m ³
Degré de saturation (Sr)	6.22-74.23 %
Limite de liquidité (WL)	42-52 %
Indice de plasticité(Ip)	2-18 %
Grains de diamètre supérieur à 80 μ	70-91 %
Graviers	04-22 %
Gros sables.....	14-17 %
Limons	22-28 %
Argiles	30-52 %

❖ Essais mécaniques :

• Essai de cisaillement à la boîte type U.U :

Angle de frottement total (ϕ_u)	14-29°
Cohésion totale (Cu)	82-85 KN / m ²

❖ Analyses chimiques :

Teneur en carbonates	52.45-67.5 %
Teneur en sulfates	Néant
Teneur en chlorures	0.12 – 0.15 %

B) Argiles miocènes

❖ Essais d'identification et de classification(Proctor) :

Densité sèche (γ_d).....	1.62 - 1.830 T/m ³
Degré de saturation (Sr)	75.79 - 100 %

❖ Essais mécaniques :

• Essai de cisaillement à la boîte type U.U :

Angle de frottement total (ϕ_u)	31 – 45°
Cohésion totale (Cu)	18 – 69 KN / m ²

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

II.2.1.3 Matériaux de construction de la digue

1) Matériaux d'étanchéité

❖ Essais d'identification et de classification :

Limite de liquidité (WL)	40-48.5 %
Indice de plasticité (Ip)	10.66 – 21.04 %

• Granulométrie – sédimentométrie :

Grains de diamètre supérieur à 80 μ	63-91 %
Graviers	02-30 %
Gros sables.....	05 %
Sable fin	14-30 %
Limons	28-42 %
Argiles	2-30 %

❖ Essais mécaniques :

• Compactage Proctor normal :

Densité sèche optimale (γ_{dopt})	1.66-1.76 T /m ³
Teneur en eau optimale (Wopt)	12.78-14.63 %

• Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U :

Angle de frottement total (ϕ_u)	11-23°
Cohésion totale (C_u)	06-126 KN / m ²

❖ Analyses chimiques

Teneur en carbonates	43.7-79.5 %
Teneur en sulfates	Néant
Teneur en chlorures.....	0.12-0.20 %
Teneur en matière organique	0.09-0.18 %

Ces sols appartiennent selon la classification américaine U.S.C.S à la classe ML (limons peu plastiques) et CL (argiles peu plastiques), présentant une résistance au cisaillement faible. Compactées, ces argiles auront une perméabilité très faible. Ces matériaux constituent les matériaux d'emprunt pour le corps de la digue.

2) Matériaux pour filtres, transitions et drains

Les matériaux destinés pour filtres afin de protéger le matériau étanche du remblai contre l'entraînement des particules doivent avoir un fuseau granulométrique obéissant aux critères de TERZAGUI ci-après en partant du fuseau granulométrique des matériaux de base (argiles)

3) Matériaux d'enrochement (Rip-Rap)

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.2.1.4 Caractéristique géotechniques

Tableau II.1: Terrains de fondation de la digue.

Caractéristique géotechnique	Exprimée	argile	alluvions
Densité sèche (γ_d)	T /m ³	1.73	1.6
Densité humide (γ_h)	T /m ³	1.98	1.7
Densité de saturation (γ_{sat})	T /m ³	2.09	2.08
Angle de frottement total (ϕ_u)	(°)	14	32
Cohésion totale (C_u)	KN/m ²	18	0
Coefficient de perméabilité (K)	m/s	10 ⁻⁰⁸	10 ⁻⁰³

Tableau II.2 : Remblai de la digue (argile).

Caractéristique géotechnique	Exprimée	Valeur
Densité sèche optimale (γ_{opt})	T /m ³	1.67
Densité de construction (γ_{const})	T /m ³	1.9
Densité de saturation (γ_{sat})	T /m ³	2.05
Angle de frottement total (ϕ_u)	(°)	15
Cohésion totale (C_u)	KN/m ²	48
Coefficient de perméabilité (K)	m/s	10 ⁻⁰⁹

Conclusions

Après l'analyse de toutes les données géotechniques, hydrogéologique et géotechnique évoquées ci-dessus, nous permettent de faire les conclusions suivantes :

L'étanchéité de l'assiette de la retenue collinaire sur les versants est assurée par les argiles rouges de faible perméabilité et marnes grises constituant le terrain de fond.

Les matériaux fins destinés à l'étanchéité et la recharge de la digue, seront exploités des argiles disponibles sur le versant droit de la cuvette, le volume à excaver de cette zone est estimé à environ 25.000 m³.

Pour assurer une bonne étanchéité au niveau de l'axe de la digue (sur les deux rives), on recommande l'ancrage de cette dernière pour une profondeur maximale de 1.5m

La présence des terrains perméables au niveau du lit d'oued nous obligent de réaliser une clé d'encrage de (04 à 05) mètres de profondeur, et d'ancrer la digue jusqu'au marnes imperméables

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (Rip-Rap), seront exploités à 300 m au Nord du site (calcaires massifs du Cénomaniens).

Chapitre III :

Etude Hydrologique

Chapitre III: Etude hydrologique

Introduction

L'étude hydrologique est l'une des étapes les plus importantes en grande partie pour le dimensionnement d'un barrage, car elle a pour but de définir les différentes caractéristiques constituant les différents niveaux d'un barrage (Niveau du volume mort, niveau normal de la retenue...etc.). A cet effet nous procéderons par une étude détaillée afin d'aboutir aux buts précis et demandés.

III.1 Le bassin versant

III.1.1 Caractéristiques générales du bassin versant

Le bassin versant est un espace géographique dont les apports hydriques naturels sont alimentés exclusivement par les précipitations, et dont les excès en eaux ou en matières solides transportés par l'eau forment à un point unique de l'espace une embouchure ou un exutoire.

Un bassin versant est donc limité par une ligne de crête qui est la ligne de partage des eaux de ruissellement. Le premier travail consiste à délimiter le bassin versant.

Ce travail a été élaboré sur la carte d'état-major à l'échelle 1/50.000.

III.1.2 Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant

III.1.2.1 Caractéristiques physiques du bassin versant

A- Les caractéristiques géométriques

1- La superficie du bassin versant est: **S = 9.22 Km²**

2- La longueur du thalweg principal est mesurée à partir du profil de l'oued: **L = 4.9Km**

3- Le périmètre P du bassin versant est: **P = 14.78 Km**

B- Caractéristiques hydro-morphologiques

1) Indice de compacité de Gravelius «K_C»

Cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé ou ramassé).

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

S : surface du bassin versant [km²],

P : périmètre du bassin [km].

AN : **K_C = 1.36** Le K_C est supérieur à (1.128) alors il s'agit d'un bassin allongé.

2) Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation : **Ca = L²/S**(III.2)

AN : **Ca = 2.6**

3) Dimensionnement du rectangle équivalent

$$Lr = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (III.3)$$

$$lr = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (III.4)$$

Où L : longueur du rectangle équivalent en Km.

l : largeur du rectangle équivalent en Km.

On obtient : **L =5.8km** et **l =1.6km**.

C -Le relief

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou des caractéristiques suivants :

- La courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne.
- L'indice de pente globale Ig.
- L'indice de pente roche Ip.
- L'indice de pente moyenne du bassin versant Im.

1) Courbe hypsométrique

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après plan métrage des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes de côtes. La courbe hypsométrique est donnée dans la Figure III.1

Tableau III.1: Répartition des surfaces en fonction des côtes.

Altitude(m)	Hi(m)	Si (km ²)	Si*Hi (km*m)	Si	Si cumulées
571-560	565.5	0.08	45.24	0.87	0.87
560-540	550	0.86	473.00	9.33	10.20
540-520	530	1.72	911.60	18.66	28.85
520-500	510	2.18	1111.80	23.64	52.49
500-480	490	2.28	1117.20	24.73	77.22
480-460	470	1.11	521.70	12.04	89.26
460-440	450	0.6	270.00	6.51	95.77
440-420	430	0.26	111.80	2.82	98.59
420-400	410	0.05	20.50	0.54	99.13
400-380	390	0.07	27.30	0.76	99.89
380-360	370	0.01	3.70	0.11	100

2) Altitude maximale et minimale

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques

$H_{\max} = 687\text{m NGA}$ et $H_{\min} = 386\text{m NGA}$

3) Altitude moyenne

Avec : $H_{\text{moy}} = \Sigma(S_i \cdot H_i) / S$ (III.5)

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) AN : $H_{\text{moy}} = 500.42\text{m}$.

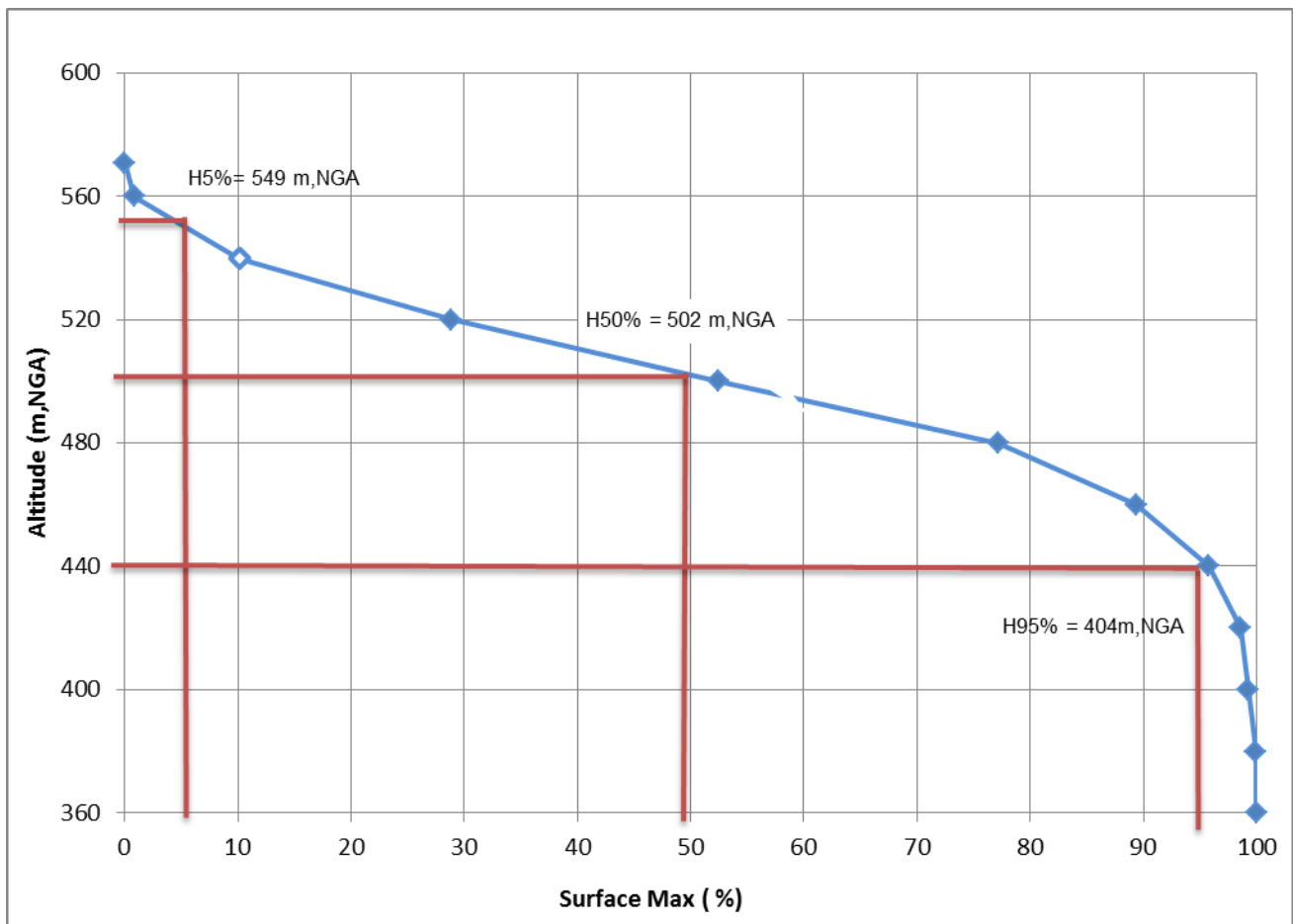


Figure III.1 : Courbe hypsométrique du bassin versant.

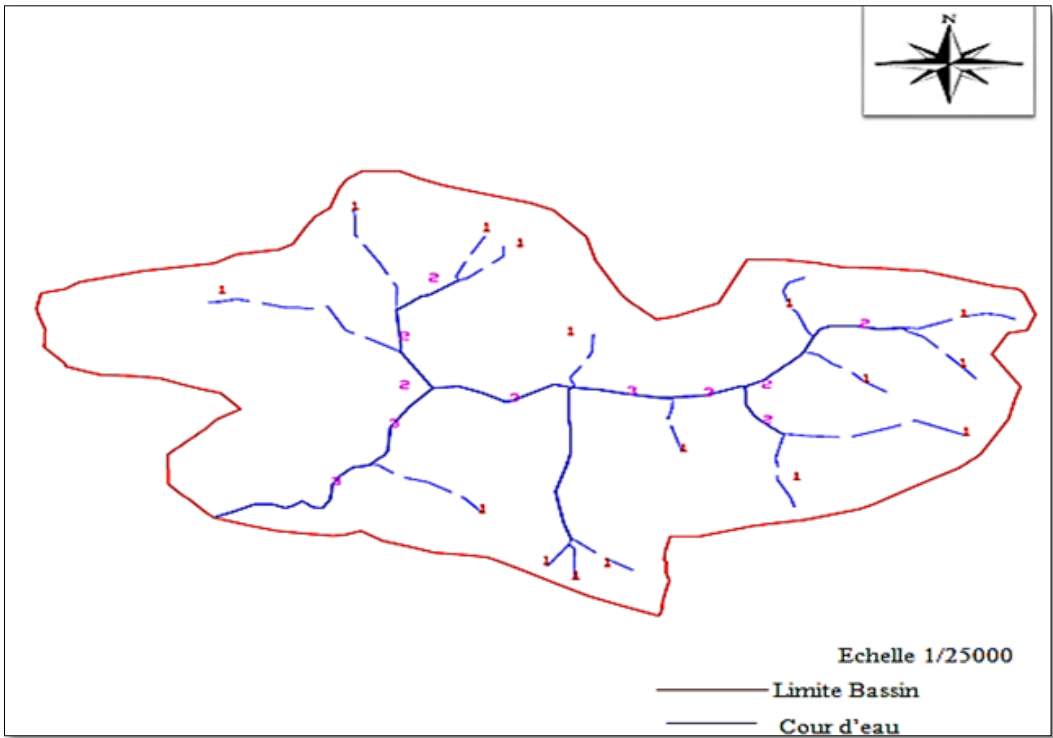


Figure III.2: Réseau hydrographique du bassin versant.

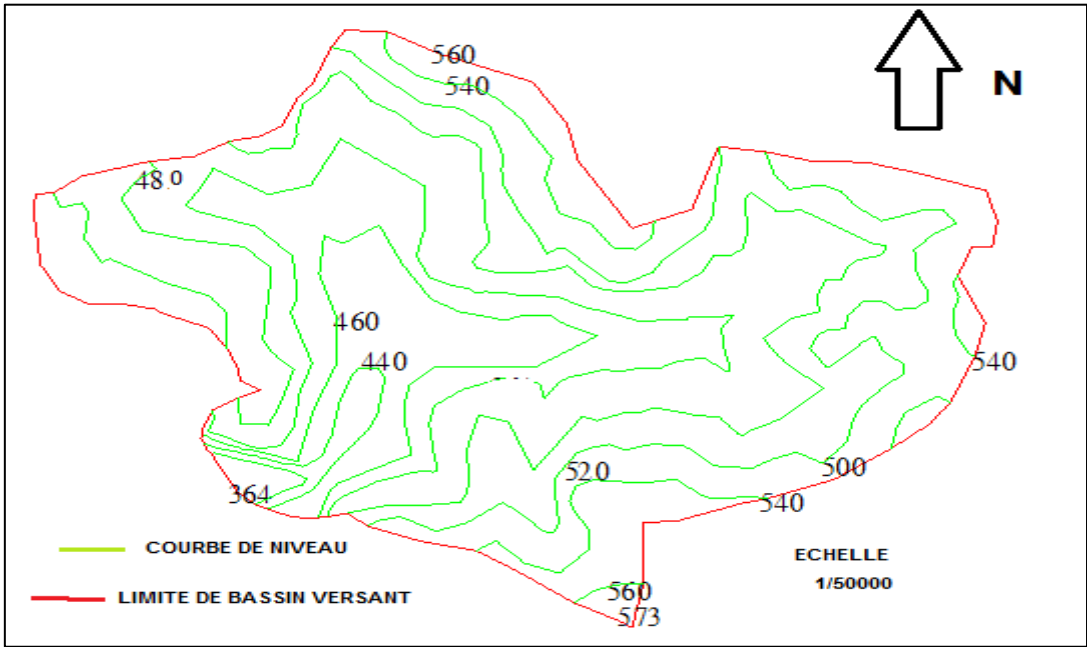


Figure III.3: Bassin versant

4) Altitude médiane

L'altitude médiane correspond à celle lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique $H_{med} = 502m$ NGA.

5) les indices

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

a) 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.

Donc : $I_g = (H_{5\%} - H_{95\%}) / L \dots \dots \dots (III.6)$

Avec : L : longueur du rectangle équivalent = 5.8 km.

On a d'après la courbe hypsométrique $H_{5\%} = 549$ m. Et $H_{95\%} = 404$ m.

AN : $I_g = 25$ m/km

$I_g = 0.025$ donc le relief du bassin versant est assez modéré selon la classification ORSTOM.

b) Indice de pente moyenne I_{pm}

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots \dots \dots (III.7)$$

$\Rightarrow I_{pm} = 31.9$ m/km

c) Indice de pente de ROCHE I_p

L'indice 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:

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

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

AN : $I_p = 51.14$ m/km

d) Caractéristiques physiographiques**1) Densité de drainage Dd**

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs «Li» du bassin versant, à la surface «S» Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface .Elle est exprimée en Km/Km².

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (III.9)$$

Avec :

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

S : Superficie du bassin versant en (Km²). Dd=1.71km/km²

2) Temps de concentration

Le temps de concentration calcule par la formule de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_t}{0,8\sqrt{\bar{H} - H_{Min}}} = 2.43h \dots\dots\dots (III.10)$$

Où : L_t : Longueur du talweg principale (km). H_{Min} : Altitude minimale (m)

S : Surface du bassin versant (km²). $\bar{H}$: Altitude moyenne (m)

3) Vitesse de ruissellement

$$V_r = \frac{L_t}{T_c} \dots\dots\dots (III.11)$$

Où : L_t : Longueur du talweg principal en km.

T_c : Temps de concentration en h.

$V_r = 2.38 \text{ km/h}$

Tableau III.2: Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	9.22
Périmètre		P	km	14.78
Longueur du thalweg principal		L	km	4.9
Indice de compacité		K _C	/	1.36
Coefficient d'allongement		C _a	/	2.6
Rectangle	longueur	L _r	km	5.8
Equivalent	largeur	l _r	Km	1.6
Altitudes	maximale	H _{max}	m	687
	moyenne	H _{moy}	m	500.42
	médiane	H _{med}	m	502
	minimale	H _{min}	m	360
Indice de pente de Roche		I _p	m/Km	51.14
Indice de pente globale		I _g	m/Km	25
Indice de pente moyenne du bassin		I _{moy}	m/Km	91.9
Indice de pente moyenne		I _{pm}	m/Km	31.9
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	1.71
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	7.41
Temps de concentration		T _c	h	2.43
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	2.38

III.1.3 Caractéristiques climatiques du bassin versant

Les conditions climatiques du bassin jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont :

La précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température et le vent qui a une influence sur l'évaporation et la transpiration.

Pour notre zone d'étude, la station la plus représentative est celle qui dispose plus d'enregistrements à savoir la station d'AIN EL BEY.

Tableau III.3: Caractéristiques de la station d'AIN EL BEY.

Nom de la station	Latitude	Longitude	Altitude
AIN EL BEY	36.28N	06.62E	694 m

III.1.3.1 La température

Les températures moyennes mensuelles enregistrées dans la station d'AIN EL BEY sont représentées dans le Tableau III.4

Tableau III.4 : Répartition mensuelle de la température moyenne.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aou	Moy
T°C	21.15	16.77	11.15	7.79	6.55	7.66	9.89	12.25	16.96	22.11	15.22	25.42	15.24

III.1.3.2 Vitesse des vents

Les valeurs de la vitesse du vent enregistrées au niveau de la station sont présentées dans le tableau III.5

Tableau III.5: Répartition mensuelle de la vitesse des vents.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aou	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

III.1.3.3 Evaporation

Tableau III.6 : Répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aou	Moy
Ev %	10.02	7.01	5.05	3.73	3.88	4.71	5.45	6.21	8.7	12.03	17.39	15.81	100

III.1.3.4 Pluviométrie

La station de Hamma Bouziane (Code 10-06-20) située à L'Est de CONSTANTINE et au SUD de la zone d'étude. Cette station la plus proche de la zone d'étude d'aménagement.

Tableau III.7 : Caractéristiques de la station de Hamma Bouziane.

Poste	Code	Altitude
Hamma Bouziane	10/06/2020	300

Tableau III.8: Répartition mensuelle des précipitations de la station de Hamza Bouziane.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aou	Année
P_{moy} (mm)	18.08	21.17	21.75	67.02	97.94	80.43	91.65	59.58	30.97	16.56	10.22	8.65	524
P %	3.45	4.04	4.15	12.79	18.69	15.35	17.49	11.37	5.91	3.16	1.95	1.65	100

III.2 Pluies maximales journalières

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières (annexe B2).

Tableau III.9: Caractéristiques de l'échantillon.

Statistiques de base	40
Moyenne	44.4
Ecart-type	14.3
Médiane	42
Coefficient de variation (Cv)	0.322
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.624

III.2.1 Ajustement des pluies maximales journalières

L'ajustement a été effectué à l'aide du logiciel "HYFRAN".

Les lois d'ajustement choisis sont :

- 1) La loi de GUMBEL.
- 2) La loi de GALTON (Log-normal).
- 3) La loi Normale

III.2.1.1 Comparaison entre les lois

D'après la comparaison graphique les lois d'ajustement (Figure III.6), on a remarqué que la série pluviométrique s'ajuste mieux à la loi de Galton.

III.2.1.2 Ajustement à la loi Log-normale (GALTON)

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-normal, comme le montre la Figure III. 4

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad \dots\dots\dots(III.12)$$

$$\text{Ou : } u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x} \quad (\text{Variable réduite de GAUSS})$$

L'équation de la droite de GALTON est donnée comme suit:

$$\text{Log } x(p\%) = \overline{\text{Log } x} + 6 \cdot \text{Log } u(p\%)$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{38} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \quad \dots\dots\dots(III.13)$$

Les résultats d'ajustement par la loi Log-Normal «Galton» sont résumées dans le tableau II.9.

Nombre d'observations: 40

$\mu = 3.743691$

$\sigma = 0.319593$

Quantiles

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

$T = 1/(1-q)$

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau III.10: Résultat de l'ajustement à la loi de Galton.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	139	19.9	99.6-178
2000	0.9995	121	15.6	90.3-152
1000	0.999	113	13.9	86.2-141
200	0.995	96.3	10.2	76.2-116
100	0.99	88.9	8.73	71.8-106
50	0.98	81.5	7.32	67.1-95.8
20	0.95	71.5	5.58	60.5-82.4
10	0.9	63.6	4.37	55.1-72.2
5	0.8	55.3	3.26	48.9-61.7

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Hypothèses

H_0 : L'échantillon provient d'une loi Log normale.

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Log normale.

Résultats : d'après le test de khi2 on obtient les résultats suivant :

p- value $p = 0.94$

Degrés de liberté: 5

Conclusion

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5%.

Tableau III.11: Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0	22.8
Maximum	Aucun	76.9
Moyenne	44.5	44.4
Ecart-type	14.6	14.3
Médiane	42.3	42
Coefficient de variation (Cv)	0.328	0.322
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.02	0.624
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.4	2.44

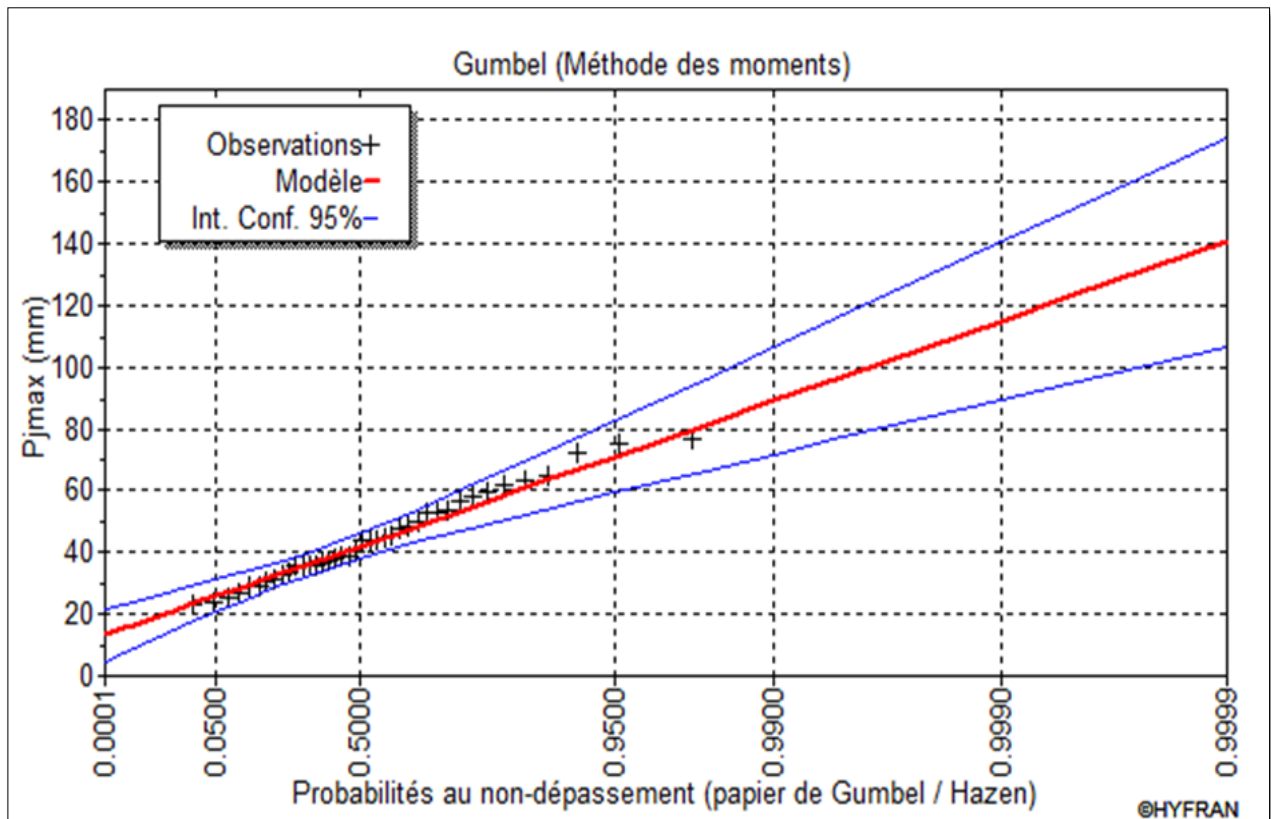


Figure III.4 : Ajustement à loi de Gumbel.

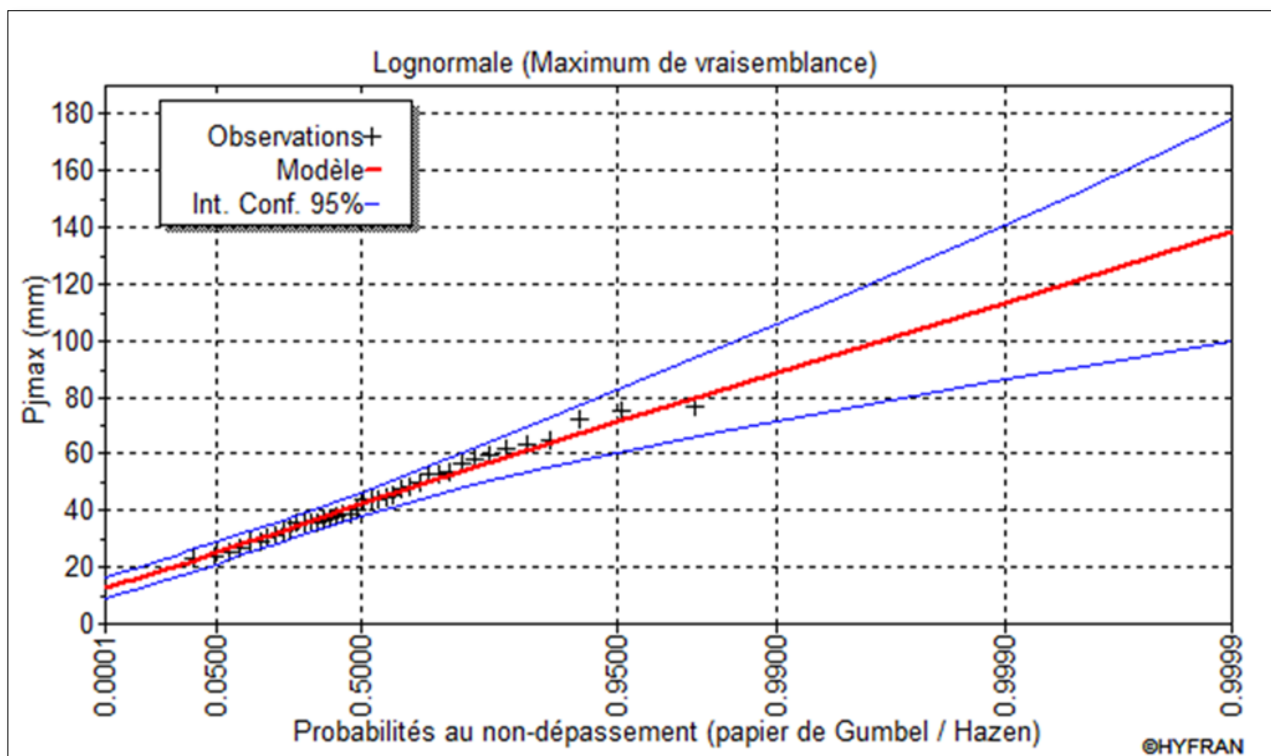


Figure III.5 : Ajustement à loi de Galton.

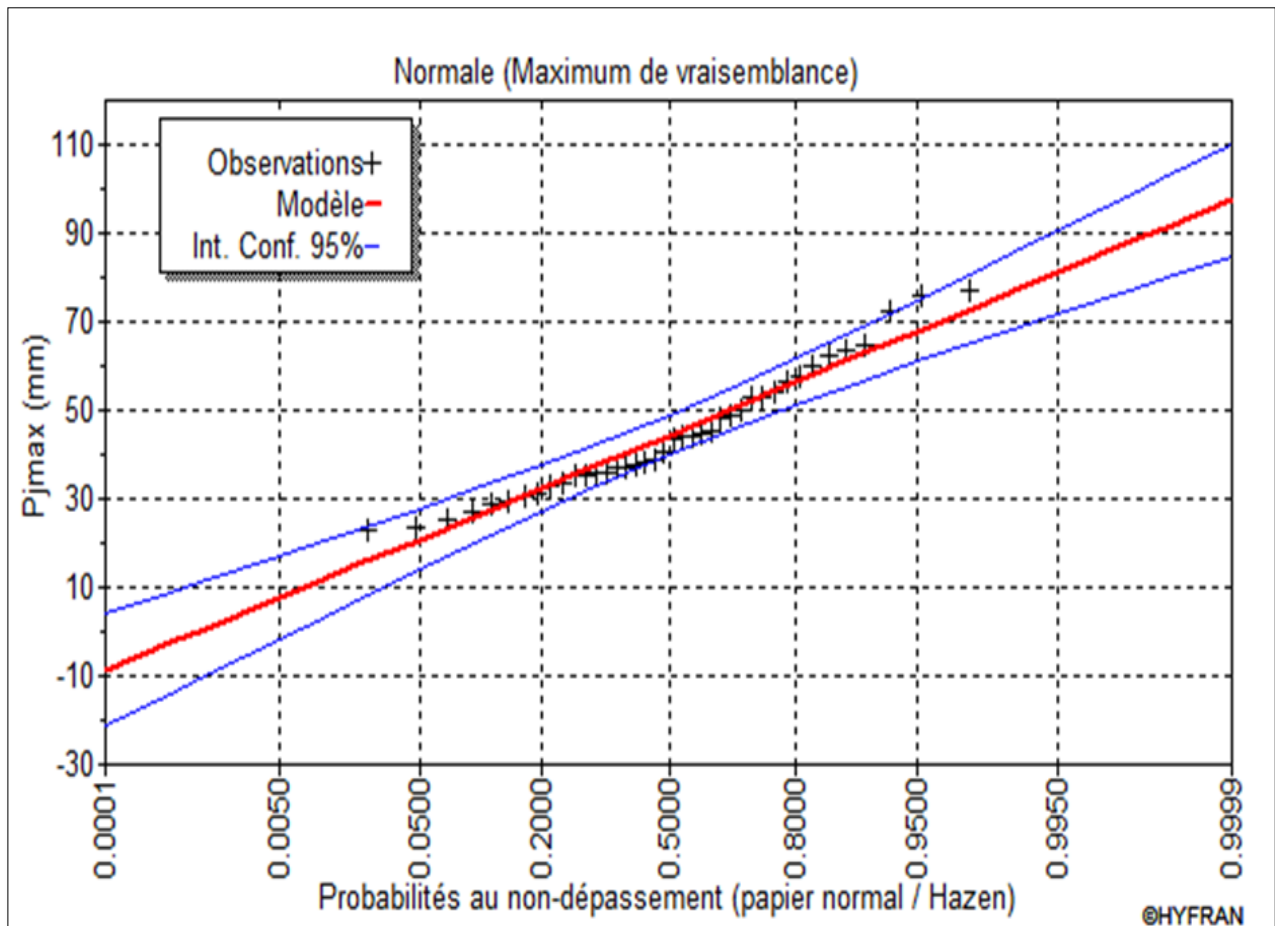


Figure III.6 : Ajustement avec la loi normale.

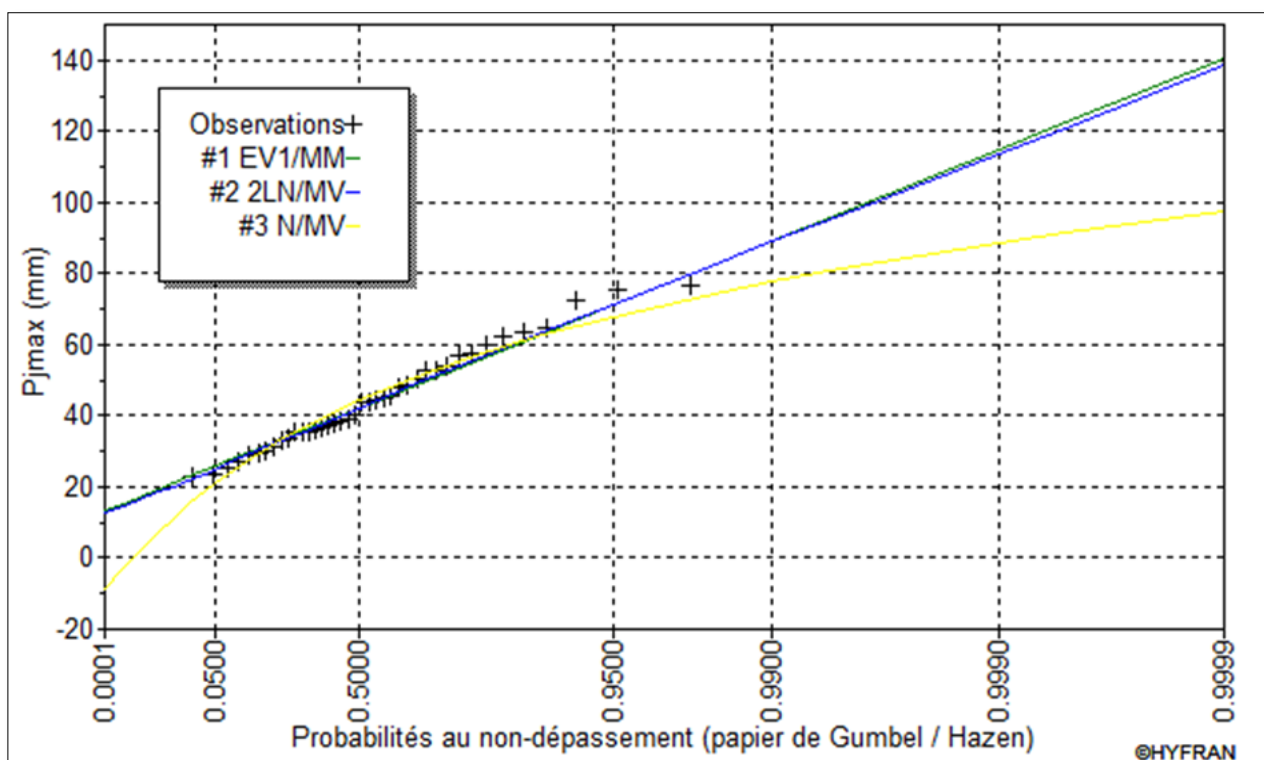


Figure III.7 : Comparaison graphique entre les lois.

III.2.1.3 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences a été effectuée à l'aide de la relation de Body exprimée par:

$$P_{tc} = P_{\max j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III.14)$$

P_{tc} : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de $P_{\max j}$.

$P_{\max j}$: pluies maximales fréquentielles.

b : exposant climatique ($b = 0.40$).

L'intensité des pluies est donnée par la formule suivante: $I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (III.15)$

Tableau III.12: Précipitations Journalières pour les différentes fréquences.

Period de retour (ans)	10	20	50	100	1000
Fréquence	10	5	2	1	0.1
$P_{\max j}$ (mm)	63.6	71.5	81.5	88.9	113

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le Tableau III.13 ci-après :

Tableau III.13: Pluies de courtes durées et leur intensité

temps (h)	Fréquence (%)									
	0.1		1		2		5		10	
	Pmax (mm)	It (mm/h)	Pmax (mm)	It (mm/h)	Pmax (mm)	It (mm/h)	Pmax (mm)	It (mm/h)	Pmax (mm)	It (mm/h)
1	31.70	31.70	24.94	24.94	22.86	22.86	20.05	20.05	17.84	17.84
2	41.82	20.91	32.90	16.45	30.16	15.08	26.46	13.23	23.54	11.77
4	55.18	13.80	43.42	10.85	39.80	9.95	34.92	8.73	31.06	7.76
6	64.90	10.82	51.06	8.51	46.81	7.80	41.07	6.84	36.53	6.09
8	72.82	9.10	57.29	7.16	52.52	6.56	46.07	5.76	40.98	5.12
10	79.61	7.96	62.64	6.26	57.42	5.74	50.38	5.04	44.81	4.48
12	85.64	7.14	67.37	5.61	61.77	5.15	54.19	4.52	48.20	4.02
14	91.08	6.51	71.66	5.12	65.69	4.69	57.63	4.12	51.27	3.66
16	96.08	6.01	75.59	4.72	69.30	4.33	60.80	3.80	54.08	3.38
18	100.72	5.60	79.24	4.40	72.64	4.04	63.73	3.54	56.69	3.15
20	105.05	5.25	82.65	4.13	75.77	3.79	66.47	3.32	59.13	2.96
22	109.13	4.96	85.86	3.90	78.71	3.58	69.05	3.14	61.42	2.79
24	113.00	4.71	88.90	3.70	81.50	3.40	71.50	2.98	63.60	2.65

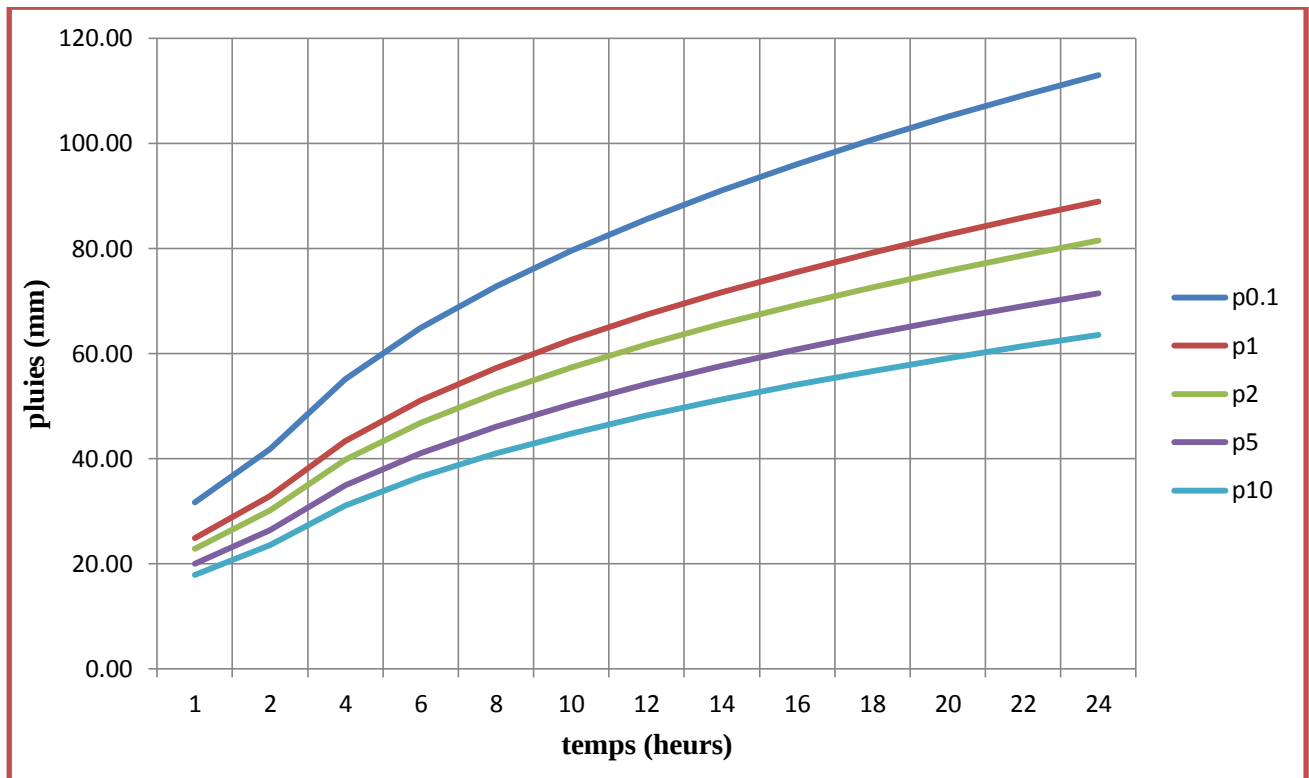


Figure III.8 : Courbes des pluies de courtes durées.

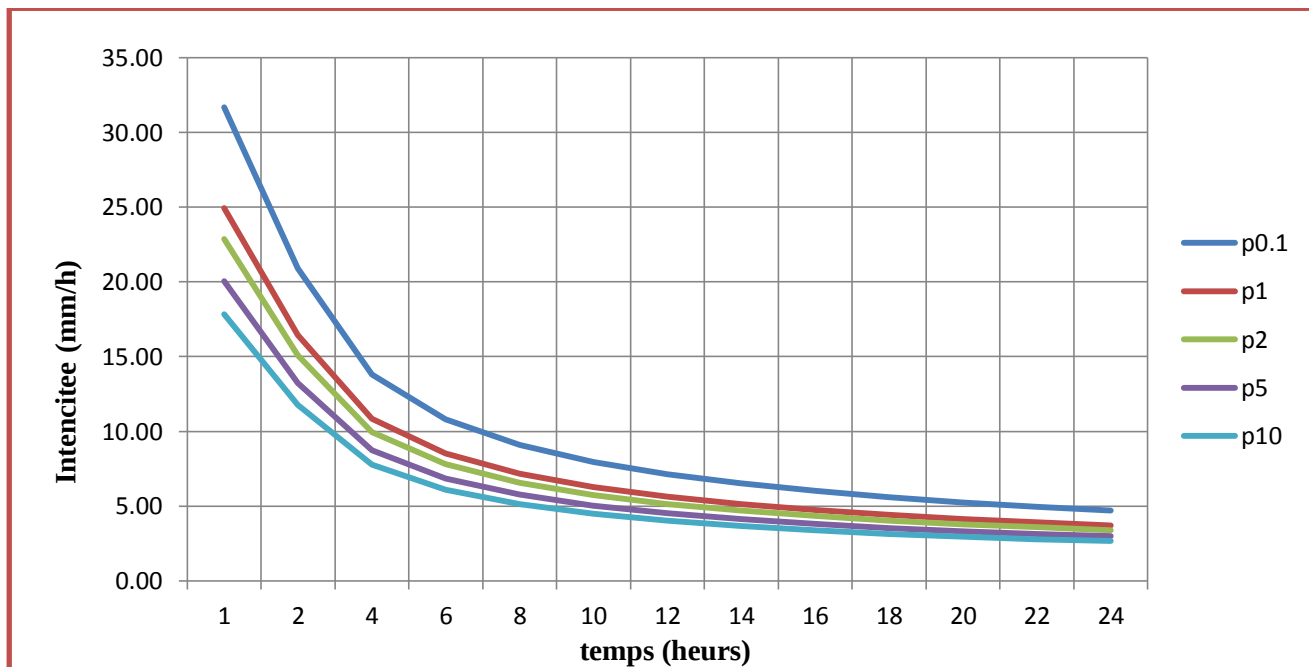


Figure III.9: Courbes Intensité-Durée-Fréquence.

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 mesure au niveau du site à étudier. Donc nous avons utilisé des formules empiriques, les résultats sont récapitulés dans le Tableau III.14

Tableau III.14: Estimation de l'apport moyen annuel.

Formule	Formule	A0(Hm3)
MEDINGER	$L_e = 1.024 (P - 0.26)^2$ $A = L_e \cdot S$	0.66
MALLET-GAUTHIER	$A = L_e \cdot S$ $L_e = 0,6.P.(1-10-0,36P^2)$	0.59
TURC	$L_e = P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}}$ $L = 300 + 25T_0 + 0.05 (T_0)^3$ $A = L_e \cdot S$	0.55
ANRH	$A_0 = 0.915 \cdot \bar{P}^{2.684} \cdot S^{0.842}$	0.49
Le : lame d'eau écoulee (mm). S: superficie (en Km2).		
P : précipitation moyenne (m). Ce coefficient de ruissellement		
L : Variable théorique To : Température moyenne annuelle.		

Conclusion

D'après ces résultats on adopte finalement la valeur de MALLET-GAUTHIER qui est la plus proche de la moyenne des autres valeurs, c'est-à-dire:

A0=0.59Hm3 Le=64mm.

III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement

a) Module de l'écoulement

le module de l'écoulement est donné par la formule suivante :

$$Me = A_0 / T \quad \dots\dots\dots (III.16)$$

A_0 : Apport moyen annuel (mm).

T : Temps d'une année en secondes $T = 3,1536.107 \text{ s}$

AN: **Me=18.71 l/s**

b) Module de l'écoulement relatif

On a: $M_0 = Me / S \dots\dots\dots (III.17)$

Me: Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²). AN : **M₀=2.03 l/s /Km²**

c) Coefficient de l'écoulement

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{\text{moy}}$ (III.18)

AN : $C_e = 0.12$

d) Coefficient de variation

La variabilité de l'apport annuel est caractérisée par le coefficient de variation C_v , estimé dans notre cas, à défaut d'informations hydrométriques, par des formules empiriques.

Tableau III.15 : Différentes valeurs de C_v .

Formule	Formule	C_v
SOKOLOVSKY	$C_v = 0,78 - 0,29 \log_{10} M_0 - 0,063 \log_{10} (S + 1)$	0.63
OURKGUIPROVODKHOZ	$C_v = 0.7/M_0^{0.125}$	0.65
KRISTEKLY MENKEL	$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27})$	0.61
N.N PADOUM	$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23}$	0.79
Mo: Module spécifique		S : Superficie du bassin (Km2).

La valeur de $C_v = 0.79$ obtenue par la formule de PADOUM est finalement adoptée ON a pris cette valeur puisque le coefficient de variation de notre région est entre (0.79-0.8)

III.3.3 Apports fréquents

La distribution des apports fréquents sera régie par l'équation:

$$A_{(p)} = \frac{A}{(C_v^2 + 1)^{1/2}} \cdot e^{U(\log(C_v+1))^{1/2}} \dots\dots\dots (III.19)$$

Avec :

A_p : apport de fréquence donnée.

U: variable réduite de Gauss.

Les calculs des apports fréquents sont résumés dans le tableau ci-après:

Tableau III.16: Apports de différentes fréquences.

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
Fréquence p (%)	80	10	5	2	1	0.1
variable de Gauss	-0.841	1.282	1.643	2.05	2.327	3.159
apport (Mm3)	0.257	1.233	1.624	2.215	2.737	5.163

Tableau III.17: Répartition mensuelle et de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aou	Année
$A_{80\%}$	4.78	8.22	10.18	10.41	12.35	12.1	21.56	6.67	5.37	4.02	2.53	1.82	100
$A_{80\%}$ (Hm ³)	0.123	0.021	0.026	0.027	0.032	0.031	0.056	0.018	0.014	0.01	0.065	0.005	0.26

III.3.4 Apport solide

Les apports solides dépendent de l'étendue et du relief du bassin versant, la nature géologique des sols et de leur résistance à l'érosion ou elle est liée elle-même à la couverture végétale, aux régimes des pluies et des températures.

III.3.4.1 Estimation des apports solides

a) Formule de TIXERONT

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité

$$T_s = \alpha L^{0.15} \dots\dots\dots (III.20)$$

Avec :

T_s : Transport solide en (t/Km²/an).

L_0 : Lane écoulée en (mm).

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha=350$ (faible à moyenne).

$$AN : T_s=653.12 \text{ (t/Km}^2\text{/an). } V_m = \frac{T_s.T.S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III.21)$$

Donc Le volume mort est estimé à :

T : Durée de vie du barrage (10 ans);

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,6 t/m³);

S : Surface du bassin versant 14.66 Km²

Le volume mort est : $V_m = 37636.22 \text{ m}^3$

III.5 Etude des crues

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer les Hydrogrammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants

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 (débit de pointe) ;

2-Le volume ;

3-Le temps ;

4-La forme (Hydrogramme de crues) ;

III.5.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue

a) Formule de MALLET-GAUTHIER

$$\text{On a: } Q_{\max p\%} = 2K \log (1+20.P_{\text{moy}}). \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4 \log T - \log S} \dots\dots\dots (III.21).$$

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

S : Superficie du bassin versant (9.22Km²).

L : Longueur du talweg principal (4.9Km).

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

T : Période de retour (an).

Tableau III.18: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER).

Période de retour	1000	100	50	20	10
Qmax (m ³ /s)	61.26	50.06	46.16	40.42	35.47

b) Formule de SOKOLOVSKY

On a :
$$Q_{\max\%} = \frac{0.28(P_{tc} - H_0)\alpha FS}{T_m} \dots\dots\dots$$

(III.22).

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

$T_m = T_c$: temps de concentration. $T_m = 12.516h$.

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

H_0 : Perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie $H_0 = 14$ mm Pour $50 \text{ Km}^2 < S$

Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable $2 \leq \gamma \leq 2.5$

Pour un bassin boisé $3 \leq \gamma \leq 4$.

On prend : $\gamma = 2$ D'où : $F = 1,2$

S : Superficie du bassin (Km^2).

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

$$\alpha p\% = \frac{\sqrt{P_{tc}\%} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{tc}\%} + \sqrt{H_0}} \dots\dots\dots (III.23)$$

Tableau III.19: Débit maximum de crue pour différentes périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY).

Fréquence (%)	1000	100	50	20	10
Pct(mm)	45.21	35.47	32.61	28.61	25.45
$\alpha p\%$	0.8946	0.8818	0.8770	0.8692	0.8619
$Q_{\max p\%}(\text{m}^3/\text{s})$	51.4004	39.7161	36.3038	31.5494	27.8109

c) Formule de TURRAZA

On a:
$$Q_{\max\%} = \frac{C * I_t * S}{3,6} \dots\dots\dots (III.24)$$

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

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).

Tableau III.20: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de TURRAZA)

Fréquence (%)	1000	100	50	20	10
C	0.8	0.7	0.65	0.6	0.55
I_{tc}	18.61	14.64	13.42	11.77	10.47
$Q_{\max}(\text{m}^3/\text{s})$	38.13	26.25	22.34	18.09	14.75

Conclusion

D'après ces résultats on adopte finalement la valeur de la formule de « TURRAZA » cette méthode tient compte de tous les paramètres caractéristiques du bassin versant.

II.5.2 Hydrogrammes de crues

Les hydrogrammes de crues pour diverses fréquences sont évalués par la méthode de Sokolovsky qui assimile l'hydrogramme à deux équations paraboliques

La montée de la crue : $Q_m = Q_{\max} \cdot \left(\frac{t}{t_m}\right)^x \dots\dots\dots (III.25)$

La décrue : $Q_d = Q_{\max} \cdot \left(\frac{t_d - t}{t_d}\right)^y \dots\dots\dots (III.26)$

Sachant que :

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

Q_t : Débit instantané au moment (t).

t_m , t_d : Temps de montée et de décrue.

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

Avec :

$T_m = T_c$: Temps de montée

$T_d = \delta T_m$ (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 et du boisement du bassin, on prend $\delta = 2$

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour sont donnés dans le Tableau III.21.

Tableau III.21: Débits fréquentiels pour la construction d'hydrogramme de crues.

Temps (h)	$Q_{\max}$ (0,1%)	$Q_{\max}$ (1%)	$Q_{\max}$ (2%)	$Q_{\max}$ (5%)	$Q_{\max}$ (10%)
0	0	0	0	0	0
0.25	0.404	0.278	0.236	0.191	0.156
0.5	1.614	1.111	0.946	0.766	0.624
0.75	3.632	2.501	2.128	1.723	1.405
1	6.457	4.445	3.783	3.064	2.498
1.25	10.090	6.946	5.911	4.787	3.903
1.5	14.529	10.002	8.512	6.893	5.620
1.75	19.776	13.614	11.586	9.382	7.650
2	25.829	17.782	15.133	12.254	9.992
2.25	32.690	22.505	19.153	15.509	12.646
2.43	38.130	26.250	22.340	18.090	14.750
2.93	27.531	18.953	16.130	13.061	10.650
3.43	19.104	13.152	11.193	9.063	7.390
3.93	12.600	8.674	7.382	5.978	4.874
4.43	7.771	5.350	4.553	3.687	3.006
4.93	4.366	3.006	2.558	2.071	1.689
5.43	2.137	1.471	1.252	1.014	0.827
5.93	0.836	0.575	0.490	0.396	0.323
6.43	0.211	0.145	0.124	0.100	0.082
6.93	0.015	0.011	0.009	0.007	0.006
7.29	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Le graphique illustre l'impact de l'intensité de la pluie sur le débit d'une crue. L'axe des ordonnées représente le débit en m³/s, allant de 0 à 45. L'axe des abscisses représente la durée de la crue en heures, allant de 0 à 11. Cinq courbes sont tracées, correspondant à des pourcentages de pluie de 0.1%, 1%, 2%, 5% et 10%. Toutes les courbes montrent un pic de débit qui se produit à 2.4 heures. Le débit de crue augmente proportionnellement avec l'intensité de la pluie.

Durée de la crue (heures)	0.1%	1%	2%	5%	10%
0	0	0	0	0	0
0.5	1.5	0.5	0.3	0.2	0.1
1	6.0	2.0	1.2	0.8	0.4
1.5	15.0	5.0	3.0	2.0	1.0
2	28.0	12.0	7.0	4.0	2.0
2.4	38.0	26.0	22.0	18.0	15.0
3	30.0	20.0	18.0	14.0	11.0
4	18.0	12.0	10.0	7.0	5.0
5	10.0	6.0	5.0	3.0	2.0
6	5.0	3.0	2.0	1.0	0.5
7	2.0	1.0	0.5	0.2	0.1
8	0.5	0.2	0.1	0.05	0.02
9	0.1	0.05	0.02	0.01	0.005
10	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0

III.5.3 Choix de fréquence de la crue du projet

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 dans les tableaux suivants :

Tableau III.22: 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 toutefois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables (dommages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommage au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval).	Pertes économiques appréciables. Dommages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et chemin vicinaux.
Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles.	Réparation possible du barrage. Disponibilité des sources de secours pour la fourniture en eau ou en électricité.	Réparation du barrage possible, pertes indirectes faibles.

Tableau III.23: Crues du projet recommandé.

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

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

On doit calculer l'indice global " I_g " qui est lié à tous ces paramètres tel que: $I_g = I_a \cdot I_d \cdot I_r$

Avec:

- I_a : Représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).
- I_d : Représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).
- I_r : Représente les risques.

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

Si le risqué est moyen ($I_g = 2$), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

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

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont 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) de : $Q=26.25\text{m}^3/\text{s}$

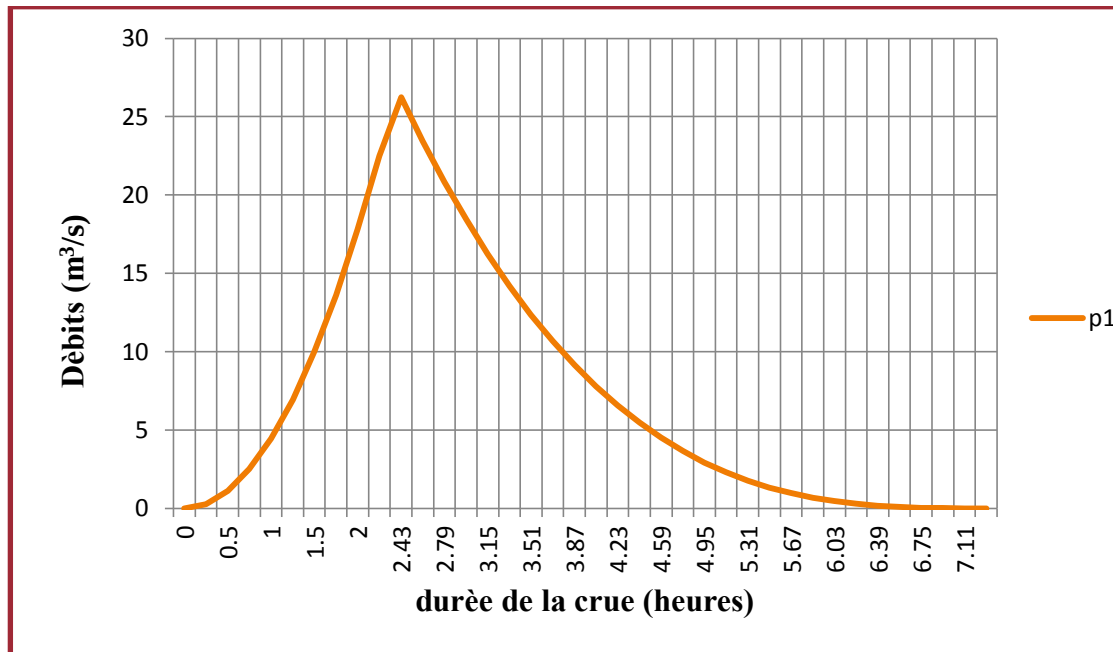


Figure III.11: Hydrogramme de crues $Q1\%=26.25\text{m}^3/\text{s}$.

III.6 Régularisation

La régularisation des débits permet de déterminer la meilleure façon de la restitution des eaux stockées. Le but est donc de satisfaire la demande en aval, que se soit en eau potable, en irrigation, pour la production de l'énergie électrique ou encore pour la navigation (grands barrages).

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport ($A80\%$ en M m^3);
- La consommation totale (M m^3) ;
- Les infiltrations et l'évaporation ;
- Les courbes caractéristiques de la retenue ;

III.6.1 Répartition des besoins

Le but d'utilisation de la retenue collinaire sur CHABETE EL HOUGH est de satisfaire les besoins agricoles. Dans ce cas, La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation est donnée dans le tableau III.24.

Tableau III.24: Répartition mensuelle des besoins.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aou	Année
$U_{80\%}$	6.1	1.39	0	0	0	0	0	4.74	12.94	21.07	29.73	24.03	100
$A_{80\%}$ (Hm ³)	3660	834	0	0	0	0	0	2844	7764	12642	17838	14418	60000

III.6.2 Courbes « Hauteurs-Capacités-Surface » :

La cote minimale relevée est de 360m et la maximale de 375m.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (III.27)$$

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)

Les caractéristiques topographiques de la retenue donnée dans le Tableau III.24

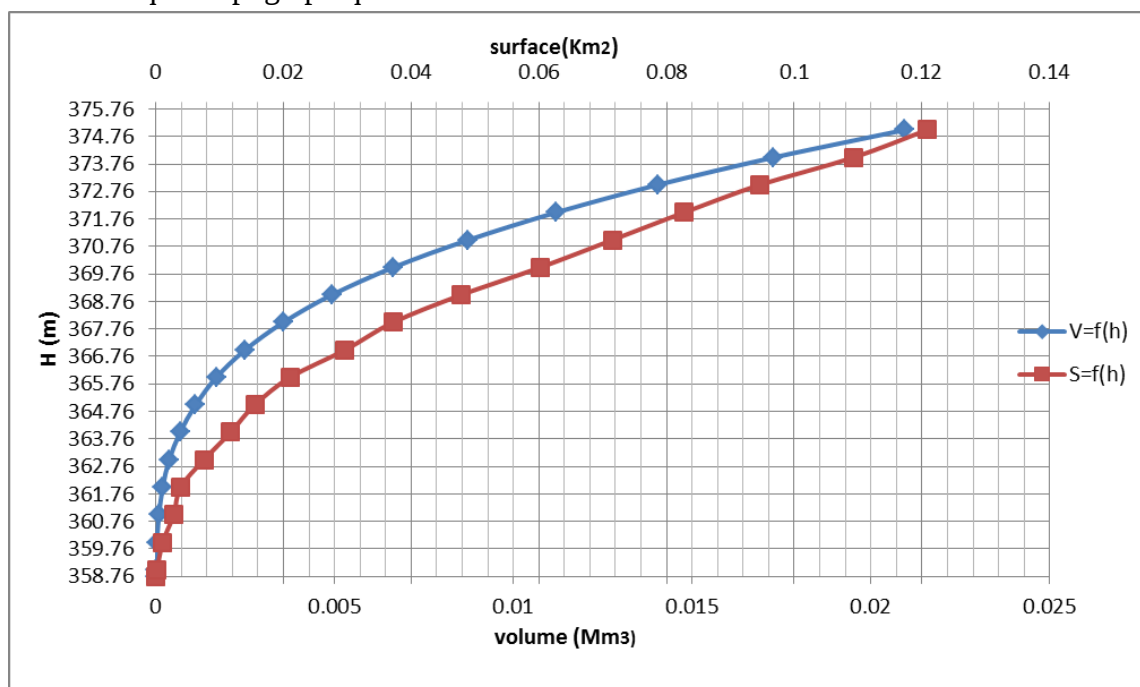


Figure III.12: Courbes Capacité-Surface-Hauteur.

Tableau III.25: Courbes topographiques et volumétriques

côte (mNGA)	h(m)	surface (km ²)	S _{moy} (km ²)	ΔH(m)	Δv(Hm ³)	V _I (Hm ³)	S _I (km ²)	h _{moy} (m)
358.76	0	0	0	0	0	0	0	0
			0.0001	0.24	1.432E-05			
359	0.24	0.00002983				1.43184E-05	0.000030	0.48
			0.00011	1	0.000110			
360	1.24	0.0001894				0.000124	0.000219	0.565312
			0.000342	1	0.000342			
361	2.24	0.0004953				0.000466	0.000715	0.652574
			0.000591	1	0.000591			
362	3.24	0.0006869				0.001057	0.001401	0.754503
			0.001014	1	0.001014			
363	4.24	0.001341				0.002071	0.002742	0.755291
			0.001713	1	0.001713			
364	5.24	0.002085				0.003784	0.004827	0.783923
			0.002425	1	0.002425			
365	6.24	0.002765				0.006209	0.007592	0.817832
			0.003258	1	0.003258			
366	7.24	0.003751				0.009467	0.011343	0.834609
			0.004522	1	0.004522			
367	8.24	0.005293				0.013989	0.016636	0.840886
			0.005965	1	0.005965			
368	9.24	0.006637				0.019954	0.023273	0.857387
			0.007590	1	0.007590			
369	10.24	0.008542				0.027544	0.031815	0.865738
			0.009649	1	0.009649			
370	11.24	0.010755				0.037192	0.042570	0.873666
			0.011763	1	0.011763			
371	12.24	0.01277				0.048955	0.055340	0.884612
			0.013775	1	0.013775			
372	13.24	0.01478				0.062730	0.070120	0.894601
			0.015835	1	0.015835			
373	14.24	0.01689				0.078565	0.087010	0.902936
			0.018200	1	0.018200			
374	15.24	0.01951				0.096765	0.106520	0.908416
			0.020540	1	0.020540			
375	16.24	0.02157				0.117305	0.128090	0.915797

III.6.3 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

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

- L'apport annuel A80%.
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.

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

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

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

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le Tableau III.25

Vs = 220412.8m³ et **Vd = 23387m³**.

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc : **VU=Vd=23387m³**

Le volume de la retenue normale sera : $V_{NNR}=V_U + V_m = 61023.32m^3$

Tableau III.26: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.

Mois	W (m ³)	U (m ³)	W-U (m ³)	1 ^{ère} Consigne			2 ^{ème} Consigne		
				Vrf (m ³)	Vri (m ³)	S (m ³)	Vrf (m ³)	Vri (m ³)	S (m ³)
				0	37636.22	0	37636.22	37636.22	0
Sept	12284.6	3660	8624.6	46260.82	46260.82	0	29011.62	37636.22	8624.6
Oct	21125.4	834	20291.4	66552.22	61023.32	5528.9	17344.82	37636.22	20291.4
Nov	26162.6	0	26162.6	87185.92	61023.32	26162.6	11473.62	37636.22	26162.6
Dec	26753.7	0	26753.7	87777.02	61023.32	26753.7	10882.52	37636.22	26753.6
Jan	31739.5	0	31739.5	92762.82	61023.32	31739.5	5896.72	37636.22	31739.5
Fev	31097	0	31097	92120.32	61023.32	31097	6539.22	37636.22	31097
Mar	55409.2	0	55409.2	116432.52	61023.32	55409.2	17772.98	37636.22	55409.2
Avr	17141.9	2844	14297.9	75321.22	61023.32	14297.9	40688.52	37636.22	3052.3
Mai	13800.9	7764	6036.9	67060.22	61023.32	6036.9	54986.42	54986.42	0
Jui	10331.4	12642	-2310.6	58712.72	58712.72	0	61023.32	61023.32	0
Juil	6502.1	17838	-11335.9	47376.82	47376.82	0	58712.72	58712.72	0
Aout	4677.4	14418	-9740.6	37636.22	37636.22	0	47376.82	47376.82	0
Total	257025.7	59166	-23387.1			197025.7	37636.22	37636.22	197025.7

III.6.4 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

A) Pertes par évaporation

On a: $V_{ep} = E_s \cdot S_{moy}$ (III.28)

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

E_s : évaporation mensuelle (m).

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

V_{moy} : volume moyen $\left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right]$ (III.29)

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

B) Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \text{(III.30)}$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette

Le calcul des pertes est représenté dans le Tableau III.26.

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

Mois	Vmoy (m³)	Smoy (m²)	Evp (mm)	V evp (m³)	Vinf (m³)	η (m³)
Sept	41948.52	7490.8	134	1003.767	209.7426	1213.51
Oct	53642.07	10779.75	93	1002.517	268.2104	1270.727
Nov	61023.32	11428.57	67	765.7142	305.1166	1070.831
Dec	61023.32	11428.57	50	571.4285	305.1166	876.5451
Jan	61023.32	11428.57	52	594.2856	305.1166	899.4022
Fev	61023.32	11428.57	63	719.9999	305.1166	1025.117
Mar	61023.32	11428.57	73	834.2856	305.1166	1139.402
Avr	61023.32	11428.57	83	948.5713	305.1166	1253.688
Mai	61023.32	11428.57	116	1325.714	305.1166	1630.831
Jui	59865.02	10350.72	160	1656.115	305.1166	1955.455
Juil	53044.77	9272.28	232	2151.169	265.2239	2416.393
Aout	42506.52	7590.45	211	1601.585	212.5326	1814.118

D'après le Tableau III.27 on a :

$V_s = 210866.75m^3$. Et $V_d = 24592m^3$.

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que l'excédent d'eau et plus grand que le déficit donc : $V_u = V_d = 24592m^3$

Le volume de la retenue normale sera : $V_{NNR} = V_u + V_m = 62043.29m^3$

Tableau III.28: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.

Mois	W (m ³)	U-II (m ³)	W-(U-P) (m ³)	1 ^{ère} Consigne			2 ^{ème} Consigne		
				Vrf (m ³)	Vri (m ³)	S (m ³)	Vrf (m ³)	Vri (m ³)	S (m ³)
				28294.19	37636.22	0	37636.22	37636.22	0
Sept	12284.6	4873.51	7411.09	45047.31	45047.31	0	30225.13	37636.22	7411.09
Oct	21125.4	1270.73	19854.67	64901.98	62228.22	5528.9	17781.55	37636.22	19854.67
Nov	26162.6	1070.83	25091.77	87319.98	62228.22	26162.6	12544.45	37636.22	25091.77
Dec	26753.7	876.55	25877.15	88105.37	62228.22	26753.7	11759.07	37636.22	25877.15
Jan	31739.5	899.40	30840.10	93068.31	62228.22	31739.5	6796.12	37636.22	30840.10
Fev	31097	1025.12	30071.88	92300.10	62228.22	31097	7564.34	37636.22	30071.88
Mar	55409.2	1139.40	54269.80	116498.01	62228.22	55409.2	9491.86	37636.22	47128.08
Avr	17141.9	4097.69	13044.21	75272.43	62228.22	14297.9	44777.93	44777.93	0
Mai	13800.9	9394.83	4406.07	66634.28	62228.22	6036.9	57822.15	57822.15	0
Jui	10331.4	12594.46	-2263.06	59965.16	59965.16	0	62228.22	62228.22	0
Juil	6502.1	18442.32	-11940.22	48024.94	48024.94	0	59965.16	59965.16	0
Aout	4677.4	15066.12	-10388.72	37636.22	37636.22	0	48024.94	48024.94	0
Total		418929.83	-24592.00			186274.75		37636.22	186274.75

C) Estimation de l'erreur

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier les conditions suivantes :

V_u : Volume utile sans tenir compte des pertes.

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

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

Nous avons :

$E = (V_u' - V_u)/V_u = (62043.29 - 61023.32)/62043.29 = 1.64\% > 2\%$ donc la condition est vérifiée

III.7 Laminage des crues

Le calcul du laminage des 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 :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots (III.31)$$

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 cumulé à l' instant t est : $Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots (III.32)$

Où :

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

Il existe plusieurs procédés de laminage des crues: HILDENBLAT, BLACKMORE, KOTCHERINE, STEP BY STEP,...Nous traitons dans ce travail les méthodes de KOTCHERINE

III.7.1 Méthode de KOTCHERINE

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

1. L'hydrogramme de crues est considère comme un triangle ou un trapèze,
2. Les débits transitent par l'évacuateur de crues 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.7.2 Estimation du débit de crue laminée

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q\%}\right) \dots\dots\dots (III.33)$$

Où :

VF : Volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

VC : Volume de la crue correspondant au Q% en m3.

Q% : Débit de la crue en m3/s

qlam : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

$$q_{lam} = Q\% \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right) \dots\dots\dots (III.34)$$

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.7.3 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 : $q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (III.35)$

Où :

- m : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge H, et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0,49
- g : l'accélération de pesanteur; [g = 9,81m²/s]
- L : la largeur de déversoir
- H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 à 1,5 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi : $q = S \cdot V_{moy}$ Et $S = L \cdot H$

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne (V_{moy}) comme suit : $V_{moy} = \frac{q}{L \cdot H}$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversante par la même formule et comprise entre 4 et 16 mètres. Sachant que la charge globale H_o :

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{moy}^2}{2g} \dots\dots\dots (III.36)$$

Avec:

- H_o : la charge globale.
- $\frac{\alpha \cdot V_{moy}^2}{2g}$: La charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement

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 laminé en correspondance à la largeur optimale.

Le débit laminée est calculé pour différentes charges "H" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "b", Tableau (annexe B3)

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

Tableau III.29: Données de bases.

Données de base	
g	9,81 m ² /s
α	1
Q_{1%}	26.25 m ³ /s
V_{crue 1%}	34445 m ³
m	0,49

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q=f(h)$ et $q=f(v)$ Tableau (annexe B3)

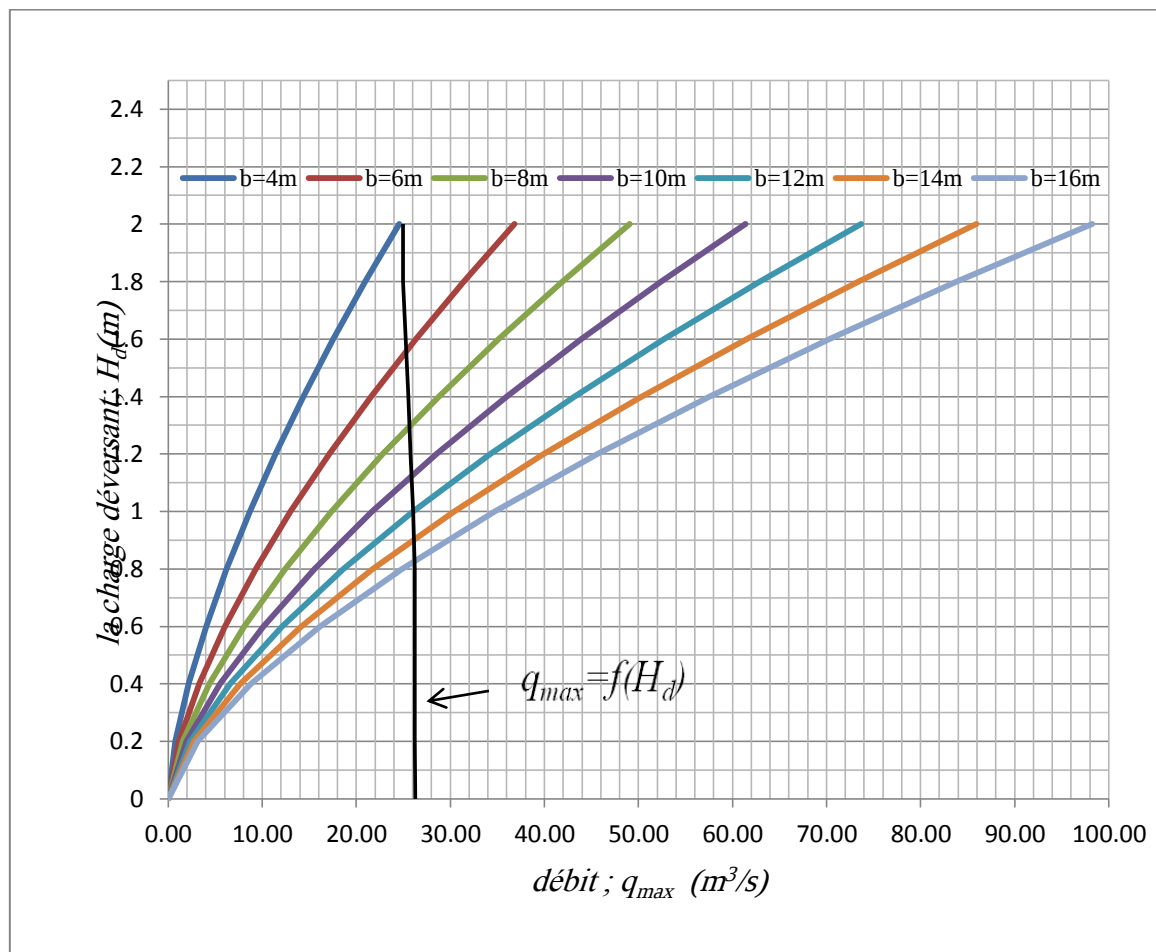


Figure III.13 : Courbe du débit en fonction de la hauteur

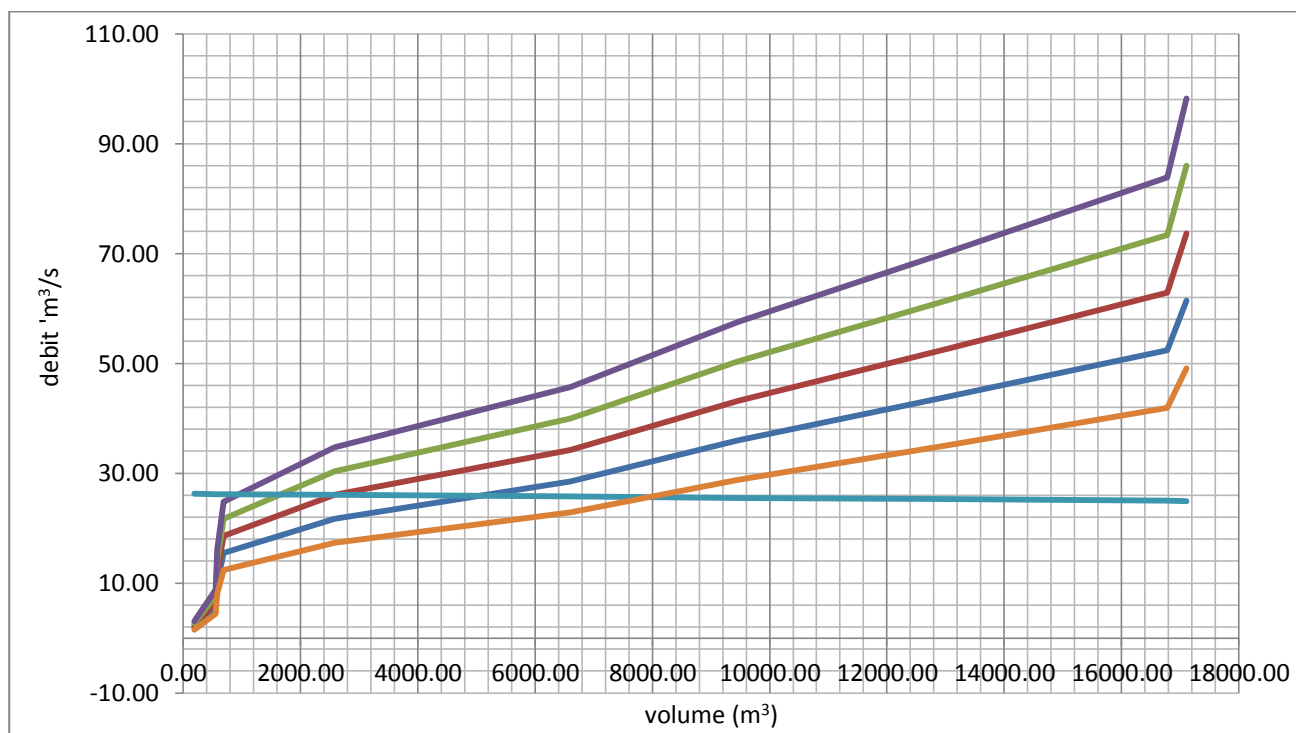


Figure III.14 : Courbe du débit en fonction du volume.

Tableau III.30: Caractéristiques de la largeur du déversoir.

b (m)	H (m)	NPHE (m)	Q (m ³ /s)	Vf(Mm ³)	Hb
4	1.95	372.35	24	29415.64	12.35
6	1.52	371.82	24.7	29440.15	11.82
8	1.38	371.68	25	15363.87	11.68
10	1.2	371.4	25.1	15425.32	11.4
12	0.96	371.26	25.75	4679.76	11.26
14	0.9	371.2	25.85	4697.89	11.2
16	0.82	371.12	26	2360.64	11.12

Conclusion

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes des travaux (le remblai et le béton) pour chaque largeur du déversoir. Pour l'étude d'optimisation on prendre les valeurs obtenues par la méthode de KOTCHERIN.

III.8 Etude d'optimisation

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement. Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversant correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

III.8.1 Calcul du cout approximatif de la digue

On calcule en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par la formule ci-après:

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

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

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

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i $[H_i = \text{NNR} - C_f + R + h_{\text{dév}}]$

R : Revanche en (m).

III.8.2 La revanche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte 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.

III.8.2.1 Calcul de la hauteur de montée de la vague (revanche)

a) Formule de STEVENSON : Pour F (fetch) < 18 km

$$R_v = 0,75 h_v + \frac{V_v^2}{2g} \quad h_v = 0,75 + 0,34 F^{1/2} - 0,26 F^{1/4}$$

$$V_v = 1,5 + 0,66 h_v^{1/2}$$

Où:

R_v = hauteur de montée de la vague (m).

F = longueur maximale de la surface d'eau du lac en suivant la direction du vent (km). On l'appelle "fetch". $F = 0,205 \text{ km}$

h_v = hauteur de la vague (m).

V = vitesse de propagation de la vague (m / s).

g = accélération de la gravité ($9,81 \text{ m / s}^2$).

b) Formule de MALLET et de PAQUANT

$$R_v = h_v + \frac{V_v^2}{2g} \quad h_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} F^{1/2}$$

$$V_v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} h_v$$

c) Formule de l'U.S.B.R

$$R_v = 0,75 h_v + \frac{V_v^2}{2g} \quad h_v = 0,75 + 0,34 F^{1/2} - 0,26 F^{1/4}$$

$$V_v = 1,5 + 2 h_v$$

Tableau III.31: Récapitulatif des résultats de calcul de la revanche.

Formule utilisée	Hauteur des vagues	Vitesse (m/s)	Revanche (m)
	H_v	V_v	R_v
Stevensen	0.73	2.06	0.76
Mallet et Paquant	0.65	1.94	0.84
l'U.S.B.R	0.73	2.96	0.99

On prend $R_v = 1\text{m}$

III.8.3 largeur en crête

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

1) Formule de KNAPEN

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (III.37)$$

2) Formule de F-PREECE

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (III.38)$$

3) Formule Anonyme (simplifiée)

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (III.39)$$

H_b : Hauteur du barrage $H_b = N_{NNR} + h_{dev} + R_v + a$

a- Hauteur libre de sécurité on prend $a = 0.5\text{m}$

Tableau III.32: Récapitulatif des résultats de calcul de la largeur en crête.

b(m)	H_{dev} (m)	H_b (m)	Largeur en crête		
			Formule de KNAPEN	Formule d'E-F-PREECE	Formule d'ANONYME
4	1.95	15.80	6.3	5.20	6.03
6	1.52	14.84	6.21	5.14	5.84
8	1.38	14.56	6.18	5.12	5.78
10	1.20	14.00	6.12	5.08	5.67
12	0.96	13.72	6.08	5.06	5.61
14	0.90	13.60	6.07	5.05	5.59
16	0.82	13.44	6.05	5.04	5.55

On opte pour une largeur de crête égale à: $b_{cr} = 6\text{m}$. Pour faciliter une bonne circulation sur la crête de la digue.

III.8.4 Calcul du coût de la digue

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

Tableau III.33: Coût du corps de la digue.

largeur déversant (m)	Volume de la digue(m3)	Coût de la digue(M DA)
4	55112,55	22,35
6	54015,4522	21,61
8	52932,7799	21,17
10	52109,3	20,75
12	51783,5239	20,71
14	51456,8418	20,58
16	51211,9211	20,48

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5.

III.8.5 Calcul du coût de l'évacuateur de crues

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile CREAGER, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant à la suite l'instabilité de l'ouvrage. Le coefficient de débit est $m = 0.44$. La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge

déversant à l'aide de l'équation du profil donnée par : $\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1,80}$

Ou :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

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

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversante (m).

Tableau III.34: Coût du déversoir.

largeur déversant (m)	Volume du béton (m3)	Coût du déversoir (M DA)
4	10,85	0,29
6	11,38	0,36
8	14,34	0,46
10	17,03	0,51
12	17,81	0,57
14	19,58	0,63
16	20,77	0,66

III.8.6 Calcul du 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. Il est de forme rectangulaire avec une charge d'eau « H » est une hauteur de pelle égale à 1,5 m.

D'où la hauteur totale du mur : $H_{ca} = P + H + R$ (III.40)

Avec P : hauteur de pelle ;

H : la lame déversante ;

R : la revanche.

La longueur du canal d'approche « L » est déterminée d'après la topographie est égale à 80m.

L'épaisseur du mur « e » est prise égale à (0,3m).

D'où le volume du canal d'approche est estimé par

$$V = S.e = L. H_{ca}. e \dots\dots\dots (III.41)$$

Tableau III.35: Coût du canal d'approche.

Largeur déversant	Volume du béton (m3)	Coût du canal d'approche (M DA)
4	71,2	2.15
6	76,4	2.5
8	87,28	2.79
10	98,24	3.14
12	107,92	3.45
14	114,96	3.68
16	124,88	4

III.8.7 Coût total de la retenue

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

Tableau III.36: Coût Total du barrage.

Largeur déversant(m)	coût de la digue (millions de DA)	coût de l'évacuateur de crue(millions de DA)			coût total (millions de DA)
		déversoir	Canal d'approche	Total	
4	22.35	0.29	2.15	2.44	24.79
6	21.61	0.36	2.5	2.86	24.47
8	21.17	0.46	2.79	3.25	24.42
10	20.75	0.51	3.14	3.65	24.4
12	20.71	0.57	3.45	4.02	24.73
14	20.58	0.63	3.68	4.31	24.89
16	20.48	0.66	4	4.66	25.14

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure (III.14), la largeur déversante donnant le coût minimum est **10** mètre. Donc la hauteur du barrage est : **Hb = 14mètre**

Et le niveau de crête est : **▼ Crête = 374 mètre**

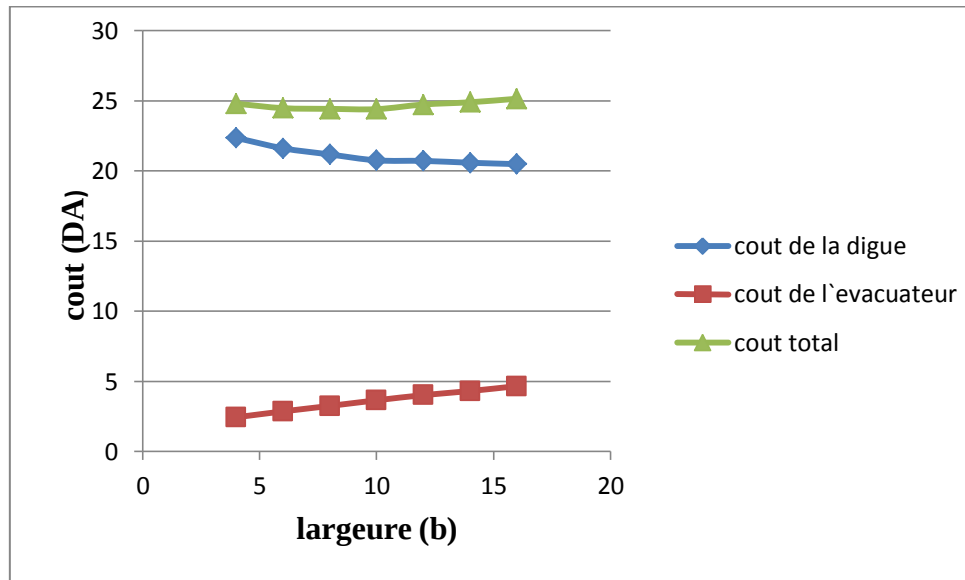


Figure III.15: Courbe d'optimisation.

Conclusion

Dans cette partie, on a déterminé les différents paramètres hydrologiques :

La cote du niveau normal de la retenue, la cote du niveau du volume mort, le volume utile, le volume mort, Niveau maximal des eaux et le volume normale de la retenue.

Ces résultats sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.37: Caractéristiques techniques de la retenue.

Dénomination	Unités	Valeurs
Cote NVM	m NGA	368.5
Cote NNR	m NGA	371.3
Cote NPHE	m NGA	372.5
Cote du fond	m NGA	360
Volume utile	m ³	62043.29
Volume mort	m ³	37636.22

Chapitre IV :

Etude Des Variantes

Chapitre IV : Etude des variantes

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 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.

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

IV.1 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 annexes de l'aménagement
- L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.

IV.2 Le choix du type de barrage

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

IV.2.1 La topographie du site

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

IV.2.2 La morphologie de la vallée

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

IV.2.3 Les conditions géologiques et géotechniques

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

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

IV.2.4 Les matériaux de construction

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

IV.2.5 Les conditions socio-économiques

Le choix de certains types d'ouvrages est quasiment conditionné par la possibilité de recourir à une main d'œuvre abondante. C'est en particulier le cas des barrages en maçonnerie ou en gabions. En effet la technologie employées sont relativement simples, mais nécessitent des équipes nombreuses, pas forcément très qualifiées, mais bien encadrées.

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

IV.2.6 Choix du type de barrage

Il existe trois schémas principaux de structure de barrage en terre :

- barrage en terre homogène en argile.
- barrage en terre zonée à noyau d'argile
- barrage en terre zonée à masque amont en béton.

IV.2.6.1 Barrage 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).

IV.2.6.2 Barrage à noyau

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

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

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

IV.2.6.3 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 œuvre,...etc.

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.

IV.3 Définition de profil général du barrage

IV.3.1 Hauteur de barrage

La hauteur a été calculée préalablement dans l'étude d'optimisation et elle est de 14m. Donc la cote en crête est : NCR=374m

IV.3.2 Largeur en crête

La largeur en crête est calculée dans l'étude d'optimisation et elle est de 6m.

IV.3.3 Longueur en crête

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à : L=119.48m

IV.3.4 Classification de l'ouvrage

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. Et pour savoir la classe de notre barrage nous avons le tableau IV.1.

Tableau IV.1: Classe des barrages en terre en fonction du type de la fondation.

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

D'après le tableau (V. Volkov, 1986) notre barrage appartient à la classe IV Terrain argileux plastique

IV.3.5 pentes des talus

Tableau IV.2 : Valeurs indicatives des pentes des talus (CEMAGREF).

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
$H < 5$	- Homogène	2.5	2
	- A zones	2	2
$5 < H < 10$	- Homogène granulométrie étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2.5	2.5
	- A zones	2	2.5
$10 < H < 20$	- Homogène granulométrie étendue	2.5	2.5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2.5
	- A zones	3	3
$H \geq 20$	- Homogène granulométrie étendue	3	2.5
	- A zones	3	3

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur (14m) et de type de barrage (Homogène à fort % d'argile) .on choisit pour les calculs les pentes:

Parement amont $m_1 = 3$.

Parement aval $m_2 = 2.5$.

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

IV.3.6 Protection des talus

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

1) Talus aval

On doit concevoir le revêtement pour éviter le possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau. Pour sa protection, l'utilisation d'une (pierre) avec des épaisseurs entre 0.20 et 0,3 m est très commune.

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 les méthodes ci-après.

1^{ère} méthode de « T. V.A. »

$$e = C v^2 \dots\dots\dots (IV.01)$$

e: épaisseur de l'enrochement en (m).

v: vitesse de propagation des vagues=2.96m/s.

C: coefficient dépendant de la pente des talus et du poids spécifique (δ) de l'enrochement

Tableau IV.3: Valeurs de C en fonction des pentes de talus et δ (les petits barrages).

Pente du talus	Valeurs de c pour différents poids spécifiques		
	$\delta = 2.5$	$\delta = 2.65$	$\delta = 2.80$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1.5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Par interpolation linéaire : **c=0.025m**

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0,22m$, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à $0,30m$, pour une bonne protection. La protection du parement amont sera constituée par $0,30m$ d'enrochement et de $0,20m$ du filtre (lit de gravier + sable).

2^{ème} méthode

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

$$D_p = \left[\frac{Q}{0.524 \gamma_p} \right]^{1/3} \dots\dots\dots (IV.02)$$

DP : diamètre moyen de la pierre en m.

γ_p : Poids volumique de la pierre = 26.5 KN/m^3

Q : poids d'une pierre, calculé par l'expression suivante :

$$Q = \frac{0.025 \cdot \gamma_p \cdot h^2 \cdot \lambda}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1 \right)^3 \sqrt{1 + m_1^2}} \dots\dots\dots (IV.03)$$

Avec :

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

$$\lambda = \alpha \cdot \lambda_0 \dots\dots\dots (IV.04)$$

Avec λ_0 et h_0 : Valeurs calculées en eau profonde ;

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

$$h_0 = 0,073 \cdot K \cdot V \cdot \sqrt{F \cdot \varepsilon} \quad \text{Et} \quad \lambda_0 = 0,073 \cdot K \cdot V \cdot \sqrt{\frac{F}{\varepsilon}} \dots\dots\dots (IV.05)$$

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

$$K = 1 + e^{0,40 \frac{F}{V}} \dots\dots\dots (IV.06)$$

ε : Cambrure de la vague donnée par :

$$\xi = \frac{1}{9} + \frac{1}{19} e^{\frac{-14}{V}} \dots\dots\dots (IV.07)$$

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.

Tableau IV.4: Résultats de calcul.

Indices	ε	K	λ_0	h_0	h_0/λ_0	α	β	h	λ
Valeurs	0.108	2.06	0.97	0.105	0.107	0.42	0.53	0.055	0.407

$$\text{Donc : } Q_p = \frac{0,025 \cdot 26.5 \cdot 0,055^2 \cdot 0,407}{\left(\frac{26.5}{10} - 1\right)^3 \sqrt{1+3^2}} = 0,0163 \text{ KN}$$

An : **Dp = 0.23cm**

L'épaisseur du revêtement égale à : $t = 2 \text{ DP}$

Si on prend $\text{DP} = 0,3 \text{ m}$, l'épaisseur du revêtement sera $t = 0,6 \text{ m}$.

IV.3.7 Protection de la crête

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, méthodiquement compactés. La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (infiltration dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de (3 à 4) % qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

IV.3.8 Les bermes

Sur le talus amont on peut prévoir une berme pour permettre d'effectuer des contrôles sur la digue et de procéder à d'éventuelles réparations sur le talus et d'augmenter la stabilité du parement, aussi pour protéger le talus aval contre l'érosion due au ruissellement des eaux pluviales et du fond de la neige. Les bermes sont exécutées pour des hauteurs de (10÷15) m, leur largeurs varient de (2÷3) m, avec des pentes de l'ordre de (3%).

La cote de la berme amont est: $\text{CBam} = 364\text{m}$.

La largeur de berme amont est de 2m.

IV.3.9 Organes d'étanchéité

IV.3.9.1 La clé d'ancrage

D'après les résultats obtenus au laboratoire. On peut dire que le fond de la vallée de l'Oued Chaabet 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 05.5 m. rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la largeur en base est de 04 m. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m_1=m_2=1/1$.

IV.3.10 Drainages

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

Les conditions des drainages:

Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.

Ne pas permettre l'effet de renard; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes.

On doit contrôler son fonctionnement

a) Dimensionnement de 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.

➤ **Fruits des talus :**

$$m_1 = (1- 1.75) \text{ on prend } m_1=1.5$$

$$m_2 = (1.5- 2. 5) \text{ on prend } m_2=2.5$$

➤ **La hauteur :**

$$H_{dr} = (0.15 \text{ } 0.2)H_b ; \text{ Où : } H_b : \text{ Hauteur du barrage ;}$$

$$AN: H_{dr}=0.2 \times 14=2.8\text{m}$$

➤ **La largeur en sommet**

Elle est donnée par :

$$b_{dr} = (1/3-1/4) H_{dr} = 1\text{m}$$

➤ **largeur en base du drain**

Elle est exprimée par :

$$B=b_{dr}+ (m_1+m_2)H_{dr}=12.2\text{m}$$

V.3.11. Prédimensionnement du noyau

Niveau en crête:

$$N_{crN}=N_{CB} -1 \text{ m}= 374-1=373\text{m} \quad \text{Donc } H_n=13\text{m}$$

La largeur en crête minimale du noyau est:

$$L_{cr} = 1/4.H_b=1/4*14 =3.5\text{m}$$

$$\text{Donc on adopte: } L_{cr} =3.5 \text{ m}$$

La pente un talus amont et aval du noyau est : $m_1 = 0.3$.

$$\text{La largeur en base est: } L_{base} = 2.m_1.H_n + b_{min} =2*0.3*13+3.5=11.3\text{m}$$

IV.4 Etude Technico-économique

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

IV.4.1 Volume du corps du barrage

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

$$V_b = \sum V_i \text{ Tel que : } V_i = \frac{[w_i + w_{i+1}]}{2} L_i \dots\dots\dots (IV.08)$$

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;

$$w_i = \frac{[b + B_{pi}]}{2} H_{bi} \dots\dots\dots (IV.9)$$

b : largeur du couronnement;

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) H_{bi} \dots\dots\dots (IV.10)$$

m_1 : pente du talus amont; m_2 : pente du talus aval.

Tableau IV.5: les coûts des variantes étudiées.

variante	Matériaux	Quantité (m³)	Prix unit (DA)	Coût (DA)	Totale (DA)
homogène	Recharge (argile)	51009.3	300	15302790	19032512
	Enrochement	946.14	1500	1419210	
	Graviers	1717	1000	1717000	
	Sables	741.89	800	593512	
Zoné	Recharge	40033.9	600	24020340	29606980
	Noyau	12703.9	400	5081560	
	Graviers	280.6	1000	280600	
	Sables	280.6	800	224480	
Masque en béton	Recharge	52151.72	320	16688550.4	36996800.4
	Masque (béton)	812.33	25000	20308250	

Conclusion

Sur la base des résultats obtenue précédemment, le choix définitif du type de barrage est fixé sur un Barrage homogène. Il Possède l'avantage de disponibilité des matériaux. D'autre part, c'est la variante la plus économique.

IV.5 Etude de la variante retenue**IV.5.1 Dimensionnement**

Dans cette partie on va récapituler les résultats qui sont calcules précédemment

IV.5.1.1 Hauteur du barrage

La hauteur du barrage : $H_b=14m$

IV.5.1.2 Pentes des talus

Pour le talus amont $m_1=3$

Pour le talus aval $m_2=2.5$

IV.5.2 protection des talus**IV.5.2.1 Le talus aval**

Pour le barrage en sol homogène la solution la plus répandue et la plus économique consiste à réaliser un enrochement d'épaisseur de 30cm

IV.5.2.2 Le talus amont

Pour la protection du talus amont une couche d'enrochement épaisseur $e = 30cm$ reposant sur un filtre de sable moyen et gravier avec une épaisseur de 40cm afin d'assurer la stabilité du talus et par conséquent la stabilité de la digue.

IV.5.3. Les bermes

Berne amont $CB_{am}=364m$

La largeur de berme amont est de 2m.

IV.5.4. La clé d'étanchéité du barrage

La hauteur de clé d'étanchéité est de 5.5 m

La largeur en base est de 4.0m.

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

IV.5.5 Dimensionnement du prisme

Hauteur : $H_p=3.4m$

Largeur en crête: $b_p=2m$

Fruits des talus :

$m_1=1.5$ (pour le talus amont)

$m_2=2.5$ (pour le talus aval)

IV.6 Etude des infiltrations

Les infiltrations doivent permettre de déterminer les éléments suivants :

- La Ligne De Saturation Du Massif Du Barrage ;
- Le Débit De Fuite ;
- La Pression De L'eau Interstitielle Dans Le Massif ;
- La Zone Submergée Du Corps De La Digue.

IV.6.1 Hypothèses de calcul de la ligne de saturation

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 celle verticale.
- Que la ligne de saturation 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:

$$Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0 \Rightarrow Y = \sqrt{Y_0^2 + 2XY_0} \dots\dots\dots (IV.11)$$

$$Y_0 = \sqrt{H_e^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (IV.12)$$

Avec :

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

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0.7b

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

He : La hauteur d'eau en amont.

Application numérique: He=11.3m

$$b = m_{am} * He = 3 * 11.3 = 35.4m$$

$$d = Lb - (0.7 * b) = 28 - 81.95 - (0.7 * 35.4) = 28 - 29.7m$$

$$Y_0 = \sqrt{11.8^2 + (29.7)^2} - 29.7 = 2.26m$$

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

$$Y^2 = 4.52X + 5.11$$

A partir de cette équation. On peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau IV.6

Tableau IV.6 : Coordonnées de la parabole de Kozeny.

X	0	1	3	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23	25	27	29.7
Y	2.26	3.10	4.32	5.26	6.06	6.77	7.4	7.99	8.54	9.05	9.54	10	10.44	10.87	11.28	11.8

La parabole coupe le plan d'eau amont en un point A situé à une distance horizontale du talus : $AB = 0.3 b$

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

Le point d'intersection de la parabole avec la face aval du noyau « c » est déterminé par l'équation : $a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha}$

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 (annexe D1). On détermine $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$

On a : $\alpha = 180^\circ$ d'où : $\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.25$ et : $a + \Delta a = \frac{2.26}{1 - 0} = 2.26m$.

De l'équation (2) on aura : $\Delta a = 2.26 * 0.25 = 0.57m$.

D'où : $a = 2.26 - 0.57 = 0.9m$. **(a=0.9m. Δa=0.57m)**

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

IV.6.2 Calcul du débit de fuite par infiltration

a) digue

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

$$q_n = K * I * A \dots\dots\dots (IV.13)$$

q : Débit de fuite en m²/s ;

i : Gradient hydraulique adimensionnel ;

A : section d'infiltration par unité de longueur.

K : Coefficient de perméabilité (m/s).

Le gradient hydraulique est donné par : $I = \frac{dy}{dx}$

La section d'infiltration est: $A = y * I$

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 : $K = 10^{-8}$ m/s

Application numérique

$q_n = 10^{-8} * 2.26 = 2.26 * 10^{-8}$ m³/s/ml.

QB = $2.26 * 10^{-8} * 81.95 = 1.85 * 10^{-6}$ m³/s

b) Fondation

Si B est la largeur à la base de la zone imperméable du barrage et h la profondeur de la couche perméable de la fondation, le débit de fuite par mètre linéaire de barrage est donnée par l'expression suivante

$$q_f = \frac{K \cdot H}{0,88 + \frac{B}{h}} \dots \dots \dots (IV.14)$$

q_f : Débit de fuite à travers la fondation en $[m^2/s]$;

K : Coefficient de perméabilité moyen de la fondation en $[m/s]$;

H : Charge hydraulique en $[m]$.

Précisons que cette formule n'est utilisable uniquement que si $B > 2h$, dans notre cas $B = 81.95m$ et $h = 2m$.

AN:

$$q_f = \frac{10^{-8} \cdot 14}{0,88 + \frac{81.95}{2}} = 3.34 \cdot 10^{-9} \text{ l/s/m.l.}$$

Le débit total de fuite à travers toute la fondation est de :

$$Q_f = q_f \cdot L_{cr} = 3.34 \cdot 10^{-9} \cdot 81.95 = 2.74 \cdot 10^{-7} \text{ l/s}$$

Le débit total de fuite est de:

$$Q_{tf} = Q_{bar} + Q_f$$

AN:

$$Q_{tot} = 1.85 \cdot 10^{-6} + 2.74 \cdot 10^{-7} = 2.12 \cdot 10^{-6} \text{ l/s}$$

IV.7 calcul des filtres

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

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

1) Règles des filtres

En tenant compte des critères TERZAGUI et des règles suivantes $12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$ et

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58, \text{ on calcule les filtres.}$$

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

Condition1

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \dots \dots \dots (IV.15)$$

D'où

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$;

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \log \eta$;

$n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux ;

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux. ;

Condition 2

Vérification des suffisances de perméabilité:

$$K_F = (2 + \sqrt[6]{\eta} \cdot K) \dots \dots \dots (IV.16)$$

d'où :

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

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

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

2) Détermination de la courbe granulométrique des filtres (annexe D)

$$\text{Selon les critères: } 12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \quad \text{Et} \quad 12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

D_{15} : Diamètre de filtre ;

d_{15} : Diamètre du sol à protéger.

Granulométrie du sol à protéger

$$d_{15} = 0.0005 \text{ mm ;}$$

$$d_{50} = 0,0051 \text{ mm ;}$$

$$d_{85} = 0,1 \text{ mm ;}$$

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

$$0,0075 \text{ mm} < D_{15} < 0,026 \text{ mm ;}$$

$$0,07 \text{ mm} < D_{50} < 0,22 \text{ mm ;}$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0.0167 \text{ mm ;}$$

$$D_{50} = 0.165 \text{ mm.}$$

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

$$0.21 \text{ mm} < D_{15} < 0.644 \text{ mm ;}$$

$$2.31 \text{ mm} < D_{50} < 6.22 \text{ mm.}$$

D'où la courbe granulométrique moyenne a les dimensions suivantes

$$D_{50} = 4.237 \text{ mm.}$$

$$d_{15} = 0.427 \text{ mm}$$

3) Vérification de l'absence de RENARD dans le sol des filtres

Filtre N°1

Pour qu'il n'y ait pas le phénomène du Renard il faut que :

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

D'après la courbe granulométrique de F₁ :

d₅ = 0,04 mm; d₁₀=0,045 mm;

d₁₇=0,05mm ; d₆₀=0.2mm ;

$\eta = D_{60}/D_{10} = 4.45$ Coefficient d'hétérogénéité ;

n₀ = 0,40 d'où n=0,34

D₅/D₁₇=0,8 > 0,26.

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

La condition de TERZAGUI (zone de transition) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,0167}{0,115} = 0,145 < 4$$

La condition de Terzagui est vérifiée.

Filtre N°2

Pour qu'il n'y ait pas le phénomène du Renard il faut que :

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

D'après la courbe granulométrique de F₂ :

d₅ = 1.2 mm; d₁₀=1.25 mm;

d₁₇=1.6mm ; d₆₀=5.5mm ;

D₅/D₁₇=0,75>0,26 : pour n=0,33; $\eta=4.4$

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

La condition de TERZAGUI (zone de transition) : $\frac{D_{15}}{d_{85}} = 0.53 < 4$

La condition est vérifiée.

Conclusion

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur =0.2 m.
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur =0.2m.
- L'enrochement d'épaisseur = 0.2 m.

IV.8 Etude de stabilité

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

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

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

1/- soit par un calcul de vérification de la stabilité. Les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et / ou déterminer à priori.

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

Schématiquement. Deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

- Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

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

a-2. Glissement en cascade.

a-3. Glissement. Puits renard :

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

- l'instabilité mécanique en fondation

IV.8.1 Stabilité des talus

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

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

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

Tableau IV.7 : Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1.3 ÷ 1.2	1.2 ÷ 1.15	1.15 ÷ 1.1	1.1 ÷ 1.05

Spéciales Avec séisme)	1.1 ÷ 1.05	1.1 ÷ 1.05	1.1 ÷ 1.05	1.05
-------------------------------	------------	------------	------------	------

Notre barrage fait partie de la IV classe. Le coefficient admissible sera donc :

- ✓ sans séisme : $K_{ss.adm} = (1.10 \div 1.05)$
- ✓ avec séisme : $K_{as.adm} = 1.05$

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

IV.8.2 Ordre de calcul (Méthode des tranches)

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

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b = 14m$).

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

Tableau IV.8 : valeurs de k_1 et k_2 .

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

Pour notre cas :

Tableau IV.9 : valeurs de R_1 et R_2

talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3	1.0	2.3	14	32.2
Aval	2.5	0.875	2.025	12.25	28.35

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales. inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à côté du talus aval. Et on indique le centre de glissement « o »

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

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

- ✓ Poids de la tranche « G ».
- ✓ Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».

- ✓ Forces de pressions interstitielles.
 - ✓ Forces de Cohésion.
 - ✓ L'effort du séisme.
- Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :
- ✓ Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$
 - ✓ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$

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

IV.8.3 Calcul des forces appliquées à chaque tranche

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

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

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

h_1 , h_2 , h_3 : hauteurs des tranches.

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

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

γ_3 : densité de l'assise.

b : largeur de la tranche.

b) Force de pression interstitielle

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

$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl$ (IV.18)

U : pression interstitielle.

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

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

h : hauteur de la tranche.

c) Forces de cohésion

$F_c = c \cdot dl$ (IV.19)

C : Cohésion du sol (Matériau).

d) Forces dues au séisme

$T = a \cdot G_n$ (IV.20)

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

IV.8.4 Classement des forces

1) Les forces stabilisatrices

a) Force de frottement

$$F_1 = N_n \tan \varphi - U \cdot dl \tan \varphi$$

φ : Angle de frottement.

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

b) Force de cohésion

$$F_c = c \, dl \dots\dots\dots (IV.21)$$

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

R : rayon de la courbe de glissement.

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

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

$$M_s = [(N_n - U \, dl) \, \text{tg} \phi + c \, dl] \, R \dots\dots\dots (IV.22)$$

2) Les forces motrices

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

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

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

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

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

IV.8.5 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

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

a) Retenue pleine

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - p_i) \text{tg} \phi_i + \sum C_i \, dl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.24)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - p_i) \text{tg} \phi_i + \sum C_i \, dl}{(1/R) \sum G_n \, a_{n_i} \, d_{n_i}} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.25)$$

Kss : coefficient de sécurité sans séisme. **Kas** : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction)

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum C \, dL}{\sum T_n} \dots\dots\dots (IV.26)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum C \, dL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots (IV.27)$$

c) Vidange rapide

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

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

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

Les résultats de calcul sont dans les tableaux :(annexe C)

Tableau IV.10: Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		Sans séisme (kss _{adm} =1.10-1.15)	Avec séisme (K _{as.adm} = 1.05)
Fonctionnement normal	Talus amont		
	R ₁ =23.28m	2.95	1.82
	R ₂ =30.05m	2.73	1.74
	R ₃ =35.37m	2.96	1.71
	Talus aval		
	R ₁ =25.5m	2.82	1.81
	R ₂ =29.57m	2.98	2.08
	R ₃ =32.60m	2.84	1.85
Fin de construction	Talus aval		
	R ₁ =25.5m.	2.32	1.50
	R ₂ =29.57m	2.92	2.04
	R ₃ =32.60m	2.28	1.48
Vidange rapide	Talus amont		
	R ₁ =23.28m	2.74	1.89
	R ₂ =30.05m	2.61	1.68
	R ₃ =35.37m	2.81	1.66

Conclusion

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme. Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

Chapitre V :
Etude Des Ouvrages
Annexes

Chapitre V : Etude 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 le retenu sont :

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

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

V.1. Critères de dimensionnement

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

- **Evacuateur des crues**

Pour évacuer la crue centennale de **26.25 m³/s**, qui après laminage est ramenée à **25.1 m³/s**. La charge maximale autorisée sur l'évacuateur est de **1.2 m**.

- **Vidange de fond**

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

- **Dérivation provisoire**

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues d'eau pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et venue d'eau qui peut provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions. La dérivation doit être dimensionnée de telle façon d'évacue la crue de chantier décennale, qui est estimée à 14.75 m³/s.

V.2 L'évacuateur de crues

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

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

Les différents types d'évacuateurs de crue:

- Evacuateur de crues en puits (tulipe)
- Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral
- Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal
- Evacuateur de crues en siphon

V.2.1 Choix de l'évacuateur de crues

L'évacuateur de crue est le plus complexe des ouvrages qui assurent l'évacuation des eaux de crue du bief amont au bief aval, il existe plusieurs types d'évacuateur de crues qui conviennent chacun à des conditions topographiques, géologiques, de construction, techniques, géotechniques et économique. L'objet de cette étude est de choisir le type qui convient à notre cas. Les facteurs principaux à considérer dans le choix de l'évacuateur le plus approprié à un projet donné, sont les suivants :

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

Après avoir examiné les conditions citées ci-dessus on a opté pour un évacuateur latéral à entonnement frontal sur la rive droite.

V.2.2 Dimensionnement de l'évacuateur de crues

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

- a. Un canal d'approche ;
- b. Un déversoir ;
- c. Un chenal d'écoulement ;
- d. Un convergent ;
- e. Un coursier
- f. Un bassin d'amortissement ;
- g. Un canal de restitution ;

V.2.2.1 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=1.2m.

H+ P =2.7m

➤ Vitesse d'approche

La vitesse est donnée par la relation suivante:

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

b: largeur du déversoir (b= 10m).

Q: débit évacue (Q=25.1m³/s).

On trouve: **V_{ap}=0.93m/s.**

V_{ap} ≤ V_{adm} tel que V_{adm} compris entre 1,8 et 2,20 m/s donc pas de risque de l'érosion

➤ Hauteur du mur du canal d'approche

La hauteur de mur est :

$$H_m = h + P + R$$

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

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

$$R_e = 0.65 \text{ m}$$

On adopte une valeur de :

$$H_m = 3.35 \text{ m}$$

On adopte une valeur de : H_m=3.5m.

➤ Longueur du canal d'approche

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 15m

V.2.2.2 Le déversoir

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

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

$$y = \frac{(x^{1.85})}{(2H^{0.85})} \dots\dots\dots (V.3)$$

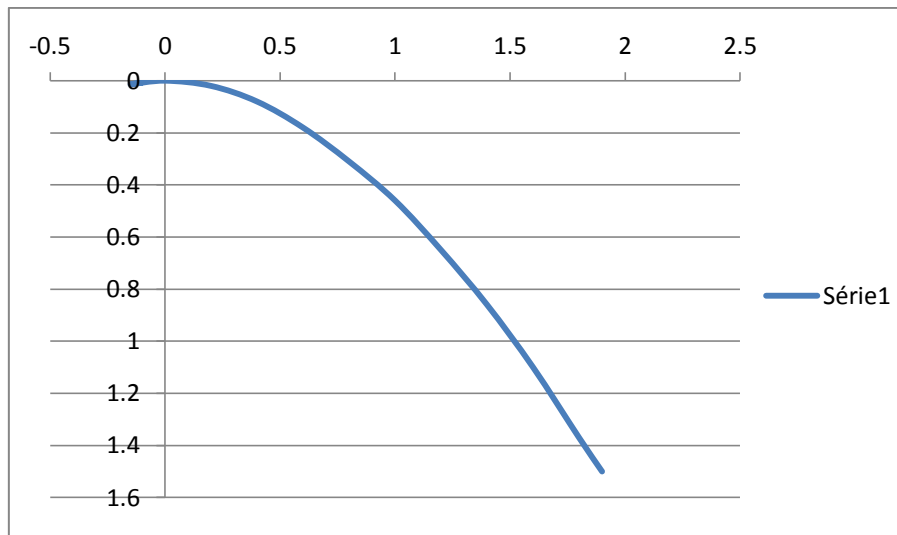
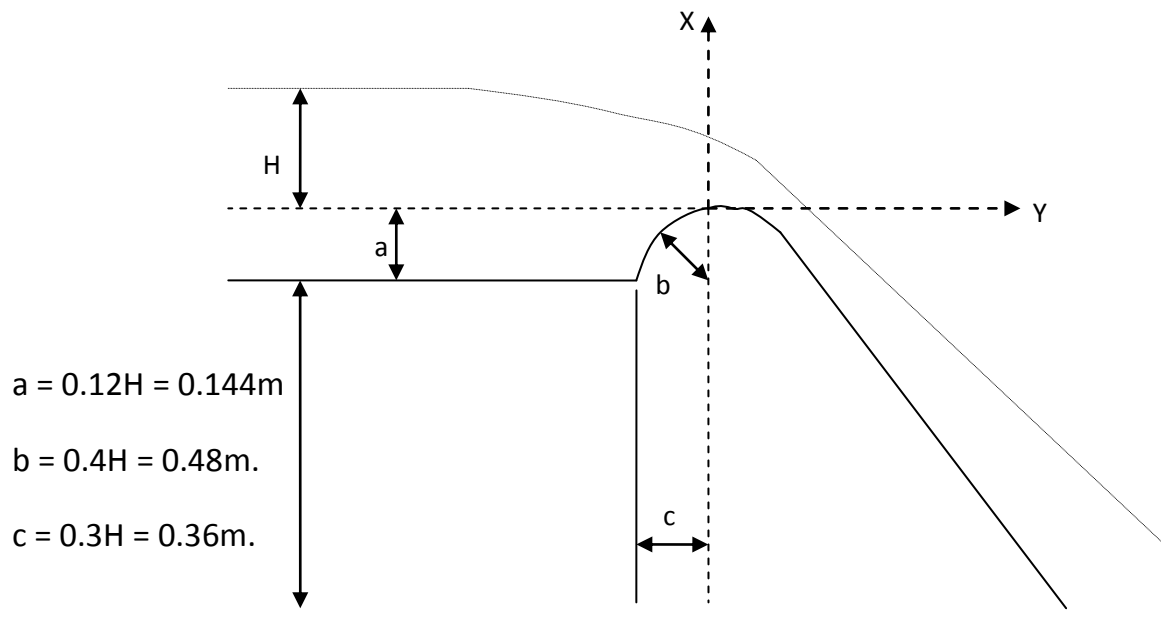
Ou :

H: la charge sur le déversoir.

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

Tableau V.1 : Calcul des coordonnées de profil du déversoir.

X	-0.1	-0.15	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	1.9
Y	0.01	0.014	0	0.02	0.08	0.18	0.31	0.46	0.65	0.86	1.1	1.37	1.5

**Figure V.1** : profil du déversoir type CREAGER**Fig.V.2** Dimensions du déversoir.

V.2.2.3 Chenal d'écoulement

La trace du chenal doit être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial.

La longueur du chenal est égale à 10 m, Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique " y_c " et la pente critique

a) Calcul de la profondeur critique

$$Y_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}} \dots\dots\dots (V.4)$$

Avec:

Q: débit à évacuer (Q=25.1 m³/s).

b: largeur du canal (b=10m)

g: l'accélération de pesanteur (g=9.81m²/s).

y_c= 0.86m.

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

$$V_{cr} = Q/s \dots\dots\dots (V.5)$$

Avec : S : section de chenal, S = 8.6m²

D'où : **V_{cr} = 2.92m/s**

b) Calcul la pente critique

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

$$Q = K.S.R^{2/3}.I^{1/2} \dots\dots\dots (V.6)$$

Avec:

R: rayon hydraulique (en m)

I: la pente en (m/m).

S: section mobiles S= 43.2m².

K: coefficient de Manning-Strickler (K=71.42).

Pour une section rectangulaire:

$$I_{cr} = \left[\frac{Q.(b + 2y_c)^{2/3}}{K.(b.y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (V.7)$$

D'où : **I_{cr}=0.25%.**

Le régime d'écoulement au niveau de chenal d'écoulement est torrentiel puisque, la pente critique est supérieure à la pente de fond de chenal (I_{cr}=0.25% > I=0.1%).

V.2.2.4 Le convergent

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

La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante :

$$L = 2,5 \cdot (L_1 - L_2) \dots \dots \dots (V.8)$$

Où:

L_1 : est la largeur au plafond du bief amont $L_1 = b_1 = 10\text{m}$.

L_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle $L_2 = 4\text{m}$.

$L = 15\text{m}$

V.2.2.5 Le coursier

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

1) Largeur de coursier

Elle est donnée par la formule suivante :

$$b = Q^{0,4} \quad \text{D'où : } b = 4 \text{ m}$$

2) Longueur du coursier :

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 60 mètres

3) Profondeur critique

On calcule la profondeur critique par la formule

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots \dots \dots (V.9)$$

Où : q : débit unitaire, $q = 6.28 \text{ m}^3/\text{s/ml}$

D'où : $h_{cr} = 1.45\text{m}$

4) Pente critique

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

$$Q = SC\sqrt{RI} \dots \dots \dots (V.11)$$

Avec celle du régime critique :

$$\frac{Q^2 b}{g S_{cr}^3} = 1 \dots \dots \dots (V.12)$$

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

$$I_{cr} = \frac{g h_{cr}}{C^2 R_{cr}} \dots \dots \dots (V.13)$$

Ou :

I_{cr} : Pente critique;

S_{cr} : Section critique, $S_{cr} = 6.32 \text{ m}^2$;

R_{cr} : Rayon critique (m) ;

Avec :

$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr}$

$P_{cr} = 2h_{cr} + b$; $P_{cr} = 7.16 \text{ m}$

C : Coefficient de chezy, $C = \frac{1}{n} R^{1/6} \text{ (m}^{1/2}/\text{s)}$;

n : Coefficient de rugosité, $n = 0.014 \text{ (m}^{-1/3}/\text{s)}$.

Donc :

$R_{cr} = 0.88 \text{ m}$

$C = 69.92 \text{ m}^{1/2}$

D'où : $I_{cr} = 0.36\%$

5) Calcul de la ligne d'eau

Le passage du chenal au coursier se fait avec une rupture de pente afin d'assurer la localisation de la section de control faisant passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier. Ce dernier est le plus souvent construit en béton et il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

Le calcul se fait à l'aide de logiciel canal P:

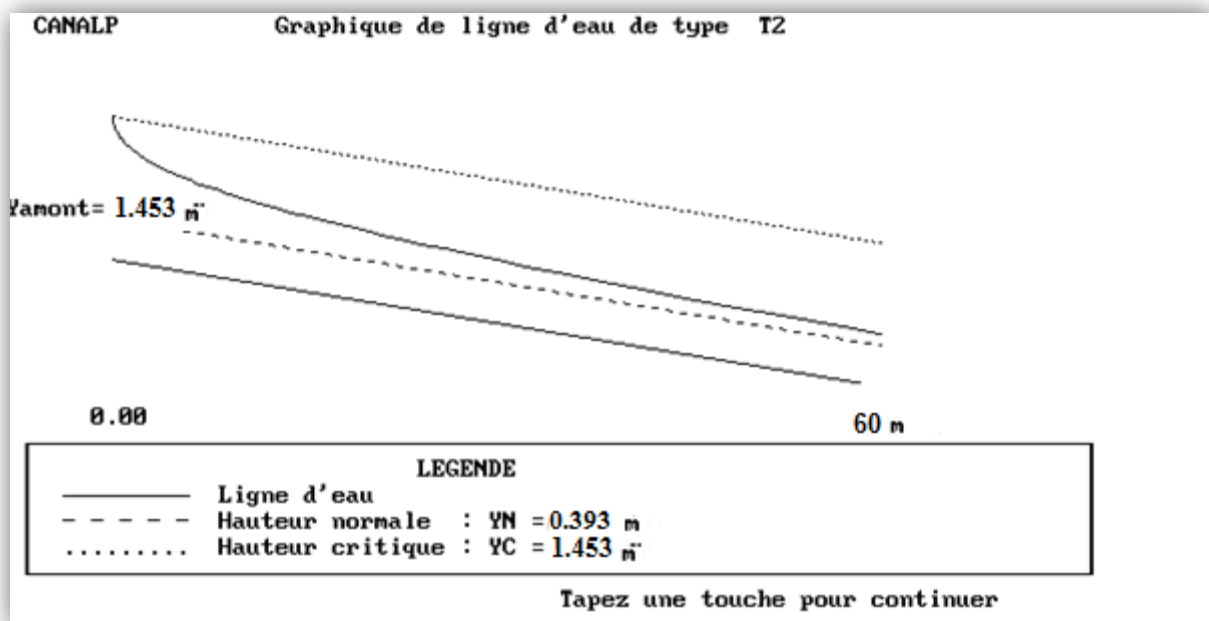
Tableau V.2: Calcul de la ligne d'eau.

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Y _N	Y _C	Régime	L _{bief} (m)
25.10	71.42	0.168	0.394	1.45	NT	60

Les résultats de calculs sont illustrés dans le tableau VI-3 ci-après:

Tableau V.3: Ligne d'eau avec un pas d'espace de 10 m.

Section	Absciss	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)	J (m/m)
Amont	0	10	1.450	1.00307	2.180	3.539
1	10	10	0.713	2.91681	3.732	27.37
2	20	10	0.583	3.93522	5.099	50.158
3	30	10	0.523	4.63276	6.134	69.816
4	40	10	0.483	5.21920	7.062	89.101
5	50	10	0.453	5.74654	7.932	108.561
aval	60	10	0.442	6.980	8.619	124.824

**Figure V.3 :** Linge d'eau dans le coursier.

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est : $y=0.442\text{m}$.

➤ La vitesse au fin coursier est:

$$V = \frac{Q}{b \cdot y_2} = 14.20 \text{ m/s}$$

D'où: **V=14.20 m/s**

➤ Nombre de Froude Fr

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}} \dots \dots \dots (V.14)$$

D'où: **Fr = 6.98**

V.2.2.6 Bassin d'amortissement

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.

$1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.

$2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.

$4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Froude est supérieure à 4.5, cela veut dire que le ressaut va se produire nettement. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée ne dépasse pas 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.

1) Caractéristique du bassin d'amortissement

a) Longueur du bassin

D'après l'abaque Annexe D

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 8.21$$

Avec y_1 : tirent d'eau avant le ressaut ($y_1=0.442m$);

y_2 : tirent d'eau après le ressaut en (m).

$$y_2=3.63m$$

La longueur du bassin est donnée par : $L/Y_2 = 2.5$

D'où : **L = 9.00 m**

b) Dimensionnement des blocs de chute

$$h_1 = y_1 = e_1 = 0,442 \text{ m}$$

h_1 : Hauteur des blocs de chute à l'entrée.

e_1 : L'espacement entre les blocs de chute.

$$\frac{h_2}{y_1} = 1,70 \Rightarrow h_2 = 0,75m$$

$$\frac{h_4}{y_1} = 1,40 \Rightarrow h_4 = 0,62m$$

* Dimensionnement des blocs chicane:

$$l = 0,2 \text{ h}_2 = 0,15m.$$

$$L = 0,75 \text{ h}_2 = 0,562m.$$

l : largeur du seuil.

L : espacement entre les blocs.

$$a = 0,8 \cdot y_2 = 2,92m.$$

a : distance entre les blocs de chutes et les blocs chicanes.

V.2.2.7 Canal de fuite

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

La hauteur critique :

a) Hauteur critique

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,015 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K \dots\dots\dots (V.15)$$

Avec $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \dots\dots\dots (V.16)$

$$\sigma = \frac{K \cdot m}{b} \quad (m = 01,00) \dots\dots\dots (V.17)$$

$$\text{AN: } K = \sqrt[3]{\frac{25,1^2}{9,81 \cdot 4^2}} = 1,59$$

$$\sigma = \frac{1,58 \cdot 01,00}{4} = 0,39$$

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0,39}{3} + 0,015 \cdot 0,39^2 \right) \cdot 1,45 = 1,26m$$

b) Pente critique

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots (V.18)$$

Ou : S_{cr} : Section critique (m^2) ;

P_{cr} : Périmètre critique (m) ;

R_{cr} : Rayon critique (m) ;

C_{cr} : Coefficient de CHEZY

Donc :

$$S_{cr} = mh_{cr}^2 + bh_{cr} = 6.63m$$

$$P_{cr} = b + 2h_{cr}\sqrt{1 + m^2} = 7.56 m$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = 0.88 m$$

$$C_r = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6} = 69.92$$

D'où : $I_{cr} = 0.33\%$

c) Profondeur normale

Pour la hauteur normale, elle est calculée aussi à l'aide du même logiciel « CANALP ».

La profondeur normale est donc de : $H_n = 0.46 m$;

d) Vitesse d'écoulement dans le canal de fuite

$$V = Q/S = C\sqrt{RI} \dots\dots\dots (V.19)$$

$$AN : V = 3.76m/s$$

$V \geq V_{adm}$ (1,8 à 2,2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

V.2.3 Conception de l'évacuateur de crues**V.2.3.1 Hauteurs des murs bajoyers****a) Hauteur des murs bajoyer à l'entrée du coursier**

La vitesse de l'eau au niveau de la section de contrôle est :

$$V = Q / (b h_{cr}) = 4.33 m/s$$

La revanche (R) est égale à : $R = 0,60 + 0,14V^{1/3} = 0,83 m$.

D'où : la hauteur du mur H_m du mur sera :

$$H_m = H_c + R = 1.45 + 0,83 = 2.27 m.$$

b) Hauteur du mur à la fin du coursier

La revanche (R) est égale à : $R = 0,60 + 0,14V^{1/3} = 0.92 m$.

V : La vitesse à la fin du coursier ($V = 12.44 m/s$).

H : La hauteur d'eau à la fin du coursier ($H = 0.44m$)

Donc : $H_2 = h + R = 0.44 + 0.92 = 2.48 m$.

c) Hauteur du mur dans le bassin de dissipation

$$R = 0,60 + 0,14V^{1/3} = 0.79m.$$

V : La vitesse à la sortie de bassin. ($V = 2.63 \text{ m/s}$)

H = 3.63 m (hauteurs conjuguées).

$$H = R + H_c = 4.42 \text{ m}$$

d) 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 :

$$b/h < (10 \div 12) \quad \text{et} \quad Fr^2 < 40.$$

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier.

Donc :

$$\frac{b}{h} = 9.1 < (10 \div 12) \quad \text{Et} \quad Fr^2 = 35.69 < 40$$

Les vagues roulantes n'apparaissent pas sur tout le long du coursier

V.3 Vidange de fond

Afin d'édifier le barrage à l'abris de l'eau courante dans l'oued ou d'une éventuelle crue, il est nécessaire de prévoir un chemin d'écoulement aux débits quel que 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 durant 15-21 jours
- 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

On a prévu une protection amont pour cette conduite contre le colmatage, on l'a équipée aussi de vannes à l'aval.

V.3.1 Détermination du diamètre de la vidange de fond

Le volume d'eau évacué contient le volume utile de la retenue, plus le volume entrant dans la retenue pendant la période de vidange.

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_0 \quad \dots\dots\dots(V.20)$$

V_u : volume utile en $[m^3]$.

T : temps de vidange ($15 < T < 21$) jours.

Q_0 : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel)

$Q_0 = A_0/T$ (Mm^3) ;

A.N :

$$Q_{vf} = \frac{62043.29}{18 \cdot 86400} + \frac{0.59 \cdot 10^6}{31,53 \cdot 0^6} = 0.34 m^3/s .$$

Le type de construction de la vidange de fond est déterminé en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur de débit de projet. Dans notre cas la meilleure des solutions est une vidange de fond (tuyau en acier) enrobée de béton.

La section de la conduite de vidange (S) est donnée par la formule suivante :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}} \quad \dots\dots\dots(V.21)$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m^3/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en $[m]$.

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

A.N :

$$S = \frac{0,34}{0,8 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 15,5}} = 0,028 m^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,028}{3.14}} = 0.190m$$

On prend un diamètre normalisé : **$D_{vf} = 200 \text{ mm}$**

*Correction du coefficient de débit μ :

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \quad \dots\dots\dots(V.22)$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

*Coefficients des pertes de charge linéaires:

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad \dots\dots\dots(V.23)$$

Avec :

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \quad \dots\dots\dots(V.24)$$

λ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité [$n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$].

D : Diamètre de la conduite [$D = 200 \text{ mm}$].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 88\text{m}$).

A.N :

$$\lambda = 0.041, \quad \sum \xi_{s1} = 18.04 \text{ m}$$

* Coefficient des pertes de charge singulières:

On a :

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,5 \quad \xi_{\text{sortie}} = 1 \quad \xi_{\text{vannes}} = (0,1 + 0,1) = 0,2$$

Donc :

$$\sum \xi_s = 1,7 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (18.04 + 1,7)}} = 0,22$$

Et :

$$S = \frac{0,340}{0,22 * \sqrt{2.9,81 * 11.3}} = 0,10 \text{ m}^2$$

D'où :

$$D_{\text{vf}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,1}{3.14}} = 0.357 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : **$D_{\text{vf}} = 400 \text{ mm}$**

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{Q_{\text{vf}}}{S_{\text{con}}} \dots \dots \dots (V.24)$$

$$\text{AN : } V_s = \frac{0.340}{0,023} = 14.78 \text{ m/s}$$

V.4 Prises d'eau

La prise d'eau et la vidange de fond sont réunies dans un même ouvrage qui est situé au pied amont de la digue.

La consommation maximale est en mois de juillet : $V = 0.017 \text{ Mm}^3$.

Donc : $Q = \frac{V}{T} = 0.007 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$Q = u S \sqrt{2gH} \dots \dots \dots (V.25)$$

Avec :

μ : coefficient de débit $\mu=0.3$

S : section de la conduite en m^2

H : charge d'eau minimal $H=10.5\text{m}$

On trouve une section de 0.041 m^2

Donc : **$D = 200 \text{ mm}$** .

V.4.1 Correction de la valeur de coefficient μ

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D} \dots\dots\dots (V.26)$$

AN :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{0,041 \cdot 98}{0,250} = 18.48m$$

Donc :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 18.48}} = 0,22$$

$$S = \frac{0,027}{0,21 \cdot \sqrt{2.9,81 \cdot 4,56}} = 0,0136m^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0136}{3.14}} = 0,131m$$

Donc : **D = 150 mm**

* Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau :

$$V_{con} = \frac{Q_{max}}{S} = \frac{0,027}{0,0136} = 1.98m/s$$

Conclusion

Finalement la conduite de prise d'eau aura un diamètre de 200 mm, elle est équipée d'une vanne qui sera groupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage.

Chapitre VI :

Organisation De

Chantier

Chapitre VI : Organisation de chantier

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'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre 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'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopte une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient ;

VI.1. Travaux préparatoires

- Installation du chantier, seront disposées en aval du barrage afin d'éviter leur submersion, pendant les épisodes de crue.
 - Mise en place des pistes et accès au site.
 - Implantation des axes (digue, ouvrage annexes)
 - Préparation des zones d'emprunts.
 - Préparation de la fondation de la réalisation de la digue
 - Déboisement de la cuvette, décapage de la couche végétale du site du barrage
- On peut distinguer les installations suivantes

VI.1.1 Installations destinées au personnel

En général, ce sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VI.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour le ciment 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 ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

VI.1.3 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.

VI.1.4 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, murettes...etc.

VI.1.5 Les moyens de chantier

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci-après :

- a) Les compacteurs à pneus ;
- b) Les rouleaux à pieds dameurs pour le compactage des sols fins ;
- c) Les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- a) La décapeuse automotrice (Motor scraper) ;
- b) La pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloigné du barrage ou un relief très marqué.

VI.2 Devis estimatif du barrage et les ouvrages annexes

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et la dérivation provisoire.

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages:

Tableau VI.1 : Devis estimatif du barrage.

LA DIGUE					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Décapage de la couche de terre végétale	m ³	1326.803	160	212288.48
2	Remblai	m ³	27966.79	280	7830701.2
3	Enrochements	m ³	1066.91	1200	1280292
4	Graviers	m ³	649	800	519200
5	Sable	m ³	679.71	400	271884
6	Produit asphaltite	m ³	577	3000	1731000
L'EVACUATEUR DE CRUES					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Déblai	m ³	2014.4	400	805760
2	Remblai	m ³	1441.6	280	403648
3	Béton armé	m ³	402.9	32000	12892800
4	Béton de propreté	m ³	100	6000	600000
5	Enrochement.	m ³	7.09	1200	8508
DERIVATION, VIDANGE DE FOND ET PRISE D'EAU					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Déblai	m ³	40.85	400	16340
2	Remblai	m ³	87.8	280	24584
3	Béton	m ³	23.67	22000	520740
4	Béton de propreté	m ³	7.89	6000	47340
5	Vanne		2	50000	100000
Montant total du barrage : 27256577.7 DA					

VI.3 Planning

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

VI.3.1 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

VI.3.1.1 Méthodes basées sur le 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 ;
- Réseau à nœuds.

a) Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches ;
- Détermination des tâches antérieures ;
- 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.

b) Méthode C.P.M (Méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : L'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : Analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : Adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

c) Etapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

- Collection des informations
- Décomposition du projet
- Relations entre les tâches

d) Paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR** : Temps de réalisation ;
DCP : Date de commencement au plus tôt ;
DCPP : Date de commencement au plus tard ;
DFP : Date de finition au plus tôt ;
DFPP : Date de finition au plus tard ;
MT : Marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

e) Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.P} \end{cases}$$

f) 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:

$$\mathbf{T = \frac{Q.N}{n}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \mathbf{Q = Quantité de travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VI.4 Les plannings

Il existe trois types de plan de travail :

VI.4.1 Plan de travail au plus tôt

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VI.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).

VI.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).

VI.5. Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation, la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération ;
- Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservi par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VI.5.1 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Symboles et durée des opérations.

Symboles	Opérations	Durée (mois)
A	Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier	2
B	décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ;	2
C	décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage ;	2
D	préparation des zones d'emprunt ;	2
E	déboisement de la cuvette ;	3
F	remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	2
G	approvisionnement du filtre	2
H	remblai compacté	3
I	Excavation du tranché de la clé d'encrage	5
J	excavations de l'évacuateur de crues	2
K	génie civil de l'évacuateur de crues	2
L	revêtements de talus	3
M	équipements hydraulique	2
N	Travaux de finitions	2

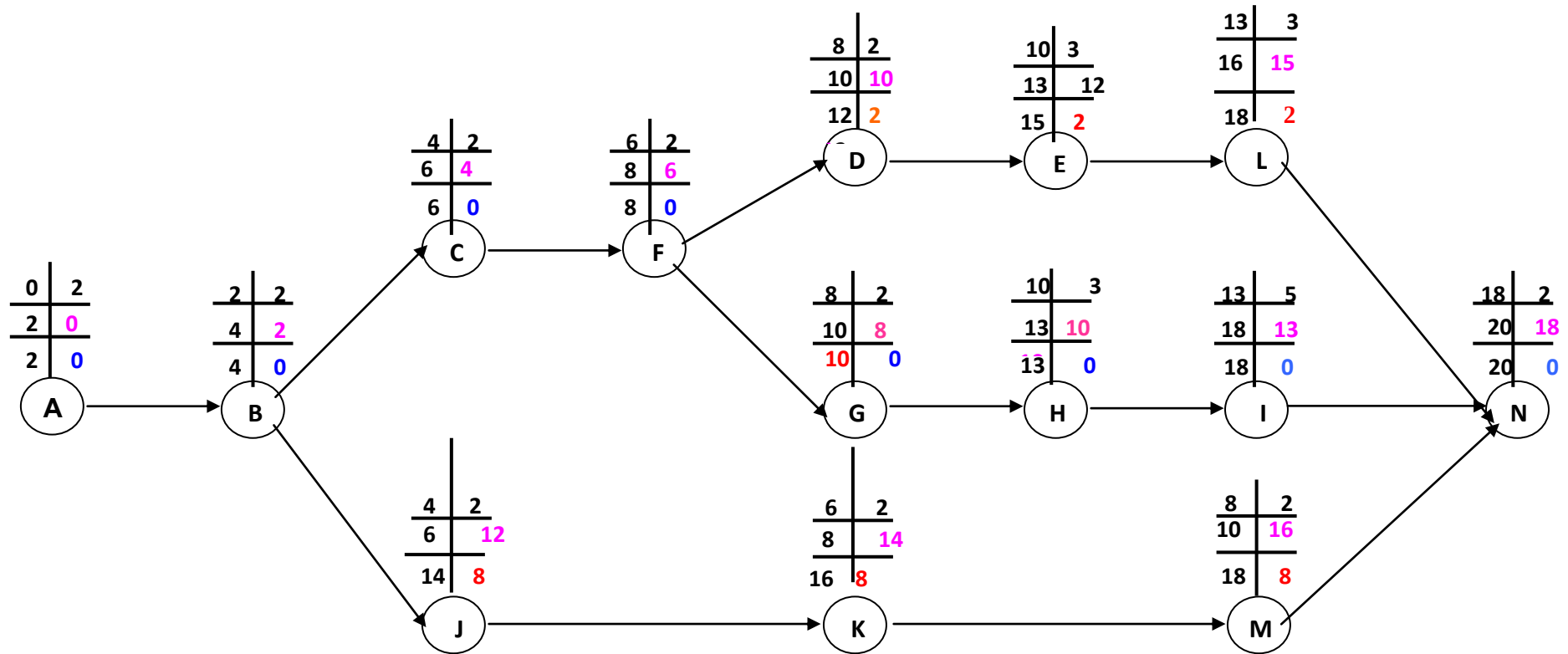


Figure VI.1: Réseau à nœuds

VI.5.2 Détermination des chemins critiques

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : 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	2	0	2	0	2	0
B	2	2	4	2	4	0
C	2	4	6	4	6	0
D	2	8	10	10	12	2
E	3	10	13	12	15	2
F	2	6	8	6	8	0
G	2	8	10	8	10	0
H	3	10	13	10	13	0
I	5	10	18	13	18	0
J	2	4	6	12	14	8
K	2	6	8	14	16	8
L	3	13	16	15	18	2
M	2	8	10	16	18	8
N	2	18	20	18	20	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation est égal à 20 mois

Tableau VI.4 : programme des travaux pour la réalisation du la retenue collinaire EL HAMRA

opération	Temps (mois)																			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
A	2																			
B			2																	
C					2															
D								2												
E									3											
F							2													
G								2												
H									3											
I														5						
J					2															
K							2													
L														3						
M									2											
N																			2	

Chapitre VII :
Protection et Sécurité
De Travail

Chapitre VII : protection et sécurité de travail

Introduction

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et sur le plan humain.

L'objet sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits « de sécurité », leur utilisation est contestable bien que le problème reste difficile.

VII.1. Comité de sécurité

L'Agent de sécurité fait la patrouille périodiquement dans le chantier et rapporte le résultat de la patrouille à la réunion tenue à cet égard.

VII.2 Instructions structurelles sur la sécurité

VII.2.1 Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier

Quoiqu'il en soit Algérien ou expatrié ; la personne qui travaille ou pénètre sur le site doit être informé en matière de sécurité de façon qu'il respecte les règles de sécurité du chantier.

VII.2.2 Instructions à donner au Chef d'équipe

Le Chef d'équipe confirme périodiquement les mesures préventives contre les accidents.

- **Réunion matinale en matière de sécurité :**

Le contre maître de chaque poste préside tous les matins une réunion pour expliquer le détail des travaux à exécuter en précisant l'instruction sur la sécurité.

- **Mise en ordre du chantier :**

L'effectif de chaque poste s'engage à la mise en ordre du chantier une fois par mois à la date préalablement fixée.

- **Contrôle et entretien du matériel**

Les engins ne peuvent être utilisés sur le site qu'avec le bon de mise en service qui sera émis à la suite du contrôle mécanique les engins utilisés doivent passer le contrôle journalier et son résultat sera enregistré dans le rapport journalier.

Les engins doivent être au contrôle période et son résultat sera enregistré dans le carnet d'entretien.

Les échafaudages, plate-forme, passerelle, boisage, cintre, coffrage, soutènement, et toute autre installation les garde corps, rampes, filets, ceintures de sécurité et toute autre dispositif de sécurité, les chaînes câbles au cordage, les échelles ainsi que matériel et engins de toute nature mis par les chefs d'établissement à la disposition des travailleurs à effectuer et aux risques auxquels les travailleurs sont exposés.

Les installations, les dispositifs les matériels ou les engins utilisés doivent avoir notamment une résistance suffisante pour supporter les charges et les efforts auxquels ils sont soumis.

En outre, la stabilité des installations et des engins de toute nature mis en œuvres sur des chantiers doit être assuré d'une manière efficace.

VII.3 Organisation du service de la sécurité d'ouvrage

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes.

VII.3.1 Principes de fonctionnement du service de sécurité

a) Etudes :

- Participation au Comité d'hygiène et de sécurité.
- Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
- Suggestions du Personnel.
- Statistique : élaboration et commentaire.
- Rapport avec l'administration.

b) Exécution :

- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c) Contrôle :

- Enquêtes à la suite des accidents.
- Inspections des installations.
- Visites périodiques effectuées par les organismes.
- Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

d) Animation :

- Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- Equipes de secours.
- Formation spéciale concernant certaines professions.

VII.3.2 Les Causes des accidents de travail

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

a) Causes humaines :

1. La négligence des travailleurs.
2. La fatigue.
3. La distraction.
4. Les gestes néfastes.
5. Inaptitude mentale ou physique.
6. Adoption de la solution de faciliter.

b) Causes techniques :

1. Les mauvaises conditions de travail.
2. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
3. Le manque d'éclairage.

VII.3.3 Conditions dangereuses dans le chantier

1. Installation non protégée ou mal protégée.
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
4. Protection individuelle inexistante.
5. Défauts dans la construction.
6. Eclairage défectueux.
7. Facteur d'ambiance impropre.
8. Conditions climatiques défavorables.

VII.3.4 Actions dangereuses

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Agir sans prévenir ou sans autorisation.
4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
5. Imprudence durant le travail.
6. Suivre un rythme de travail inadapté.

VII.3.5 Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

1. Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
2. Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
3. Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
4. Les abris doivent être aérés et chauffés.

Conclusion

La réduction du nombre et de la gravité des accidents du travail et des maladies professionnelles nécessite, la mobilisation des ressources pour la lutte contre ces derniers, la mise en œuvre des moyens d'organisation et des méthodes de travail.

Il est évident qu'au cours de l'exécution des travaux le maître d'ouvrage doit assurer un contrôle efficace des mesures de sécurité mises en œuvre, et de l'organisation proposée par le comité d'hygiène et du travail, en plus des contrôles effectués par les Services publics.

CONCLUSION GENERALE

Les résultats obtenus à l'aide des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude de faisabilité d'une retenue collinaire sur CHAABET EL-HOUACH ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- La construction de cette retenue sur CHAABET EL-HOUACH est réalisable au point qu'il n'implique aucune difficulté technique particulière. De plus, le choix d'un barrage de ce type "Barrage en terre" comme digue principale permet l'utilisation exclusive de matériaux disponibles in situ.

- On peut aussi citer quelques impacts du présent barrage sur son environnement voir :

- Le calcul du transport solide qui a été effectué sur la région en question est très érosif, et la mise en place d'une retenue collinaire va permettre de former un obstacle et limiter ainsi le volume de l'érosion et protéger ainsi les terres à l'amont.
- La région va bénéficier de l'eau pour l'irrigation qui aidera les gens à faire de l'agriculture.
- La surexploitation de la nappe sera limitée en présence de l'eau de surface.
- La surface du lac artificiel va créer un microclimat optimal pour cultiver les maraîchères.
- Les riverains qui se serviraient de l'eau de cet Oued à l'aval vont perdre ce trésor vital.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [01] : ANB. Unités retenues collinaires.
- [02] : B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004
- [03] : B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.
- [04] : CIGB. Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53. 1986
- [05] : CIGB : Choix de la crue de projet. 1984
- [06] : CIGB : Evacuateur de crue de barrage. Bulletin 58. 1987
- [07] : Ecole inter-états d'ingénieurs de l'équipement rural. Cours de barrages 2eme édition.
- [08] : Ecole nationale des ponts et chaussées. Les barrages en terre 1985
- [09] : G.REMENIERAS « Hydrologie de l'ingénieur » édition Eyrolles1986.
- [10] : GERARD DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemagref. France. 1977
- [11]:HASSANE Mohammed, 1995. Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de Crue à entonnement frontal. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
- [12]:HASSANE Mohammed, 1998. Formulaire de calcul des aménagements. Ecole nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
- [13]:HASSANE Mohamed, 2004. Abaques de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
- [14]:.MIHOUBI K., 1999. Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir (cas d'une fondation non rocheuse). Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida.

Annexes

ANNEXE (B1)

Pluie mensuelles et annuelles - Station de Hamma Bouziane

Année	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
1970	2,2	41,7	0,9	31,2	81,9	86,1	52,2	25,7	56,9	0	0	0	378,8
1971	81,1	80,1	33,7	20,1	182,1	36,1	70,7	89	79,6	12,8	0,9	0	686,2
1972	69,9	38,5	2	95,2	102,8	55,3	110	30,5	0,6	40,6	3,7	4,9	554
1973	55,9	33,1	10,3	48,7	20,4	64,1	60,4	65,5	14,4	2,3	9,7	1,9	386,7
1974	23,7	60,2	31,8	29,6	13,9	69,3	53,7	13,7	64,5	1,9	0	18,4	380,7
1975	30,1	6,4	115,6	36,7	46,5	74,3	110,2	82,1	78,5	20,2	39,2	27,1	666,9
1976	44,1	82,5	90,8	65,8	30	17,1	14,6	66,2	77,7	22,7	0	16	527,5
1977	6,1	7,1	84,4	3,7	96,2	62,2	56,9	86,9	55,3	4	0	20,2	483
1978	0	31,5	62,3	19,4	58	94,9	57,7	159,6	9,5	25,6	4,5	1,3	524,3
1979	83,1	27,3	54,1	44,5	42,9	40,8	63,9	67	51,7	5,2	2	8,7	491,2
1980	63,5	23	69,4	144,7	49,2	0	43,2	40,2	16,1	20,1	0	6,5	475,9
1981	40,4	23,1	20,6	72,6	116,6	59	102,5	70,1	61,6	12	5,5	16,8	600,8
1982	21,6	127,4	120,3	94,1	4,5	22,4	71,4	7	18,2	9,5	0	12	508,4
1983	12,6	43,6	35,5	24,3	140,9	171,7	48,2	46,1	16	5	0	0,6	544,5
1984	46,4	179,8	11	298,8	106,2	46,4	161,5	16,5	66,3	0	0	6,11	939
1985	64,99	33,04	26,97	34,34	119,58	38,13	104,52	38,02	10,72	24,70	1,62	19,82	516,44
1986	32,42	56,63	114,87	106,23	54,18	163,71	85,54	25,81	43,09	5,55	23,04	2,67	713,73
1987	1,74	46,45	38,92	26,28	76,98	62,04	67,38	36,63	37,07	61,17	6,54	1,20	462,4
1988	25,6	1,7	21,5	171,4	36,3	40,4	36,5	47,6	12,7	39,7	7,3	9,2	449,9
1989	39,1	56,7	26	10,4	90,4	0	39,5	32,1	46,7	9,9	2,1	6,5	359,4
1990	0,5	8,1	79,7	110,7	26,1	68,8	91,6	49,6	54,4	9,8	5	12,4	516,7
1991	40,8	109,2	25,5	12,8	48,8	48,3	63,2	118	111,2	15,7	9,9	1,3	604,7
1992	9,3	12,6	78,7	168,3	47,6	38,7	28	12,3	49,8	26,1	0,4	7	478,8
1993	14,2	22,1	29,5	105,2	44	87,9	7,9	64,1	1,5	1	1,7	0,7	379,8
1994	29	84,1	6,8	63,8	184,5	19,3	82,1	33,1	3,8	52,8	0	10,8	570,1
1995	41,2	17,1	35,3	24,9	86,9	185,5	48,1	54,5	60	7,2	7,3	7,1	575,1
1996	11,9	14,5	27	50,5	45,2	17,8	39,1	47,1	8,7	15,9	0,4	21,8	299,9
1997	45,8	76,6	115	67,4	36,6	62,4	23,1	69,4	63	14,2	0,8	19,3	593,6
1998	51,9	32,1	131,6	52,1	102,3	57,8	41,2	25,4	20,4	16,2	6	1,9	538,9
1999	106,8	19,6	53	110,9	23	15,2	20,3	21,5	68,8	32,3	2,8	7,6	481,8
2000	9,6	62,7	26,2	49,8	148,2	40,9	19,7	44,3	30,8	0	0	2,2	434,4
2001	64,8	14,3	17,2	20,2	25	53,8	23,4	21,4	9,3	3	29	16	297,4
2002	8,9	20,5	119,6	106,4	190,3	52,5	25,1	107,8	31,7	4	1,8	0,8	669,4
2003	69,5	38,5	17,4	153,2	76,4	20,8	54,3	69,3	62,1	29,1	0	3	593,6
2004	38,9	36,8	150,4	156,4	70,9	88,7	33,5	80,5	4,4	3,1	11,5	4,6	679,7
2005	14,8	7,1	28,1	54	100,6	56,4	32,6	17,5	104,3	2,2	2,3	6,6	426,5
2006	40	42,2	23,6	143,2	20,8	42,2	128,7	86,2	15,7	18,3	1,4	3,5	565,8
2007	68,3	26,9	40,7	96,5	9,6	15,1	107,7	14,8	82,5	8	4	3,7	477,8
2008	62,9	12,7	51,2	31,7	109,1	54,9	67,3	105,8	73,2	1,7	7,3	16,5	594,3

ANNEXE (B2)

Pluie Max annuel de la station pluviométrique

Année	Pjmax
1970--71	35,5
1971-72	44,1
1972-73	53
1973-74	27
1974-75	37,7
1975-76	33,5
1976-77	62,2
1977-78	25,5
1978-79	53
1979-80	37
1980-81	43,6
1981-82	29
1982-83	64,9
1983-84	48,6
1984-85	76,9
1985-86	29.4
1986-87	32.8
1987-88	30.4
1988-89	56,7
1989-90	39,1
1990-91	38,4
1991-92	63,4
1992-93	54
1993-94	44,3
1994-95	59,9
1995-96	36,1
1996-97	22,8
1997-98	36,8
1998-99	48
1999-00	45,4
2000-01	45
2001-02	23,6
2002-03	50,2
2003-04	40,5
2004-05	72,3
2005-06	35,4
2006-07	35,7
2007-08	57,8
2008-09	31,1
2009-10	75,6

ANNEXE (B3)

Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de Hd (Méthode de KOTCHERINE)

H _d (m)	pHE(m)	VPHE(m)	VF(m)	q _{max} (m ³ /s)	q _{max} =m.b.(2g) ^{1/2} .H _d ^{3/2}						
					b(m)						
					4	6	8	10	12	14	16
0	371.30	62043.29	0.00	26.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.2	371.50	62229.32	186.03	26.24	0.78	1.16	1.55	1.94	2.33	2.72	3.11
0.4	371.70	62595.22	551.93	26.21	2.20	3.29	4.39	5.49	6.59	7.69	8.79
0.6	371.90	62618.65	575.36	26.21	4.03	6.05	8.07	10.09	12.11	14.12	16.14
0.8	372.10	62732.89	689.60	26.20	6.21	9.32	12.42	15.53	18.64	21.75	24.85
1	372.30	64622.85	2579.56	26.05	8.68	13.02	17.36	21.70	26.05	30.39	34.73
1.2	372.50	68641.25	6597.96	25.75	11.41	17.12	22.82	28.53	34.24	39.95	45.65
1.4	372.70	71498.30	9455.01	25.53	14.38	21.57	28.76	35.95	43.15	50.34	57.53
1.6	372.90	75085.90	13042.61	25.26	17.57	26.35	35.13	43.92	52.72	61.51	70.29
1.8	373.10	78824.83	16781.54	24.97	20.96	31.44	41.92	52.40	62.91	73.39	83.87
2	373.30	79150.42	17107.13	24.95	24.55	36.83	49.10	61.38	73.68	85.96	98.23

ANNEXE (C)

Stabilité pour le cas de fin de construction (aval)

R=25.5m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	0.12	0.1	0	-0.4	0.91652	0.04	-0.015984	0.0366239	0.1309	0.39279	0.62	0.022707	21.65	0.1730268
-3	2.55	2.13	0	-0.3	0.95394	18.087	-5.426069	17.253798	2.6731	8.01938	0.62	10.69735	21.65	78.316255
-2	2.55	3.85	0	-0.2	0.9798	32.692	-6.538455	32.031757	2.6026	7.80775	0.62	19.85969	21.65	141.55755
-1	2.55	5.31	0	-0.1	0.99499	45.09	-4.508987	44.863849	2.5628	7.68854	0.62	27.81559	21.65	195.23912
0	2.55	6.51	0	0	1	55.28	0	55.279665	2.55	7.65	0.62	34.27339	21.65	239.36095
1	2.55	7.45	0	0.1	0.99499	63.262	6.3261675	62.944572	2.5628	7.68854	0.62	39.02563	21.65	273.92305
2	2.55	8.13	0	0.2	0.9798	69.036	13.807179	67.641087	2.6026	7.80775	0.62	41.93747	21.65	298.92543
3	2.55	8.54	0	0.3	0.95394	72.517	21.755223	69.1772	2.6731	8.01938	0.62	42.88986	21.65	314.00039
4	2.55	8.66	0	0.4	0.91652	73.536	29.414556	67.397215	2.7823	8.34683	0.62	41.78627	21.65	318.41257
5	2.55	8.44	0	0.5	0.86603	71.668	35.83413	62.066534	2.9445	8.83346	0.62	38.48125	21.65	310.32357
6	2.55	7.83	0	0.6	0.8	66.488	39.893067	53.190756	3.1875	9.5625	0.62	32.97827	21.65	287.89497
7	2.55	6.71	0	0.7	0.71414	56.978	39.884576	40.690406	3.5707	10.7121	0.62	25.22805	21.65	246.71459
8	2.55	4.88	0	0.8	0.6	41.439	33.150816	24.863112	4.25	12.75	0.62	15.41513	21.65	179.42879
9	0.73	1.69	0	0.9	0.43589	4.1082	3.6973989	1.790732	1.6747	5.0242	0.62	1.110254	21.65	17.788597
somme							207.27362			110.303		371.5209		2902.0588
										Kss	2.32458			
										Kas	1.500637			

ANNEXE (C)

Stabilité pour le cas de fin de construction (aval)

R=29.57m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	0.5	0.31	0	-0.2	0.9798	0.5162	-0.10323	0.5057217	0.5103	1.53093	0.62	0.313547	21.65	2.23493
-1	2.96	2	0	-0.1	0.99499	10.242	-1.02416	10.190263	2.9749	8.92474	0.62	6.317963	21.65	44.3461
0	2.96	3.39	0	0	1	17.36	0	17.359512	2.96	8.88	0.62	10.7629	21.65	75.1667
1	2.96	4.48	0	0.1	0.99499	22.941	2.2941184	22.82619	2.9749	8.92474	0.62	14.15224	21.65	99.3353
2	2.96	5.27	0	0.2	0.9798	26.987	5.3973232	26.441376	3.021	9.06311	0.62	16.39365	21.65	116.852
3	2.96	5.75	0	0.3	0.95394	29.445	8.83338	28.088358	3.1029	9.30877	0.62	17.41478	21.65	127.495
4	2.96	5.88	0	0.4	0.91652	30.11	12.044122	27.596549	3.2296	9.68887	0.62	17.10986	21.65	130.378
5	2.96	5.63	0	0.5	0.86603	28.83	14.415052	24.967602	3.4179	10.2537	0.62	15.47991	21.65	124.834
6	2.96	4.9	0	0.6	0.8	25.092	15.055152	20.073536	3.7	11.1	0.62	12.44559	21.65	108.648
7	2.96	3.61	0	0.7	0.71414	18.486	12.940262	13.201707	4.1448	12.4345	0.62	8.185059	21.65	80.0448
8	1.41	1.46	0	0.8	0.6	3.5614	2.8491024	2.1368268	2.35	2.35	0.62	1.324833	21.65	15.4208
somme							72.701121			92.4594		119.9003		924.756
										Kss	2.921			
										Kas	2.04242			

ANNEXE (C)

Stabilité pour le cas de fin de construction (aval)

R=32.60m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	0.92	0.59	0	-0.2	0.9798	1.8075	-0.361505	1.771004599	0.93897	2.816913	0.62	1.098023	29.4	10.6282
-1	3.26	2.45	0	-0.1	0.99499	26.597	-2.659671	26.46339232	3.27642	9.82927	0.62	16.4073	29.4	156.389
0	3.26	3.96	0	0	1	42.989	0	42.988968	3.26	9.78	0.62	26.65316	29.4	252.775
1	3.26	5.18	0	0.1	0.99499	56.233	5.6233044	55.95117233	3.27642	9.82927	0.62	34.68973	29.4	330.65
2	3.26	6.04	0	0.2	0.9798	65.569	13.113806	64.24426853	3.32722	9.981671	0.62	39.83145	29.4	385.546
3	3.26	6.57	0	0.3	0.95394	71.323	21.396782	68.03742981	3.41741	10.25223	0.62	42.18321	29.4	419.377
4	3.26	6.72	0	0.4	0.91652	72.951	29.18039	66.86067391	3.55695	10.67085	0.62	41.45362	29.4	428.952
5	3.26	6.44	0	0.5	0.86603	69.911	34.955676	60.54500684	3.76432	11.29297	0.62	37.5379	29.4	411.079
6	3.26	5.66	0	0.6	0.8	61.444	36.866297	49.1550624	4.075	12.225	0.62	30.47614	29.4	361.29
7	3.26	4.23	0	0.7	0.71414	45.92	32.144024	32.79346362	4.56491	13.69474	0.62	20.33195	29.4	270.01
8	1.06	1.46	0	0.8	0.6	5.1535	4.1228064	3.0921048	1.76667	5.3	0.62	1.917105	29.4	30.3026
somme							174.38191			105.6729		292.5796		3057
									Kss	2.283795				
									Kas	1.485159				

ANNEXE (C)

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (amont)

R=23.28m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*S α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	0.43	0.32	0	-0.4	0.9165	0.28208	-0.112832	0.2585306	0.469	1.40751	0.62	0.160289	0.32	0.15013	0.09308302	19.92	1.12381
-3	2.33	2	0	-0.3	0.9539	9.55300	-2.8659	9.1129812	2.442	7.32751	0.62	5.650048	2	4.88501	3.02870455	19.92	38.0592
-2	2.33	3.38	0	-0.2	0.9798	16.1445	-3.228914	15.818383	2.378	7.13414	0.62	9.807398	3.38	8.0378	4.98343381	19.92	64.32
-1	2.33	4.51	0	-0.1	0.9949	21.5420	-2.154201	21.434034	2.341	7.02521	0.62	13.2891	4.51	10.5612	6.5479681	19.92	85.8234
0	2.33	5.41	0	0	1	25.8408	0	25.840865	2.330	6.99	0.62	16.02134	5.41	12.6053	7.815286	19.92	102.95
1	2.33	6.07	0	0.1	0.9949	28.9933	2.8993355	28.848024	2.341	7.02521	0.62	17.88577	6.07	14.2144	8.8128972	19.92	115.51
2	2.33	6.5	0	0.2	0.9798	31.0472	6.20945	30.419968	2.378	7.13414	0.62	18.86038	6.5	15.4573	9.58352656	19.92	123.692
3	2.33	6.68	0	0.3	0.9539	31.9070	9.57210	30.437357	2.442	7.32751	0.62	18.87116	6.68	16.3159	10.1158732	19.92	127.118
4	2.33	6.58	0	0.4	0.9165	31.4293	12.57174	28.805493	2.542	7.62672	0.62	17.85941	6.58	16.7279	10.3713159	19.92	125.215
5	2.33	6.18	0	0.5	0.8660	29.5187	14.75938	25.564005	2.690	8.07136	0.62	15.84968	6.18	16.627	10.3087369	19.92	117.603
6	2.33	5.42	0	0.6	0.8000	25.8886	15.53317	20.710904	2.912	8.7375	0.62	12.84076	5.42	15.7858	9.787165	19.92	103.14
7	2.33	4.2	0	0.7	0.7141	20.0613	14.04291	14.326634	3.262	9.78796	0.62	8.882513	4.2	13.7031	8.49594736	19.92	79.9242
8	1.87	0	2.31	0.8	0.6000	14.3846	11.507680	8.6307606	3.116	9.35	0.62	5.351072	0	0	0	19.92	57.3083
somme							78.733945			94.9448		161.3289					1141.79
										Kss	2.957						
										Kas	1.822						

ANNEXE (C)

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (amont)

R=30.05m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	0.55	0.44	0	-0.3	0.95394	0.4961	-0.14883	0.4732492	0.5766	1.72967	0.62	0.293415	0.44	0.25368	0.157284	26.71	2.65017
-2	3	2.56	0	-0.2	0.9798	15.744	-3.1488	15.425907	3.0619	9.18559	0.62	9.564062	2.56	7.83837	4.859787	26.71	84.1044
-1	3	4.25	0	-0.1	0.99499	26.138	-2.61375	26.006484	3.0151	9.04534	0.62	16.12402	4.25	12.8142	7.944823	26.71	139.627
0	3	5.7	0	0	1	35.055	0	35.055	3	9	0.62	21.7341	5.7	17.1	10.602	26.71	187.264
1	3	5.8	0	0.1	0.99499	35.67	3.567	35.491202	3.0151	9.04534	0.62	22.00455	5.8	17.4877	10.84234	26.71	190.549
2	3	6.94	0	0.2	0.9798	42.681	8.5362	41.818669	3.0619	9.18559	0.62	25.92757	6.94	21.2493	13.17458	26.71	228.002
3	3	7.8	0	0.3	0.95394	47.97	14.391	45.760463	3.1449	9.43456	0.62	28.37149	7.8	24.5299	15.20851	26.71	256.256
4	3	8.35	0	0.4	0.91652	51.353	20.541	47.065344	3.2733	9.81981	0.62	29.18051	8.35	27.3318	16.94571	26.71	274.325
5	3	8.59	0	0.5	0.86603	52.829	26.41425	45.750823	3.4641	10.3923	0.62	28.36551	8.59	29.7566	18.44911	26.71	282.21
6	3	3.52	3.48	0.6	0.8	39.709	23.82552	31.76736	3.75	11.25	0.62	19.69576	3.52	13.2	8.184	26.71	212.127
7	3	0	5.44	0.7	0.71414	28.234	19.76352	20.162823	4.2008	12.6025	0.62	12.50095	0	0	0	26.71	150.824
8	2.35	0	3.04	0.8	0.6	12.359	9.887296	7.415472	3.9167	11.75	0.62	4.597593	0	0	0	26.71	66.0224
somme							121.01441			112.441		218.3595					2073.96
										Kss	2.73356						
										Kas	1.74077						

ANNEXE (C)

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (amont)

R=35.37m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	1.39	1.1	0	-0.4	0.91652	3.1345	-1.25378	2.8727709	1.5166	4.54984	0.62	1.781118	1.1	1.66828	1.03433098	31.61	19.816
-3	3.54	3.61	0	-0.3	0.95394	26.198	-7.859331	24.99108	3.7109	11.1328	0.62	15.49447	3.61	13.3965	8.30579977	31.61	165.622
-2	3.54	5.7	0	-0.2	0.9798	41.365	-8.27298	40.529159	3.613	10.839	0.62	25.12808	5.7	20.5941	12.7683327	31.61	261.509
-1	3.54	7.42	0	-0.1	0.99499	53.847	-5.384694	53.577029	3.5578	10.6735	0.62	33.21776	7.42	26.3991	16.3674589	31.61	340.42
0	3.54	8.78	0	0	1	63.716	0	63.71646	3.54	10.62	0.62	39.50421	8.78	31.0812	19.270344	31.61	402.815
1	3.54	9.79	0	0.1	0.99499	71.046	7.104603	70.689907	3.5578	10.6735	0.62	43.82774	9.79	34.8312	21.59534	31.61	449.153
2	3.54	10.44	0	0.2	0.9798	75.763	15.152616	74.232355	3.613	10.839	0.62	46.02406	10.44	37.7197	23.3862094	31.61	478.974
3	3.54	10.71	0	0.3	0.95394	77.722	23.316741	74.142511	3.7109	11.1328	0.62	45.96836	10.71	39.744	24.6413062	31.61	491.361
4	3.54	10.58	0	0.4	0.91652	76.779	30.711624	70.369171	3.8625	11.5874	0.62	43.62889	10.58	40.8648	25.3361707	31.61	485.397
5	3.54	9.99	0	0.5	0.86603	72.497	36.248715	62.784616	4.0876	4.08764	0.62	38.92646	0	0	0	31.61	458.329
6	3.54	2.89	5.96	0.6	0.8	57.473	34.483777	45.97837	4.425	4.425	0.62	28.50659	5.96	26.373	16.35126	31.61	363.344
7	3.54	0	7	0.7	0.71414	42.869	30.00858	30.614875	4.957	4.95699	0.62	18.98122	7	34.6989	21.5133431	31.61	271.02
8	2.55	0	3.84	0.8	0.6	16.94	13.552128	10.164096	4.25	4.25	0.62	6.30174	3.84	16.32	10.1184	31.61	107.096
somme							167.808			109.767		387.2907					4294.86
											Kss	2.9621					
											Kas	1.7185					

ANNEXE (C)

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (aval)

R=25.5m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	0.12	0.1	0	-0.4	0.91652	0.0208	-0.008304	0.0190269	0.1309	0.39279	0.62	0.011797	0.1	0.01309307	0.00811771	21.65	0.08989
-3	2.55	2.13	0	-0.3	0.95394	9.3965	-2.818949	8.9636849	2.6731	8.01938	0.62	5.557485	2.13	5.69375909	3.53013064	21.65	40.6868
-2	2.55	3.85	0	-0.2	0.9798	16.984	-3.396855	16.641123	2.6026	7.80775	0.62	10.3175	3.85	10.019944	6.21236527	21.65	73.5419
-1	2.55	5.31	0	-0.1	0.99499	23.425	-2.342507	23.307645	2.5628	7.68854	0.62	14.45074	5.31	13.6087145	8.43740301	21.65	101.431
0	2.55	6.51	0	0	1	28.719	0	28.718865	2.55	7.65	0.62	17.8057	6.51	16.6005	10.29231	21.65	124.353
1	2.55	7.45	0	0.1	0.99499	32.866	3.2865675	32.700934	2.5628	7.68854	0.62	20.27458	7.45	19.0932059	11.8377877	21.65	142.308
2	2.55	8.13	0	0.2	0.9798	35.865	7.173099	35.140865	2.6026	7.80775	0.62	21.78734	8.13	21.1589986	13.1185791	21.65	155.298
3	2.55	8.54	0	0.3	0.95394	37.674	11.302263	35.938906	2.6731	8.01938	0.62	22.28212	8.54	22.8284989	14.1536693	21.65	163.129
4	2.55	8.66	0	0.4	0.91652	38.204	15.281436	35.014169	2.7823	8.34683	0.62	21.70878	8.66	24.0945284	14.9386076	21.65	165.422
5	2.55	8.44	0	0.5	0.86603	37.233	18.61653	32.244776	2.9445	8.83346	0.62	19.99176	8.44	24.851465	15.4079083	21.65	161.219
6	2.55	7.83	0	0.6	0.8	34.542	20.725227	27.633636	3.1875	9.5625	0.62	17.13285	7.83	24.958125	15.4740375	21.65	149.567
7	2.55	6.71	0	0.7	0.71414	29.601	20.720816	21.13946	3.5707	10.7121	0.62	13.10647	6.71	23.9594924	14.8548853	21.65	128.173
8	2.55	4.88	0	0.8	0.6	21.528	17.222496	12.916872	4.25	12.75	0.62	8.008461	4.88	20.74	12.8588	21.65	93.2168
9	0.73	1.69	0	0.9	0.43589	2.1343	1.9208709	0.9303202	1.6747	5.0242	0.62	0.576799	1.69	2.83030191	1.75478718	21.65	9.24152
somme							107.68269			110.303		193.0124					1507.68
										Kss	2.81675						
										Kas	1.81836						

ANNEXE (C)

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (aval)

R=29.57m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	0.5	0.31	0	-0.2	0.9798	0.2682	-0.05363	0.2627323	0.5103	1.53093	0.62	0.162894	0.31	0.1582	0.09808165	21.65	1.16109
-1	2.96	2	0	-0.1	0.99499	10.242	-1.02416	10.190263	2.9749	8.92474	0.62	6.317963	2	5.94982	3.6888908	21.65	44.3461
0	2.96	3.39	0	0	1	17.36	0	17.359512	2.96	8.88	0.62	10.7629	3.39	10.0344	6.221328	21.65	75.1667
1	2.96	4.48	0	0.1	0.99499	22.941	2.2941184	22.82619	2.9749	8.92474	0.62	14.15224	4.48	13.3276	8.26311539	21.65	99.3353
2	2.96	5.27	0	0.2	0.9798	26.987	5.3973232	26.441376	3.021	9.06311	0.62	16.39365	5.27	15.9209	9.87093744	21.65	116.852
3	2.96	5.75	0	0.3	0.95394	29.445	8.83338	28.088358	3.1029	9.30877	0.62	17.41478	5.75	17.8418	11.0619209	21.65	127.495
4	2.96	5.88	0	0.4	0.91652	30.11	12.044122	27.596549	3.2296	9.68887	0.62	17.10986	5.88	18.9902	11.7739201	21.65	130.378
5	2.96	5.63	0	0.5	0.86603	28.83	14.415052	24.967602	3.4179	10.2537	0.62	15.47991	5.63	19.2429	11.9305692	21.65	124.834
6	2.96	4.9	0	0.6	0.8	25.092	15.055152	20.073536	3.7	11.1	0.62	12.44559	4.9	18.13	11.2406	21.65	108.648
7	2.96	3.61	0	0.7	0.71414	18.486	12.940262	13.201707	4.1448	12.4345	0.62	8.185059	3.61	14.9628	9.27695638	21.65	80.0448
8	1.41	1.46	0	0.8	0.6	3.5614	2.8491024	2.1368268	2.35	7.05	0.62	1.324833	1.46	3.431	2.12722	21.65	15.4208
somme							72.750721			97.1594		119.7497					923.682
										Kss	2.98154						
										Kas	2.08591						

ANNEXE (C)

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (aval)

R=32.60m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Ssin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	0.92	0.59	0	-0.2	0.9798	0.939	-0.187809	0.9200715	0.939	2.81691	0.62	0.570444	0.59	0.55399	0.34347562	29.4	5.52158
-1	3.26	2.45	0	-0.1	0.99499	13.818	-1.381751	13.748249	3.2764	9.82927	0.62	8.523914	2.45	8.02724	4.97688696	29.4	81.247
0	3.26	3.96	0	0	1	22.334	0	22.333608	3.26	9.78	0.62	13.84684	3.96	12.9096	8.003952	29.4	131.322
1	3.26	5.18	0	0.1	0.99499	29.214	2.9214164	29.067726	3.2764	9.82927	0.62	18.02199	5.18	16.9719	10.522561	29.4	171.779
2	3.26	6.04	0	0.2	0.9798	34.064	6.8128784	33.376152	3.3272	9.98167	0.62	20.69321	6.04	20.0964	12.4597868	29.4	200.299
3	3.26	6.57	0	0.3	0.95394	37.053	11.116046	35.346773	3.4174	10.2522	0.62	21.915	6.57	22.4524	13.9204721	29.4	217.874
4	3.26	6.72	0	0.4	0.91652	37.899	15.159782	34.735425	3.557	10.6709	0.62	21.53596	6.72	23.9027	14.8196832	29.4	222.849
5	3.26	6.44	0	0.5	0.86603	36.32	18.160156	31.454313	3.7643	11.293	0.62	19.50167	6.44	24.2422	15.0301919	29.4	213.563
6	3.26	5.66	0	0.6	0.8	31.921	19.152761	25.537014	4.075	12.225	0.62	15.83295	5.66	23.0645	14.29999	29.4	187.697
7	3.26	4.23	0	0.7	0.71414	23.856	16.699448	17.036844	4.5649	13.6947	0.62	10.56284	4.23	19.3096	11.971941	29.4	140.275
8	1.06	1.46	0	0.8	0.6	2.6773	2.1418784	1.6064088	1.7667	5.3	0.62	0.995973	1.46	2.57933	1.59918667	29.4	15.7428
somme							90.594806			105.673		152.0008					1588.17
										Kss	2.84424						
										Kas	1.84962						

ANNEXE (C)

Stabilité pour le cas de vidange rapide (amont)

R=23.28m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*S α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	0.43	0.32	0	-0.4	0.91652	0.28208	-0.112832	0.2585306	0.4692	1.40751	0.62	0.160289	0.32	0.15013	0.09308302	19.92	1.12381
-3	2.33	2	0	-0.3	0.95394	9.553	-2.8659	9.1129812	2.4425	7.32751	0.62	5.650048	2	4.88501	3.02870455	19.92	38.0592
-2	2.33	3.38	0	-0.2	0.9798	16.14457	-3.228914	15.818383	2.378	7.13414	0.62	9.807398	3.38	8.0378	4.98343381	19.92	64.32
-1	2.33	4.51	0	-0.1	0.99499	21.542015	-2.154201	21.434034	2.3417	7.02521	0.62	13.2891	4.51	10.5612	6.5479681	19.92	85.8234
0	2.33	5.41	0	0	1	25.840865	0	25.840865	2.33	6.99	0.62	16.02134	5.41	12.6053	7.815286	19.92	102.95
1	2.33	6.07	0	0.1	0.99499	28.993355	2.8993355	28.848024	2.3417	7.02521	0.62	17.88577	6.07	14.2144	8.8128972	19.92	115.51
2	2.33	6.5	0	0.2	0.9798	31.04725	6.20945	30.419968	2.378	7.13414	0.62	18.86038	6.5	15.4573	9.58352656	19.92	123.692
3	2.33	6.68	0	0.3	0.95394	31.90702	9.572106	30.437357	2.4425	7.32751	0.62	18.87116	6.68	16.3159	10.1158732	19.92	127.118
4	2.33	6.58	0	0.4	0.91652	31.42937	12.571748	28.805493	2.5422	7.62672	0.62	17.85941	6.58	16.7279	10.3713159	19.92	125.215
5	2.33	6.18	0	0.5	0.86603	29.51877	14.759385	25.564005	2.6905	8.07136	0.62	15.84968	6.18	16.627	10.3087369	19.92	117.603
6	2.33	5.42	0	0.6	0.8	25.88863	15.533178	20.710904	2.9125	8.7375	0.62	12.84076	5.42	15.7858	9.787165	19.92	103.14
7	2.33	4.2	0	0.7	0.71414	20.0613	14.04291	14.326634	3.2627	9.78796	0.62	8.882513	4.2	13.7031	8.49594736	19.92	79.9242
8	1.87	2.31	0	0.8	0.6	8.855385	7.084308	5.313231	3.1167	9.35	0.62	3.294203	2.31	7.1995	4.46369	19.92	35.2799
somme							74.310573			94.9448		159.2721					1119.76
										Kss	3.421						
										Kas	2.0768						

ANNEXE (C)

Stabilité pour le cas de vidange rapide (amont)

R=30.05m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*S α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	0.55	0.44	0	-0.3	0.9539392	0.4961	-0.14883	0.4732492	0.5766	1.72967	0.62	0.293415	0.44	0.25368	0.15728466	26.71	2.65017
-2	3	2.56	0	-0.2	0.9797959	15.744	-3.1488	15.425907	3.0619	9.18559	0.62	9.564062	2.56	7.83837	4.85978765	26.71	84.1044
-1	3	4.25	0	-0.1	0.99498744	26.138	-2.61375	26.006484	3.0151	9.04534	0.62	16.12402	4.25	12.8142	7.94482393	26.71	139.627
0	3	5.7	0	0	1	35.055	0	35.055	3	9	0.62	21.7341	5.7	17.1	10.602	26.71	187.264
1	3	5.8	0	0.1	0.99498744	35.67	3.567	35.491202	3.0151	9.04534	0.62	22.00455	5.8	17.4877	10.842348	26.71	190.549
2	3	6.94	0	0.2	0.9797959	42.681	8.5362	41.818669	3.0619	9.18559	0.62	25.92757	6.94	21.2493	13.1745806	26.71	228.002
3	3	7.8	0	0.3	0.9539392	47.97	14.391	45.760463	3.1449	9.43456	0.62	28.37149	7.8	24.5299	15.2085164	26.71	256.256
4	3	8.35	0	0.4	0.91651514	51.353	20.541	47.065344	3.2733	9.81981	0.62	29.18051	8.35	27.3318	16.9457103	26.71	274.325
5	3	8.59	0	0.5	0.8660254	52.829	26.41425	45.750823	3.4641	10.3923	0.62	28.36551	8.59	29.7566	18.4491124	26.71	282.21
6	3	7	0	0.6	0.8	43.05	25.83	34.44	3.75	11.25	0.62	21.3528	7	26.25	16.275	26.71	229.973
7	3	5.44	0	0.7	0.71414284	33.456	23.4192	23.892363	4.2008	12.6025	0.62	14.81327	5.44	22.8526	14.168594	26.71	178.722
8	2.35	3.04	0	0.8	0.6	14.645	11.71616	8.78712	3.9167	11.75	0.62	5.448014	3.04	11.9067	7.38213333	26.71	78.2347
somme							128.50343			112.441		223.1793					2131.92
									Kss	2.61176							
									Kas	1.68274							

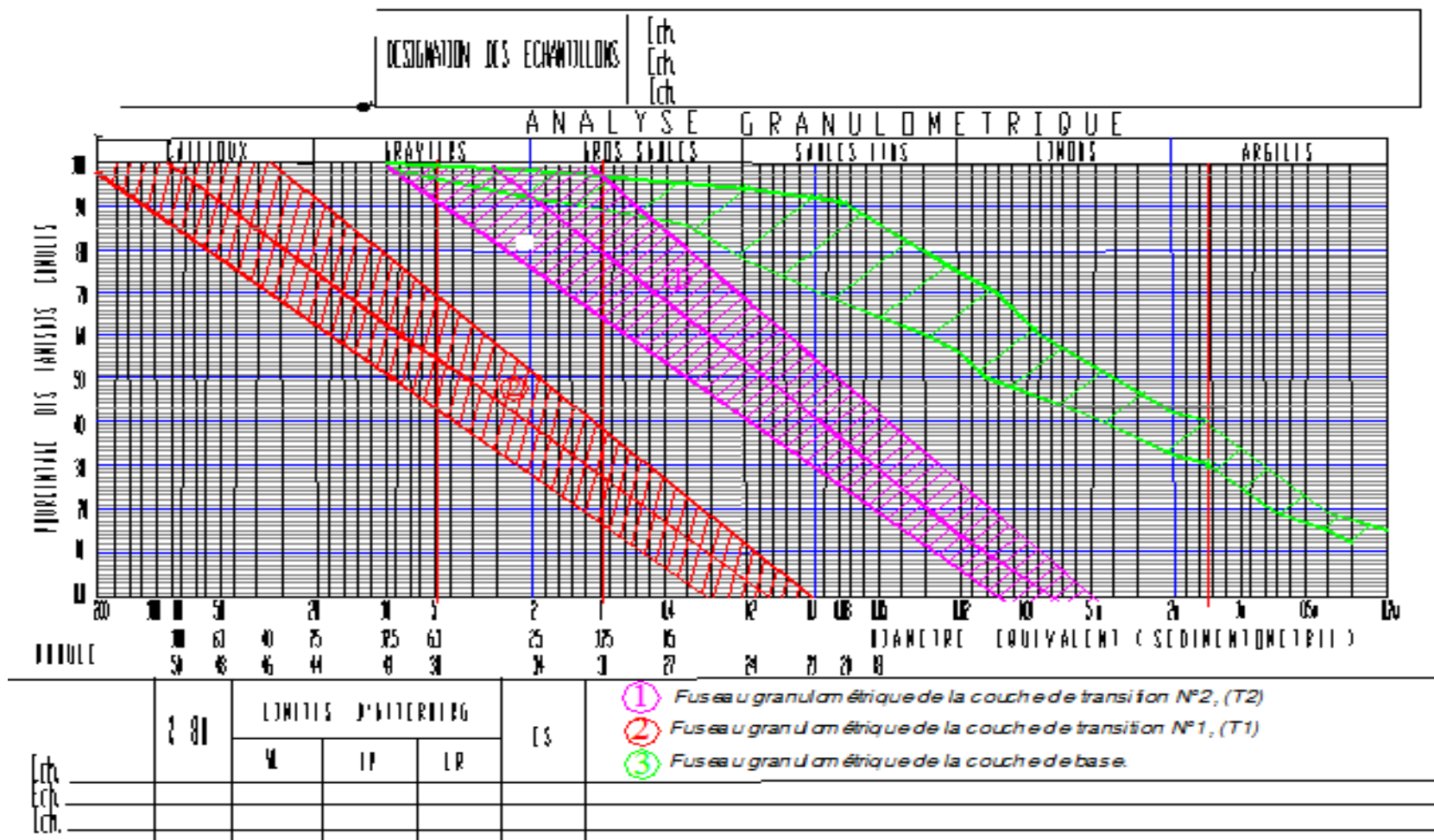
ANNEXE (C)

Stabilité pour le cas de vidange rapide (amont)

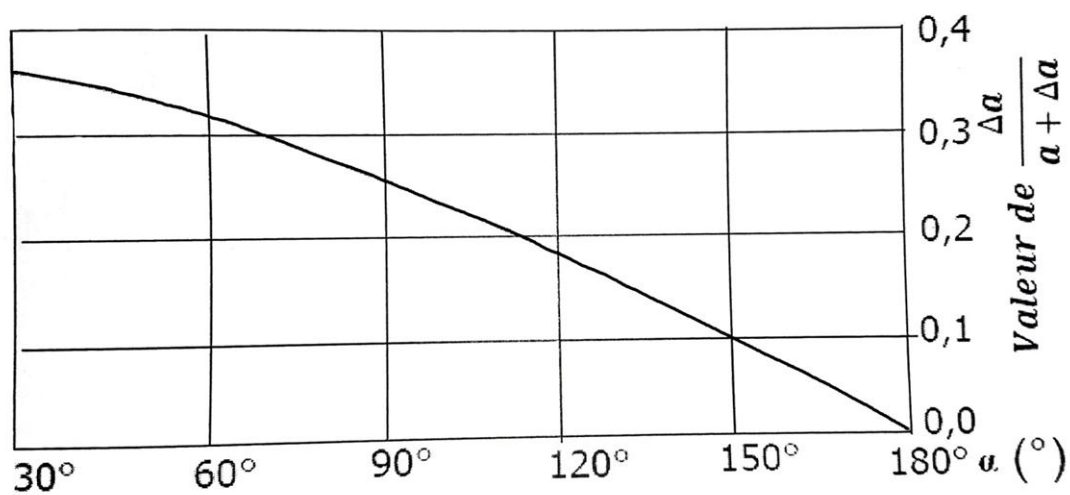
R=35.37m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	1.39	1.1	0	-0.4	0.91652	3.1345	-1.25378	2.8727709	1.5166	4.54984	0.62	1.781118	1.1	1.66828	1.03433098	31.61	19.816
-3	3.54	3.61	0	-0.3	0.95394	26.198	-7.859331	24.99108	3.7109	11.1328	0.62	15.49447	3.61	13.3965	8.30579977	31.61	165.622
-2	3.54	5.7	0	-0.2	0.9798	41.365	-8.27298	40.529159	3.613	10.839	0.62	25.12808	5.7	20.5941	12.7683327	31.61	261.509
-1	3.54	7.42	0	-0.1	0.99499	53.847	-5.384694	53.577029	3.5578	10.6735	0.62	33.21776	7.42	26.3991	16.3674589	31.61	340.42
0	3.54	8.78	0	0	1	63.716	0	63.71646	3.54	10.62	0.62	39.50421	8.78	31.0812	19.270344	31.61	402.815
1	3.54	9.79	0	0.1	0.99499	71.046	7.104603	70.689907	3.5578	10.6735	0.62	43.82774	9.79	34.8312	21.59534	31.61	449.153
2	3.54	10.44	0	0.2	0.9798	75.763	15.152616	74.232355	3.613	10.839	0.62	46.02406	10.44	37.7197	23.3862094	31.61	478.974
3	3.54	10.71	0	0.3	0.95394	77.722	23.316741	74.142511	3.7109	11.1328	0.62	45.96836	10.71	39.744	24.6413062	31.61	491.361
4	3.54	10.58	0	0.4	0.91652	76.779	30.711624	70.369171	3.8625	11.5874	0.62	43.62889	10.58	40.8648	25.3361707	31.61	485.397
5	3.54	9.99	0	0.5	0.86603	72.497	36.248715	62.784616	4.0876	4.08764	0.62	38.92646	9.99	40.8355	25.318024	31.61	458.329
6	3.54	8.85	0	0.6	0.8	64.224	38.53467	51.37956	4.425	4.425	0.62	31.85533	8.85	39.1613	24.279975	31.61	406.027
7	3.54	7	0	0.7	0.71414	50.799	35.5593	36.277742	4.957	4.95699	0.62	22.4922	7	34.6989	21.5133431	31.61	321.151
8	2.55	3.84	0	0.8	0.6	20.074	16.05888	12.04416	4.25	4.25	0.62	7.467379	3.84	16.32	10.1184	31.61	126.905
somme							179.91636			109.767		395.316					4407.48
										Kss	2.8073						
										Kas	1.6586						

ANNEXE (D)



ANNEXE (D1)



α : Angle de face au noyau avec l'horizontale

Abaque de CASAGRANDE

ANNEXE (E)

BASIN DE TYPE II

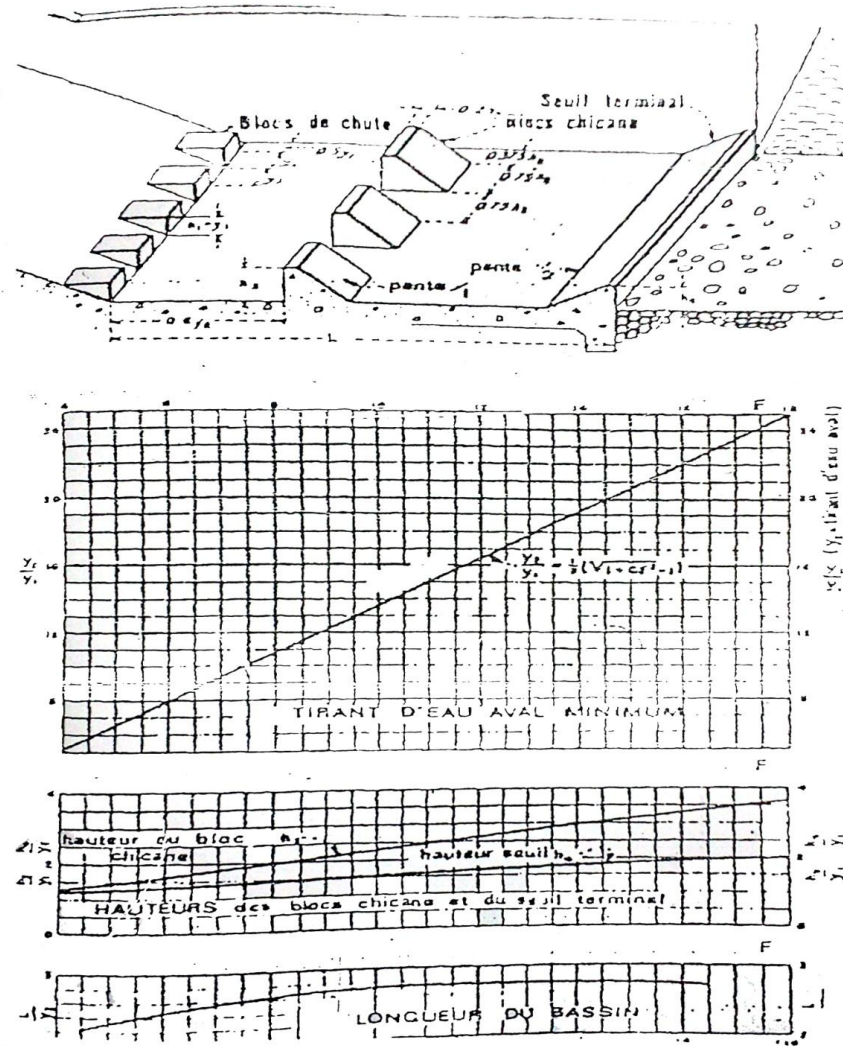


Figure n°02: Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE supérieure à 4,50 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin inférieure à 15m/s "Extrait de DESIGN OF SMALL DAMS"