

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

#

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

#

#

#

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

#

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

THEME DU PROJET:

**ETUDE D'AVANT-PROJET DETAILLE DE LA DIGUE DU
BARRAGE BOUKHROUFA, COMMUNE BOUTELDJA W.EL-TAREF**

PRESENTE PAR :

ABDERRAHMANE MEZIANI

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr A.HADJ SADOK	M.C.(A)	Président
Mr S.TOUMI	M.C.(B)	Examineur
Mr M.BOUZIANE	M.A.(A)	Examineur
Mr M.BOUKHELIFA	M.A.(A)	Examinatrice
Mr M.K.MIHOUBI	PROFESSEUR	Promoteur

Session - 2016

Dedicace

À mes très chers parents, affable, honorable, aimable, vous représentez pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi, aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer l'amour, l'estime, le dévouement que j'ai toujours eu pour vous; Ce travail est bien le fruit de vos sacrifices que vous avez consentis pour mon éducation et ma formation, puisse dieu le tout puissant, vous préserver et vous accorder santé, longue vie et bonheurs.

à mes très chers frère et beau-frère et mes très chères sœurs et nièces, qui étaient toujours là présents à mes côtés, les mots ne suffisent pas guère d'exprimer l'attachement, l'amour et l'affection que je porte pour vous.

à tous mes chers amis et camarades de l'ENSH, spécialement Yasser, Abdou, Anis, Lotfi, Hamza, Akram, Wassim, Djalil, Youssef, Adel, Islem, Sofiane, et ma chère Hayette ainsi que Azziza, Sabrina, Meriem, Mimi, Maya, Sihem, Fella, yasmine, et tous ceux que j'ai pas pu citer et qui m'ont supportés et étaient toujours là pour moi.

Remerciement

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

*Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciement à Mr **MUSTAPHA KAMEL MIHOUBI** mon promoteur et mon accompagnateur, qui m'a été d'une grande utilité et un soutien et d'avoir contribué à l'élaboration de cette présente thèse de fin d'étude et a ma formation.*

*Je remerciement infiniment tous ceux qui m'ont aidé à réaliser ce travail particulièrement Mr **RACHID BENDJADOU** de l'organisme d'**ANRH**, Mr **LARBI CHIKHI** de l'**ANBT**, Mr **CHADLI AHMADI** du bureau d'étude Grec **ENB**, ainsi que tous les ingénieurs de **C.T.H Annaba**.*

*Je remercie également tous les enseignants et tout le personnel de l'**E.N.S.H** pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.*

SOMMAIRE

SITUATION ET DESCRIPTION DU SITE D'ETUDE

INTRODUCTION:.....	2
I.1.BUT DES BARRAGES:.....	2
I.2.PRESENTATION GENERALE DU SITE:.....	2
I.3.CHOIX DU SITE DU BARRAGE:.....	4
CONCLUSION:.....	5

SYNTHESE DES TRAVAUX D'ETUDES

INTRODUCTION.....	7
II.1.ETUDE GEOLOGIQUE:.....	7
II.1.1.BUT.....	7
II.1.2.GENERALITE SUR LA ZONE D'ETUDE.....	7
II.1.3.INVESTIGATIONS REALISEES ET OBJECTIFS VISES.....	8
II.2.LITHOLOGIE.....	9
II.2.1.ARGILITES DE NUMIDIE.....	9
II.2.2.GRES DE NUMIDIE.....	9
II.2.3.COLUVIONS.....	9
II.2.4.ALLUVIONS.....	10
II.3.FAILLES.....	10
II.4.STRATIGRAPHIE AU SITE DU BARRAGE.....	10
II.4.1.FORMATIONS SUPERFICIELLES.....	11
II.5.HYDROGEOLOGIE.....	11
II.5.1.STABILITE DES VERSANTS.....	11
II.6.FONDATION DES OUVRAGES ANNEXES.....	12
II.6.1.DIGUE ET GALERIE D'INJECTION.....	12
II.6.2.GALERIE DE DERIVATION ET TOUR DE PRISE.....	12
II.7.GEOLOGIE DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION.....	12
II.7.1.ZONES D'EMPRUNTS.....	12

II.8.SISMICITE.....	13
INTRODUCTION.....	13
II.8.1.SISMICITE REGIONALE.....	13
II.8.2.EVALUATION DES CARACTERISTIQUES DU SEISME DE PROJET.....	14
CONCLUSION.....	14

ETUDE HYDROLOGIQUE

INTRODUCTION.....	16
III.1.BASSIN VERSANT.....	16
III.1.1.DEFINITION DU BASSIN VERSANT.....	16
III.1.2.COMPORTEMENT HYDROLOGIQUE.....	16
III.1.3.CARACTERISTIQUES MORPHOLOGIQUES DU BASSIN VERSANT.....	17
III.1.4.INDICE DU REIEF.....	20
III.1.4.1.LA COURBE HYSOMETRIQUE.....	20
III.1.4.2.L'ALTITUDE MOYENNE DU BASSIN VERSANT.....	23
III.1.4.3.LA PENTE MOYENNE DU BASSIN VERSANT.....	24
III.1.4.4.INDICE DE PENTE GLOBALE.....	25
III.1.4.5.INDICE DE PENTE.....	25
III.1.5.CARACTERISTIQUES HYDROGRAPHIQUES DU BASSIN VERSANT.....	25
III.1.5.1.LA LONGUEUR DU COURS D'EAU PRINCIPAL.....	26
III.1.5.2.LA PENTE MOYEN DU COURS D'EAU.....	27
III.1.5.3.LE DEGRE DE DEVELOPPEMENT DU RESEAU.....	27
III.1.5.3.1.LA DENSITÉ DE DRAINAGE	27
III.1.5.3.2.LA DENSITÉ HYDROGRAPHIQUE COEFFICIENT DE TORRENTIALITÉ	27
III.1.5.3.3.COEFFICIENT DE TORRENTIALITÉ.....	28
III.1.5.3.4.LE TEMPS DE CONCENTRATION.....	28
III.1.5.3.5.VITESSE MOYENNE DE RUISSELLEMENT.....	30
III.2.CARACTERISTIQUES CLIMATIQUES.....	31
II.2.LA TEMPÉRATURE.....	31
II. 2.2.L'ÉVAPORATION.....	32
III.2.3.HUMIDITÉ RELATIVE DE L' AIRE.....	32
III.2.4.PLUVIOMÉTRIE.....	33
III.2.5.VITESSE DE VENT.....	34

III.3.PLUIES MAXIMALES JOURNALIERE.....	35
III.3.1.AJUSTEMENT DES PLUIES MAXIMALES JOURNALIÈRES.....	35
III.3.1.1.AJUSTEMENT COMPARATIF AVEC "HYFRAN".....	35
III.3.1.2.RÉSULTATS DE L' AJUSTEMENT.....	36
III.4.ETUDES DES APPORTS.....	40
III.4.1.APPORTS LIQUIDES.....	40
III.4.1.1.APPORT MOYEN INTERANNUEL (A_0).....	40
III.4.1.2.CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCOULEMENT.....	43
III.4.1.3.IRRÉGULARITÉ DES APPORTS.....	46
III.4.1.3.1.ESTIMATION FRÉQUENTIELLE DES APPORTS.....	46
III.4.1.3.2.RÉPARTITION MENSUELLE DE L'APPORT DE FRÉQUENCE 80%.....	46
III.4.2.APPORT SOLIDE ET L'ESTIMATION DU VOLUME MORT.....	47
III.5.ETUDES DES CRUES.....	50
III.5.1.FORMULES EMPIRIQUES POUR LA DÉTERMINATION DE LA CRUE.....	50
III.5.2.HYDROGRAMMES DE CRUES.....	53
III.6.ESTIMATION DE LA CRUE DE PROJET.....	55
III.6.1.RÉPARTITION MENSUELLE DE L'APPORT $A_{80\%}$ (HM^3).....	57
III.6.2.COURBES « HAUTEURS –CAPACITÉS -SURFACE ».....	58
III.6.3.MODULE D'IRRIGATION.....	60
III.6.4.RÉGULARISATION SAISONNIÈRE SANS TENIR COMPTE DES PERTES.....	61
III.6.4.1.RÉGULARISATION SAISONNIÈRE EN TENANT COMPTE DES PERTES.....	63
III.7.LA REGULARISATION INTERANNUELLE.....	67
III.8.LAMINAGE DES CRUES.....	68
III.10.ETUDE D'OPTIMISATION.....	73
III.10.1.CALCUL DU COÛT APPROXIMATIF DE LA DIGUE.....	74

III.10.1.1.CALCUL DE LA REVANCHE.....	74
III.10.1.2.LARGEUR EN CRÊTE.....	75
III.10.1.3.CALCUL DU COÛT DE LA DIGUE.....	77
III.10.2.CALCUL DU COÛT DE L'ÉVACUATEUR DE CRUES.....	80
III.10.2.1.COÛT DU DÉVERSOIR.....	80
III.10.2.2.CALCUL DU COURSIER.....	81
III.10.3.LE COÛT TOTAL DU BARRAGE.....	81
III.10.4.LAMINAGE POUR UN DÉVERSOIR DE LARGEUR B=20 MÈTRES.....	83
CONCLUSION.....	84

ETUDES DE VARIANTES DE LA DIGUE

INTRODUCTION.....	86
IV.1.CHOIX DU SITE DU BARRAGE.....	86
IV.2. CHOIX DU TYPE DE BARRAGE.....	87
IV.3.VARIANTES A CHOISIR.....	88
IV.3.1.VARIANTE 01.....	88
IV.3.1.1. CONCEPTION DE LA DIGUE.....	89
IV.3.1.2. ESTIMATION DU VOLUMES DES TRAVAUX.....	89
IV.3.2.VARIANTE 02.....	89
IV.3.2.1.CONCEPTION DE LA DIGUE.....	90
IV.3.2.2.ESTIMATION DU VOLUME DES TRAVAUX.....	90
IV.3.3. VARIANTE 03.....	90
IV.3.3.1 CONCEPTION DE LA DIGUE.....	90
IV.3.3.2. ESTIMATION DU VOLUME DES TRAVAUX.....	91
IV.4. ANALYSE TECHNICO-ECONOMIQUE DES VARIANTES.....	91

IV.4.1.ESTIMATION DU COUT DES VARIANTES.....	91
VI.4.2.COMPARAISON FINANCIÈRE DES TROIS VARIANTES.....	92
CONCLUSION.....	92

DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE RETENUE DE LA DIGUE

INTRODUCTION.....	94
V.1. DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE.....	94
V.1.1.REVANCHE DE LA DIGUE.....	94
V.1.2.HAUTEUR DU BARRAGE.....	94
V.1.3.LARGEUR EN CRÊTE.....	94
V.1.4.LONGUEUR EN CRÊTE.....	94
V.1.5.PENTES DES TALUS.....	94
V.1.6.CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE.....	95
V.2.PROTECTION DES TALUS.....	96
V.2.1.TALUS AVAL.....	96
V.2.2.TALUS AMONT.....	96
V.2.2.1.METHOD T.V.A (TENNESSEE-VALLEY- AUTHORITY).....	96
V.2.2.2.DIAMÈTRE MOYEN DE L'ENROCHEMENT.....	97
V.3.DIMENSIONNEMENT DU NOYAU.....	98
V.3.1. HAUTEUR DU NOYAU.....	98
V.3.2. LARGEUR EN CRÊTE ET EN BASE DU NOYAU.....	98
V.4.LA CLE D'ETANCHEITE.....	99
V.5.DRAINAGE.....	99
V.5.1.PRISME DE DRAINAGE.....	99

V.5.2.DRAIN TAPIS.....	99
V.6.CALCUL DES FILTRES.....	100
V.6.1 CRITÈRES DE CONCEPTION.....	100
V.6.2. DÉTERMINATION DE LA COURBE GRANULOMÉTRIQUE DES FILTRES....	101
V.6.3 VÉRIFICATION DE L'ABSENCE DE RENARD DANS LE SOL DES FILTRES..	102
V.7.ETUDE DES INFILTRATIONS.....	103
V.7.1.LIGNE DE SATURATION.....	103
V.7.2.CALCUL DU DÉBIT D'INFILTRATION (DÉBIT DE FUITE).....	105
V.7.3.VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE D'INFILTRATION.....	106
CONCLUSION.....	109

CALCUL DE STABILITE DES TALUS

INTRODUCTION.....	111
VI.1.CONSEQUENCES DE L'INSTABILITE DES TALUS.....	111
VI.2. PRINCIPE DE CALCUL.....	112
VI.3. METHODE GRAPHO-ANALYTIQUE DE FELLENIOUS.....	112
VI.4. DETERMINATION DE LA ZONE DES CERCLES CRITIQUE.....	113
VI.5.LES CARACTERISTIQUE GEOTECHNIQUE DES SOLS.....	115
VI.6. CALCUL DES FORCES APPLIQUEES A CHAQUE TRANCHE.....	115
VI.6.1. CLASSEMENT DES FORCES.....	117
VI.6.2. CALCUL DU COEFFICIENT DE SECURITE.....	118
CONCLUSION.....	121

ORGANISATION DES TAVAUX DE CHANTIER

INTRODUCTION.....	123
-------------------	-----

VII.1. RÔLES ET RESPONSABILITÉS DES INTERVENANTS SUR CHANTIER.....	123
VII.1.1.MAÎTRE DE L'OUVRAGE.....	123
VII.1.2.MAÎTRE D'ŒUVRE.....	123
VII.1.3.ENTREPRENEUR.....	124
VII.2.INSTALLATIONS DU CHANTIER.....	124
VII.2.1.INSTALLATIONS DESTINÉES AU PERSONNEL.....	124
VII.2.2.INSTALLATIONS DESTINÉES AU STOCKAGE DES MATÉRIAUX.....	125
VII.2.3.INSTALLATIONS DESTINÉES À LA RÉPARATION DES ENGIN.....	126
VII.2.4.INSTALLATIONS POUR LA PRÉFABRICATION.....	126
VII.3.RÉALISATION DU BARRAGE EN TERRE.....	126
VII.3.1.LES MOYENS DE CHANTIER.....	127
VII.3.1.1.LES MOYENS HUMAINS.....	127
VII.3.1.2.LES MOYENS MATÉRIELS.....	127
VII.4.SUCCESION DES OPÉRATIONS DU CHANTIER.....	127
VII.4.1.TRAVAUX PRÉPARATOIRE.....	127
VII.4.2.EXÉCUTION DE L'OUVRAGE.....	127
VII.5.TECHNOLOGIE DES PRINCIPAUX TRAVAUX.....	128

ETUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT

INTRODUCTION.....	133
VIII.2. COMPOSANTES PRINCIPALES DE L'ENVIRONNEMENT.....	133
VIII.3.SOURCE D'IMPACT.....	134
VIII.4. ELEMENTS SENSIBLE DU MILIEU.....	134
VIII.5. IMPACTS POTENTIELS ET MESURES D'ATTENUATION.....	135

CONCLUSION.....	141
-----------------	-----

PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

INTRODUCTION.....	143
IX .1.INSTRUCTIONS STRUCTURELLES SUR LA SÉCURITÉ.....	143
IX .1.1.INSTRUCTIONS À DONNER AUX TRAVAILLEURS ET AUX VISITEURS....	143
IX .1.2.INSTRUCTIONS À DONNER AU CHEF D'ÉQUIPE.....	143
IX.2.CONTRÔLE ET ENTRETIEN DU MATÉRIEL.....	143
IX.3.ORGANISATION DU SERVICE DE LA SÉCURITÉ D'OUVRAGE.....	144
IX.4.PRINCIPES FONCTIONS DU SERVICE DE SÉCURITÉ.....	144
IX.5.CAUSES DES ACCIDENTS DE TRAVAIL.....	144
IX.5.1.FACTEURS HUMAINS.....	144
IX.5.2.FACTEURS MATÉRIELS.....	145
IX.5.3CAUSES DES MALADIES PROFESSIONNELLES.....	145
IX.5.4.CONDITIONS DANGEREUSES DANS LE CHANTIER.....	145
IX.5.5.MÉTHODE ET MOYENS DE PRÉVENTION.....	145
IX.5.6.ACTIONS DANGEREUSES.....	146
IX.6.CALCUL DU DÉBIT D'AIR NÉCESSAIRE À LA VENTILATION.....	146
IX.6.1.CALCUL DU DIAMÈTRE DE LA CANALISATION D'AIR.....	146
IX.6.2.CALCUL DU DIAMÈTRE DES CANALISATIONS.....	147
CONCLUSION.....	147

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU II.01 : RÉSULTATS DES ESSAIS GÉOTECHNIQUE DU LABORATOIRE ET L'ÉTUDE DE FAISABILITÉ (ANBT).....	8
TABLEAU III.01 : RÉPARTITION EN % DE LA SURFACE ÉLÉMENTAIRE.....	21
TABLEAU III.02 : RÉSULTATS DE CALCUL.....	23
TABLEAU III.04 : RÉSULTATS DU TEMPS DE CONCENTRATION.....	29
TABLEAU III.05 :RÉSULTATS DES PARAMÈTRES PHYSICO-MORPHOMÉTRIQUES DU BASSIN VERSANT.....	30
TABLEAU III.06 : RÉPARTITION MENSUELLE DE LA TEMPÉRATURE.....	31
TABLEAU III.07 : RÉPARTITION MENSUELLE DE L'ÉVAPORATION.....	32
TABLEAU III.08 : RÉPARTITION MENSUELLE DES HUMIDITÉS RELATIVES.....	33
TABLEAU III.09 : STATIONS PLUVIOMÉTRIQUES DISPONIBLE AU VOISINAGE DU BASSIN.....	33
TABLEAU III.10 : RÉPARTITION MENSUELLE DES PLUIES.....	34
TABLEAU III.11 : LES PRÉCIPITATIONS POUR DIFFÈRENT FRÉQUENCE.....	38
TABLEAU III.13 : L'APPORT MOYENNE INTERANNUELLE.....	42
TABLEAU III.14 : RÉCAPITULATIF DES RÉSULTATS DES COEFFICIENTS DES VARIANTES.....	45
TABLEAU III.15 : APPORTS FRÉQUENTIEL.....	46
TABLEAU III.16 : RÉPARTITION DES APPORTS MENSUELLES DE FRÉQUENCE 80%.....	46
TABLEAU III.17 : VALEUR DE α EN FONCTION DE LA PERMÉABILITÉ.....	48

TABLEAU III.18 : RÉCAPITULATIF DES RÉSULTATS DU VOLUME MORT.....	49
TABLEAU III.19 : RÉCAPITULATIF DES RÉSULTATS DE LA FORMULE MALLET- GAUTHIER.....	50
TABLEAU III.20 : VALEUR DE EN FONCTION DE BASSIN VERSANT.....	51
TABLEAU III.21 : RÉCAPITULATIF DES RÉSULTATS DE LA FORMULE DE SOKOLOVSKY.....	51
TABLEAU III.22 : RÉCAPITULATIF DES RÉSULTATS DE LA FORMULE POSSENTI.....	52
TABLEAU III.23 : RÉCAPITULATIF DES RÉSULTATS DE LA FORMULE TURRAZA.....	52
TABLEAU III.24 : RÉCAPITULATIF DES RÉSULTATS DE DÉBIT DE CRUE.....	53
TABLEAU III.25 : COEFFICIENT DE FORME DE L'HYDROGRAMME DE CRUE.....	54
TABLEAU III.26 : DÉBITS FRÉQUENTIELLES POUR CONSTRUCTION L'HYDROGRAMME DE CRUE (MONTÉ).....	54
TABLEAU III.27 : DÉBITS FRÉQUENTIELLES POUR CONSTRUCTION L'HYDROGRAMME DE CRUE (DÉCRUE).....	55
TABLEAU III.28 : CATÉGORIES DES DOMMAGES RÉSULTANT DES CRUES.....	56
TABLEAU III.29 : CRUE DE PROJET RECOMMANDÉE.....	56
TABLEAU III.30 : CHOIX DE LA CRUE DE PROJET.....	57
TABLEAU III.31 : RÉPARTITION MENSUELLE DES APPORTS.....	58
TABLEAU III.32 : SURFACE ET VOLUME EN FONCTION DE L'ALTITUDE.....	59
TABLEAU III.33 : RÉPARTITION MENSUELLE DE LA CONSOMMATION.....	60
TABLEAU III.34 : RÉGULARISATION SAISONNIÈRE SANS TENIR COMPTE DES PERTES.....	62

TABLEAU III.35 : VALEURS DE EN FONCTION DES CONDITIONS HYDROGÉOLOGIQUE.....	63
TABLEAU III.36 : LES VOLUMES DES PERTES DANS LA RETENUE.....	64
TABLEAU III.37: RÉGULARISATION SAISONNIÈRE EN TENANT COMPTE LES PERTES TOTALES EN (MM3).....	65
TABLEAU III.38 : RÉGULARISATION SAISONNIÈRE EN TENANT COMPTE DES PERTES.....	66
TABLEAU III.39 : DONNÉES INITIALES.....	71
TABLEAU III.40 : RÉSULTAT DE CALCUL PAR LA MÉTHODE DE KOTCHERINE...72	
TABLEAU III.41 : TABLEAU RÉCAPITULATIF: RÉSULTATS DE LA MÉTHODE DE KOTCHERINE.....	73
TABLEAU III.42 : RÉSULTAT DE CALCULS DE LA HAUTEUR DU BARRAGE.....	76
TABLEAU III.43 : RÉCAPITULATIF DES RÉSULTATS DE CALCULE DE LARGEUR DE CRÊTE.....	76
TABLEAU III.44 : RÉCAPITULATIF DES RÉSULTATS.....	77
TABLEAU III.45 : VOLUME DE LA DIGUE POUR B=50M.....	77
TABLEAU III.46 : VOLUME DE LA DIGUE POUR B=55M.....	78
TABLEAU III.47 : VOLUME DE LA DIGUE POUR B=60M.....	79
TABLEAU III.49 : RÉSULTATS DE CALCULS DU COUT DU DÉVERSOIR POUR LES DIFFÉRENTES LARGEURS DÉVERSANTES.....	80
TABLEAU III.50 : RÉSULTATS DE CALCULS DU COUT DU COURSIER POUR LES DIFFÉRENTES LARGEURS DÉVERSANTES.....	81
TABLEAU III.51 : COÛT TOTALE DU BARRAGE.....	81
TABLEAU III.52 : CARACTÉRISTIQUES DU BARRAGE.....	82
TABLEAU III.53 : VOLUMES ET DÉBIT DÉVERSANT.....	83

TABLEAU V.1 : LES FRUITS DES TALUS EN FONCTION DU TYPE DU BARRAGE.	95
TABLEAU V.2 : CLASSE DE BARRAGE EN TERRE EN FONCTION DU TYPE DE LA FONDATION.....	95
TABLEAUX V.3 : LES VALEURS DU COEFFICIENT C.....	96
TABLEAU V.4: GRADIENT ADMISSIBLE EN FONCTION DE LA CLASSE DE L'OUVRAGE.....	98
TABLEAU V.5 : LES COORDONNÉES DE LA PARABOLE.....	104
TABLEAU V.6: GRADIENT HYDRAULIQUE ADMISSIBLE.....	107
TABLEAU V.7: LE GRADIENT D'INFILTRATION CRITIQUE.....	108
TABLEAU V.8 : LE CŒFFICIENT DE SÉCURITÉ EN FONCTION DE LA CLASSE DE L'OUVRAGE.....	108
TABLEAU VI.1 : COEFFICIENT DE STABILITÉ ADMISSIBLE DES TALUS.....	112
TABLEAU VI.2 : DÉTERMINATION DES RAYONS MAX ET MIN DE LA ZONE DES CERCLES CRITIQUES.....	113
TABLEAU VI.3 : DIFFÉRENTS PARAMÈTRES POUR DÉTERMINER LA ZONE DE GLISSEMENT AMONT ET AVAL.....	114
TABLEAU VI.4: CARACTÉRISTIQUE GÉOTECHNIQUE.....	115
TABLEAU VI.5 : VALEURS DES COEFFICIENTS DE STABILITÉ ADMISSIBLES....	118
TABLEAU VI.6 : VALEURS DES COEFFICIENTS DE SÉCURITÉ POUR DIFFÉRENTS CAS DE FONCTIONNEMENT.....	120
TABLEAU IX.01 : VITESSE DE L'AIR DANS LES DIFFÉRENTES CANALISATIONS SUIVANT LES NORMES INTERNATIONALES.....	147

LISTE DES FIGURES

FIGURE I.1 : SITUATION GÉOGRAPHIQUE DU BARRAGE BOUKHROUFA (ANBT)..	3
FIGURE I.2 : VUE AÉRIENNE DE LA RÉGION DU BARRAGE AVEC LES ACCÈS POSSIBLE (ANBT) (ECHELLE : 1/500 000).....	4
FIG.III.01 : LE BASSIN VERSANT DE L'OUED BEHALOUFA.....	18
FIGURE III.02 : RECTANGLE ÉQUIVALENT.....	20
FIGURE III.03 : HISTOGRAMME DES SURFACES DU BASSIN VERSANT.....	22
FIGURE III.04 : COURBE HYSOMÉTRIQUE.....	22
FIGURE III.05 : LE RÉSEAU HYDROGRAPHIQUE DE L'OUED BOUHALLOUFA.....	26
FIGURE III.06: LA REPARTITION MENSUELLE DE LA TEMPÉRATURE.....	31
FIGURE III.07: LA RÉPARTITION MENSUELLE DE L'ÉVAPORATION.....	32
FIGURE III.08:LA RÉPARTITION MENSUELLE DE L'HUMIDITÉ.....	33
FIGURE III.09: RÉPARTITION MENSUELLE DES PLUIES.....	34
FIGURE III.10: AJUSTEMENT DES PLUIES À LA LOI DE GUMBEL.....	35
FIGURE III.11: AJUSTEMENT DES PLUIES À LA LOI LOG NORMAL.....	36
FIGURE III.12: RÉSULTAT D'AJUSTEMENT DES PLUIES À LA LOI LOG NORMAL.....	37
FIGURE III.13: RÉSULTAT D'AJUSTEMENT DES PLUIES À LA LOI LOG NORMAL.....	37
FIGURE III.14 : COURBES INTENSITÉ DURÉE FRÉQUENCE STATION D'AIN EL KERMA CODE (03-16-04).....	39
FIGURE III.15 : LA RÉPARTITION MENSUELLE DE L'APPORT 80%	47
FIGURE III.16 : HYDROGRAMMES DE CRUE POUR DIFFÉRENTES FRÉQUENCES.	55

FIG.III. 17 : COURBE HAUTEUR-SURFACE-CAPACITÉ.....	60
FIGURE III.18 : COURBE DU DÉBIT EN FONCTION DE LA HAUTEUR.....	72
FIGURE III.19 : COURBE DU DÉBIT EN FONCTION DU VOLUME.....	73
FIGURE III.20 : COURBE D'OPTIMISATION DES LARGEURS DE L'ÉVACUATEUR DE CRUE.....	82
FIGURE III.21 : COURBE DES DÉBITS DÉVERSANT.....	83
FIGURE VI.1 : ARC DE CERCLE DE GLISSEMENT ET FORCES AGISSANTES SUR UNE TRANCHE SELON LA MÉTHODE DE FELLENIUS.....	113
FIGURE VI.2 : ZONE DU CENTRE DU CERCLE CRITIQUE SELON PRINCIPE DE FONDEEV.....	114
FIG. VII.1: DIAGRAMME DES RELATIONS ENTRE LES PERSONNES INTERVENANTES SUR LE CHANTIER.....	124

LISTE DES PLANCHES

PLANCHE N°01: PLAN D'AMENAGEMENT DU BARRAGE DE BOUKHROUFA.

PLANCHE N°02: COUPE GEOLOGIQUE A TRAVERS L'AXE DU BARRAGE.

PLANCHES N°03: COUPES TRANSVERSALES DES VARIANTES DE BARRAGE.

PLANCHE N°04: PROFILES EN TRAVERS DE LA DIGUE DU BARRAGE DE
BOUKHROUFA.

PLANCHE N°05: SCHEMA DE CALCULE DE STABILITE DU BARRAGE DE
BOUKHROUFA.

PLANCHE N°06: DIAGRAMME DE GANTT.

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A

Figure II.01 : Carte géologique de la région d'étude (ANRH)

ANNEXE B

Tableau III : Pluie maximale journalière de la station d'AIN EL KERMA (03-16-04) (ANRH)

Tableau III.39 : Tableau de RADKOVITCH $r=f$ (module spécifique)

Tableau III.12: Intensité pour les différentes fréquences

Tableau III.03 : récapitulatif des calculs.

Tableau III.54 : Le laminage.

ANNEXE C

Tableau calcul du volume barrage en terre zoné

Tableau calcul du volume barrage en terre homogène

Tableau calcul du volume barrage en enrochement masque en béton

ANNEXE D

Stabilité du talus Amont cas de fin de construction $R = 109$ m

Stabilité du talus Amont cas de fin de construction $R = 101.25$ m

Stabilité du talus Amont cas de fin de construction $R = 151.46$ m

Stabilité du talus Amont cas de fin de construction $R = 148.2$ m

Stabilité du talus Aval cas de fin de construction $R = 93.01$ m

Stabilité du talus Aval cas de fin de construction $R = 131$ m

Stabilité du talus Aval cas de fin de construction $R = 88.87$ m

Stabilité du talus Aval cas de fin de construction $R = 129.76$ m

Stabilité du talus Amont cas de Vidange Rapide $R = 109$ m

Stabilité du talus Amont cas de Vidange Rapide $R = 101.25$ m

Stabilité du talus Amont cas de Vidange Rapide R = 151.46 m

Stabilité du talus Amont cas de Vidange Rapide R = 148.2 m

Stabilité du talus Aval cas de Fonctionnement normal R = 93.01 m

Stabilité du talus Aval cas de Fonctionnement Normal R = 131 m

Stabilité du talus Aval cas de Fonctionnement Normal R = 88.87 m

Stabilité du talus Aval cas de Fonctionnement Normal R = 129.76 m

ANNEXE E

Figure 01 : Ferrailage de la fondation de la tour de prise d'eau

Figure 02 : Ferrailage de la fondation de la tour de prise d'eau

Figure 03 : Compactage du noyau en argile du batardeau

Figure 04 : Noyau argileux du batardeau

Figure 05 : Ouvrage d'entrée de la galerie de vidange de fond

Figure 06 : Ouvrage d'entrée de la galerie de vidange de fond (fer a cheval)

Figure 07 : Ferrailage de la vidange de fond

Figure 08 : Bétonnage de la voute de la galerie de vidange de fond

Figure 09 : Préparation du bétonnage de la voute de la galerie de vidange de fond

Figure 10 : Glissement de terrain sur la paroi droite de la vidange de fond

Figure 11 : Bétonnage de la fondation de l'ouvrage de la vidange de fond

Figure 12 : Bétonnage de la fondation de l'ouvrage de la vidange de fond

Figure 13 : Installation désignée au stockage des matériaux (Gravier)

Figure 14 : Centrale à béton fixe

Figure 15 : Installation désignée au stockage des matériaux (Gravier, Sable)

Figure 16 : Armatures de ferrailage



ملخص

تعتبر السدود من اكبر خزانات المياه التي تستعمل في مختلف الميادين (التنمية الفلاحية، السقي). قمنا من خلال هذا العمل بدراسة شاملة لإنشاء سد بوخروفة على مستوى واد بوخلوفة في بلدية بوتلجة بولاية الطارف. و هذا بهدف توفير المياه لسقي الاراضى الفلاحة المجاورة له و مياه الشرب.

بعد دراسة معمقة و شاملة لمختلف الجوانب (الجيولوجية، الهيدرولوجية و الطبوغرافية) قمنا باختيار الاقتراح المناسب للحاجز المائي وملاحق السد و تحققنا من ثباتها. أما فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح عميق و دقيق يضم مختلف أطوار الإنجاز.

RESUME

Ce filigrane est pour la version d'essai, enregistrez-là pour obtenir la version complète !

Les avantages de la version complète:

1. Aucun filigrane sur vos documents
2. Aucune limitation de page pour les fichiers PDF.
3. Possibilité de scanner les fichiers PDF avec l'OCR.

[Retirer le Filigrane Maintenant](#)

ABSTRACT

Dams are considered the largest reservoirs of water used in various fields (agricultural development, irrigation). We conducted a thorough study of the construction of **BOUKHROUFA** dam on the river of Bouhallouffa at the town Bouteldja in the wilaya of EL TARG, which aims to provide water for irrigation of agricultural lands and drinking water.

After a detailed study of all aspects (geological, hydrological and topographical), we opted for the most appropriate variant for the dam and appropriate structures ensuring their stability. In regard to the realization we made a very clear explanation including implementation phases.

INTRODUCTION GENERALE :

L'eau est un élément indispensable pour la vie. Aussi nécessaire pour tout développement que se soit agricole ou industriel.

Le développement de notre pays se pose sur la maîtrise des ressources en eau, un facteur primordial dans la planification des budgets de l'état. Depuis la dernière décennie, l'édification des barrages a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problème de mobilisations des ressources en eau. Intervient aussi la mise en œuvre progressive de l'interconnexion entre les barrages, permettant de ce fait une gestion dynamique et évolutive des disponibilités en eau sur tout le territoire national c'est-à-dire la où se concentrent les populations et l'activité économique agricole ou industriel.

Dans cette optique la wilaya de EL-TAREF a bénéficié d'un important projet de réalisation d'un aménagement hydraulique, c'est celui du barrage de BOUKHROUFA qui est destiné et a l'irrigation et a l'alimentation en eau potable de la population.

Ce travail comprendra neuf chapitres, nous allons faire une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable à l'implantation du barrage.

Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique, et enfin le calcul de l'optimisation dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue.

On consacra un chapitre pour l'analyse des variantes de la digue et le choix sera en fonction de la disponibilité des matériaux ainsi qu'une étude détaillée de la conception, d'infiltration et de stabilité des talus.

Un chapitre qui traitera les impacts environnementaux qui peuvent être produits lors de la réalisation et l'exploitation de l'ouvrage et quelques mesures d'atténuations pour ces impacts.

Un autre chapitre sera consacré à l'organisation de chantier qui interprètera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

En terminant par un chapitre qui traitera la protection et la sécurité de travail.



INTRODUCTION

Les barrages sont par définitions des ouvrages hydrauliques, qui empêchent sur toute la largeur une section d'une vallée et créent ainsi une cuvette artificielle géologiquement étanche. De manière générale et dans la plupart des cas, la hauteur du barrage dépasse le niveau d'eau atteint par les cours d'eau en période de forte crue. Fondamentalement, les barrages ont deux effets caractéristiques:

- La retenue d'eau créer par le barrage peut le plus souvent contenir une part importante des apports d'eau directs ou dérivés, de même que des matériaux charriés, de glace ou de la neige.
- le barrage surélève le niveau du plan d'eau à l'amont.

I.1.BUT DES BARRAGES

Le but principal du barrage d'après sa définition, est la rétention d'eaux, qui sert à compenser l'inégalité des apports de la rivière et à adopter l'utilisation et la consommation de l'eau aux besoins. Entre autre la protection contre les crues, et on peut dénombrer d'autres fonctionnalités:

-) Protection contre les crues.
-) Alimentation en eau potable.
-) Améliorations de la navigation.
-) Irrigation.
-) Production de l'énergie électrique.
-) Besoins industriels.

I.2.PRÉSENTATION GÉNÉRALE DU SITE

Le Barrage de BOUKHROUFA, implanté à l'extrême est de l'Algérie près des frontières Algéro-Tunisienne, situé sur l'oued BOUHALLOUFA, il se trouve à une dizaine de Km au sud de la ville de BOUTELDJA et à une trentaine de Km au S.O du chef- lieu de la wilaya d'EL-TARF, la localisation géographique du site du barrage est montrée dans la figure ci-dessous (Figure I.1).

L'accès au site du barrage se fait par la route Nationale R.N°44 Reliant ANNABA a EL-KALA, a la sortie de BOUTELDJA on prend la route menant au sud vers le village de ZITOUNA.

Les coordonnées du site du barrage sont :

X=428128.150 m

Y=4065060.560 m

Z=63 m

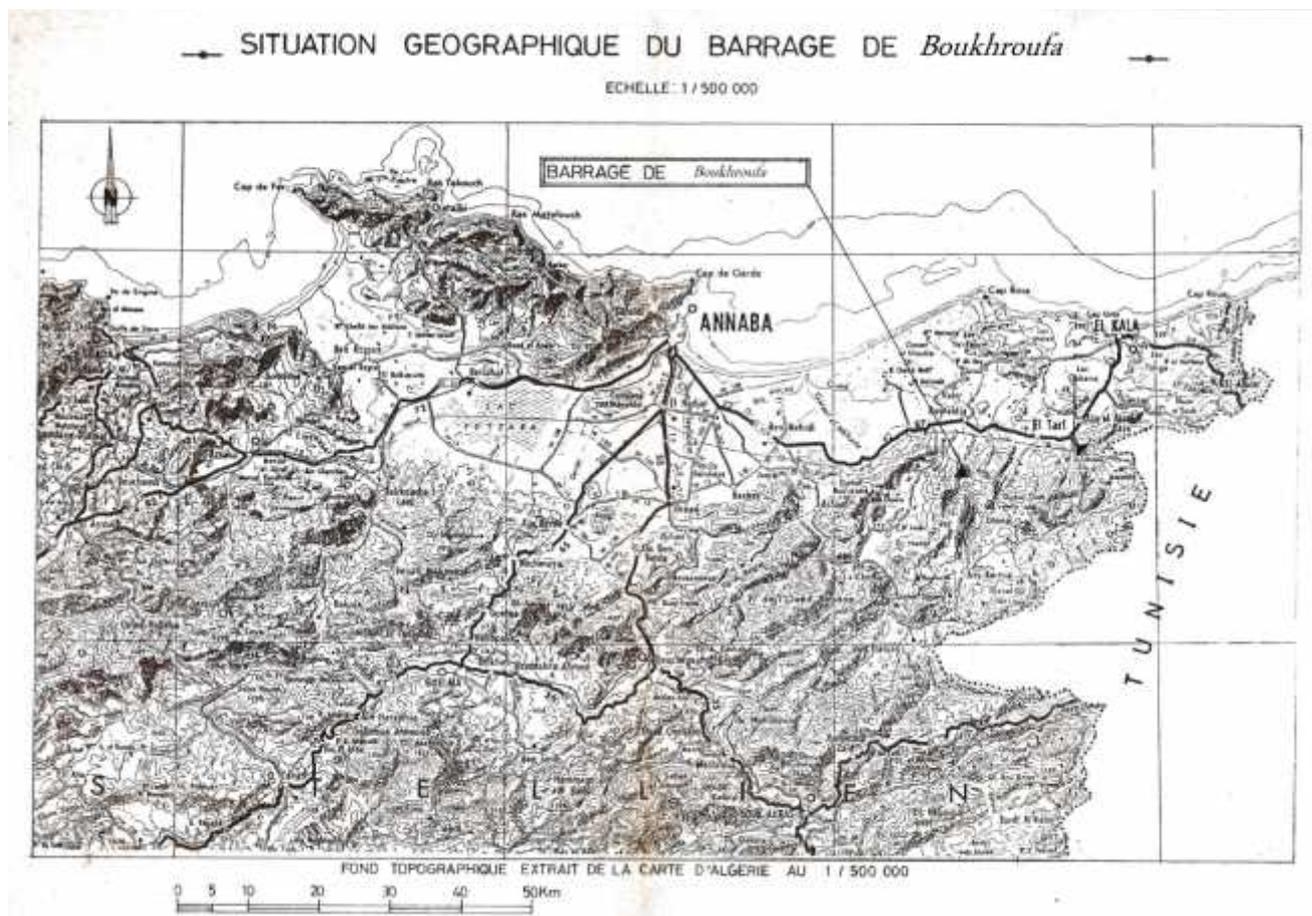


Figure I.1 : Situation géorgraphique du barrage BOUKHROUFA (ANBT)

Avec google earth on a pu avoir une vue aérienne de la région du barrage avec les accès possibles qui est représentée dans la figure I.2.

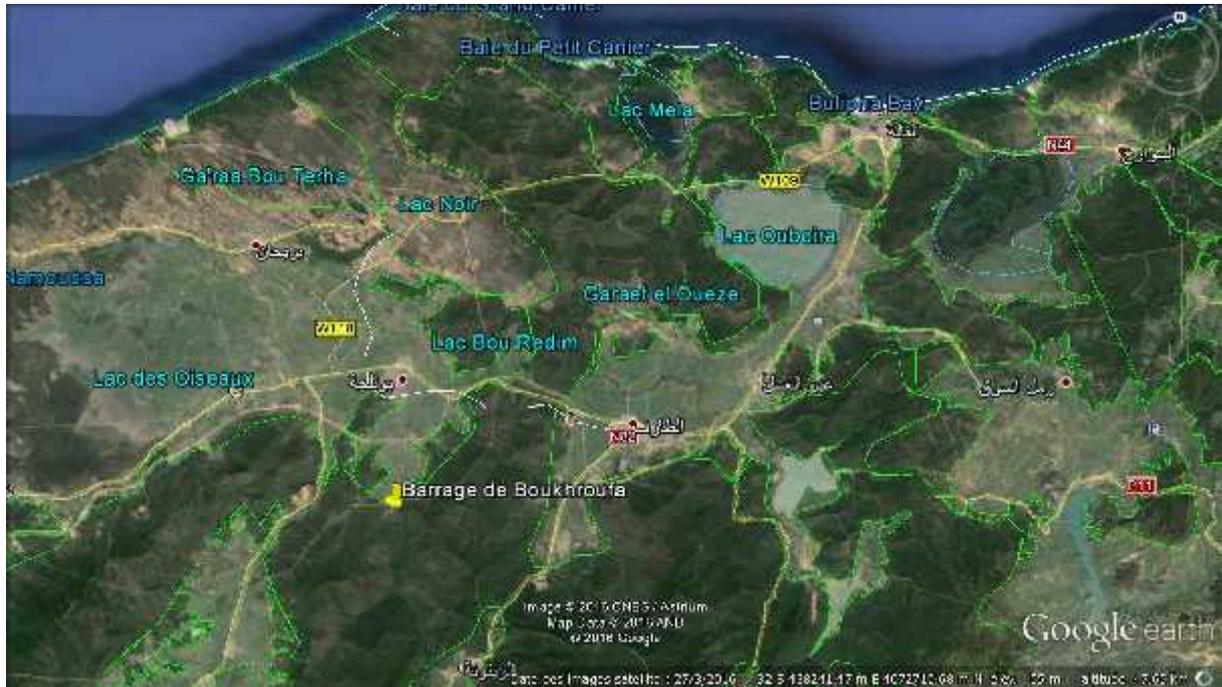


Figure I.2 : Vue aérienne de la région du barrage avec les accès possible (ANBT)
(Echelle : 1/500 000)

I.3.CHOIX DU SITE DE BARRAGE

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

La recherche méthodique de sites du barrages est pratiquée lorsqu'il faut trouver un site potentiel de stockage pour répondre à un besoin de ressource en eau dans un secteur donné, qui peut être réduit ou très étendu (un bassin versant de plusieurs km²). Les principaux critères déterminants du choix du site du barrage sont les suivants :

-) Garantir la quantité d'eau qui sera stocker 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.
-) 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.



Cette démarche fait appel aux techniques suivantes :

-) Inventaire cartographique sur des cartes topographiques d'échelle appropriée à la taille de la retenue envisagée.
-) Photographie aérienne.
-) Prospection directe sur le terrain.

Ces trois techniques se complètent et il est toujours préférable de les associer, lorsque cela est possible, chacune apportant des éléments d'information concourant à une meilleure appréciation des caractéristiques du site :

-) Cartographie : estimation « précise » des surfaces et des volumes (barrage, retenue, bassin versant) ;
-) Photographie aérienne : nature du couvert végétal, occupation des sols (attention à la date de prise de vue, qui doit être la plus récente possible) ;
-) Prospection directe : prise en compte de détails morphologiques et autres, premières indications sur la géologie du site, possibilité de repérage de sites de petite taille.

Conclusion

Lors de la préparation d'un inventaire de sites possibles des barrages dans la région, et sur la base des résultats géologique et des conditions topographiques, nous avons choisi la position idéale du site du barrage et de ces ouvrages annexes le plus économique et le plus stable.

INTRODUCTION

Une étude géologique et géotechnique est indispensable pour l'élaboration d'un projet de construction hydrotechnique, elle permet d'aborder :

- Les diverses techniques possibles.
- L'identification et choix du site du barrage.
- Les travaux de reconnaissance autorisent l'adaptation du projet au site choisi, avec notamment le choix du type de barrage le mieux adapté au site.
- Le suivi géologique des travaux de construction du barrage.
- La qualité géotechnique des sols sur lesquels seront implantés la digue et les ouvrages annexes, la perméabilité des sols, de la cuvette et les zones d'emprunts des matériaux de construction.

En effet, l'importance primordiale de la connaissance du contexte géologique et géotechnique dans lequel va être intégré l'ouvrage étudié, alliée à la très grande variété des fondations rencontrées, qui fait de chacun d'eux un objet unique, ne permettent pas de définir a priori l'importance et la nature des reconnaissances nécessaires.

II.1.ÉTUDE GÉOLOGIQUE

II.1.1.but :

La réalisation d'un projet de barrage nécessite une certaine connaissance d'ordre géologique qui permet de justifier le choix du site et le type de barrage.

Cette étude géologique a pour but d'étudier la géologie du site du barrage et définir les caractéristiques géologiques principales, ainsi que la perméabilité et la stabilité de la digue et de la cuvette et les zones d'emprunts.

II.1.2.Généralité sur la zone d'étude :

La région où se situe le site est une région montagneuse d'altitude moyenne d'environ 400m son aspect monotone correspond à la monotonie des formations géologiques qui le constitue, représentées par des alternances de grès et d'argilites numidiennes.

Cette zone de reliefs est découpée transversalement par la vallée de l'oued Bouhalloufa, assez étroite en amont de l'axe, celle-ci s'élargit considérablement vers l'aval dépassant parfois les 600m les affluents des deux rives présentent des caractéristiques d'oueds jeunes avec des profils longitudinaux escarpés.

Les grès numidiens totalement déchiquetés en surface se décomposent facilement par l'action d'agents externes en donnant des arènes au pied de roches décolorées.

Les strates d'argilites inter stratifiées dans cette série ont favorisé la formation, le long des pentes, des abrupts plus au moins accusés et d'assez faibles dimensions aux pieds desquels s'accumulent les blocs éboulés (zones d'écroulement) que l'on peut assimiler à de petits glissements.

En générale, on peut dire que la morphologie est partiellement contrôlée par la stratification et que localement, il y a des indications de contrôle structural du drainage, dans la partie aval, l'oued Bouhalloufa avec un profil longitudinal relativement plat, décrit de vastes boucles (méandres) au milieu des alluvions de son lit majeur dont les épaisseurs dépassent parfois les 25m.

II.1.3. Investigations réalisées et objectifs visés:

Le programme des travaux de reconnaissances inclut des prospections géophysiques, des sondages, tranchées et puits, ainsi que des essais in-situ de perméabilité de type lugeons et Lefranc, des essais SPT (STANDART PENETRATION TEST), des essais préssiométriques et la prise d'échantillons intacts et remaniés.

La localisation des investigations a été déterminée sur la base des résultats de l'étude de faisabilité et du choix des variantes des structures principales des ouvrages.

Un tableau comparatif des différents essais effectués lors de la présente étude ainsi que la campagne de faisabilité, a été dressé ci-dessous :

Tableau II.01 : Essais géotechnique du laboratoire et l'étude de faisabilité (ANBT)

n°	type des travaux de reconnaissance réalisés	Etude de faisabilité	A.P.D	
1	Sondages			
	Sondages carrotés	3	23	
	Sondages destructifs pressiométriques	-	8	
	Tranchées	-	17	
2	Puits	-	8	
	Prospections géotechniques			
	S.E	6	6	
3	Essais in-situ			
	Base sismique	11*110m	16*60m	
	Lugeon	30	83	
	Lefranc	23	5	
4	Echantillons	Pressiométrique	-	128
		S.P.T	13	7
		Intact	-	22
		Remanie	1	13
5	Levé Géologique	Carrote	-	9
		Eaux	-	1
		ech 1/1000	70	75
		ech 1/5000	925	625

II.2.Lithologie

La vallée de l'oued Bouhalloufa dans la zone de l'axe du barrage est creusée dans des alternances d'argilites et de grés appartenant à la série numidienne, vaste ensemble charrié sur les terrains du crétacé, généralement le massif rocheux est recouvert de dépôts colluvionnaires et alluvionnaires.

Les conditions de fondation présentées par le site sont caractérisées par l'hétérogénéité de la lithologie.

II.2.1.Argilites de Numidie:

A l'affleurement, cette formation est pratiquement inexistante, plus facilement érodable en surface, elle donne lieu à la constitution d'un sol argileux identifié par les sondages et par les tranchées excavées, ce sont des argilites gréseuses et occasionnellement des argilites marneuses de couleur variable verdâtres, brunâtres, grisâtres ou noirâtres. Ces roches présentent localement une schistosité de direction parallèle au pendage.

Les argilites se rencontrant en couches plus épaisses que les grés, elles atteignent un maximum de 13m d'épaisseur sur les appuis, et au niveau du site elles représentent de nombreux miroirs de failles, le plus souvent des altérations argilo-sableuses remplissent les fractures, néanmoins la matrice rocheuses est généralement saine.

II.2.2.Grés de Numidie:

Le grès est la seule roche qui affleure sur les deux appuis en amont de l'axe du barrage, il a une couleur variable de blanchâtre à grisâtre et occasionnellement jaunâtre et rougeâtre, sa composition est quartzreuse et le ciment est principalement siliceux.

Les grés se rencontrent en couches moins épaisses que l'argilite, ils atteignent un maximum de 14m d'épaisseur sur les appuis, ils présentent sur l'ensemble du site une intense fracturation ainsi qu'une importante altération.

Les limites entre l'argilite et le grès sont difficilement discernables sur le terrain en raison de l'épaisseur du recouvrement et de la couverture végétale, ce qui rend difficile la reconnaissance des lignes tectoniques régionales.

II.2.3.Colluvions :

Les dépôts colluvionnaires qui recouvrent les versants sont très étendus sur toute la zone du site, provenant de l'altération superficielle des grés et des argilites, leur épaisseur est de 1-1.5m sur les parties hautes des versants, et 2.5m sur les parties basses à la limite de la plaine.

Ces colluvions sont donc constituées par des fragments de grés et d'argilites allant jusqu'à une échelle décimétriques dans une matrice argilo-sableuse.

II.2.4.Alluvions :

Les dépôts alluvionnaires appartenant au lit actuel et à la base terrasse de l'oued Bouhalloufa sont constitués d'argile et limon, de sable argileux et d'argile sableuse,

Le passage au substratum se fait généralement par des dépôts grossiers sablo-graveleux, et il apparaît sur les coupes géologique que l'épaisseur maximale au dessus du substratum est de 24.2m.

II.3.Failles

La campagne de reconnaissance géologique de surface, les travaux de reconnaissance par sondage, tranchées et l'application de diverses méthodes géophysique permettent de mettre en évidence l'existence de quatre failles et zones de broyage a remplissage, brécho-argileuse d'épaisseur métrique qui traversent la zone du site.

Les failles mises en évidence sont principalement de direction subparallèle a l'oued Bouhalloufa dans sa partie amont et centrale, ces failles se traduisent dans les affleurements des gros bancs de grés par des zones très fracturées sur plusieurs mètres ainsi que par l'existence de discontinuités nombreuses présentant des stries de glissement.

Faille01: Elle a été observée en photographies aériennes et confirmé par la géophysique.

Faille02: De direction subparallèle de la stratification, elle a été observée sur la piste de rive droite en amont de l'axe, ou affleurent de gros bancs de grés.

Faille3: Elle a été observée et repérée sur la rive droite au niveau de la zone du glissement du terrain a la coté 70, ce plan de glissement qui a facilité l'écroulement des masses rocheuses.

Faille 04: A été observée sur le même affleurement que la faille 02 de direction parallèle a l'oued en amont de l'entrée de la galerie de dérivation provisoire.

Généralement et étant donné la faible variation de la stratification associée a une dispersion des fractures, on peut affirmer qu'il n'existe pas de grandes déformations tectonique dans la région de l'axe du barrage.

Dans les sédiments alluvionnaires, on na pas observé d'indices de teutonisme récent, car les couches dans les sondages présentent des structures sédimentaires sans aucun indice de déformation.

II.4.Stratigraphie au site du barrage

La vallée de l'oued Bouhalloufa dans la zone de la cuvette du barrage est creusée dans des alternances d'argilites et de grés appartenant à la série numidienne, vaste ensemble charrié sur les terrains du créacé.

Généralement le massif rocheux est couvert d'une mince couche de colluvions sur les versants et par des dépôts alluvionnaires dans la vallée, les grés de Numidie se détachent du relief a cause de leur résistance différentielle a l'érosion, les argilites de Numidie: peu reconnaissables en surface à cause de leur susceptibilité à l'action des intempéries.

II.4.1. Formations superficielles:

Les versants sont composée de colluvions argilo-sableuses d'une épaisseur de 2 a 4m et dans la vallée par des alluvions constituées par des limons, sable, argiles et graves sableuses appartenant aux terrasses récentes et au lit actuel de l'oued Bouhalloufa.

La cuvette: on n'observe pas de discontinuités significatives dans les systèmes principaux des structures géologique au niveau des affleurements, et on peut remarquer deux systèmes principaux dans l'orientation des fractures N-NE et O-NO.

II.5. Hydrogéologie

La connaissance de la nature des matériaux des alluvions et de rocher de fondation de la région permettent de distinguer au moins deux nappes, celle des alluvions au fond de la vallée et celle des grés de Numidie, Dans la plaine le niveau phréatique présente une variation importante entre les périodes humides et sèches.

La nappe aquifère des grés de Numidie a été mise en évidence dans la zone de la cuvette par des petites sources qui jalonnent le contact grés et argilites sous-jacentes, ces dernières constituent des écrans étanches, les débits de ces sources sont faibles, de l'ordre de 0.5 a 1 L/min.

La connaissance de la nature pétrographique des grés et du système de discontinuités qui le recouper permet de penser que le massif rocheux est perméable.

II.5.1. Stabilité des versants:

Dans la zone a inonder par la future retenue, il est fréquent qu'il y'ait des éboulis de pente et des zones d'écoulements de roches, ces phénomènes identifient la présence d'affleurements de roches gréseuses, le phénomènes de reptation des sols sont liés aux sols d'altération superficielles du substratum ainsi qu'aux colluvions des versants et au niveau du site du barrage et en rive droite est mis en évidence un glissement (écroulement) dans les gros bancs de grés, et qui n'atteint pas une importance significative.

Les glissements peuvent jouer un rôle important au niveau des ouvrages mais sont cependant peu volumineux a l'échelle de la retenue pour y faire attention et prévoir ainsi des mesures de protection spéciales, et le phénomène de marnage pourrait avoir pour effet de rendre instables les sols argileux et les argilites dont le pendage serait voisin de l'angle de frottement.

La couverture végétale de la zone de la retenue est importante et devrait en principe permettre une atténuation du phénomène d'érosion des versants.

II.6. Fondation des ouvrage annexes

II.6.1.Digue et galerie d'injection:

A la base des résultats des reconnaissances (géologique et géotechnique) afin d'appuyer la digue en matériaux alluvionnaires sur une fondation acceptable on doit prévoir d'excaver totalement les sols colluvionnaires des rives et une partie des sols alluvionnaires.

Cette excavation sera faite au dessous du niveau de la nappe phréatique, afin de réaliser les excavations dans de bonnes conditions, il ya lieu de prévoir un système de drainage et de pompage des eaux souterraines.

II.6.2.Galeries de dérivations et tour de prise:

La galerie de dérivation présente un trace rectiligne, elle est placée au pied du talus de l'appui rive droite et sera posée sur le massif rocheux et recouverte par le remblai de la digue.

L'évacuateur de crue est situé sur la rive droite et son axe est perpendiculaire a l'axe du barrage, le radier de l'évacuateur sera entièrement entaillé dans le massif rocheux, sur toute la longueur du coursier, le massif rocheux est très altéré, dans la zone du déversoir ou affleurement de gros bancs de grés, les conditions géologique seront plus favorables.

II.7.Géologie des matériaux de construction

Introduction:

Le programme initialement proposé pour la reconnaissance des zones d'emprunts a été établi sur la base :

- Des résultats de l'étude de faisabilité.
- Type des digues proposées à ce stade de l'étude.
- Les premières observations de terrain.

Au vu des renseignements collectés lors des premières investigations et en se basant sur le contexte géologique régional, la variante en matériaux alluvionnaires s'impose.

La carte géologique de la région est représenté dans la figure II.01 dans l'annexe A.

II.7.1.Les Zones d'emprunts :

II.7.1.1.Zone 01:

C'est la carrière principale qui assurera les matériaux de construction nécessaire pour les filtres, les drains et pour les agrégats a bétons, elle est situé a environ 400m l'amont de l'axe du barrage, elle comprend le lit actuel de l'oued et les terrasses avoisinantes sur une distance approximative de 4.0Km.

En tenant compte des caractéristique géomorphologique du terrain et le type de dépôts alluvionnaires, la zone 01 peut être divisée en huit sous zone (de A à H).

II.7.1.2.Zone 02:

Cette Zone assurera les matériaux argileux nécessaires pour les éléments d'étanchéité prévus pour la digue du barrage, elle est située approximativement à 1km en aval de l'axe du barrage sur la rive gauche de l'oued dans un méandre bien souligné en forme de fer à cheval d'une surface de 17 ha environ, Cette zone a été étudiée par 8 puits d'une profondeur moyenne de 4m.

II.7.1.3.Zone 03:

Elle est occupé sur une longueur de 500m et une largeur de 200m le massif rocheux de la rive gauche de l'oued Bouhalloufa, comprise entre les cotes 60 et 125NGA, elle est donc située approximativement à 2km en aval de l'axe du barrage et a 150m N.O de la zone 02, cette zone a été étudié avec 4 forage carottés implantés sur la crête du massif, 3 tranchées et 6 trainées électrique , cette zone a été divisé en 3 blocs distincts .

II.7.1.4.Zone 04:

La zone Alluvionnaire 4 est située en rive droite de l'oued à environ 4km en aval du barrage, elle correspond à une haute terrasse disposée sur un ancien méandre de l'oued, entre les cotes 30 et 107NGA, cette zone a été étudiée par 6 sondages carottés, 8 puits et 7 tranchées.

II.8.Sismicité:

Introduction:

Selon les modèles géotechniques actuels, le continent africain situé sur la plaque du même nom est en collision avec la plaque eurasienne le long d'une ligne qui s'étend de Gibraltar jusqu'a la Turquie à l'est en traversant l'Algérie.

II.8.1.Sismicité régionale:

La sismicité de la région de Bouhalloufa est évaluée dans un rayon de 200km autour du site de barrage, à la base de la carte des épacentres, les cartes géologiques de l'Algérie et de la Tunisie ont servie de support.

On remarque que dans la zone immédiate du site, aucun séisme important n'a été enregistré, cependant les ouvrages de génie civil construit dans cette région ressentiront les effets des séismes de la région de Constantine, Guelma et de la vallée de Medjerda qui se manifestent par une acticité sismique importante.

II.8.2.Évaluation des caractéristiques du séisme de projet:

Pour les grands ouvrages de Génie civil l'évaluation des caractéristiques du séisme à prendre en compte dans les calculs est élément important, la détermination de ces caractéristique du séisme de projet peut être évalué par la méthode déterministe, statistique ou de l'intensité maximum.

L'examen des cartes des épacentres montrent que la zone proche du site de barrage n'est pas directement affectée par des séismes importants, cependant elle ressent parfois violement les secousses des régions avoisinantes nettement plus actives (Vallée de la Medjerda, Guelma, Constantine).

L'ensemble des considérations développées auparavant nous conduisent à estimer une valeur d'accélération au sol de 0.2 pour le séisme de projet, et de 0.35G pour le séisme exceptionnel.

conclusion:

Le site de barrage de Bouhalloufa de morphologie large présente une structure monoclinale de pendage (20°) aval légèrement tourné vers la rive droite, et constitué par une alternance d'argilite et de grés du numidien d'épaisseur variable.

Ces formations sont recouvertes sur les rives par un épais manteau de colluvions argileuse emballent des éléments gréseux.

Les conditions géologique et géotechniques ainsi que la nature et la quantité des matériaux disponibles nous conduisent a rejeter les variantes d'ouvrage rigides et a proposer de construire un barrage souple en terre, et l'ensemble des ouvrages annexes sera concentré sur la rive droite vu les conditions géologique relativement plus favorables qui y règnent .

Il est impératif de fonder la digue:

- Sur les rives après excavation des colluvions sous toute l'emprise de la digue.
- Dans la vallée, nous proposons de fonder la digue sur les alluvions graveleuses après excavation des deux niveaux supérieurs (argiles limoneuses et sable argileux).
- Le niveau important de perméabilité mis en évidence, impose la réalisation d'un voile d'injection qui devra fermer toutes possibilités d'infiltration amont aval des eaux.

INTRODUCTION

On définit l'hydrologie comme étant la science qui traite des eaux que l'on trouve à la surface de la Terre, ainsi qu'au-dessus et au-dessous, de leur formation, de leur circulation et de leur distribution dans le temps et dans l'espace, pour cela le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont liés à une évaluation correcte de l'importance de la crue. Dans ce cadre nous procédons dans une étude hydrologique du bassin versant de l'oued **BOUHALLOUFA** pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation du barrage, comme le volume mort, le volume utile, le débit régularisé, le débit de crues, le débit solide, le laminage des crues....etc.

III.1.BASSIN VERSANT

III.1.1.Définition 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 exutoire.

Aujourd'hui, en hydrologie, les termes bassin et bassin versant sont synonymes. Ils désignent :

- Soit la totalité de l'espace drainée par un système fluvial quelque soit sa taille.
- Soit une partie de cet espace (par ex., le bassin versant d'un affluent ou d'un sous affluent).
- Soit encore la superficie, même très petite, drainée par un cours d'eau quelconque en amont d'un point précis qui est souvent une station de jaugeage (ex. les petits bassins versants "d'investigation" ou "expérimentaux" ou "représentatifs").

III.1.2.Comportement hydrologique :

L'analyse du comportement hydrologique d'un bassin versant s'effectue le plus souvent par le biais de l'étude de la réaction hydrologique du bassin face à une sollicitation (la précipitation). Cette réaction est mesurée par l'observation de la quantité d'eau qui s'écoule à l'exutoire du système. La représentation graphique de l'évolution du débit Q en fonction du temps t constitue un hydrogramme de crue. La réaction du bassin versant peut également être représentée par un limnigramme qui n'est autre que la représentation de la hauteur d'eau mesurée en fonction du temps.

III.1.3. Caractéristiques morphologiques du bassin versant:

- Superficie :

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

$$S = 176.5 \text{ km}^2$$

- Périmètre :

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

$$P = 72 \text{ km}$$

- Indice de compacité de Gravelius:

L'indice de compacité est défini comme étant le rapport du périmètre à la surface du bassin versant, Il permet de comparer les bassins versants entre eux de points de vue de forme : plus la forme du bassin prend la forme d'un cercle ; plus il est ramassé, plus la forme du bassin est proche d'un rectangle ; plus il est allongé.

$$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot S}} \approx 0,28 \cdot \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (III.1)$$

K_G : Indice de compacité de Gravelius,

S : surface du bassin versant [km^2],

P : périmètre du bassin [km].

. Il est proche de 1 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieur à 1 lorsque le bassin est de forme allongée.

A.N :

$$K_G = 0.28 \frac{72}{\sqrt{176.5}} = 1,53$$

$K_G > 1$ donc le bassin est allongé

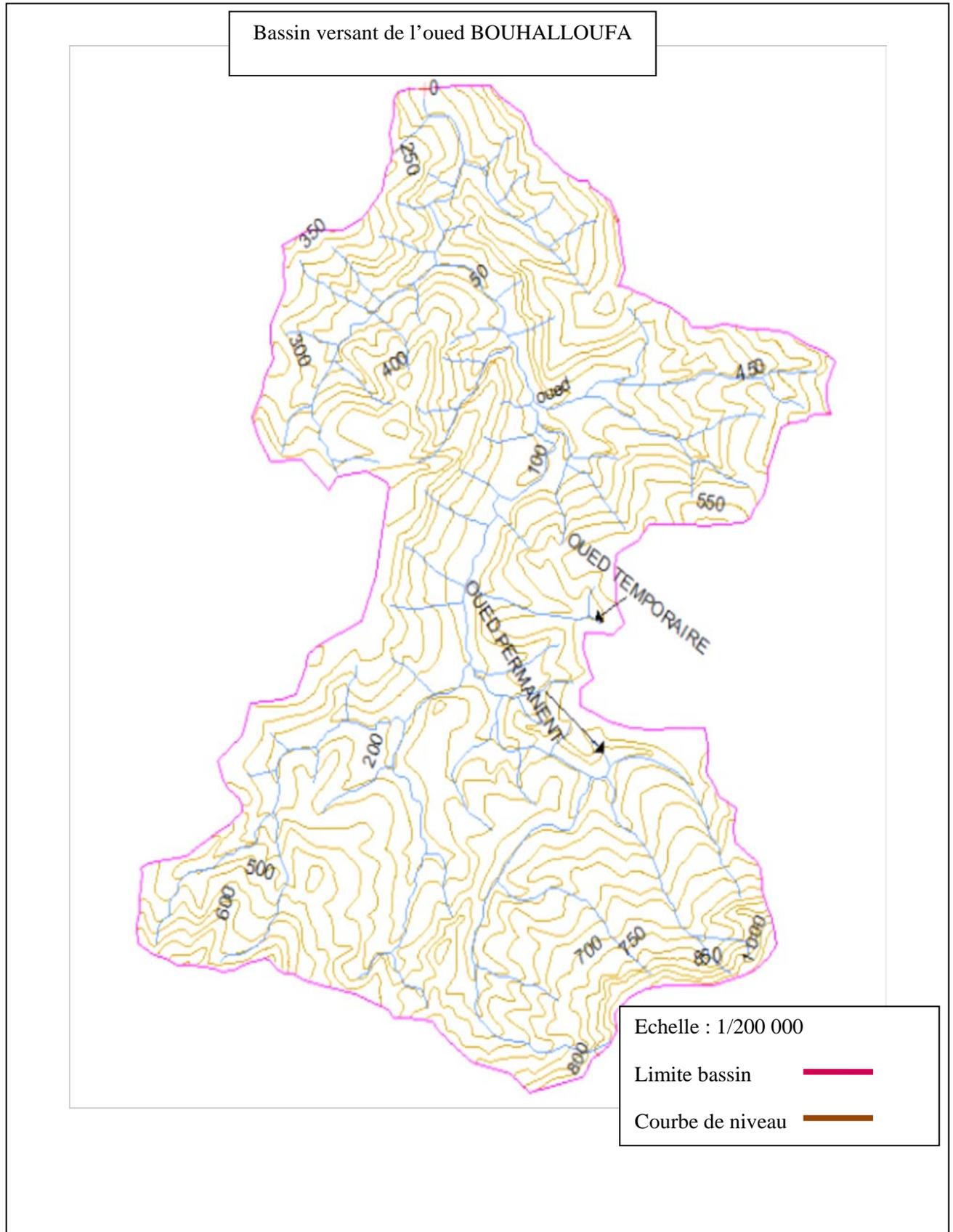


Fig.III.01 : Le bassin versant de l'oued BEHALOUFA

- Rectangle équivalent : La notion de rectangle équivalent ou rectangle de
- Gravelius, introduite par Roche (1963), permet de comparer facilement des bassins versants entre eux, en ce qui concerne l'influence de leurs caractéristiques sur l'écoulement.

Le bassin versant rectangulaire résulte d'une transformation géométrique du bassin réel dans laquelle on conserve la même superficie, le même périmètre (ou le même coefficient de compacité) et donc par conséquent la même répartition hypsométrique. Les courbes de niveau deviennent des droites parallèles aux petits côtés du rectangle. La climatologie, la répartition des sols, la couverture végétale et la densité de drainage restent inchangées entre les courbes de niveau.

Si **L** et **l** représentent respectivement la longueur et la largeur du rectangle équivalent, alors :

Le périmètre du rectangle équivalent [**P=2(L+l)**].

La surface du rectangle équivalent [**A=L · l**].

Le coefficient de compacité [**K_C = 0.28 $\frac{P}{\sqrt{A}}$**]

En combinant ces trois relations, on obtient :

$$L = \frac{K_G \cdot \sqrt{A}}{1,12} \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_G} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (III.2)$$

Si K_G ≥ 1,12

A.N :

$$L = \frac{1.53\sqrt{176.5}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{1.53} \right)^2} \right] = 30.51 \text{ km}$$

D'où :

L=30.51 Km

Donc :

$l = \frac{176.5}{30.51} = 5.79 \text{ km}$

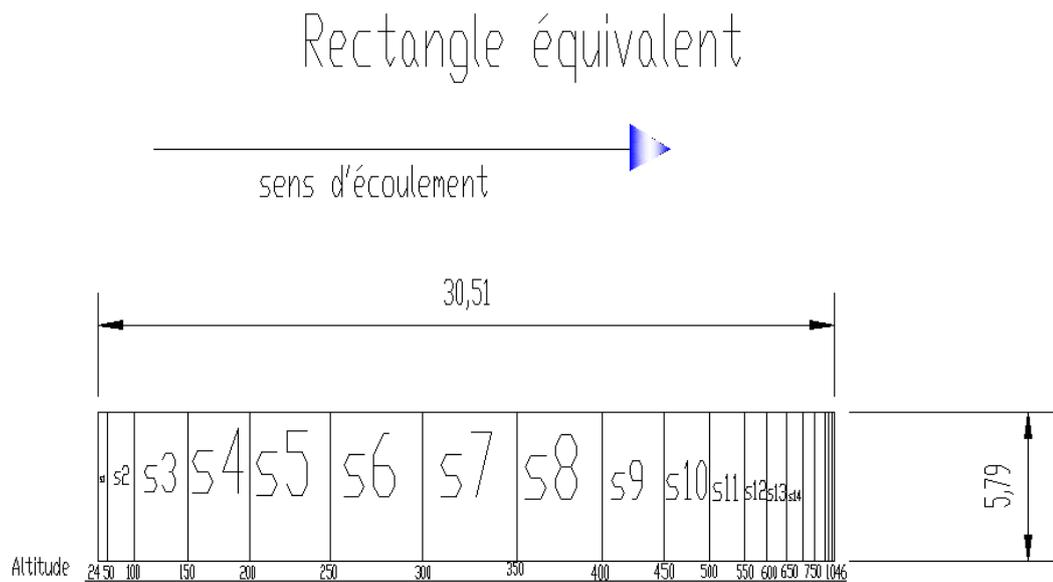


Figure III.02 : Rectangle équivalent

III.1.4. Paramètres du relief :

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures... etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants.

III.1.4.1. La courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Tableau III.01 : Répartition en % de la surface élémentaire.

Altitude (m)	Si (km ²)	Si (%)	Si Cum (%)
24/50	2,19765	1,245126527	99,99999583
50/100	6,47929	3,670986434	98,7548693
100/150	12,81664	7,261553992	95,08388287
150/200	14,71229	8,335575071	87,82232888
200/250	19,44752	11,0184271	79,48675381
250/300	22,04359	12,4892885	68,4683267
300/350	22,69917	12,86072115	55,97903821
350/400	20,46844	11,59685094	43,11831705
400/450	14,93553	8,462055994	31,52146611
450/500	10,85790	6,151783398	23,05941012
500/550	8,25312	4,675991204	16,90762672
550/600	5,46913	3,098657688	12,23163552
600/650	4,79112	2,714515629	9,132977829
650/700	3,70849	2,10112976	6,4184622
700/750	2,80804	1,590955272	4,317332441
750/800	1,65473	0,937523143	2,726377168
800/850	1,03552	0,586699063	1,788854025
850/900	0,85885	0,486603303	1,202154962
900/950	0,70578	0,399873771	0,715551659
950/1000	0,39797	0,225477386	0,315677888
1000/1046	0,15920	0,090200502	0,090200502
surface totale (Km²)	176,50000	100%	

Les altitudes caractéristiques :

- **L'altitude maximale et minimale :**

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente, donc d'après la Figure III.04 on a :

$$H_{\max} = 1046 \text{ m NGA} \quad \text{et} \quad H_{\min} = 24 \text{ m NGA}$$

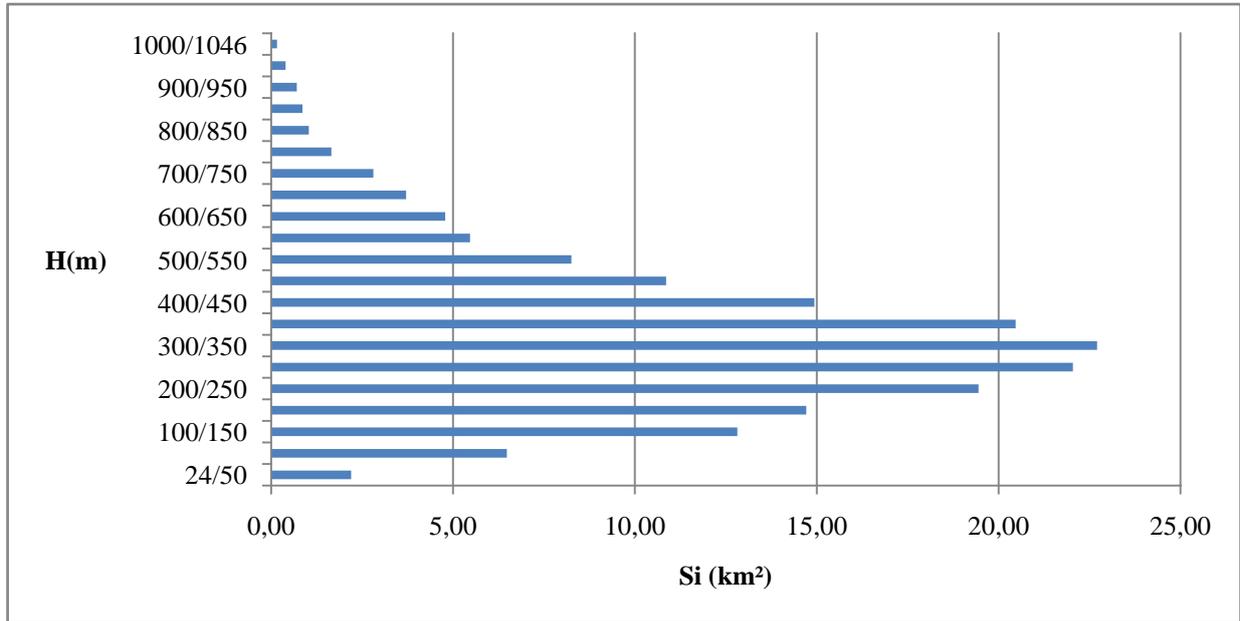


Figure III.03 : Histogramme des surfaces du bassin versant

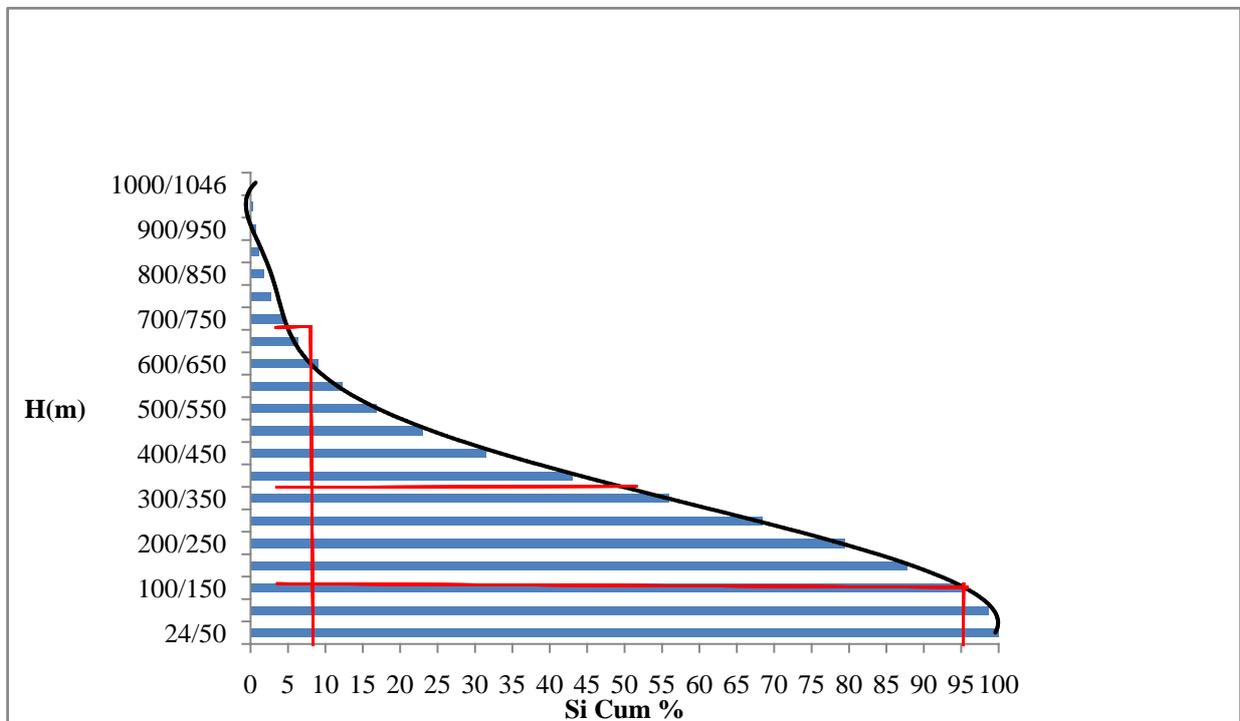


Figure III.04 : Courbe hypsométrique

III.1.4. 2.L'altitude moyenne du bassin versant:

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

$$H_{\text{moy}} = \frac{S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots(III.3)$$

Avec :

- H_{moy} : altitude moyenne du bassin [m] ;
- S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km²] ;
- H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;
- S : superficie totale du bassin versant [km²].

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

Tableau III.02 : Résultats de calcul.

Altitude (m)	Hi (m)	Si (km)	Si*Hi
24/50	37	2,19765	81,31299
50/100	75	6,47929	485,9468
100/150	125	7,26155	907,6942
150/200	175	8,33556	1458,723
200/250	225	11,01843	2479,147
250/300	275	12,48929	3434,555
300/350	325	12,86071	4179,731
350/400	375	20,46844	7675,665
400/450	425	14,93553	6347,6
450/500	475	10,8579	5157,503
500/550	525	8,25312	4332,888
550/600	575	5,46913	3144,75
600/650	625	4,79112	2994,45
650/700	675	3,70849	2503,231
700/750	725	2,80804	2035,829
750/800	775	1,65473	1282,416
800/850	825	1,03552	854,304
850/900	875	0,85885	751,4938
900/950	925	0,70578	652,8465
950/1000	975	0,39797	388,0208
1000/1046	1023	0,1592	162,8616

D'où :

$$H_{\text{moy}} = \frac{51311}{176.5} = 290.7 \text{m.NGA}$$

- **L'altitude médiane**

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière, d'après la courbe hypsométrique (Figure III.04) on a :

$$H_{50\%} = 350 \text{m}$$

$$H_{5\%} = 710 \text{m}$$

$$H_{95\%} = 130 \text{m}$$

III.1.4.3. La pente moyenne du bassin versant :

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct c.à.d. le temps de concentration (T_c) et influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

Plusieurs méthodes ont été développées pour estimer la pente moyenne d'un bassin. Toutes se basent sur une lecture d'une carte topographique réelle ou approximative. La méthode proposée par Carlier et Leclerc (1964) consiste à calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données. Une valeur approchée de la pente moyenne est alors donnée par la relation suivante :

$$i_m = \frac{D \cdot L}{S}$$

Où :

i_m : pente moyenne [%],

L : longueur totale de courbes de niveau [km],

D : équidistance entre deux courbes de niveau [m],

S : surface du bassin versant [km²].

Cette méthode de calcul donne de bons résultats dans le cas d'un relief modéré et pour des courbes de niveau simples et uniformément espacées. Dans les autres cas, il convient de styliser les courbes de niveau pour que leur longueur totale ait un sens réel vis-à-vis de la pente.

Le calcul de la pente moyenne tout comme celui de leur exposition (orientation des pentes) peut-être assez facilement automatisée en se basant sur des données numériques représentant la topographie des bassins versants (Modèle Numérique d'Altitude).

$$i_m = \frac{50.10^{-3} * 644.4}{176.5} . 100\% = 18.26\%$$

III.1.4.4.Indice de pente globale i_g :

Cet indice est déterminé par la formule suivante

$$i_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots(III.4)$$

L : la longueur du rectangle équivalent.

$H_{5\%} = 710$ m ; $H_{95\%} = 130$ m.

A.N :

$$i_g = \frac{710 - 130}{30.51.10^3} . 100\% = 1.90\%$$

III.1.4.5.L'indice de pente i_p :

Cet indice se calcule à partir du rectangle équivalent. Il est égal à la somme des racines carrées des pentes moyennes de chacun des éléments pondérés par la surface intéressée, soit :

$$i_p = \frac{1}{L} \cdot \sum_{i=1}^n \left(x_i \cdot \sqrt{\frac{d}{x_i}} \right) \dots\dots\dots(III.5)$$

i_p : indice de pente [%]

L : longueur du rectangle [m];

x_i : distance qui sépare deux courbes sur la rectange [m];

d : distance entre deux courbes de niveau successives [m];

d/x_i : Pente moyenne d'un élément [%];

D'où :

$$i_p = \frac{155.01}{30.51} = 5.08\%$$

III.1.5.Caractéristiques hydrographiques du bassin versant :

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin, Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes, et selon la classification de Schaum, qui dit « Est d'ordre (x+1), tout tronçon de cours d'eau, forme par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x) ». Pour notre bassin versant, après avoir placé l'ordre de chaque cours d'eau on tombe sur un cours d'eau d'ordre 5.

La classification de Schaum sur notre bassin versant est représentée dans la **figure III.05**

III.1.5.1. La longueur du cours d'eau principal (L) :

C'est la distance curviligne depuis l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux, en suivant toujours le segment d'ordre le plus élevé lorsqu'il y a un embranchement et par extension du dernier jusqu'à la limite topographique du bassin versant. Si les deux segments à l'embranchement sont de même ordre, on suit celui qui draine la plus grande surface, d'après le plan topographique et à l'aide d'un curvimètre la longueur du cours d'eau principale est :

L= 31.4 km

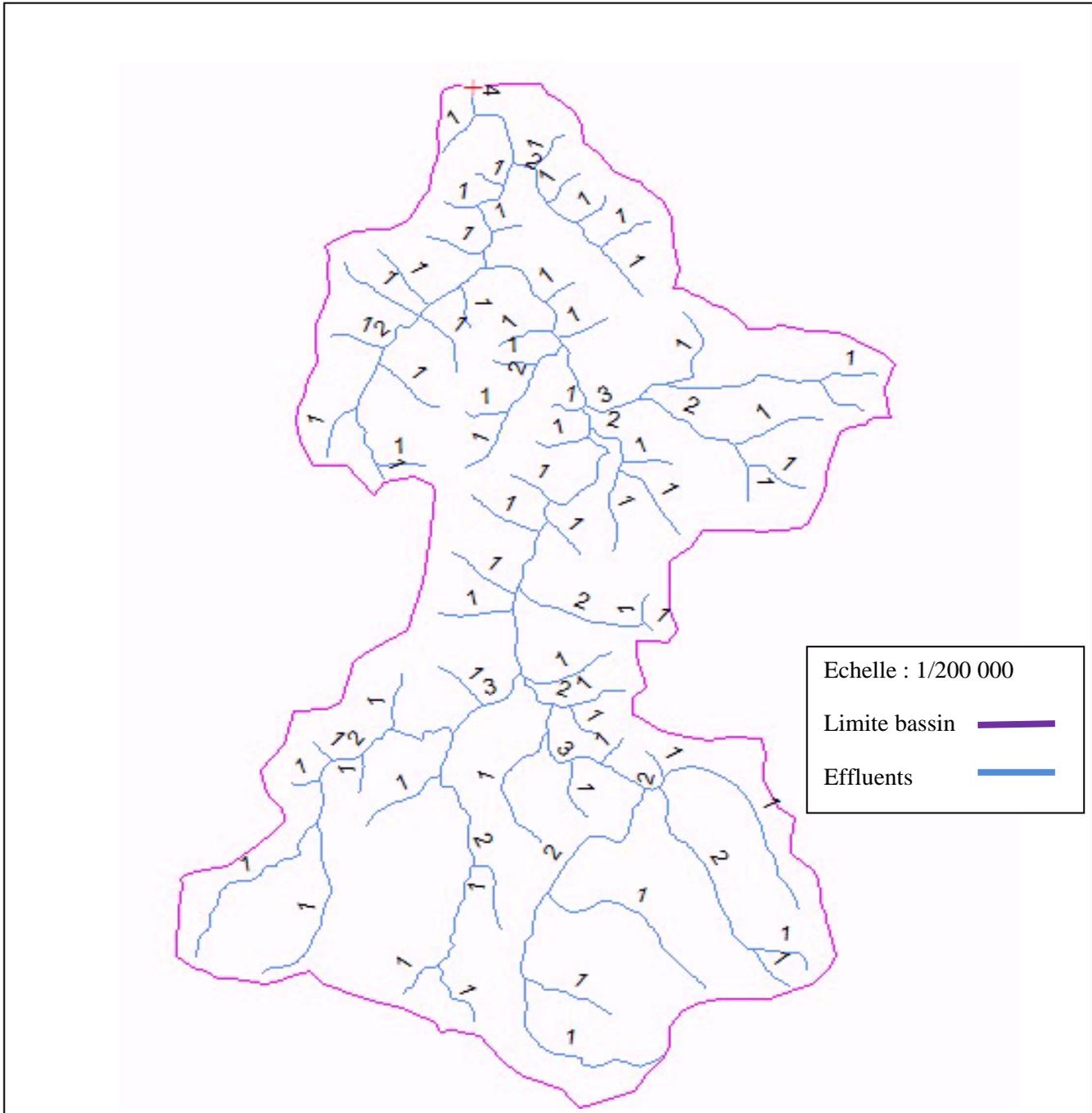


Figure III.05 : Le réseau hydrographique de l'oued BOUHALLOUFA

III.1.5.2. La pente moyenne d'un cours d'eau :

Ce paramètre a pour but la détermination de vitesse d'écoulement jusqu'à arriver à l'exutoire du bassin, donc elle a une influence sur le temps de concentration et par conséquent, il agit sur le débit maximal observé, Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps nécessaire à s'infiltrer, entièrement ou en partie, dans le sol.

$$P_{\text{moy}} = \frac{\Delta H_{\text{max}}}{L} \dots\dots\dots(\text{III.6})$$

Où :

- P_{moy} : pente moyenne du cours d'eau [m/km] ;
- ΔH_{max} : dénivellation maximale de la rivière [m] ;
- L : longueur du cours d'eau principal [km].

A.N :

$$P_{\text{moy}} = \frac{1046 - 24}{31.4 \cdot 10^3} \cdot 100\% = 3.26\%$$

III.1.5.3. Le degré de développement du réseau :

III.1.5.3.1. La densité de drainage :

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

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots(\text{III.7})$$

Avec :

- D_d : densité de drainage [km/km²] ;
- L_i : la somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i [km] ;
- S : surface du bassin versant [km²].

La densité de drainage dépend de la géologie des caractéristiques topographiques du bassin versant et, dans une certaine mesure, des conditions climatologiques et anthropiques.).

A.N :

$$D_d = \frac{181.848}{176.5} = 1.03 \text{ km/km}^2$$

III.1.5.3.2. La densité hydrographique coefficient de torrentialité :

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

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{S} \dots\dots\dots(\text{III.8})$$

Où :

F : densité hydrographique [km^{-2}] ;

N_i : nombre de cours d'eau ;

S : superficie du bassin [km^2].

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

$$F = \frac{84}{176.5} = 0.48 \text{ km}^{-2}$$

III.1.5.3.3.Coefficient de torrencialité :

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

$$C_t = D_d \cdot F$$

D_d : Densité de drainage;

F : Densité hydrographique.

A.N :

$$C_t = 1.03 \cdot 0.48 = 0.49$$

III.1.5.3.4.Le temps de concentration :

Le temps de concentration t_c des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier, il est calculé par les formules suivantes :

- Formule de GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \dots \dots \dots (III.9)$$

Avec :

A : Surface du bassin versant en [Km^2] ;

L : longueur du talweg principale en [Km];

H_{moy} , H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du B.V en [m].

A.N :

$$T_c = \frac{4\sqrt{176.5} + 1.5 \cdot 31.4}{0.8\sqrt{290.71 - 24}} = 7.67 \text{ heure}$$

- Formule de CALIFORNIA:

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot L^3}{H_{\max} - H_{\min}} \right)^{0.386} \dots\dots\dots(III.10)$$

A.N :

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot 31.4^3}{1046 - 24} \right)^{0.386} = 3.54 \text{ heure}$$

- Formule de KIRPICH :

$$T_c = 0,6615 \cdot L_p^{0,77} \cdot i_{\text{moy}}^{0,385} \dots\dots\dots(III.11)$$

Avec :

L_p : Longueur du cours d'eau principal (km) ;

i_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

A.N :

$$T_c = 0,6615 \cdot 31.4^{0,77} \cdot 0.1826^{0,385} = 4.89 \text{ heure}$$

- Formule de VENTURA :

$$T_c = 1,1272 \sqrt{\frac{A}{i_{\text{moy}}}} \dots\dots\dots(III.12)$$

A.N :

$$T_c = 0,1272 \sqrt{\frac{176.5}{0.1826}} = 3.96 \text{ heure}$$

Les résultats de différentes méthodes sont présentés dans le Tableau suivant (Tableau III.4).

Tableau III.04 : Résultats du temps de concentration.

Formule	T_c (heure)
GIANDOTTI	7.67
CALIFORNIA	3.54
KIRPICH	4.89
VENTURA	3.96

Pour des raisons de sécurité, on opte à la formule de KIRPICH car elle nous donne une valeur du temps de concentration la plus proche de la moyenne des autres formules c'est-à-dire :

$$T_c = 4.89 \text{ heure}$$

III.1.5.3.5.Vitesse moyenne de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule :

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

L : Longueur de talweg principal en [Km];

T_c : temps de concentration en [heure].

A.N :

$$V_R = \frac{31.4}{4.89} = 6.42 \text{ km/h}$$

Tableau III.05 : Résultats des paramètres physico-morphométriques du bassin versant.

Désignation	unité	Sym.	valeur
Surface	Km ²	S	176.5
Altitude maximale	m	H _{max}	1046
Altitude minimale	m	H _{min}	24
Altitude moyenne	m	H _{moy}	290.71
Altitude médiane	m	H _{méd}	350
Indice de pente globale	%	i _g	1.90
Pente moyenne du bassin versant	%	i _m	18.26
Densité de drainage	Km/km ²	D _d	1.03
Pente moyenne du cours d'eau	%	P _{moy}	3,26
Densité hydrographique	Km ⁻²	F	0.48
Longueur du cours d'eau principale	Km	L	31.4
Périmètre du bassin	Km	P	72
Indice de compacité de Gravelius	***	K _G	1,53
Temps de concentration	H	T _c	4.89
Coefficient de torrentialité	***	C _t	0.49

III.2.CARACTERISTIQUES CLIMATIQUES

III.2.La température :

De façon générale le climat de la région est de type semi aride caractérisé par un été sec et chaud et un hiver relativement doux et humide.

La température moyenne de la région est de 18.1 °c et la répartition mensuelle est la suivant :

Tableau III.06 : Répartition mensuelle de la température.

Mois	Températures minimales (°c)	Températures maximales (°c)	Températures moyennes (°c)
Janvier	-0.9	32.8	11.3
Février	-0.8	31	11.6
Mars	0.9	35.4	13.5
Avril	1.4	36.3	15.5
Mai	3.7	41.5	18.9
Juin	8.6	45.8	22.7
Juillet	11.8	46.0	25.3
Août	12.8	46.4	26.1
Septembre	10	44	24.1
Octobre	5.4	39.1	20
Novembre	1.1	37	15.5
Décembre	-0.6	29.8	12.2
Annuel	-0.9	46.4	18.1

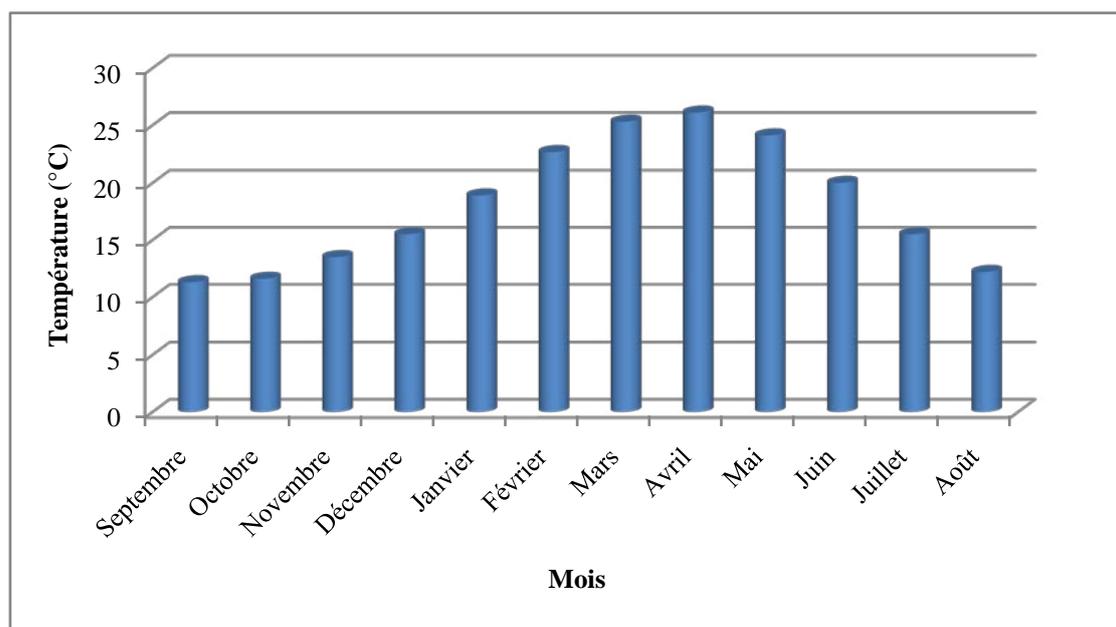


Figure III.06: La Répartition mensuelle de la température

III. 2.2.L'évaporation :

L'évaporation moyenne annuelle totale mesurée dans la région peut atteindre 1078 mm, La répartition mensuelle de l'évaporation est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III.07 : Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	sept	oct	nov	déc	jan	fév	mar s	avr	mai	juin	juill	aôut	Moy
Evap (mm)	125	94	54	34	58	34	50	71	95	118	167	178	1078
Evap moy	120	75	48	29	48	35	45	72	61	114	148	155	955

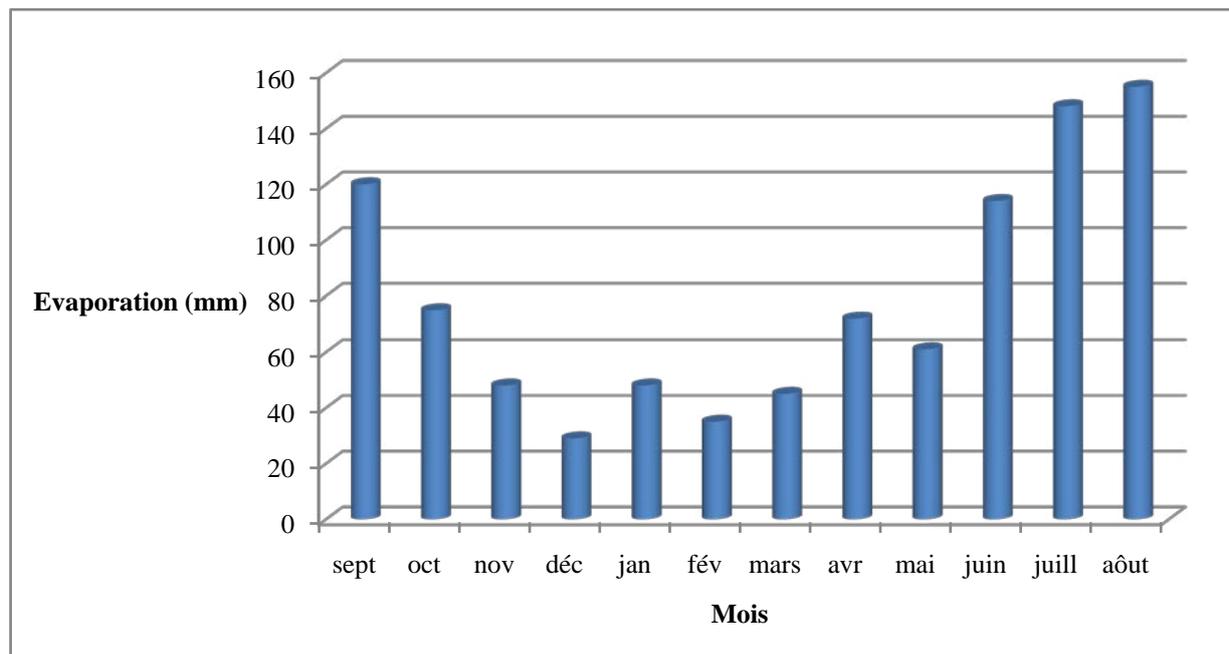


Figure III.07: La répartition mensuelle de l'évaporation

III.2.3.Humidité relative de l'aire :

L'humidité relative annuelle est égale à 69 %, les valeurs extrêmes sont 78% dans le mois de décembre et 59% dans le mois de juillet.

La répartition mensuelle de l'humidité relative de l'air est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III.08 : Répartition mensuelle des humidités relatives

mois	sept	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juill	août
Humidité (mm)	65	71	74	78	77	76	72	68	68	60	59	60

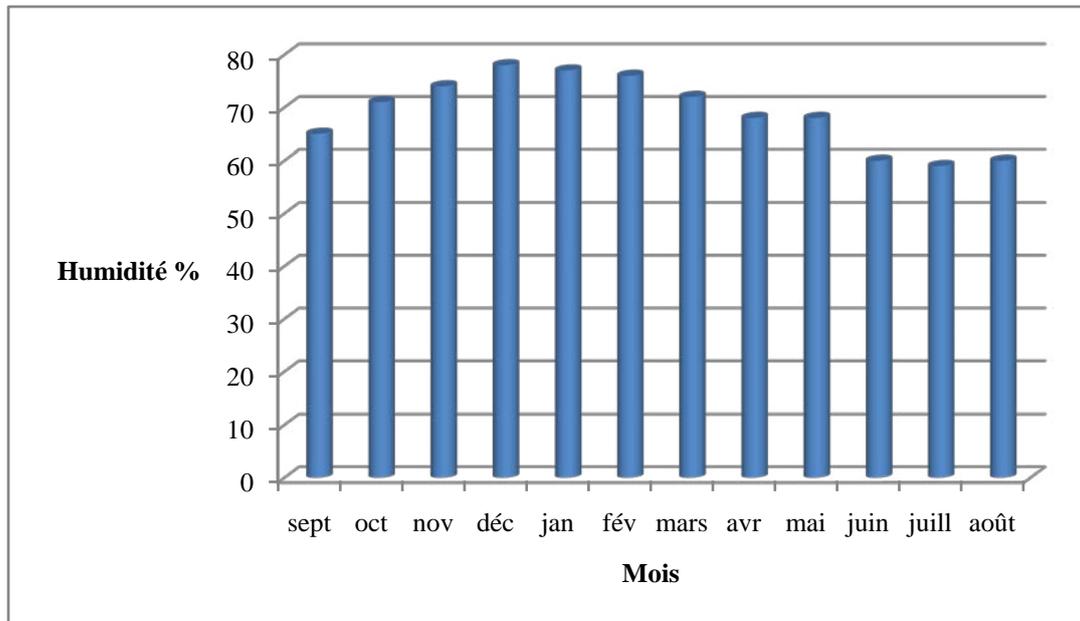


Figure III.08:La répartition mensuelle de l’humidité

Tableau III.09 : Stations pluviométriques disponible au voisinage du bassin

Station	Code	source	Coordonnées			Années de service	N (ans)
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
AIN EL KERMA	031604	A.N.R.H	X : 991.6	Y : 379,35	Z:280	1970-2012	43
AIN EL ASSEL	031601	A.N.R.H	X : 1005.65	Y : 400.05	Z:35	1967-2010	44
ROUM EL SOUK	031602	A.N.R.H	X : 1020.7	Y : 402.9	Z:150	1992-2012	20

III.2.4.Pluviométrie :

Les stations disponibles au voisinage du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le Tableau au dessus, (tableau III.9)

La station de AIN EL ASSEL est proche de site que celle de ROUM EL SOUK, mais en parallèle il y a un manque des données qui réduit la série d'observation (manque de données pour 9 année d'observation).

La station d'AIN EL KERMA (031604) présente une très longue série (fiable) d'une période d'observation de 1970 à 2012 (43ans), elle représente la meilleure période d'observation (pas de manque de données et située a l'amont de l'axe du barrage et de plus dans le bassin versant).

La répartition mensuelle des pluies est donnée dans le tableau III.10.

Tableau III.10 : Répartition mensuelle des pluies.

Mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev
P (mm)	34,96	63,75	71,28	110,88	113,52	89,28
P(%)	4,73	8,64	9,66	15,02	15,38	12,1
mars	avr	mai	juin	juill	aout	Total
92,16	79,13	53,59	15,43	1,95	12,06	738
12,49	10,72	7,26	2,09	0,27	1,64	100%

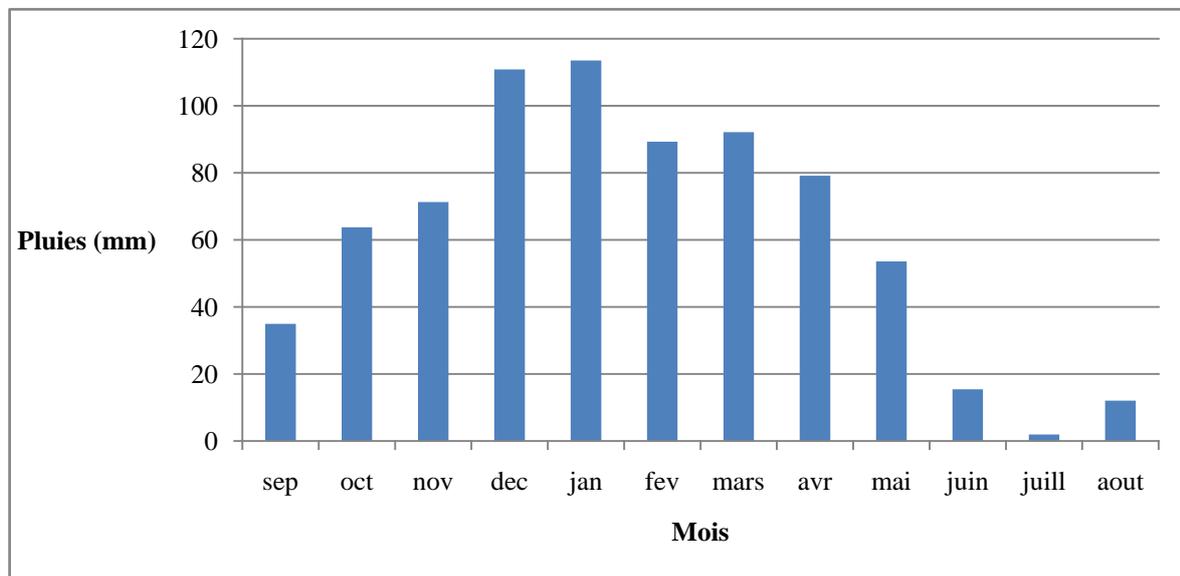


Figure III.09: Répartition mensuelle des pluies

III.2.5.Vitesse de vent :

Nous avons utilisé les données pour les vents max de la station d'ANNABA d'une série de 9ans. Après les traitements on a trouvé : Une vitesse annuelle du vent de 4.32 m/s et une direction du vent : Nord et provoquant très rarement des dégâts sur certaines cultures.

III.3.PLUIES MAXIMALES JOURNALIERE

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage.

III.3.1.Ajustement des pluies maximales journalières :

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

III.3.1.1.Ajustement comparatif avec "Hyfran" :

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale) et a l'aide de logiciel Hyfran, avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les ajustements.

D'après les graphes d'ajustement on a remarqué que les trois graphes de Gumbel, lognormal sont très proches mais la série s'ajuste mieux à la loi de lognormal(Galton). Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des deux lois ainsi que l'homogénéité sont calculés directement à partir du logiciel.

Les figures au dessous représentent les schémas d'ajustement aux deux lois :

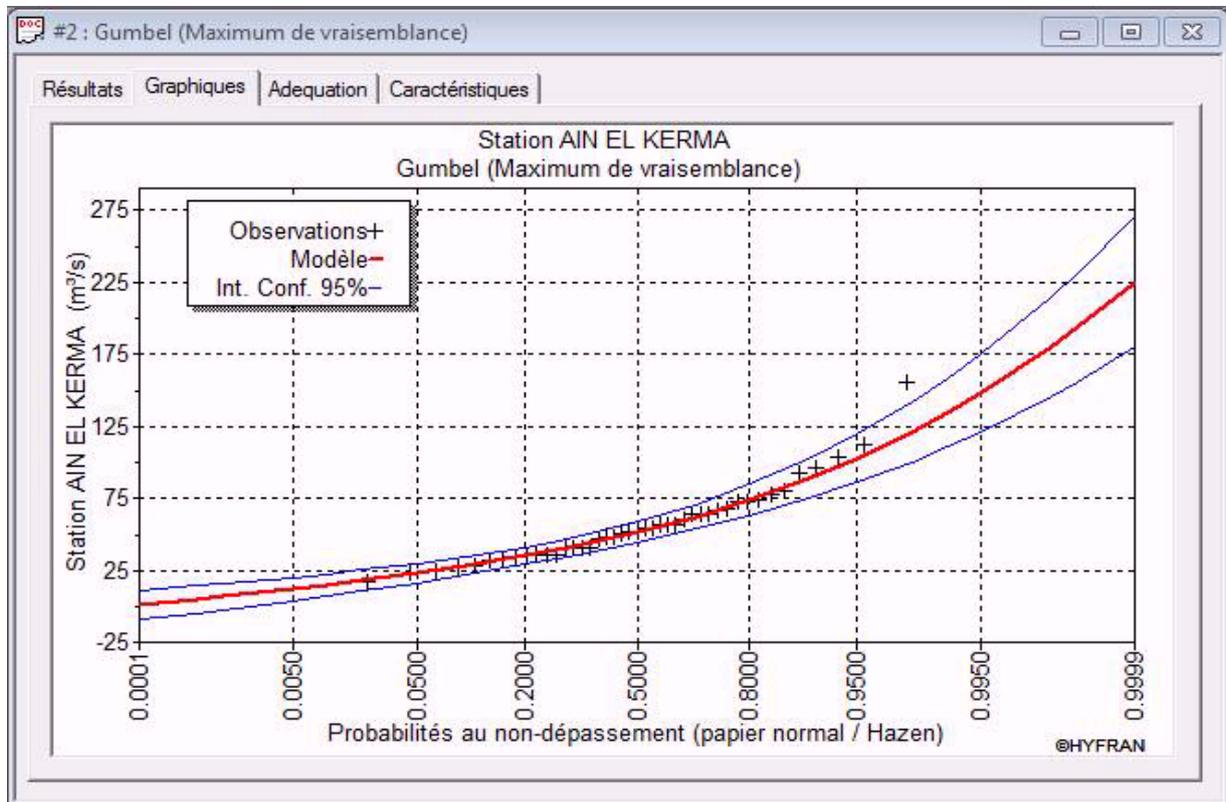


Figure III.10: Ajustement des pluies à la loi de Gumbel

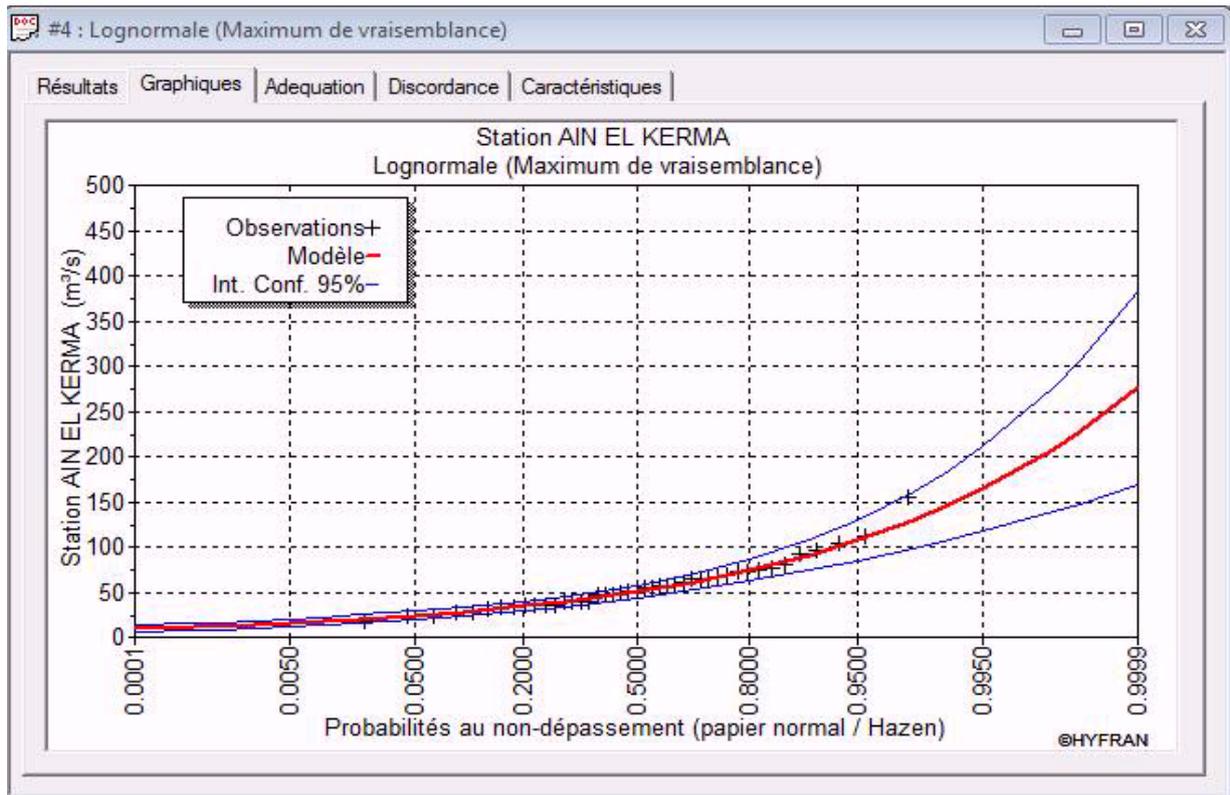


Figure III.11: Ajustement des pluies à la loi Log Normal

II.3.1.2. Résultats de l'ajustement :

Après avoir effectué l'ajustement avec les deux lois et comparer graphiquement les représentations d'ajustement, on a remarqué que la série s'ajuste mieux à la loi de log normal donc c'est la loi la plus adéquate elle s'applique pour les pluies maximales journalières. La loi de Gumbel est à rejeter car les courbes (ic- 95 et droite théorique) coupe l'axe des ordonnées en des points négatives et une pluie est toujours positive.

❖ **Log normal (méthode de maximum vraisemblance) :**

- Nombre d'années d'observation : 43 ans
- Paramètre :
- Mu=3.92565
- Sigma=0.455686
- Quantiles :
- Q=F(x) : probabilité au non dépassement

Les figures au dessous récapitulent les résultats de l'ajustement à la loi de log normal :

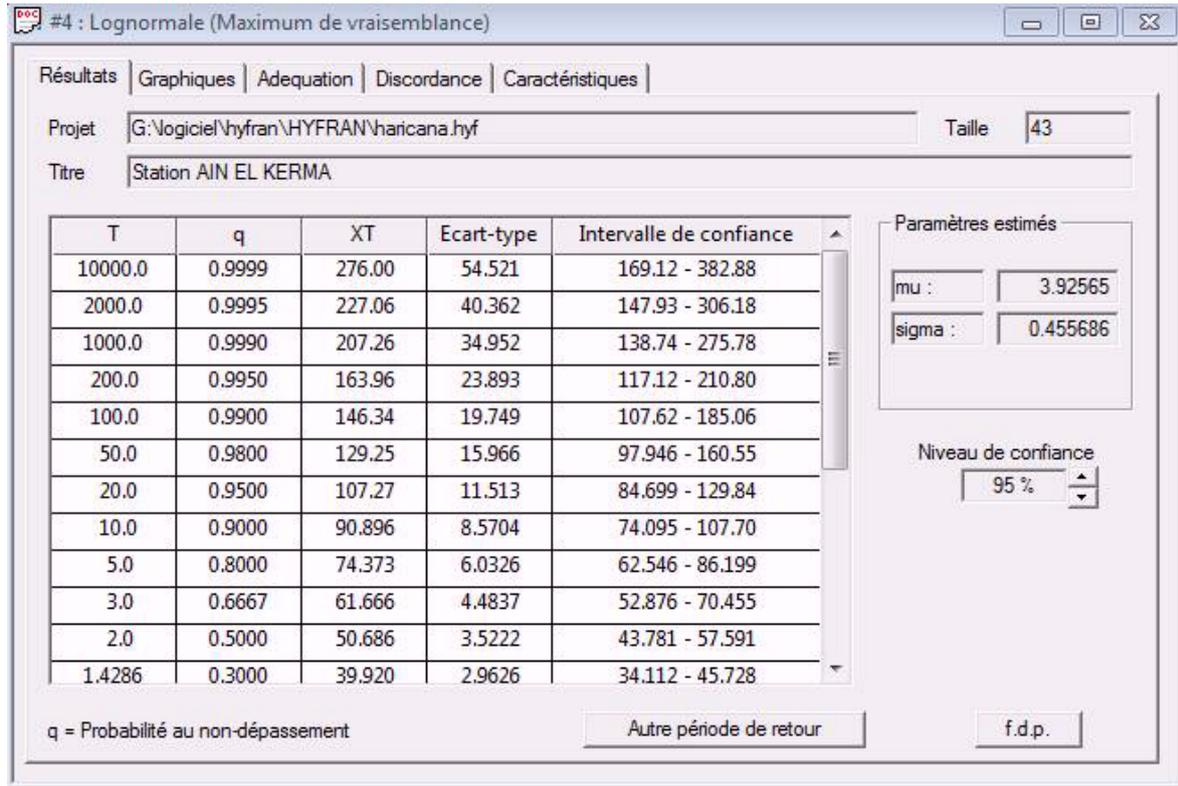


Figure III.12: Résultat d'ajustement des pluies à la loi Log Normal

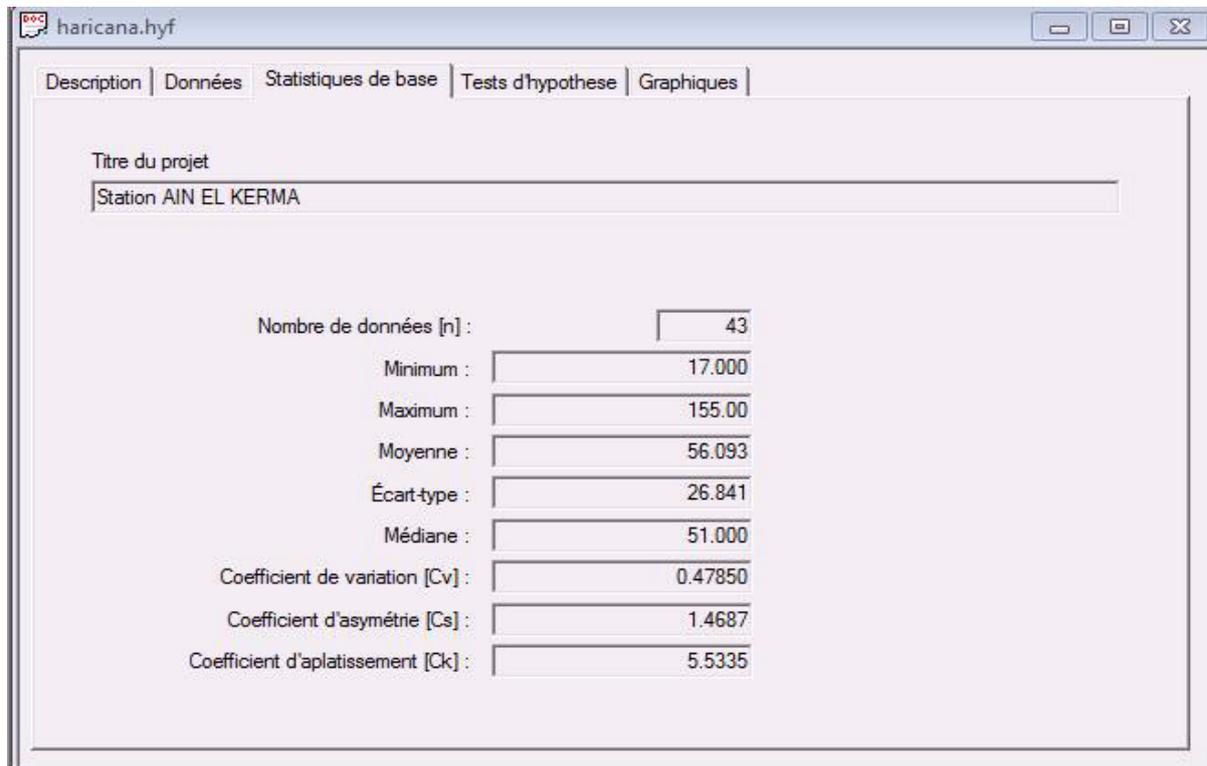


Figure III.13: Résultat d'ajustement des pluies à la loi Log Normal

Précipitations pour diffèrent fréquence :

Tableau III.11 : Les précipitations pour diffèrent fréquence

Période de Retour (ans)	10000	1000	100	50	20	10
Fréquence	0.9999	0.9900	0.9900	0.9800	0.9000	0.8000
P_{max j} (mm)	276.00	207.26	146.34	129.25	107.27	90.896

La pluie de courtes durées :

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

t = Tc = 4.89 h. (Déjà calculé)

b : Exposant climatique (pour notre région b = 0.33)

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau III.12 dans l'annexe B.

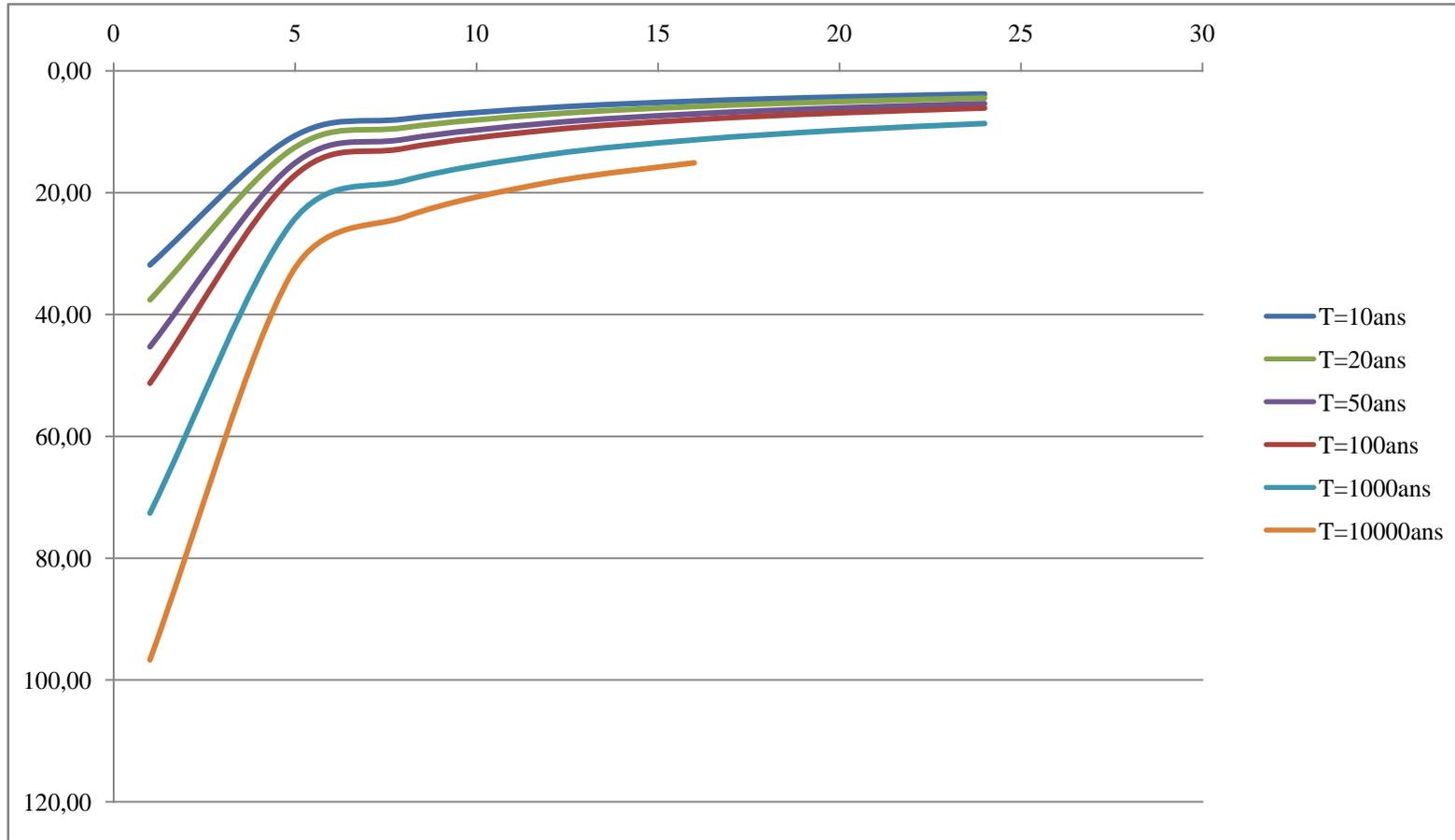


Figure III.14 : Courbes Intensité Durée Fréquence STATION D'AIN EL KERMA Code (03-16-04)

III.4.ETUDES DES APPORTS

III.4.1.Apports liquides :

III.4.1.1.Apport moyen interannuel (A₀) :

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A₀.

A) Formule de l'ANRH:

On a :

$$A_{\text{moy}} = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842} \quad [10^6 \text{ m}^3] \dots\dots\dots(III.15)$$

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

S : Superficie du bassin versant [Km²].

AN :

$$A_0 = 0,915 \cdot 0,738^{2,684} \cdot 176,5^{0,842} = 31,55 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

B) Formule de MEDINGER :

On a :

$$L_e = 1,024 (P_{\text{moy}} - 0,26)^2 \dots\dots\dots(III.16)$$

L_e : Lamme d'eau écoulée [mm].

P : Pluie moyenne annuelle [m].

AN :

$$L_e = 1,024 \cdot (0,738 - 0,26)^2 = 0,23 \text{ m}$$

On a encore :

$$A_0 = L_e \cdot S = 0,23 \cdot 176,5 \cdot 10^6 = 41,29 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

C) Formule de TURC:

$$L_e = P_{\text{moy}} - D \dots\dots\dots(III.17)$$

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

D : Déficit de l'écoulement [mm] tel que :

$$D = \left(\frac{P_{\text{moy}}}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{P_{\text{moy}}}{L}\right)^2}} \right) \dots\dots\dots(III.18)$$

L : Variable théorique tel que :

$$L = 300 + 25 T_{\text{moy}} + 0.05 (T_{\text{moy}})^3 \dots\dots\dots(III.17)$$

T_{moy} : Température moyenne annuelle.

AN:

$$L = 300 + 25 \cdot 18.1 + 0.05 (18.1)^3 = 1048.99 \quad \Rightarrow \quad D = \left(\frac{738}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{738}{1048.99}\right)^2}} \right) = 624.85 \text{ mm}$$

$$L_e = 738 - 624.85 = 113.15 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad A_0 = 113.15 \cdot 10^{-3} \cdot 176.5 \cdot 10^6 = 19.97 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

D) Formule de SAMIE:

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots(III.18)$$

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

S : Surface du bassin versant en [km²] ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

A.N:
$$L_e = 0.738^2 (293 - 2.2\sqrt{176.5}) = 143.66 \text{ mm}$$

$$A_0 = L_e \cdot S = 143.66 \cdot 10^{-3} \cdot 176.5 \cdot 10^6 = 25.36 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

E) Formule de Mallet – Gauthier :

$$L_e = 0,6 \cdot P_{\text{moy}} (1 - 10^{-0,36 \cdot P_{\text{moy}}^2}) \dots \dots \dots \text{(III.19)}$$

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

L_e : Lamme d'eau écoulée en [m].

A.N :

$$L_e = 0,6 \cdot 0,738 (1 - 10^{-0,36 \cdot 0,738^2}) = 0.16 \text{ m}$$

$$A_0 = L_e \cdot S = 0,16 \cdot 176.5 \cdot 10^6 = 28.24 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

f) Formule de Deri II:

$$A_0 = 0,513 \cdot P_{\text{moy}}^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} \quad [10^6 \text{ m}^3] \dots \dots \dots \text{(III.20)}$$

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

S : Superficie du bassin versant [Km^2].

D_d : Densité de drainage [km/km^2].

A.N :

$$A_0 = 0,513 \cdot 0,738^{2,683} \cdot 1,03^{0,5} \cdot 176,5^{0,842} = 17,96 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau N° III.13.

Tableau III.13 : L'Apport moyenne interannuelle.

Formule	A ₀ (M m ³)
ANRH	31.55
MEDINGUER	41.29
TURC	19.97
SAMIE	25.36
Mallet – Gauthier	28.24
Deri II	17.96

On opte pour la valeur proche de la moyenne entre les différentes méthodes

$$A_{\text{moy}} = \frac{31.55 + 41.29 + 19.97 + 25.36 + 28.24 + 17.96}{6} = 27.4 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Donc : On prend la valeur donnée par la méthode de **Mallet-Gauthier** : $A_0 = 28.24 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

III.4.1.2. Caractéristiques de l'écoulement :

a) Module de l'écoulement (M_e) :

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots(III.21)$$

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] " $T = 31,536 \cdot 10^6$ secondes".

AN :

$$M_e = \frac{28.24 \cdot 10^9}{31,536 \cdot 10^6} = 895.49 \text{ l/s}$$

b) Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M_0):

On a :

$$M_0 = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots(III.22)$$

M_0 : Module de l'écoulement ([l/s]).

S : Superficie du bassin [Km^2].

AN :

$$M_0 = \frac{895.49}{176.5} = 5.07 \text{ l/s/km}^2$$

c) lame d'eau écoulée:

On a

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots(III.23)$$

S : Superficie du bassin.

AN :

$$L_e = \frac{27.24 \cdot 10^6}{176.5 \cdot 10^6} = 0,16 \text{ m} = 160 \text{ mm}$$

d) Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}} \dots\dots\dots(III.24)$$

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

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

AN :

$C_e = \frac{160}{738} = 0,22$

e) Coefficient de variation :

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

❖ Formule de SOKOLOVSKY:

On a :

$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S+1) \dots\dots\dots(III.25)$$

Avec :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0)$$

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

A.N :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (5,07) = 0,58$$

$$\Leftrightarrow C_v = 0,58 - (0,063 \log_{10} (176,5+1)) = 0,44$$

❖ Formule d'ANTONOV:

$$C_v = \frac{0,7}{(S+1000)^{0,097}} \dots\dots\dots(III.26)$$

S : Superficie du bassin en [km²].

AN :

$C_v = \frac{0,7}{(176,5+1000)^{0,097}} = 0,35$

❖ **Formule de L'Algérienne de N.N PADOUN:**

$$C_v = \frac{0.93k}{M_0^{0.23}} = \frac{0.93 \cdot 0.5}{0.94^{0.23}} = 0.47 \dots \dots \dots (III.27)$$

K : coefficient de réduction k= (0.25-1.00), on prend k=0.5

❖ **Formule de KRISTSKY MENKEL:**

$$C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})} \dots \dots \dots (III.28)$$

M₀ : module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

S : Superficie du bassin en [km²].

AN :

$$C_v = \frac{0,83}{(176.5^{0.06} \cdot 5.07^{0.27})} = 0,39$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau N° III.14.

Tableau III.14 : Récapitulatif des résultats des coefficient de variance.

Formule	C _v
SOKOLOVSKY	0,44
N.N PADOUN	0,47
L'ANTONOV	0,35
KRISTSKY MENKEL	0,39

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

$$C_{v,moy} = \frac{0,44+0,47+0,35+0,39}{4} = 0,41$$

On prend le coefficient proche de moyenne donc :

$$C_v = 0,39$$

III.4.1.3. Irrégularité des apports :

III.4.1.3.1. Estimation fréquentielle des apports :

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

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

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(C_v + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} = \frac{28.24 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(0,39 + 1)}}}{\sqrt{0,39^2 + 1}} = 26.31 \cdot e^{0,38 \cdot U}$$

A% : Apport de fréquence donnée.

U : Variable réduite de Gauss.

A₀ : Apport moyen annuel [Mm³].

C_v : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le Tableau III.15.

Tableau III.15 : Apports fréquentiel.

Période de retour (an)	2	10	100	1000	10000
Fréquence (%)	50	10	1	0.1	0.01
La variable réduit "u"	-0,15	1,34	2,98	4.43	5.8
Apports (Mm ³)	24.85	43.78	81.64	141.65	238.4

III.4.1.3.2. Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% :

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% est donnée dans le tableau II.16

Tableau III.16 : Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juill	août
A _{80%} (Mm ³)	1,148	2,099	2,35	3,7	3,73	2,938	3,033	2,603	1,763	0,508	0,066	0,398

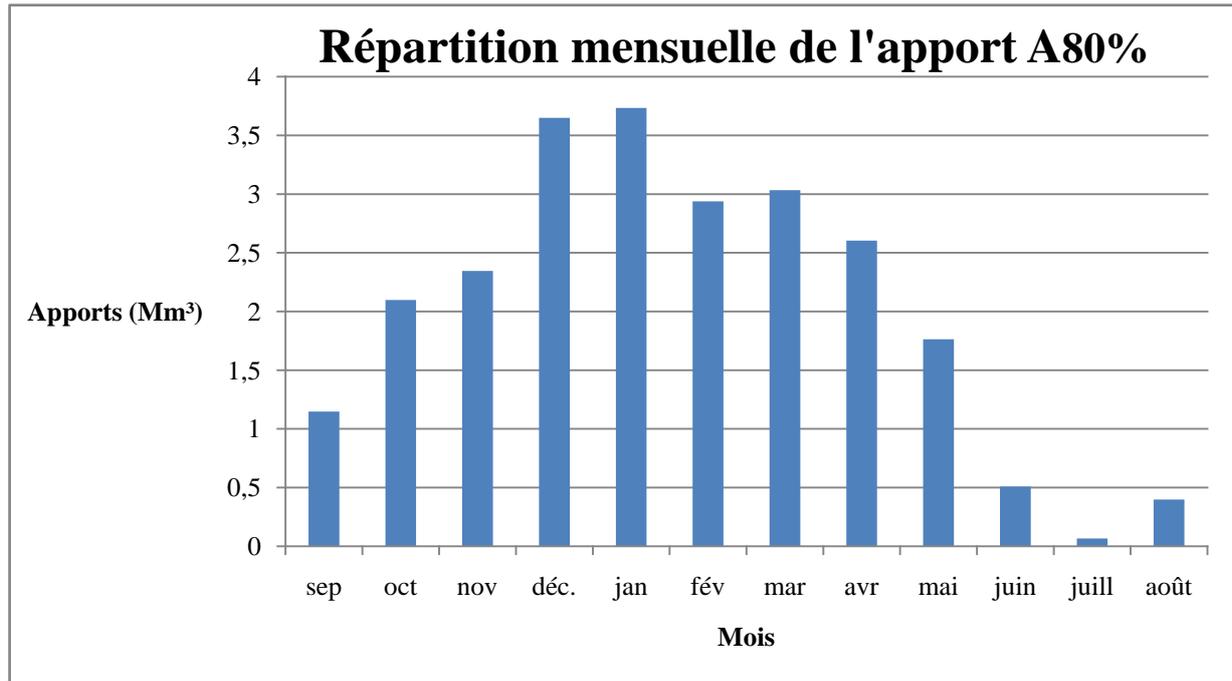


Figure III.15 : La répartition mensuelle de l'apport 80%

III.4.2. Apport solide et l'estimation du volume mort :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

A) Formule de TIXERONT :

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1,05 + 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s}$$

Et : $Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S$

Avec :

Q_s : Débit solide en [tonne/an].

δ_s : Poids spécifique des sédiments [1.6 t/m³].

T : temps d'exploitation [T = 50 ans]

α : Coefficient de perméabilité.

Tableau III.17 : Valeur de α en fonction de la perméabilité.

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

A.N :

$$Q_s = 350 \cdot 160^{0.15} \cdot 176.5 = 132260.68 \text{ t/an}$$

$$V_m = 1,1 \cdot \frac{132260.68 \cdot 50}{1.6} = 4546460.9 \text{ m}^3$$

B) Formule de FOURNIER :

Cette relation donne l'érosion spécifique q_s en tonne /km² :

On a :

$$q_s = \frac{1}{36} \left(\frac{p^2}{p}\right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S}\right)^{0.46}$$

Tel que :

q_s : Apport solide spécifique moyen annuel T/km²/an

p : Pluie moyenne du mois le plus arrosé P=113.52 mm

\bar{p} : Pluie moyenne annuelle $\bar{p}=738$ mm

h : Altitude qui correspond a 45%, h=340m

S : Surface du bassin versant, S=176.5 km²

A.N :

$$q_s = \frac{1}{36} \left(\frac{113.52}{738} \right)^{2.65} \left(\frac{340^2}{176.5} \right)^{0.46} \Rightarrow q_s = 1073.5 \text{ T/km}^2/\text{an}$$

$$V_m = \frac{1073.5 \cdot 50 \cdot 176.5}{1.6} = 5921023.5 \text{ m}^3$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le Tableau III.18.

Tableau III.18 : Récapitulatif des résultats du volume mort.

Formule	Volume mort pour (m ³)
TIXERONT	4546461
FOURNIER	5921024

$$V_m = \frac{4546461 + 5921024}{2} = 5233743 \text{ m}^3$$

On opte pour la formule de FOURINIER qui est proche de la moyenne

$$V_{\text{mort}} = 5921024 \text{ m}^3 \Rightarrow \text{NVM} = 35 \text{ m.NGA}$$

III.5.ETUDES DES CRUES

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

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

Les paramètres définissant une crue est :

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

III.5.1.Formules empiriques pour la détermination de la crue :

A.Formule de MALLET - GAUTHIER:

On a:

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

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

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

S : Superficie du bassin versant [Km^2].

L : Longueur du talweg principal [Km].

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

A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30 [$A = 25$].

T : période de retour [an].

$$Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot 2 \cdot \log(1 + 25 \cdot 0,738) \cdot 176,5 \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log 176,5}}{\sqrt{31,4}} = 162,4 \cdot \sqrt{4 \log T - 1,25}$$

Le Tableau III.19 nous donne les résultats de calcul pour différents périodes de retour.

Tableau III.19 : Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.

Période de retour (an)	10000	1000	100	50	10
Q_{\max} (m^3/s)	623.71	532.46	421.93	382.45	269.31

B. Formule de SOKOLOVSKY:

On a :
$$Q_{\max,p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct} - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c}$$

S : Superficie du bassin [Km²].

T_c : temps de concentration[h].

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

H₀ : Perte initiale [H₀ = 13mm] (A l'est de l'Algérie).

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

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

Tableau III.20 : Valeur de γ en fonction de bassin versant.

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

On prend : γ = 2.2 D'où : F = 1.13

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau III.21.

Tableau III.21 : Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.

Période de retour (an)	10000	1000	100	50	10
Fréquence	0.01%	0.1%	1%	2%	10%
P _{ct} (mm)	163.27	122.61	86.57	76.46	53.77
α _{p%}	0.56	0.51	0.44	0.42	0.34
Q _{max p%} (m ³ /s)	961.01	638.39	369.68	304.38	158.30

C. Formule de POSSENTI :

On a:

$$Q_{p\%} = \frac{\mu \cdot P_{\max j\%} \cdot S}{L}$$

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

μ : Coefficient compris entre 700 et 800 [$\mu = 750$]

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

A.N :
$$Q_{p\%} = \frac{750 \cdot P_{\max j\%} \cdot 176.5}{31.4} = 4215.76 \cdot P_{\max j\%}$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau III.22.

Tableau III.22 : Récapitulatif des résultats de la formule Possenti.

Période de retour (an)	10000	1000	100	50	10
$P_{\max j\%}$ (mm)	276.00	207.26	146.34	129.25	90.896
Q_{\max} (m ³ /s)	1163.55	873.76	616.93	544.89	383.20

D.Formule de TURRAZA :

On a :
$$Q_{\max,p\%} = \frac{C \cdot I_{tc} \cdot S}{3.6}$$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

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

I_{ct} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au T_c en [mm/h].

Tableau III.23 : Récapitulatif des résultats de la formule Turraza.

Fréquence (%)	0.01	0.1	1	2	10
C	0.86	0.81	0.71	0.59	0.55
I_{tc} (mm/h)	33.39	25.07	17.70	15.64	11.00
Q_{\max} (m ³ /s)	1689.33	1194.64	739.32	542.86	355.92

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le Tableau III.24.

Tableau III.24 : Récapitulatif des résultats de débit de crue.

Formule	Q _{0.01%} (m ³ /s)	Q _{0.1%} (m ³ /s)	Q _{1%} (m ³ /s)	Q _{2%} (m ³ /s)	Q _{10%} (m ³ /s)
Mallet - Gauthier	623.71	532.46	421.93	382.45	269.31
Sokolovsky	961.01	638.39	369.68	304.38	158.30
Possenti	1163.55	873.76	616.93	544.89	383.2
Turraza	1689.33	1194.64	739.32	542.86	355.92
Moyenne	1109.4	809.81	563.97	443.65	291.68

L'analyse des résultats obtenus par les quatre formules montre que la formule de Possenti est la plus proche à la moyenne, donc on opte pour les valeurs trouvées par la formule de Possenti.

III.5.2.Hydrogrammes de crues :

Les hydrogrammes de crue seront établit selon la méthode de Sokolovsky. Cette méthode assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques l'une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue.

- Pour la montée de la crue

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x$$

- Pour la décrue

$$Q_d = Q_{max} \left[\frac{(t_d - t)}{t_d} \right]^y$$

Où :

t_m : Temps de montée de la crue [t_m=t_c=4.89h].

t_d : temps de la décrue [t_d=δ.t_m].

x=2 et y=3

δ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant.

Tableau III.25 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ .

Condition	δ
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 à 2,5
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3 à 4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4 à 7

Pour notre bassin $\delta=2,5$.

A.N :

$$t_d = \delta * t_m$$

$$t_b = t_m + t_d$$

Pour la montée :

$$Q_m = Q_{\max,p\%} \left(\frac{t}{4.89} \right)^2$$

Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{\max,p\%} \cdot \left(\frac{(t_d - t)}{t_d} \right)^3$$

Les résultats obtenus pour les différentes fréquences sont représentés dans les Tableaux suivant.

Récapitulatif des résultats de calcul pour tracer des hydrogrammes de crue :

Tableau III.26 : Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue (monté)

Temps (h)	0	1	2	3	4	4.89= t_m
Q_{10%} (m³/s)	0	16.02536	64.101044	144.22824	256.4057 5	383.20000
Q_{2%} (m³/s)	0	22.78721	91.14883	205.08487	364.5953 3	544.89000
Q_{1%} (m³/s)	0	25.79991	103.19964	232.19918	412.7985 4	616.93000
Q_{0.1%} (m³/s)	0	36.54050	146.16198	328.86447	584.6479 4	873.76
Q_{0.01%} (m³/s)	0	48.65947	194.63786	437.93519	778.5514 4	1163.55

Tableau III.27 : Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue (décrue)

Temps (h)	5	6	7	8	9	10	11	12
Q 10% (m ³ /s)	346.24	98.52	35.2	15.85504	7.05917	2.32306	0.38982	0.00255
Q 2% (m ³ /s)	490.25	174.61	71.25	24.53	10.0377	3.30327	0.554	0.00362
Q 1% (m ³ /s)	574.21	246.53	129.86	54.74	24.57	3.74	0.62758	0.0041
Q 0.1% (m ³ /s)	834.21	415.28	261.78	164.91	98.24	46.38	17.62	0.00581
Q 0.01% (m ³ /s)	1123.67	652.76	428.94	291.35	196.31	104.86	28.67	0.00774

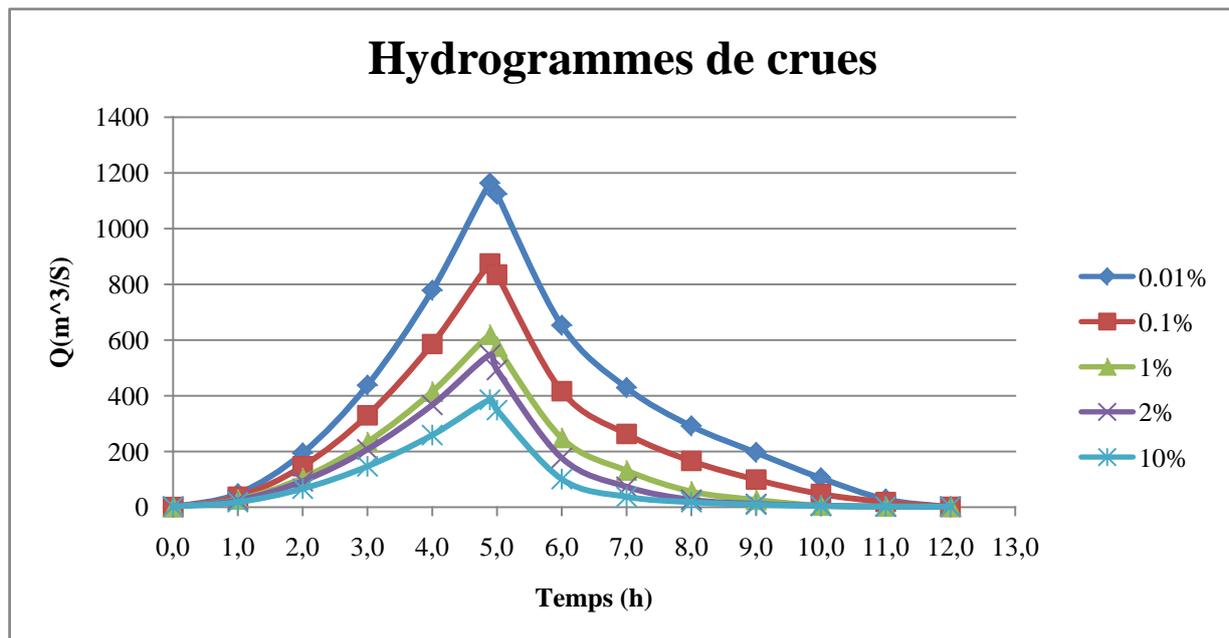


Figure III.16 : Hydrogrammes de crue pour différentes fréquences.

III.6.ESTIMATION DE LA CRUE DE PROJET

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

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

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

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

1-/ Méthode du gradient des valeurs extrêmes.

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

Recommandations du comité national Australien des grands barrages (voir tableau III.28)

Tableau III.28 : Catégories des dommages résultant des crues

Dommages élevés	Dommages importants	Dommages faibles
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toute fois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables : dommages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommage au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques appréciables. Dommages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et 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.29 : Crue de projet recommandée

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

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

- On doit calculer l'indice global "Ig" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r$$

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

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

I_r : représente les risques.

- Si :

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

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

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

Tableau III.30 : Choix de la crue de projet.

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

Pour notre cas, on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque moyen ($I_g = 2$) et on opte pour la crue centennial

D'où : $Q=1163.55 \text{ m}^3/\text{s}$

III.6.1.Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ (Hm^3):

L'apport $A_{80\%}$ est déjà calculé (voir tableau (IV.15)) et nous avons la répartition mensuelle des précipitations donc avec la règle de trois nous pouvons calculer l'apport mensuel à (80%).

La répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ est donnée dans le tableau III.31

Tableau III.31 : Répartition mensuelle des apports

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Pluies mens (mm) en %	34,96	63,75	71,28	110,88	113,52	89,28	92,16	79,13	53,59	15,43	1,95	12,06
apport mens A80%(mm³)	1,148	2,0978	2,346	3,649	3,734	2,938	3,033	2,603	1,763	0,508	0,066	0,398

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

La cote minimale relevée est de **24m** et la cote maximale de **100m**.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H$$

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

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

ΔH : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives=5m

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

Le tableau donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Remarque :

Pour le calcul du premier volume on à :

$$\Delta V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H = \frac{2}{3} \times 0.05 \times 1 = 0.033 Mm^3$$

Les résultats du calcul sont donnés dans le tableau III.32

Tableau III.32 : Surface et volume en fonction de l'altitude

Cote (m)	Surface (km ²)	Surface moy (km ²)	Hauteur (m)	Volume partiel (Mm ³)	Volume cumulé (Mm ³)
24	0	0,025	1	0,033	0
25	0,05	0,25	5	1,25	0,033
30	0,45	0,625	5	3,125	1,283
35	0,8	0,975	5	4,875	4,408
40	1,15	1,35	5	6,75	9,283
45	1,55	1,75	5	8,75	16,033
50	1,95	2,15	5	10,75	24,783
55	2,35	2,575	5	12,875	35,533
60	2,8	3,025	5	15,125	48,408
65	3,25	3,5	5	17,5	63,533
70	3,75	3,975	5	19,875	81,033
75	4,2	4,45	5	22,25	100,908
80	4,7	4,975	5	24,875	123,158
85	5,25	5,625	5	28,125	148,033
90	6	6,6	5	33	176,158
95	7,2	7,95	5	39,75	209,158
100	8,7				248,908

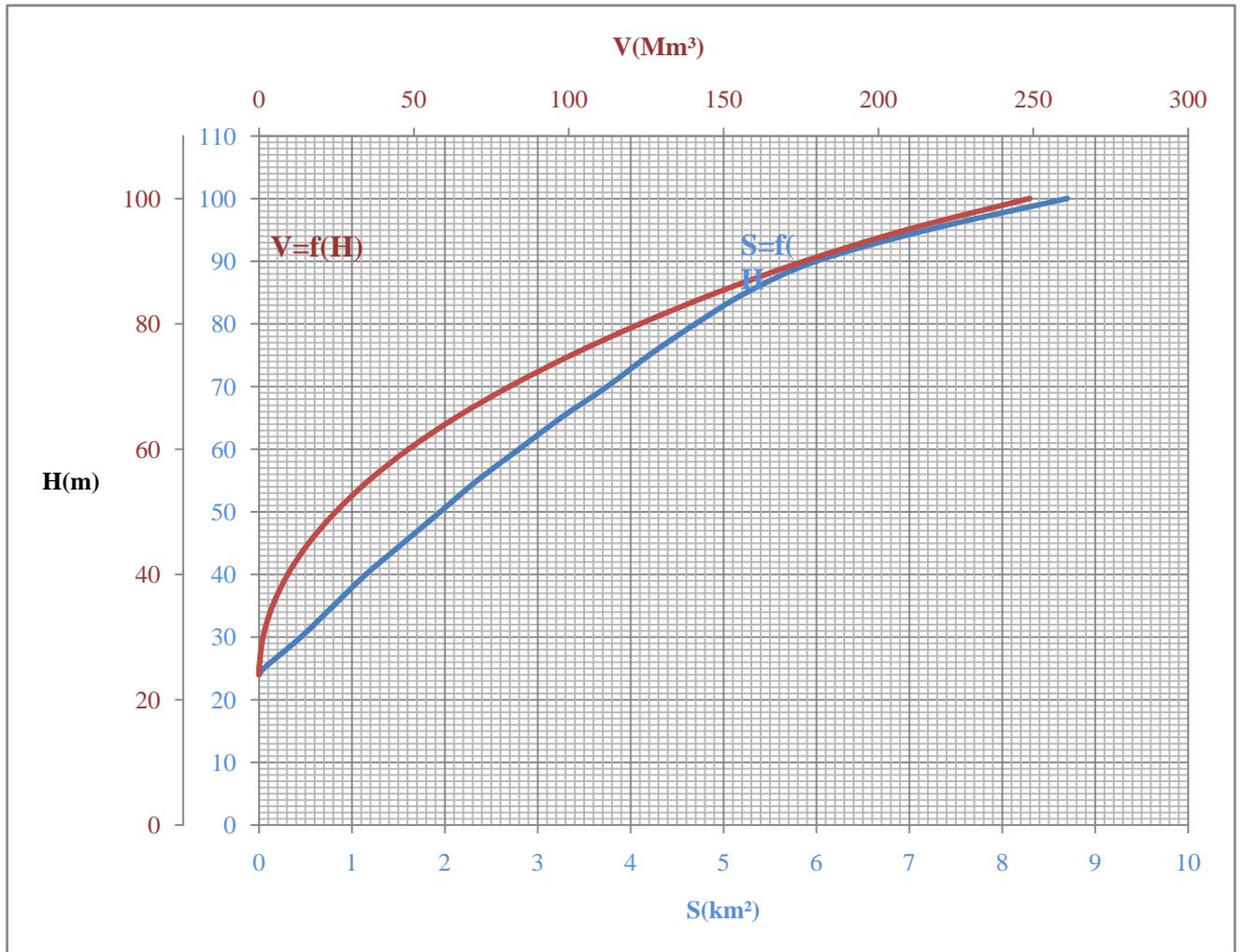


Fig.III. 17 : Courbe hauteur-surface-capacité (Courbes topographiques)

III.6.3.Module d’irrigation :

D'après l'Institut National d'Agronomie les besoins en eau destinée à l'irrigation pour des cultures maraîchères par mois sont :

La répartition mensuelle de la consommation est donnée dans le Tableau III.33.

Tableau III.33 : Répartition mensuelle de la consommation.

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juil	Aaoût	Somme
U (Mm³)	1.2	0	0	0	0	0	0.58	0.7	0.85	1	1.3	1.3	6.93

III.6.4. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

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

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

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

- Détermination de la période à bonne hydraulicité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires " V_s " et " V_d ".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.
La période à bonne hydraulicité 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.34.

$$V_s = 20.34 \text{ Mm}^3 \quad \text{et} \quad V_d = 2.68 \text{ Mm}^3.$$

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

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

$$V_u = V_d = 2.68 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 2.68 + 5.92 = 8.6 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = 8.6 \text{ Mm}^3$$

⇔

$$\text{NNR} = 39 \text{ m.NGA}$$

Tableau III.34 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	A-U (Mm ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation		
				V _{ri} (Mm ³)	V _{rf} (Mm ³)	S (Mm ³)
Oct	2.0978	0.0000	+2.0978	5.92	5.92	***
				8.0178	8.0178	***
Nov	2.346	0.000	+2.346	8.6	10.3638	1.7638
				8.6	12.249	3.649
Dec	3.649	0.0000	+3.649	8.6	12.334	3.734
				8.6	11.538	2.938
Jan	3.734	0.0000	+3.734	8.6	11.053	2.453
				8.6	10.503	1.903
Fev	2.938	0.0000	+2.938	8.6	9.513	0.913
				8.108	8.108	***
Mar	3.033	0.58	+2.453	6.874	6.874	***
				5.972	5.972	***
Avr	2.603	0.70	+1.903	5.92	5.92	***
				5.92	5.92	***
Mai	1.763	0.85	+0.913	5.92	5.92	***
				5.92	5.92	***
Juin	0.508	1.00	-0.492	5.92	5.92	***
				5.92	5.92	***
Juil	0.066	1.3	-1.234	5.92	5.92	***
				5.92	5.92	***
Août	0.398	1.3	-0.902	5.92	5.92	***
				5.92	5.92	***
Sep	1.148	1.2	-0.052	5.92	5.92	***

III.6.4.1. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

1- Pertes par évaporation 2- Pertes par infiltration.

A. Pertes par évaporation :

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

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

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

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

B. Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

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

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

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

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

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

Tableau III.35 : Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.

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

Sol a faible perméabilité on opte pour une valeur de $\delta=0.5$

Tableau III.36 : Les volumes des pertes dans la retenue

mois	Vri (Mm ³)	Vmoy (Mm ³)	S (Km ²)	Es moy (mm)	Vep (Mm ³)	Vinf (Mm ³)	Pertes (ev+inf) (Mm ³)
Oct	7,0904	6,5052	0,99	75	0,07425	0,035452	0,109702
Nov	9,267	8,1787	1,085	48	0,05208	0,046335	0,098415
Dec	9,267	9,267	1,15	29	0,03335	0,046335	0,079685
Jan	9,267	9,267	1,15	48	0,0552	0,046335	0,101535
Fev	9,267	9,267	1,15	35	0,04025	0,046335	0,086585
Mars	9,267	9,267	1,15	45	0,05175	0,046335	0,098085
Avr	9,267	9,267	1,15	72	0,0828	0,046335	0,129135
Mai	9,267	9,267	1,15	61	0,07015	0,046335	0,116485
Juin	8,611	8,939	1,115	114	0,12711	0,043055	0,170165
Juil	7,19	7,9005	1,065	148	0,15762	0,03595	0,19357
Aout	6,111	6,6505	0,96	155	0,1488	0,030555	0,179355
Sep	5,92	6,0155	0,92	120	0,1104	0,0296	0,14

C.Estimation de l'erreur :

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

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

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

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

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

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 = \frac{3.347 - 2.67}{2.67} \cdot 100 = 25.34\% \quad (\text{Tableau N}^\circ \text{ III.37})$$

La condition n'est pas vérifiée, donc, on doit faire une deuxième approximation et estimer l'erreur.

Tableau III.37: Régularisation saisonnière en tenant compte les pertes totales en (Mm3)

mois	A _{80%}	U+E	A -(U+E)	1ère consigne d'exploitation		
				Vri	Vrf	S
Oct	2.0978	0.114	+1.984	5.92	5.92	***
Nov	2.346	0.095	+2.251	7.0904	7.0904	
Dec	3.649	0.075	+3.574	9.267	10.155	0.888
Jan	3.734	0.096	+3.638	9.267	12.841	3.574
Fev	2.938	0.082	+2.856	9.267	12.905	3.638
Mar	3.033	0.673	+2.36	9.267	12.123	2.856
Avr	2.603	0.823	+1.78	9.267	11.627	2.359
Mai	1.763	0.961	+0.802	9.267	11.047	1.78
Juin	0.508	1.164	-0.656	9.267	10.087	0.82
Juil	0.066	1.487	-1.421	8.611	8.611	***
Août	0.398	1.477	-1.079	7.19	7.19	***
Sep	1.148	1.339	-0.191	6.111	6.111	***
				5.92	5.92	***

$$V_s = 19.25 \text{ Mm}^3 \quad \text{et} \quad V_d = 3.347 \text{ Mm}^3$$

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

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

$$V_u = V_d = 3.347 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 3.347 + 5.92 = 9.267 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR} = 9.267 \text{ Mm}^3$$

⇒

$$NNR = 40 \text{ m.NGA}$$

Après avoir fait les calculs pour la deuxième itération les résultats sont portés dans le tableau III.38.

Tableau III.38 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.

mois	A _{80%}	U+E	A -(U+E)	2ème consigne d'exploitation		
				Vri	Vrf	S
Oct	2.0978	0.110	+1.988	5.92	5.92	***
				7.908	7.908	
Nov	2.346	0.098	+2.2346	9.283	10.1426	0.8596
Dec	3.649	0.080	+3.569	9.283	12.852	3.569
Jan	3.734	0.102	+3.632	9.283	12.915	3.632
Fev	2.938	0.087	+2.851	9.283	12.134	2.851
Mar	3.033	0.678	+2.355	9.283	11.638	2.355
Avr	2.603	0.829	+1.774	9.283	10.057	0.774
Mai	1.763	0.966	+0.797	9.283	10.08	0.797
Juin	0.508	1.170	-0.662	8.621	8.621	***
Juil	0.066	1.494	-1.428	7.193	7.193	***
Août	0.398	1.479	-1.081	6.112	6.112	***
Sep	1.148	1.340	-0.192	5.92	5.92	***

D'après le tableau III.38 on a :

$$V''_s = 19.2006 \text{ Mm}^3 \quad \text{Et} \quad V''_d = 3.363 \text{ Mm}^3.$$

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

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

$$V''_u = V''_d = 3.363 \text{ Mm}^3$$

L'estimation de l'erreur:

$$\varepsilon = \frac{V_u'' - V_u'}{V_u'} \cdot 100 = \frac{3.363 - 3.347}{3.347} \cdot 100 = 0.48\%$$

L'erreur **0.48%** < **2%** donc il est acceptable.

Le volume normal de la retenue est de:

$$V_{NNR} = 9.283 \text{Mm}^3 \quad \Rightarrow \quad NNR = 40.3 \text{m.NGA}$$

III.7.LA REGULARISATION INTERANNUELLE

Le volume utile dans le cas de la régularisation interannuelle est égal :

$$V_{upa} = (\beta_s + \beta_{pa}) \cdot W_0.$$

- W_0 : apport moyen interannuel.
- β_s : Composante saisonnière du volume utile.
- β_{pa} : Composante pluriannuelle du volume utile.

La composante annuelle β_s est égale :

$$\beta_s = a(Tét - Wét)$$

- $Tét = Nét/12$: Durée relative de l'étiage au cours de l'année.
- $Nét$: Nombre de mois pour le quel il y a étiage.

$$Wét = \frac{\sum_{i=1}^{net} W_m}{\sum_{i=1}^n W_{pm}} : \text{volume relatif de l'écoulement au cours de l'année.}$$

$$Wét = \frac{2.12}{24.85} = 0.085$$

- W_m : Apport pendant la période d'étiage.
- W_{pm} : Apport total pendant les 12 mois de l'année.
- a : Coefficient de régularisation : $a = 0.46$

$$D'où : \beta_s = 0.114.$$

La composante interannuelle β_{pa} déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov-svanidzé. cette composante $\beta_{pa} = f(P\%, a, C_v, C_s \text{ et } r)$.

Avec :

- P%: probabilité de garantie.
- a: Coefficient de régularisation.
- Cv: Coefficient de variation.
- Cs: Coefficient d'asymétrie.
- r: coefficient de corrélation.

Ce coefficient "r" est donné par le tableau de Radkovitch dans le tableau III. Annexe B

Dans le cas où $C_s=2*C_v=2*0.39=0.78$ et $r=0.3$; on peut utiliser les graphiques de MISLOVSKI donnant $\beta_{pa} = f(C_v, P\% \text{ et } a)$.

$$\beta_{pa} = 3.84$$

$$V_{upa} = (3.84 + 0.114) * 28.24 = 111.661 \text{ Mm}^3$$

$$V_u = V_{ui} + V_{us} = 111.661 + 3.363 = 115.024 \text{ Mm}^3.$$

On prend :

$$V_u = 115.1 \text{ Mm}^3$$

Le volume au niveau normal de la retenue : $V_{NNR} = 121.02 \text{ Mm}^3$ d'où $NNR = 85.5 \text{ m.NGA}$

III.8. LAMINAGE DES CRUES

L'étude de laminage consiste soit à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue, les dimensions du déversoir de crue (longueur déversante) étant fixées a priori, soit à déterminer les dimensions de l'évacuateur de crue, la hauteur maximale du plan d'eau au-dessus de l'évacuateur de crue étant fixée a priori.

L'étude doit être effectuée pour des crues de forme et de durées diverses afin de déterminer la cote maximale du plan d'eau et le débit maximal correspondant de l'évacuateur de crue dans les conditions les plus défavorables de laminage.

Donc, le calcul de laminage permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter globalement 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 suite :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh$$

Où:

Q: le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q-q = S \cdot dh/dt$$

Où :

dh/dt : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

IL existe plusieurs procédés de calcul comme Hildenblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, Step by step et d'autres méthodes nous on va s'intéresser à la méthode de Kotchirine qui est largement utilisée et donne de bons résultats et fiables.

Méthode de Kotchirine :

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

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

1 : Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{\text{lam}}}{Q_{\%}} \right)$$

Où :

V_F : le volume d'eau en charge,

V_C : le volume de la crue,

$Q_{\%}$: le débit de la crue,

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{\text{lam}} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right)$$

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

2 : Estimation de la charge au-dessus du déversoir :

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

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

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 2.5 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{\text{moy}}$$

Et :

$$S = L \cdot (H + P)$$

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

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

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversante par la même formule qui a dessus et L compris entre 4 et 18 mètres.

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

$$H_0 = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g}$$

H₀ : est la charge globale.

$$\frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g}$$

La charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement;

P : la hauteur de pelle.

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

Le débit laminée est calculé pour différentes charges "H" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "b". Les graphiques de la figure sont accordés à la table de calculs, en faisant varier les variables H et L. Les relations s'ajustent automatiquement.

Tableau III.39 : Données initiales.

Données initiales	
g	9,81 m²/s
α	1
Q_{1%}	1163.55m³/s
V_{crue 1%}	71.69Mm³
m	0,49
P	1.5 m

Détermination des débits laminés et des largeurs des déversoirs :

Les résultats sont rassemblés dans le tableau III.40 ci-dessous :

Tableau III.40 : Résultat de calcul par la méthode de Kotcherine

hd	PHE	Vphe(Mm³)	Vf	qmax	q Laminé					
					b (m)					
					35	40	45	50	55	60
0	NNR=85,5	121,020	0	989,018	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,5	86	122,928	1,908	962,695	26,858	30,695	34,531	38,368	42,205	46,042
1	86,5	124,508	3,488	940,898	75,965	86,817	97,669	108,521	119,374	130,226
1,5	87	126,105	5,085	918,866	139,557	159,493	179,430	199,367	219,303	239,240
2	87,5	127,715	6,695	896,655	214,862	245,556	276,251	306,945	337,640	368,334
2,5	88	129,35	8,33	874,099	300,278	343,175	386,072	428,969	471,866	514,762
3	88,5	130,993	9,973	851,432	394,726	451,115	507,505	563,894	620,283	676,673
3,5	89	132,67	11,65	828,297	497,411	568,470	639,529	710,588	781,646	852,705
4	89,5	135,36	14,34	791,186	607,720	694,537	781,354	868,172	954,989	1041,806

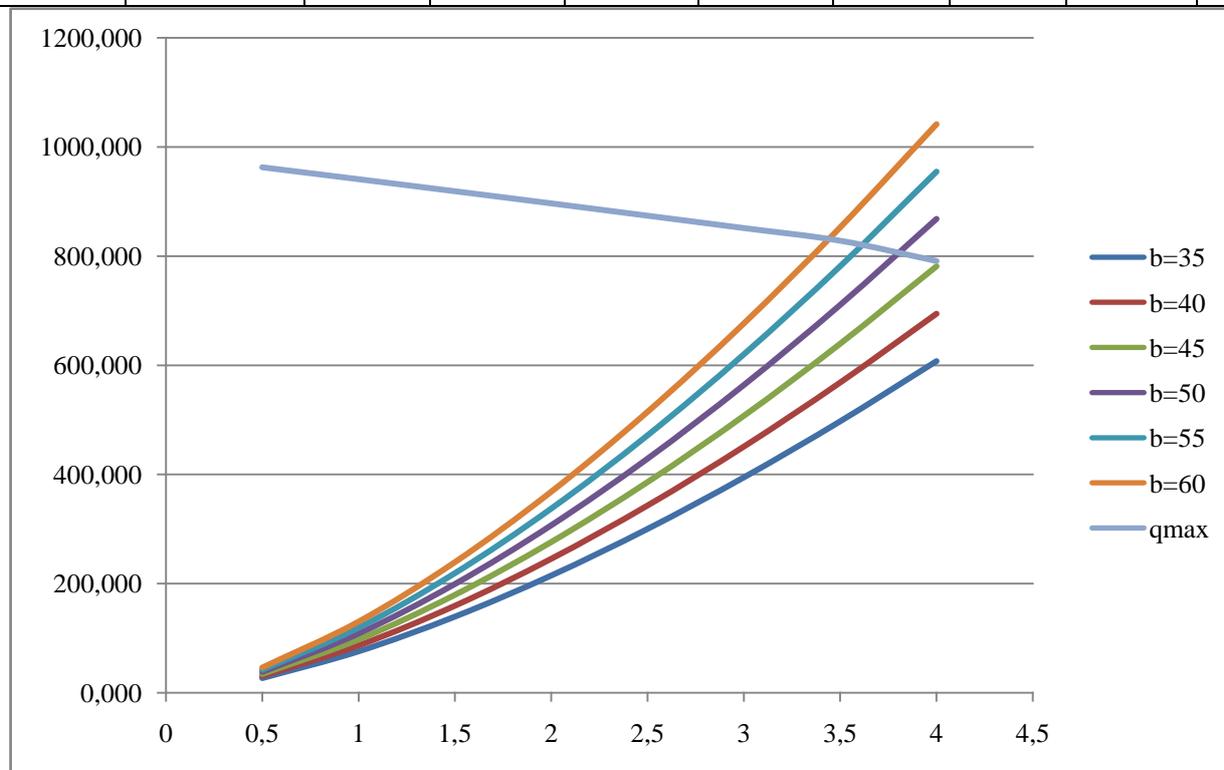


Figure III.18 : Courbe du débit en fonction de la hauteur (Hd).

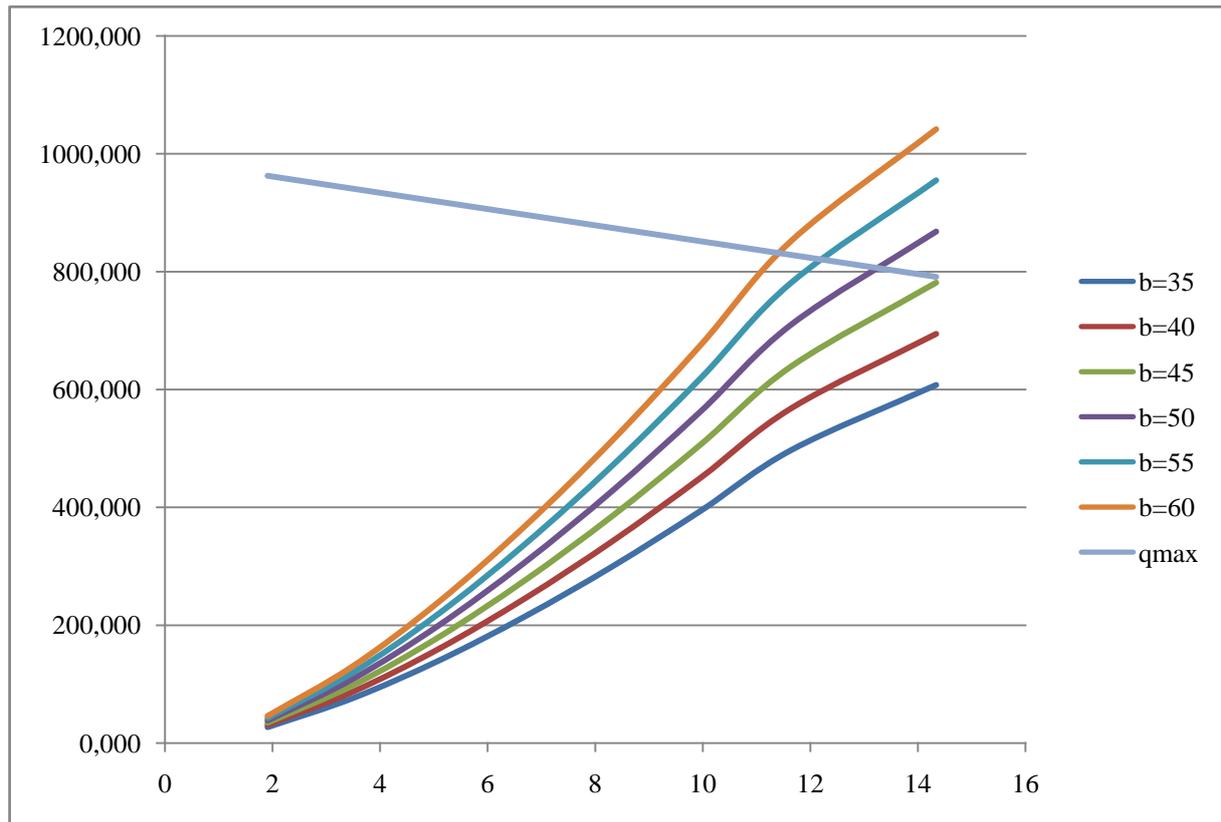


Figure III.19 : Courbe du débit en fonction du volume.

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q = f(h)$ comme montre la figure III.18 et III.19.

Tableau III.41 : Tableau récapitulatif: Résultats de la méthode de KOTCHERINE

Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit laminé (m ³ /s)
50	3.81	805
55	3.62	820
60	3.43	830

III.10.ETUDE D'OPTIMISATION

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

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

III.10.1. Calcul du coût approximatif de la digue :

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

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

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 $[H_i = NNR - C_f + R + h_{dév} + t]$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III.10.1.1. Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec} \quad H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F}$$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch [$F = 7.6$ km].

A.N :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{7.6} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{7.6} = 1.26 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1.5 + 2 \cdot H = 1.5 + 2 \cdot 1.26 = 4.02 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.75 \cdot 0.79 + \frac{4.02^2}{2 \cdot 9.81} = 1.42 \text{ m}$$

b) Formule de MALLET et PACQUANT :

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec} \quad H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F}$$

A.N :

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{7.6} = 1.41 \text{ m}$$

$$V = 1.5 + 2 \cdot H = 1.5 + 2 \cdot 1.41 = 4.32 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.77 + \frac{4.32^2}{2 \cdot 9.81} = 1.72 \text{ m}$$

c) Formule Simplifiée:

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{F}$$

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{7.6} = 1.55 \text{ m}$$

Conclusion :

On prend une valeur moyenne donc :

$$R = \frac{1.42 + 1.72 + 1.55}{3} = 1.56 \text{ m}$$

On opte pour $R = 1.5 \text{ m}$

III.10.1.2. Largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPPEN :

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b}$$

2) Formule de F-PREECE:

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1$$

3) Formule Anonyme (simplifiée):

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3$$

4) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b}$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

Pour une charge moyenne de 1,5 mètre on a :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t = 85,5 - 24 + h_{dév} + 1,5 + 0,5 = 63,5 + h_{dév} \text{ m}$$

On admet une valeur de $t = 0,5$ mètre pour le tassement du barrage, le tableau III.42 nous donne les résultats du calcul.

Tableau III.42 : Résultat de calculs de la hauteur du barrage

Largeur	Hauteur hd	Débit laminé	Hb
(m)	(m)	(m ³ /s)	(m)
50	3,81	805	67.31
55	3,62	820	67.12
60	3,43	830	66.93

Tableau III.43 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	13.52
EF PREECE	10.02
PRATIQUE	11.63
SIMPLIFIEE	13.65

On opte pour une largeur en crête égale à:

$b_{cr} = 12 \text{ m}$

Tableau III.44 : Récapitulatif des résultats.

b (m)	$Q_e \text{ (m}^3\text{/s)}$	H (m)	NPHE	$H_b \text{ (m)}$
50	805	3,81	89.31	67.31
55	820	3,62	89.12	67.12
60	830	3,43	88.93	66.93

III.10.1.3. Calcul du coût de la digue :

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

Tableau III.45 : Volume de la digue pour b=50m

Digue N°01 (b=50m) $H_b = 67,31 \text{ m}$						
Coupe N°	$H_i \text{ (m)}$	$B_i \text{ (m)}$	$W_i \text{ (m}^2\text{)}$	$W_m \text{ (m}^2\text{)}$	$L_i \text{ (m)}$	$V_i \text{ (m}^3\text{)}$
1	0	12	0	124,81227	50	6240,6135
2	8,34	47,862	249,62454		50	32769,2135
3	19,6	96,28	1061,144	2001,09875	50	100054,9375
4	34,3	159,49	2941,0535		100	354247,475
5	41,2	189,16	4143,896	7346,24181	200	1469248,362
6	67,31	301,433	10548,5876		200	1352162,512
7	34,5	160,35	2973,0375	2165,7375	133	288043,0875
8	22,5	108,75	1358,4375		50	45945,5375
9	12,4	65,32	479,384	239,692	50	11984,6
10	0	12	0			
TOTAL					883	3660696,34

Tableau III.46 : Volume de la digue pour b=55m

Digue N°01 (b=55m) Hb= 67,12 m						
Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m ²)	Wm (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	12	0	120,3041875	50	6015,209375
2	8,15	47,045	240,608375		641,768395	
3	19,41	95,463	1042,92842	1976,878215	50	98843,91075
4	34,11	158,673	2910,82802	3509,430615	100	350943,0615
5	41,01	188,343	4108,03322	7299,713088	200	1459942,618
6	67,12	300,616	10491,393	6717,020788	200	1343404,158
7	34,31	159,533	2942,64862	2140,250615	133	284653,3318
8	22,31	107,933	1337,85262	902,451715	50	45122,58575
9	12,21	64,503	467,050815	233,5254075	50	11676,27038
10	0	12	0			
				TOTAL	883	3632689,564

Tableau III.47 : Volume de la digue pour b=60m

Digue N°01 (b=60m) Hb= 66,93 m						
Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m ²)	Wm (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	12	0	115,87372	50	5793,686
2	7,96	46,228	231,74744	628,30775	50	31415,3875
3	19,22	94,646	1024,86806	1952,81291	50	97640,6455
4	33,92	157,856	2880,75776	3476,54171	100	347654,171
5	40,82	187,526	4072,32566	7253,3396	200	1450667,92
6	66,93	299,799	10434,3535	6673,38425	200	1334676,85
7	34,12	158,716	2912,41496	2114,91896	133	281284,2217
8	22,12	107,116	1317,42296	886,14791	50	44307,3955
9	12,02	63,686	454,87286	227,43643	50	11371,8215
10	0	12	0			
				TOTAL	883	3604812,1

Remarque :

Pour les fruits de talus de la digue amont et aval on prend respectivement 2.5 et 1.8 mètres et pour le prix du mètre cube du remblai est estimé a 400 da.

Tableau III.48 : Résultats de calculs du cout de la digue pour les différentes largeurs déversantes

COUTS DE LA DIGUE				
Digue	b(m)	hdev(m)	V(m ³)	Montant en DA
1	50	3,81	3660696,3	1464278520
2	55	3,62	3632689,6	1453075840
3	60	3,43	3604812,1	1441924840

III.10.2.Calcul du coût de l'évacuateur de crues :

III.10.2.1.Coût du déversoir :

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

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

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

Ou :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S \cdot L$$

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversante (m).

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

Tableau III.49 : Résultats de calculs du cout du déversoir pour les différentes largeurs déversantes

Profil n°	B(m)	Hdev (m)	S (m ²)	V (m ³)	Montant en DA
1	50	3,81	34,5	1725	37950000
2	55	3,62	34,22	1882,1	41406200
3	60	3,43	31,59	1895,4	41698800

III.10.2.2. Calcul du Coursier:

Tableau III.50 : Résultats de calculs du cout du coursier pour les différentes largeurs déversantes

B (m)	H (m)	Q (m³/s)	Hb (m)	b coursier (m)	Volume (m³)	Montant en DA
50	3,81	805	37,31	14,532	6235,2	137174400
55	3,62	820	67,12	14,639	6400,8	140817600
60	3,43	830	66,93	14,711	6498	142956000

III.10.3. le coût total du barrage :

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

Tableau III.51 : Coût Totale du barrage.

Profil n°	B (m)	Hdev (m)	LA DIGUE	LE DEVERSOIR	COURSIER	TOTAL
1	50	3,81	1464278520	37950000	137174400	1639402920
2	55	3,62	1453075840	41406200	140817600	1635299640
3	60	3,43	1441924840	41698800	142956000	1626579640

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure III.20, la largeur du déversoir donnant le coût minimum est **60 mètre**.

Donc la hauteur du barrage est :

$$H_b = 66.93 \text{ m on Prend } H_b = 67\text{m}$$

D'où la cote de la crête du barrage égale a 91m.NGA

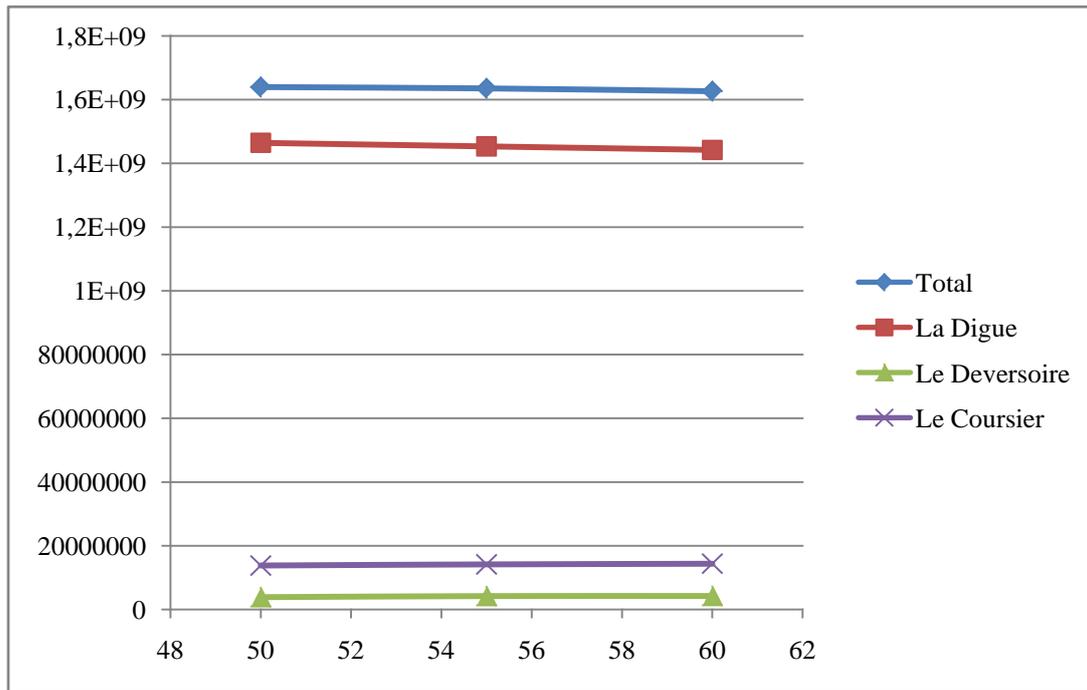


Figure III.20 : Courbe d'optimisation des largeurs de l'évacuateur de crue

Tableau III.52 : Caractéristiques du barrage.

DENOMINATION	UNITE	QUANTITE
VOLUME MORT	M.M ³	5.92
VOLUME UTILE	M.M ³	115.1
VOLUME AU NIVEAU NORMAL DE LA RETENUE	M.M ³	121.02
COTE DE FOND (▼FOND)	M	24
COTE AU NIVEAU MORT (▼NVM)	M	35
COTE AU NIVEAU NORMAL DE RETENUE (▼NNR)	M	85.5
COTE DE PLUS HAUTES EAUX (▼NPHE)	M	89.5
COTE DE LA CRETE (CRÊTE)	M	91
LARGEUR DE DEVERSOIR	M	60
LA HAUTEUR DE CHARGE DE DEVERSEMENT	M	3.43
LE DEBIT EVACUER	M ³ /S	830

III.10.4.Laminage pour un déversoir de largeur $b=20$ mètres :

Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au dessus du déversoir est calculé et tracé.

Tableau III.53 : Volumes et débit déversant.

cote (m)	H_d (m)	q (m ³ /s)	1/2q	V (Mm ³)	$V+1/2q$
			ΔT (m ³)		ΔT (m ³)
NNR=85,5	0	0,0000	0,000	121,022	121,022
86	0,5	32,5564	0,059	122,928	122,987
86,5	1	92,0835	0,166	124,508	124,674
87	1,5	169,1682	0,305	126,105	126,410
87,5	2	260,4515	0,469	127,715	128,184
88	2,5	363,9920	0,655	129,35	130,005
88,5	3	478,4799	0,861	130,993	131,854
89	3,5	602,9536	1,085	132,67	133,755
89,5	4	736,6680	1,32600	135,36	136,686

On trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir figure III.21

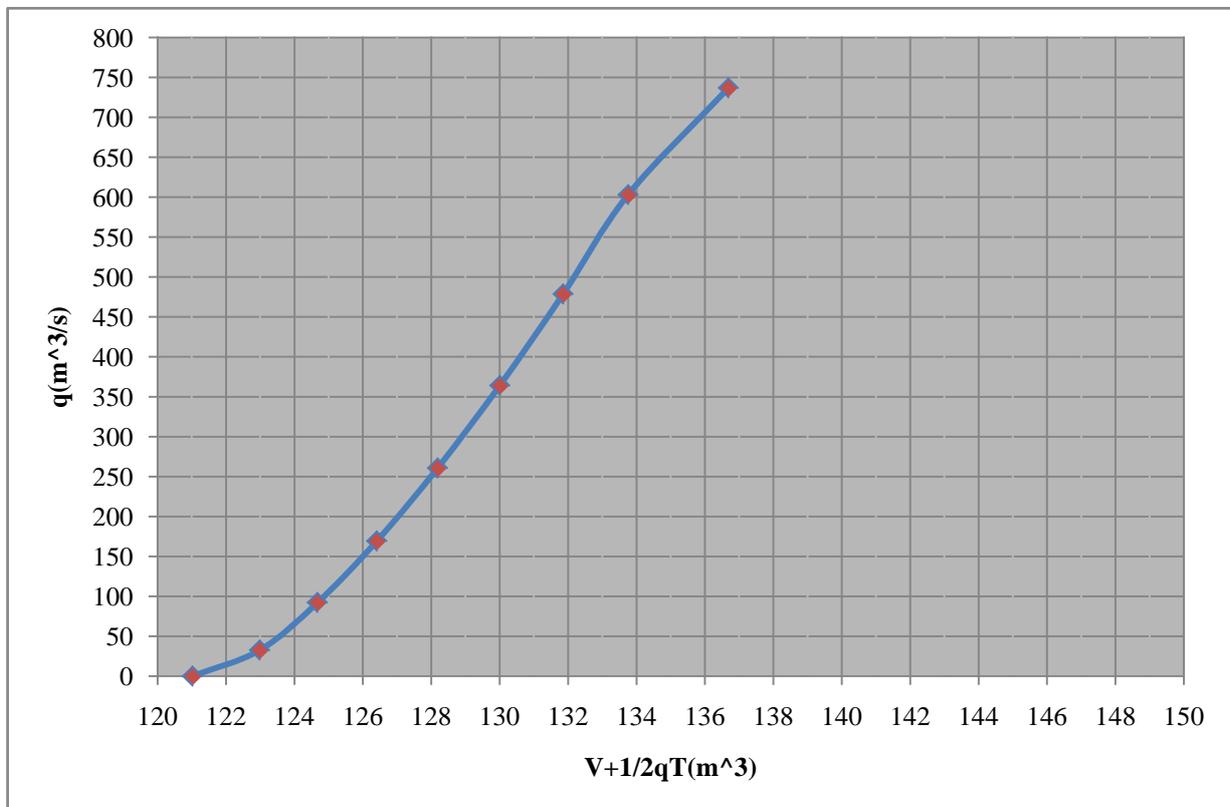


Figure III.21 : Courbe des débits déversant.



Le laminage est donné dans le **Tableau III.54** dans l'annexe A.

Conclusion:



INTRODUCTION:

Les barrages en terre peuvent être constitués de matériaux de construction de caractéristiques variées, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs leurs caractéristiques sont comprises dans des segments beaucoup plus étroites.

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

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

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

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.
- La cuvette délimiter par l'axe du barrage doit assurer le volume d'eau a stocké selon les besoin calculer en hydrologie.
- L'axe du barrage doit répondre aux critères topographiques (Etranglement), du coup minimiser la quantité des matériaux à utiliser donc le prix du revient du projet.



IV.2. CHOIX DU TYPE DE BARRAGE :

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

➤ 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 ses ouvrages annexes.

➤ Morphologie de la vallée :

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

➤ 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.

➤ 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.



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

IV.3.VARIANTES A CHOISIR:

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géotechnique, et géologique du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux, alors que la possibilité de projection d'un barrage en béton a été rejeté, pour des raisons géologiques et topographiques, et en raison de l'absence des matériaux (la roche) pour la fabrication du béton sur le site.

Notre choix se fait entre ces trois variantes :

Dans l'étude des variantes de barrages, pour les raisons évoqués plus haut et les conclusions des études hydrologique, de régularisation, géologique et du programme de reconnaissances réalisés, on a retenu les types de barrage suivants :

- ❖ Variante 1 : barrage en terre zoné avec noyau central.
- ❖ Variante 2 : barrage en terre homogène.
- ❖ Variante 3 : barrage en enrochement avec masque en béton.

IV.3.1.Variante 01 : Barrage en terre zoné avec noyau central :

Le barrage zoné à noyau étanche est une solution couramment adoptée, elle consiste à concevoir un massif en plusieurs zones, dont chacune est constituée par un matériau différent selon le rôle qu'elle doit jouer. La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau réalisé en matériau argileux.

La coupe type de barrage est composé de :

-) Un noyau central épais et étanche, composée de matériaux argileux.
-) Une recharge amont et aval constitué de matériaux alluvionnaires du lit de l'oued dans cuvette
-) Deux couches (filtre fin et transition) dans la zone du contact entre le matériau du noyau et les recharges en alluvions
-) Une couche de Rip – Rap au parement amont
-) Une protection en enrochement au parement aval

**IV.3.1.1. Conception de la digue:**

	NOYAU CENTRAL	RECHARGE
Amont (m_1, m_1')	$m_1 = 0,3$	$m_1=3$ ($H<10m$) ; $m_1'=2.5$ ($H>10m$) .
Aval m_2	$m_2 = 0,3$	$m_2= 2$
Cote crête (m NGA)	90	91
Hauteur (m)	66	67
Longueur en crête (m)	883	883
Largeur en crête (m)	11	12

IV.3.1.2. Estimation du volumes des travaux

Le calcul des volumes est détaillé dans l' " Annexe D "

) Excavations :

➤ excavations en terrain meuble $997,609.94 \text{ m}^3$

Total $997,609.94 \text{ m}^3$

) Remblais :

remblai en alluvions $5,473,608.17 \text{ m}^3$

remblai en argile $1,089,847.11 \text{ m}^3$

enrochements $72,007.30 \text{ m}^3$

filtre $24,650 \text{ m}^3$

IV.3.2.Variante 02 : barrage en terre homogène:

Lorsque la réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés (manque de matériau convenable, difficulté de mise en œuvre, etc.), on peut recourir à la solution d'une digue homogène protégée, sur son talus amont, par des enrochements .



La coupe type de barrage est composé de :

-) Une recharge en remblai composé de matériaux argileux provenant de la zone de la cuvette de la retenue
-) Deux protection en enrochements aux parements amont et aval

IV.3.2.1. Conception de la digue:

	Corps du barrage
Fruit du talus amont	m1 = 3
Fruit du talus aval	m2 = 2.5
Cote crête (m NGA)	91
Hauteur (m)	67
Longueur en crête (m)	883
Largeur en crête (m)	12
Épaisseur de l'enrochement (m)	e1=0.8 ; e2=0.5

IV.3.2.2. Estimation du volume des travaux:

Le calcul des volumes est détaillé dans l' " Annexe D "

) Excavations : 1,183,423.78 m³

) Remblais :

remblai en argile 6,759,952.08 m³

enrochements 154,186.46 m³

Filtre : 26700 m³

IV.3.3. Variante 03 : barrage en enrochement avec masque en béton:

IV.3.3.1 Conception de la digue:

	Corps du barrage
Fruit du talus amont	m1 = 2.5
Fruit du talus aval	m2 = 2



Cote crête (m NGA)	91
Hauteur (m)	67
Longueur en crête (m)	883
Largeur en crête (m)	12
Epaisseur du béton (m)	e1=0.8

IV.3.3.2. Estimation du volume des travaux:

Le calcul des volumes est détaillé dans l' " Annexe D "

) Excavations :	983,594.66 m ³
) Remblais :	
remblai en enrochement	5,617,659.61 m ³
) Béton :	
masque amont	85,685.78 m ³

IV.4. ANALYSE TECHNICO-ECONOMIQUE DES VARIANTES:**IV.4.1. Estimation du cout des variantes :**

Matériaux	Quantité (m ³)	Prix Unitaire (DZD)	Cout (DZD)	Total (DZD)
Noyau d'argile				
Recharge	5473608	1500	8 210 412 000	9 981 820 500
Argile	1089847	1000	1 089 847 000	
Enrochement	72007	4000	288 028 000	
Sable	24650	1800	44 370 000	
Excavation du terrain	997610	350	349 163 500	
Masque amont				
Enrochement	5617659	4000	22 470 636 000	27,138,479,250
Béton	85686	50000	4 284 300 000	



Excavation du terrain	983595	350	344 258 250	
Homogène				
Enrochement	154186	4000	616 744 000	11 218 930 050
Excavation du terrain	1183423	350	414 198 050	
Recharge argile	6759952	1500	10 139 928 000	
Sable	26700	1000	48 060 000	

VI.4.2. Comparaison financière des trois variantes :

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

A la lumière de l'étude comparative des estimations du coût des variantes, il en ressort que la variante de barrage zoné à noyau central est la plus avantageuse par rapport aux autres variantes.

CONCLUSION :

Après l'analyse technico-économique les trois variantes semblent comparables de point de vue économique, et le choix qui semble plus convenable par rapport aux conditions du site tombe sur un barrage en remblais alluvionnaires muni d'un noyau central argileux comme élément d'étanchéité.

V.1. DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE:

V.1.1. Revanche de la digue:

Le dimensionnement de la revanche tient compte de la hauteur potentielle des vagues (elle même en fonction de la vitesse du vent et de la longueur du plan d'eau) et de l'effet de projection de l'eau vers la crête lorsque les vagues viennent buter contre le talus amont.

Dans notre cas d'étude la revanche a été calculer dans le chapitre d'hydrologie et elle est égale a 1.5m .

$$R = 1,5 \text{ m}$$

V.1.2. Hauteur du barrage:

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + T = 67 \text{ m}$$

avec: H_b : Hauteur du barrage.

C_f : cote du fond.

$h_{dév}$: Hauteur d'eau déversant.

R : Revanche.

T : Tassement.

V.1.3. Largeur en crête:

$$b_{cr} = 12 \text{ m}$$

V.1.4. Longueur en crête:

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

$$L = 883 \text{ m}$$

V.1.5. Pentes des talus:

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

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimal

Tableau V.1 : Les fruits des talus en fonction du type du barrage.

Hauteur du barrage	Type de barrage	Fruit	
		amant	Aval
$0 < H < 5$	• Homogène.	2.5	2
	• A Zone.	2	2
$5 \leq H < 10$	• Homogène (granulométrie étendue).	2	2
	• Homogène à fort pourcentage d'argile.	2.5	2.5
	• A Zone.	2	2.5
$10 \leq H \leq 20$	• Homogène (granulométrie étendue).	2.5	2.5
	• Homogène à fort pourcentage d'argile.	3	2.5
	• A Zone.	2	3
$H > 20$	• Homogène granulométrie étendue	3	2.5
	• A zones	3	3

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

- Parement amont $m1 = 3$ (pour $H < 10$ m).
 $m'1 = 2.5$ (pour $H > 10$ m).
- Parement aval $m2 = 2$.

V.1.6. Classification de l'ouvrage:

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

Tableau V.2 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

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

D'après le Tableau V.2 notre barrage appartient à la classe II.

V.2.PROTECTION DES TALUS :

V.2.1.Talus aval :

La protection du talus aval est assuré par un revêtement en pierre d'épaisseur de 10 à 20cm, ainsi que 3 berme de 5m de largeur sont prévu aux cote 38, 55, 70m .

V.2.2.Talus amont :

Le talus amont devra être protégé contre le déferlement des vagues et les précipitations agressives, pour cela on prévoit un revêtement de protection en encochement ; celui-ci est caractérisé par :

- Le faible prix.
- Le temps de réalisation relativement court.
- Le maintien de la stabilité du talus lors d'une vidange rapide.

V.2.2.1.Method T.V.A (Tennessee-Valley- Authority) :

$$\text{On a:} \quad e = CV^2$$

V : vitesse de propagation des vagues ($V= 4.02 \text{ m/s}$) .

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique du matériau d'enrochement : ($\gamma_P=2.65 \text{ g/cm}^3$)

La valeur de C est donnée par le **Tableau V.3**

Tableaux V.3 : Les valeurs du coefficient C

Pente du talus	Valeur de C		
	$\gamma_P = 2.5$	$\gamma_P = 2.65$	$\gamma_P = 2.80$
1/ 4	0.027	0.024	0.022
1/ 3	0.028	0.025	0.023
1/ 2	0.030	0.028	0.026
1/ 1.5	0.036	0.028	0.030
1/ 1	0.047	0.041	0.038

Par interpolation linéaire : $C = 0.0265$ D'où : $e = 0.428 \text{ m.}$

En analysant les résultats obtenus, on peut conclure que l'épaisseur à retenir pour la suite du dimensionnement de la digue est $e = 50 \text{ cm.}$

V.2.2.2. Diamètre moyen de l'enrochement:

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

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

D_p : diamètre moyen de la pierre en m.

γ_p : Poids volumique de la pierre $\gamma_p = 26.5 \text{ KN/m}^3$

Q : poids d'une pierre séparée en KN, calculer par l'expression suivante.

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

Avec :

m : pente du talus amont .

λ : Longueur d'onde de la vague en m $\lambda = 3.65.$

h : hauteur des vagues en m $h = 1.26 \text{ m.}$

γ_v : Poids volumique de l'eau $\gamma_v = 10 \text{ KN/m.}$

D'où le poids d'une pierre :

$$Q = 0.32 \text{ KN}$$

Donc le diamètre moyen de la pierre est de $D_p = 0.28 \text{ m} = 28 \text{ cm.}$

V.3.DIMENSIONNEMENT DU NOYAU:

V.3.1. Hauteur du noyau:

La hauteur du noyau est donnée par la formule suivante:

$$H_n = H_b - 1 \Rightarrow H_n = 67 - 1 = 66\text{m.}$$

V.3.2. Largeur en crête et en base du noyau:

1- La largeur du noyau est donnée par la méthode suivante :

$$l_n = (1/6) * H_b \Rightarrow l_n = 11\text{m.}$$

2- La largeur en base

Le **Tableau V.4** nous permet de choisir le gradient hydraulique admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.

Tableau V.4: gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

TYPE DE SOL	CLASSE DE L'OUVRAGE			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.50	1.50	1.80	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.70	0.80	0.90	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

D'après le tableau $I_{adm} = 1.15$.

$$I < I_{adm} \qquad t_q : \Delta H = H_n \qquad \& \qquad \Delta m = (B_n + l_n) / 2$$

$$I = \frac{\Delta H}{\Delta m} = \frac{66}{2(11 + m * 66)}$$

$m > 0.27$ on prend $m = 0.3$

calcul de la largeur en base :

$$L_n = l_n + 2m * H_n = 50.6 \text{ m} \quad \text{on prend la largeur a la base du noyau égale à } 51 \text{ m .}$$

V.4.LA CLE D'ETANCHEITE:

Une clé d'étanchéité est prévu 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 d'un matériaux identique a celui du noyau. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 6m, et diminue en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage .

V.5.DRAINAGE :

L'objectif fondamental de ses construction 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.

V.5.1.Prisme de drainage:

1- fruits des talus :

$m1 = (1 - 1.75)$ on prend $m1 = 1$.

$m2 = (1.5 - 2.5)$ on prend $m2 = 1.5$.

2- la hauteur du drain:

$hdr = (0.15 - 0.2) Hb = 13.4m$ on prend $hdr = 14m$.

3- la largeur en sommet :

elle est donnée par: $bdr = (1/3 - 1/4) hdr$

$bdr = 0.25 * 14 = 3.5 m$.

4- la largeur en base du drain:

elle est exprimée par : $Bdr = b + (m1 + m2) * hdr = 38.5 m$

V.5.2.Drain tapis:

La longueur du drain tapis est de:

$$ld = \left(\frac{Lb}{3} \right)$$

tg : Lb : Longueur transversale du barrage ($Lb = 315m$)

donc : $ld = 105 m$.

L'épaisseur du tapis :

$e_t = 0.5m$

V.6.CALCUL DES FILTRES :

La fonction du filtre est de retenir les particules du noyau et de la fondation qui pourraient être emportées par les forces de percolations. Le filtre permet donc d'empêcher :

- la suffusion par le transport de matériaux à l'intérieur du filtre,
- l'érosion par l'échange des matériaux à la frontière du filtre,
- le colmatage à la surface du filtre,

Un filtre, qui est un élément de protection, est toujours inévitable comme zone de transition entre des matériaux cohésifs et non cohésifs. Le filtre est le plus souvent constitué d'un matériau granulaire (sable, gravier), dont la granulométrie est étudiée avec précision pour bloquer les particules plus fines. Le filtre doit être composé d'un matériau dont les dimensions des grains sont supérieures à celles du matériau à protéger. Les critères pour la constitution du filtre les plus couramment utilisés ont été définis par Terzaghi et Peck (1965) et sont les suivants

V.6.1 Critères de conception

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard(Terzaghi ,1942).

- Condition1 : condition de l'entraînement de particules fines par le phénomène de renard (condition de Terzaghi).

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{85}(\text{sol})} \leq 4 \div 5 \dots\dots\dots V.3$$

D_{15} : Diamètre de filtre.

d_{85} : Diamètre du sol à protéger.

Selon les critères :

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} \dots\dots\dots V.4$$

$$\frac{D_{50}}{d_{50}} \dots\dots\dots V.5$$

- Condition2 : condition de perméabilité

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{15}(\text{sol})} > 5 \dots\dots\dots V.6$$

D_{15} : Diamètre de filtre.

d_{85} : Diamètre du sol à protéger.

➤ Condition 3 : Parallélisme des courbes granulométriques

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{d_{50}(\text{sol})} \leq 25 \dots\dots\dots V.7$$

➤ Condition 4 : Coefficient d'uniformité du filtre

$$\frac{D_{60}(\text{filtre})}{d_{10}(\text{sol})} \leq 20 \dots\dots\dots V.8$$

V.6.2. Détermination de la courbe granulométrique des filtres:

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

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

on trace les limites des couches de filtre avec

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

Granulométrie de sol protégé

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

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

$$d_{85} = 0.7 \text{ mm.}$$

La première couche de filtre est entre des terres du corps du barrage et la première couche de drain aux limite suivantes :

$$0.024 \text{ mm} < D_{15} < 0.08 \text{ mm;}$$

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

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0.052 \text{ mm.}$$

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

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

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

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

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

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

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

V.6.3 Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres:

- Filtre 1 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots(V.9)$$

Avec :

$$n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta;$$

D'après la courbe granulométrique du sable:

$$D_5 = 0,03 \text{ mm ; } D_{10} = 0,04 \text{ mm;}$$

$$D_{17} = 0,060 \text{ mm ; } D_{60} = 2.0 \text{ mm;}$$

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

$$n_0 = 0,45 \text{ d'où } n = 0,30 ;$$

$$D_5 / D_{17} = 0,5 > 0,38$$

La condition est **vérifiée**, donc pas de phénomène de renard dans le sol.

Condition 2: (zone de transition) Condition de Terzaghi 1942 :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,052}{0.7} = 0,074 < 4$$

La condition de TERZAGUI est **vérifiée**.

- Filtre 2 :

Condition 1 : Vérification de l'absence du RENARD dans le sol des filtres:

Pour qu'il n y a de phénomène du RENARD il faut que:

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n}$$

avec

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.75 > 0.4 \text{ pour } n = 0.278; \quad \alpha = 60.20$$

La condition 1 est **vérifiée**, donc, pas de phénomène de renard dans le sol.

Condition 2 : (zone de transition) Condition de Terzaghi 1942 :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{1.352}{0.7} = 1.93 < 4$$

La condition est **vérifiée**, donc, pas de zone de transition.

Donc on prévoit :

- ✓ Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 20 cm.
- ✓ La deuxième couche est en gravier d'épaisseur = 15 cm.
- ✓ Protection en enrochement du talus aval d'épaisseur = 20 cm.
- ✓ Protection du talus amont (Rip-Rap) d'épaisseur = 50 cm.

V.7.ETUDE DES INFILTRATIONS :

Admissions dans les calculs de filtrations hydrauliques des barrages en terres :

- 1)- On admet la filtration dans un seul plan.
- 2)- On prend les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan comme nulles.
- 3)- On suppose que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope, et que la couche imperméable ai un coefficient de filtration nul.
- 4)- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terre homogène, mais elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

V.7.1.Ligne de saturation:

KOZENY a montré que la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal, dont le foyer « o » est situé au pied du parement aval du barrage (fin du drain).

L'équation de la parabole s'écrit:

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \dots\dots\dots(V.10)$$

avec :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots(V.11)$$

d : largeur de base du massif.

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

La ligne phréatique coupe le talus aval en un point « C_o » à une distance « a » du foyer « o » et une distance « a + Δa » du point d'intersection « C » de la parabole de KOZNEY avec le talus aval.

D'après Casagrande « a » ne dépend que de la distance focale de la parabole de base et de l'angle θ du talus aval. Il a dressé la courbe de variation de C : telle que :

$$C = \frac{\Delta a}{a + \Delta a} \quad \text{en fonction de } \theta, \text{ d'où on peut déterminer « C}_o \text{ »}$$

Pour avoir la ligne de saturation, il suffit de relier la parabole de base au point « C_o » et « b » par une courbe normale au parement amont en « b » et tangente à la parabole.

b : le point d'intersection du talus amont avec le plan d'eau.

On a :

$$d = 223\text{m} \quad \text{et} \quad h = 61.5 \text{ m}$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad \text{Donc : } y_0 = 8.325 \text{ m}$$

L'équation de la parabole s'écrit :

$$2xy_0 = y^2 - y_0^2 \quad \text{donc : } 2xy_0 = y^2 - (8.325)^2$$

D'où : $y^2 = 16.65 x + 69.3$

Les coordonnées de la parabole sont données dans le **Tableau V.5**.

Tableau V.5 : Les coordonnées de la parabole

X(m)	-4.16	-3	-1	0	2	4	7	11	15	19	24	29	35
Y(m)	0	4.4	7.25	8.25	10.13	11.66	13.63	15.89	17.86	19.64	21.65	23.5	25.53
X(m)	40	50	60	75	90	110	125	145	165	185	205	215	223
Y(m)	27.12	30.03	32.68	36.30	39.60	43.6	46.37	49.83	53.07	56.12	59.01	60.41	61.5

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 « C_1C ».

α : angle du talus aval.

A partir de l'abaque de Casagrande Figure.1 "Annexe D" , on détermine $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$

$$\text{On a : } \alpha = 78^\circ \quad \text{d'où : } \frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.281 \quad \text{et : } a + \Delta a = \frac{8.325}{1 - 0.21} = 10.54 \text{ m.}$$

De l'équation (2) on aura : $\Delta a = 0.281 * 10.54 = 2.96 \text{ m}$.

D'où: $a = 10.54 - 2.96 = 7.58 \text{ m}$.

$$a = 5.58 \text{ m}$$

$$\Delta a = 2.96 \text{ m}$$

V.7.2. Calcul du débit d'infiltration (débit de fuite) :

➤ Digue :

Le calcul des fuites à travers le barrage est estimé à partir de la loi de DARCY

$$q_n = K.I.A$$

q_n : débit d'infiltration ($\text{m}^3/\text{s/ml}$).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité.

A : section d'infiltration par unité de longueur.

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

$$\text{Donc : } q_n = Ky \frac{dy}{dx} \quad \text{Avec : } y \frac{dy}{dx} = y_0$$

$$\text{D'où : } q_n = Ky_0 \text{ m}^3/\text{s/ml}.$$

Sachant que :

$$K = 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$$

$$q = 1 \cdot 10^{-8} * 8.325 = 8.325 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$$

Le débit total a travers le barrage sera :

$$Q = q \cdot L = 7.35 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit de perte en une année sera :

$$Q_{\text{an}} = 2318 \text{ m}^3/\text{an}$$

➤ La Fondation:

Le calcul des fuites a travers la fondation peuvent être évaluées avec une approximation convenable que par l'application de la loi de DARCY .

$$q_n = K \cdot I \cdot A$$

Tq : K : Coefficient de perméabilité. ($K = 2.3 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2$)
 I : Gradient hydraulique $I = H_b/L_b = . 0.195$
 A : Section d'infiltration par unité de longueur $A = T \cdot 1$ ($T = 12 \text{ m}$
 Profondeur du sol de fondation perméable) .

D'où :

$$q_n = K \cdot I \cdot T = 2.3 \cdot 10^{-9} * 0.195 * 12 = 5.382 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$$

$$Q_{\text{an}} = 149.7 \text{ m}^3/\text{an} .$$

V.7.3.Vérification de la résistance d'infiltration :

1. dispositif d'étanchéité :

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

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

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

δn : épaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du **Tableau V.6**

Donc : $I_{adm}=1.6$; $\Delta H= 61.5$ m; $\delta n=163.5$ m; $I = 0.37 \leq I_{adm}$

D’ou la résistance à l’infiltration du noyau est **assurée**

Tableau V.6: Gradient hydraulique admissible .

Sol du corps du barrage	Classe de l’ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.6	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.0
Limon sableux	0.55	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

2. fondation du barrage :

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

$$f < \frac{I_{cr}}{K_s} \text{ avec :}$$

I_{cr} : gradient d’infiltration critique donné par le **Tableau V.7**

K_s : coefficient de sécurité déterminée d’après le **Tableau V.8**

Tableau V.7: Le gradient d'infiltration critique .

Sol de fondation	I_{cr}
Argile	1.2
Limon	0.65
Sable gros	0.45
Sable moyen	0.38
Sable fin	0.29

Tableau V.8 : Le coefficient de sécurité en fonction de la classe de l'ouvrage

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

$$K_s = 1.2 .$$

$$I_{cr} = 0.65 .$$

If : Gradient d'infiltration dans la fondation donné par :
$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c}$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation.

H : charge d'eau (61.5 m).

L : longueur à la base du barrage.



$$\text{On a donc : } I_f = \frac{61.5}{315 + 10.56} = 0.19 \quad \text{et puisque : } \frac{I_{cr}}{K_s} = \frac{0.65}{1.2} = 0.54 \geq I_f$$

La résistance d'infiltration de la fondation est **assurée**.

Conclusion:



Introduction:

L'étude de stabilité d'un barrage en terre est fondamentale car elle s'appuie sur celle de ses talus amont et aval ainsi que de sa fondation. L'étude de stabilité des talus a attiré l'attention de plusieurs chercheurs et ingénieurs. Pour aborder toute analyse ayant lien à la stabilité, il est convenu qu'il faut développer un certain nombre d'hypothèses selon la complexité et les données du problème.

Selon ces hypothèses, la solution du problème peut être déterminée analytiquement ou graphiquement ou par combinaison des deux. Suivant la méthode utilisée, il est convenu que pour arriver à un résultat, nous sommes obligés de donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement.

En général, cette surface est prise comme étant cylindrique, circulaire axe horizontal qui apparaît comme un cercle appelé cercle de glissement dans une coupe transversale de la digue. Cette hypothèse est bien conforme aux observations sur le glissement du talus.

Il est important de signaler que jusqu'à ce jour, ce domaine reste ouvert à toutes suggestions, améliorations et approfondissements pour la bonne connaissance des phénomènes mécaniques qui peuvent induire la masse sujette au glissement.

VI.1.CONSEQUENCES DE L'INSTABILITE DES TALUS:

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

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

Le calcul se fait pour trois cas de situation de fonctionnement :

- a) Fin de construction (talus aval et talus amont)
- b) Fonctionnement normal (Talus aval)
- c) Vidange rapide (talus amont)

VI.2. PRINCIPE DE CALCUL:

Nous avons utilisé la méthode des tranches (Méthode de FELLENIUS); Cette vérification a fait l'objet d'un calcul détaillé effectué manuellement, Ce dernier a été réalisé avec la contribution du tableur Excel (Annexe d).

❖ Quatre cas peuvent être vérifiés :

Pour réaliser cette étude nous avons tenu compte des données suivantes :

- ✓ La géométrie de la digue.
- ✓ Les caractéristiques des matériaux utilisés.
- ✓ Les différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage (niveau de retenue normale et vidange rapide).
- ✓ Le niveau piézométrique dans les différentes couches.
- ✓ L'accélération de la pesanteur en cas de séisme prévu pour une période de retour de 50 ans.

VI.3. METHODE GRAPHO-ANALYTIQUE DE FELLENIUS:

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste à déterminer le coefficient de stabilité « K », qui est le rapport des moments des efforts de stabilité sur les moments des efforts de basculement (forces motrices), par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « K_{adm} » déterminé d'après le tableau VI.1.

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

Combinaison des charges Classe de l'ouvrage et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,1 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales (Avec séisme)	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05

Notre barrage fait partie de la classe II, les coefficients admissible seront donc :

- sans séisme : $K_{ss.adm} = 1,20$
- avec séisme : $K_{as.adm} = 1,10$

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

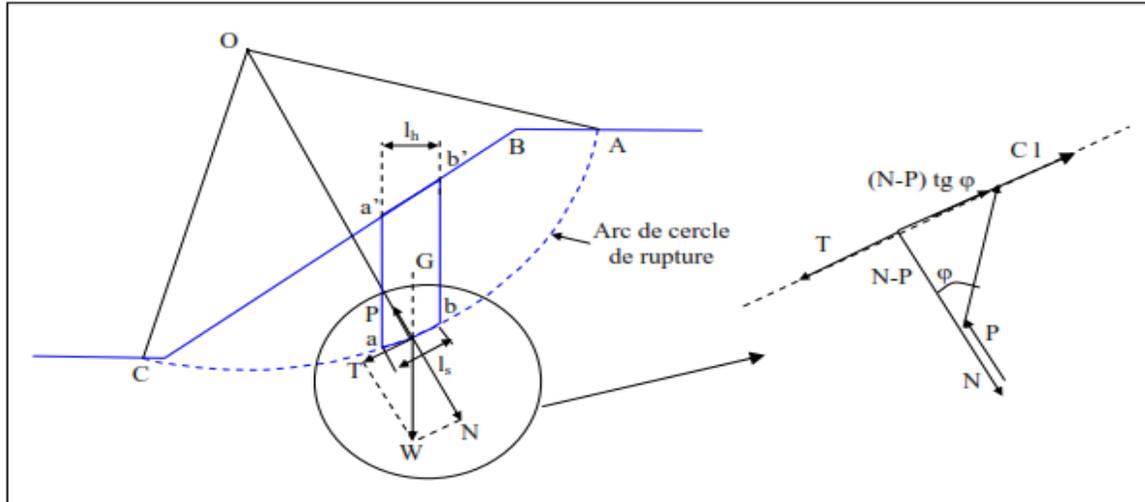


Figure VI.1 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenius

VI.4. DETERMINATION DE LA ZONE DES CERCLES CRITIQUE PAR LA METHODE FONDEEV:

- 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 ($H_b=67$ m).

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

Tableau VI.2 : Détermination des rayons max et min de la zone des cercles critiques

Pente des parements	1 : 1	1 : 2	1 : 3	1 : 4	1 : 5	1 : 6
$K_1=R_1/H_b$	0.75	0.75	1	1.5	2.2	3
$K_2=R_2/H_b$	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

On a :

Tableau VI.3 : Différents paramètres pour déterminer la zone de glissement Amont et Aval.

Talus	Pente du Talus	K_1	K_2	R_1	R_2
Amont	1 : 2.5	0.875	2.025	58.625	135.675
Aval	1 : 2	0.75	1.75	50.25	117.25

- L'intersection des deux lignes (verticale, incliné) avec les deux rayons R_1 et R_2 nous donne la zone des centres des cercles de glissement.

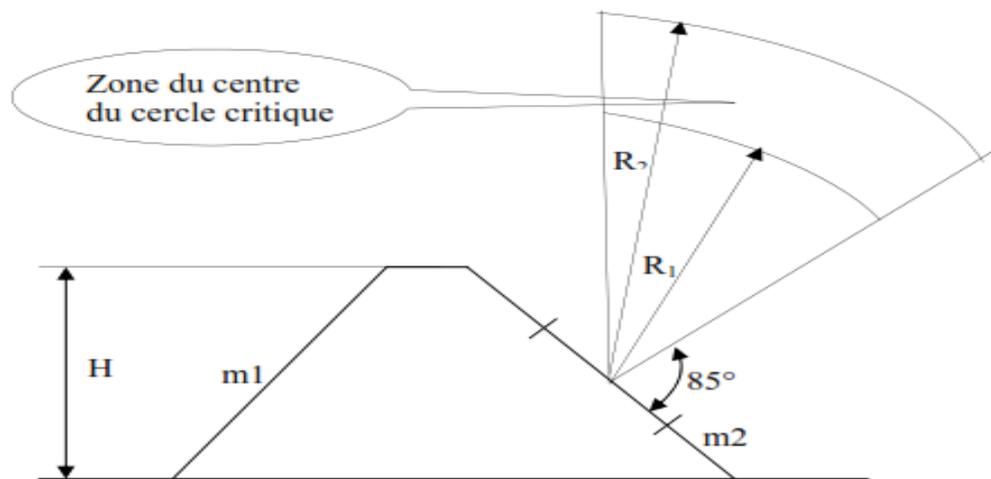


Figure VI.2 : Zone du centre du cercle critique selon principe de Fondeev

- A partir de cette zone on trace des cercles de glissement de rayons « R » qui doivent 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.
- On partage la zone limitée par le cercle de rayon R et la digue en tranches d'une épaisseur $b=0,1R$. On identifie toutes les tranches qui se trouve à gauches du centre de cercle par des chiffres positifs et celles qui se trouvent à droite du centre par des chiffres négatifs en commençant par la tranche zéro de la zone où se trouve le centre de cercle.

Les efforts agissants sur une tranche de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. Effort sismique.

VI.5.LES CARACTERISTIQUE GEOTECHNIQUE DES SOLS:

Elles sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau VI.4: Caractéristique géotechnique:

Paramètres	Unité	Corps du barrage	
		Argile	Alluvions
Φ	Degré (°)	20	15
C	T/m ²	20	25
γ _{sat}	T/m ³	2.05	2.1
γ _d	T/m ³	1.65	1.7

VI.6. CALCUL DES FORCES APPLIQUEES A CHAQUE TRANCHE :

1. 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 :

$$G = \sum \gamma h_i b \dots\dots\dots(VI.1)$$

Avec :

- h₁, h₂, h₃: Hauteurs des tranches;
- γ₁: Densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation;
- γ₂: Densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation;
- γ₃: Densité de l'assise;
- b : Largeur de la tranche.

Le poids volumique du sol d'humidité naturelle est déterminé selon l'expression suivante :

$$\gamma_{sp} = (1+n)W \dots\dots\dots(VI.2)$$

Avec :

- γ_{sp} : poids volumique spécifique du sol.
- W : teneur en eau en fraction de l'unité.
- n : porosité du sol en fraction de l'unité.

Le poids volumique du sol saturé est égal :

$$\gamma_{sat} = (\gamma_s - \gamma_w) h \dots\dots\dots(VI.3)$$

Avec :

- γ_w : poids volumique de l'eau.

Dans le cas d'une vidange rapide, nous utilisons le poids d'une tranche à poids volumique déjaugé qui est donné par la formule ci-après:

$$\gamma' = (1 - u) \gamma_{sat} \dots\dots\dots(VI.4)$$

Le poids « G_i » étant une force qui présente deux composantes :

$$N_n = G_i \cos \alpha = b \gamma_s \sum h_i \cos \alpha \dots\dots\dots(VI.5)$$

$$T_n = G_i \sin \alpha = b \gamma_s \sum h_i \sin \alpha \dots\dots\dots(VI.6)$$

Avec :

N_n : composante normale stabilisatrice.

T_n : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section}}{\text{nombre total des tranches}} \quad \text{et} \quad \cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

2. Force de pression interstitielle :

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

$$U_{int} = \gamma_w \sum h_i dl \dots\dots\dots(VI.7)$$

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

3. Forces de cohésion :

$$F_c = C dl \dots\dots\dots(VI.8)$$

$$dl = \frac{2\pi R b \theta}{360 \cos \alpha}$$

Avec :

θ : angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

C : cohésion du sol considéré.



4. Forces de frottement :

$$F_{frottement} = \sum_{i=1}^n G_i \tan \varphi \dots\dots\dots(VI.9)$$

Avec :

φ : angle de frottement interne qui dépend de la nature du sol et de la disposition de la surface de glissement par rapport à la ligne phréatique.

5. Force sismique :

$$T_i = a G_i \dots\dots\dots(VI.10)$$

Avec :

G_i : Poids de la tranche.

a : Coefficient de séisme.

VI.6.1. Classement des forces :

Nous pouvons classer toutes ces forces comme suit :

A. Les forces stabilisatrices

Les forces stabilisatrices sont les forces de frottement et les forces de cohésion ainsi que la composante normale du poids propre de la tranche et la force interstitielle. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum_{i=1}^n G_i \cos(\varphi) \dots\dots\dots(VI.11)$$

B. Les forces déstabilisatrices

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle (T_n), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum_{i=1}^n G_i \sin(\varphi) \dots\dots\dots(VI.12)$$



C. Coefficient de sécurité admissible

Une fois le coefficient de sécurité déterminé, il s'agit de conclure si l'ouvrage serait stable ou non. Pour cela, il est nécessaire de comparer le coefficient critique à un coefficient dit admissible. Ce coefficient de sécurité est fixé d'après l'expérience et, il varie selon le cas de sollicitation normale ou exceptionnelle.

Tableau VI.5 : Valeurs des coefficients de stabilité admissibles

Coefficient	Valeur
Coefficient de stabilité admissible sans séisme	1.20
Coefficient de stabilité admissible avec séisme	1.10

IV.6.2. Calcul du coefficient de securite pour les differents types de fonctionnement :

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

A. Retenue vide (fin de construction)

L'étape la plus critique se situe juste à la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

Le calcul se fait pour le talus amont et le talus aval.

Sans séisme :
$$K_{ssadm} = \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^p \sum_{l=1}^q \frac{N_{ijkl} C_{ijkl} g C_{dl}}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^p \sum_{l=1}^q G_{ijkl}} \frac{\cos(\alpha)}{\sin \alpha} \dots\dots\dots(VI.13)$$

Avec séisme
$$K_{asadm} = \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^p \sum_{l=1}^q \frac{N_{ijkl} C_{ijkl} g C_{dl}}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^p \sum_{l=1}^q G_{ijkl} (\sin(\alpha))^{**}} \frac{\cos(\alpha)}{\alpha} \dots\dots(VI.14)$$



B. Retenue pleine

Le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

$$\text{Sans séisme : } K_{ssadm} = \frac{\sum_{j=1}^n \sum_{i=1}^m \sum_{k=1}^p \sum_{l=1}^q C_{dijlk} G_{dijlk} g C_{dl}}{\sum_{i=1}^m \sum_{k=1}^p \sum_{l=1}^q G_{dijlk}} \frac{\sin \alpha}{\sin \alpha} \dots\dots\dots(\text{VI.15})$$

$$\text{Avec séisme : } K_{asadm} = \frac{\sum_{j=1}^n \sum_{i=1}^m \sum_{k=1}^p \sum_{l=1}^q C_{dijlk} G_{dijlk} g C_{dl}}{\sum_{i=1}^m \sum_{k=1}^p \sum_{l=1}^q G_{dijlk} (1 - \sin \alpha) \cos \alpha} \dots\dots\dots(\text{VI.16})$$

Avec :

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

d_{ni} : distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

C. vidange rapide

La vidange rapide est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

Pour ce type de fonctionnement nous effectuerons les calculs seulement pour le talus amont.

$$\text{Sans séisme : } K_{ssadm} = \frac{\sum_{j=1}^n \sum_{i=1}^m \sum_{k=1}^p \sum_{l=1}^q C_{dijlk} G_{dijlk} g C_{dl}}{\sum_{i=1}^m \sum_{k=1}^p \sum_{l=1}^q G_{dijlk}} \frac{\cos(\alpha)}{\sin \alpha} \dots\dots\dots(\text{VI.17})$$

$$\text{Avec séisme : } K_{asadm} = \frac{\sum_{j=1}^n \sum_{i=1}^m \sum_{k=1}^p \sum_{l=1}^q C_{dijlk} G_{dijlk} g C_{dl}}{\sum_{i=1}^m \sum_{k=1}^p \sum_{l=1}^q G_{dijlk} (1 - \sin \alpha) \cos \alpha} \dots\dots\dots(\text{VI.18})$$

Le tableau suivant montre les valeurs des coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement :

Tableau VI.6 : Valeurs des coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation			Coefficient de sécurité	
			Sans séisme	Avec séisme
Cas de fin de construction	Talus amont	R = 109 m	1.2148	1.1857
		R = 148.19 m	1.2097	1.1808
		R = 101.25 m	1.20067	1.1727
		R=151.46 m	1.2394	1.1893
	Talus Aval	R=93.01 m	1.2107	1.1804
		R=131 m	1.2183	1.1547
		R=88.87 m	1.2013	1.1697
		R=129.76 m	1.2357	1.1441
Cas d'exploitation normal	Talus Aval	R=93.01 m	1.2508	1.1029
		R=131 m	1.2368	1.1382
		R=88.87 m	1.2204	1.1100
		R=129.76 m	1.2297	1.1462
Cas de Vidange rapide	Talus amont	R = 109 m	1.2415	1.1780
		R = 148.19 m	1.2026	1.1581
		R = 101.25 m	1.2182	1.1525
		R=151.46 m	1.2243	1.1396

On remarque que la stabilité est assurée dans tous les cas de sollicitation, puisque les valeurs des coefficients de sécurité sont supérieures ou égale aux valeurs admissibles que ce soit dans le cas de calcul sans séisme ($K_{ss} = 1.20$) ou le cas avec séisme ($K_{as} = 1.1$).



ENSH 2016

CALCUL DE STABILITE DES TALUS

ETUDE D'APD DE LA DIGUE
DU BARRAGE DE BOUKHROUFA

Conclusion:



INTRODUCTION :

La bonne connaissance du site d'un barrage et sa conception judicieuse ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage. Le soin apporté à l'exécution du barrage et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance capitale pour la réussite de l'aménagement. Il est donc nécessaire de s'assurer que le chantier est confié à un exécutant compétant et expérimenté et que celui-ci dispose effectivement de tous les moyens nécessaires pour réaliser l'ouvrage dans de bonnes conditions.

VII.1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

VII.1.1. Maître de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

VII.1.2. Maître d'œuvre :

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

VII.1.3.Entrepreneur :

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier se résume par la Fig. (VIII.01).

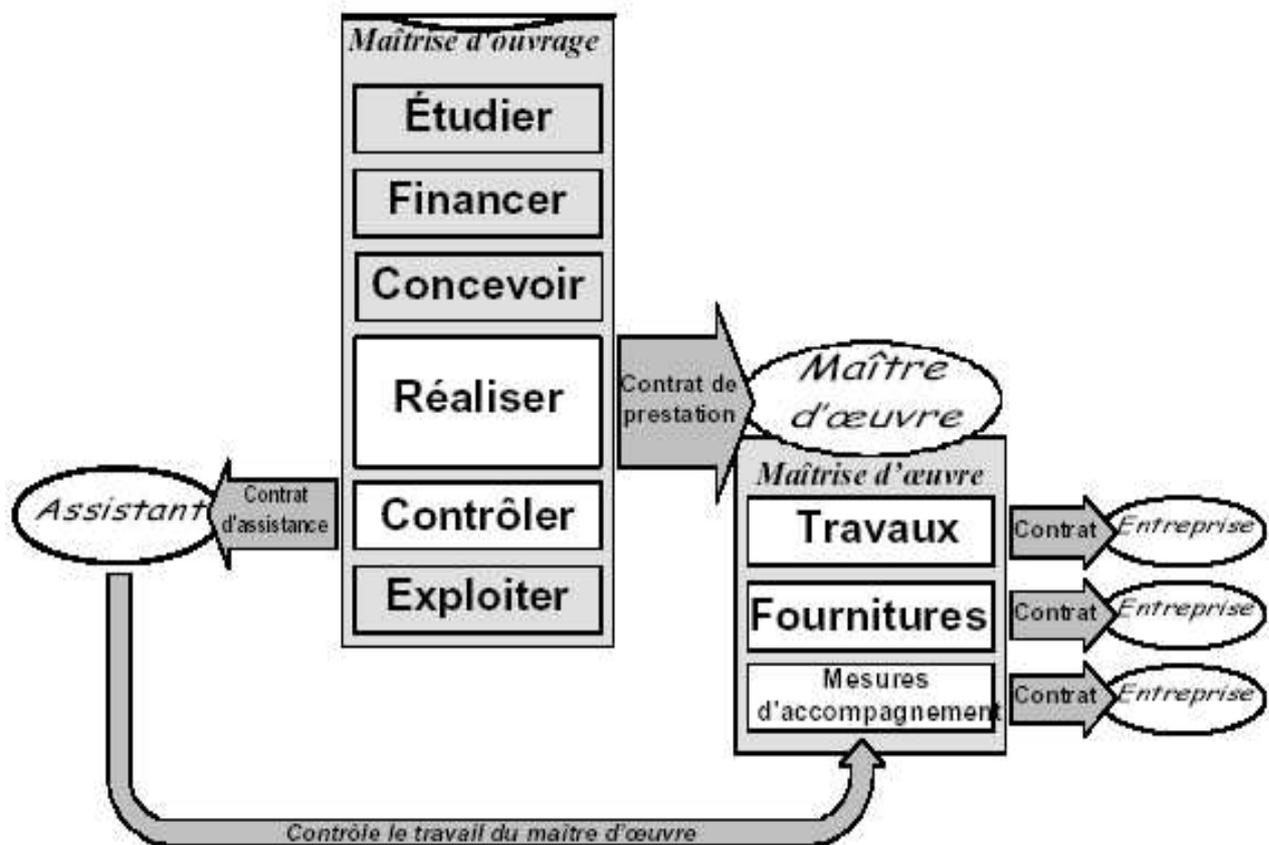


Fig. VII.1 Diagramme des relations entre les personnes intervenantes sur le chantier.

VII.2.INSTALLATIONS DU CHANTIER :

VII.2.1.Installations destinées au personnel :

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.



VII.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux :

) Agrégats :

Les agrégats destinés à la fabrication du béton (sable, graviers) doivent être contrôlés à leur réception ; il convient de vérifier la granulométrie en prélevant des échantillons.

Les différents sables et les graviers seront stockés en tas mélange. Vu que leurs densités sont différentes un mélange risque de fausser la pesée. La méthode de stockage sera en étoile, la teneur en eau des agrégats doit être contrôlée avant utilisation vue que le degré hydrométrique de l'air en variable ainsi que les éventuelles précipitations.

) Le Ciment et les aciers :

Le ciment sera livré en vrac et stocké dans des silos. A sa réception il est nécessaire de procéder à un contrôle de température et à certaines analyses de laboratoire (résistance, le temps de prise, et les aciers). On doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

) L'eau de gâchage :

L'eau destiné au gâchage du béton doit satisfaire aux normes international en :

Matières organiques :	0.1 (g/l)
Matières en suspension :	0.2 (g/l)
Sels dissout :	1.5 (g/l)
Sulfates :	1.0 (g/l)
Acide humique :	0.05 (g/l)
Acide sulfhydrique :	0.05 (g/l)
Chlorures :	0.1 (g/l)

Ces éléments indésirables risquent de provoquer de fausses prises ou encore altérer le ciment ou attaquer les aciers.



) **Le Béton :**

Le béton est matériau artificiel dont on fait la plus grande consommation de nos jours en travaux publics et de bétonnage en général.

Le béton employé devra avoir une résistance à la compression à 28 jours de 180 bars, il se compose de sable, graviers de différentes granulométries, d'un liant hydraulique (ciment ou autres) et d'eau.

) **L'énergie électrique :**

L'alimentation en énergie électrique sera faite par un groupe électrogène, ne justifier pas l'alimentation à partir d'un réseau de moyenne tension (SONELGAZ).

) **L'alimentation en eau potable**

L'alimentation en eau potable sera assurée par un réservoir de stockage dont le volume sera réalimenté quotidiennement.

) **L'alimentation en carburant**

L'alimentation sera assurée par des camions citernes, le stockage sera fait dans des réservoirs enterrés avec un accessoire de pompage.

VII.2.3. Installations destinées à la réparation des engins :

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.2.4. Installations pour la préfabrication :

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ... etc.

VII.3. Réalisation du barrage en terre :

La bonne connaissance du site de barrage et la conception judicieuse d'un ouvrage bien adapté à son site ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage. Le soin apporté à l'exécution du barrage et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance primordiale pour la réussite des opérations de construction. Il est donc nécessaire



d'assurer que le chantier est confié à tout le moyen nécessaire pour réaliser l'ouvrage dans les bonnes conditions.

VII.3.1.Les moyens de chantier :

VII.3.1.1.Les moyens humains :

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

VII.3.1.2.Les moyens matériels :

On peut distinguer le matériel général de terrassement, le matériel lié au type de barrage et le matériel spécifique.

Pour l'ensemble de matériel on doit mentionner les marques, les types, les puissances, les rendements et le nombre des engins affecter au chantier ainsi que leur mode d'intervention suivant le phasage des travaux.

VII.4.Succession des opérations du chantier :

VII.4.1.travaux préparatoire :

Installation du chantier, implantation du barrage et mise en place éventuelle des déviations de circulation, reconnaissance complémentaire des ballastières.

- Construction de la dérivation provisoire du court d'eau.
- Décapage des fondations de creusement éventuel de la clé d'encrage du barrage.
- Préparation des zones d'emprunt.
- Déboisement et défrichage de la cuvette, démolition éventuelle d'infrastructure noyée.

VII.4.2.exécution de l'ouvrage :

- Remblaiement de le clé d'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel.
- Mise en place de la conduite de prise de vidange.
- Approvisionnement des matériaux filtrant.
- Exécution du remblai.
- Génie civil des ouvrages de prise et de restitution
- Génie civil de l'évacuateur.
- Mise en place de revêtement de talus
- Mise en place des équipements hydraulique



- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de la crête et de route d'accès.

VII.5. Technologie des principaux travaux :

Exécution des voies d'accès :

On prévoit une route par laquelle on pourra accéder à tous les ouvrages pendant la période de construction, les engins utilisés sont :

- Bulldozer : pour l'exécution des déblais et des remblais.
- Ripper : pour les terrains semi-durs.
- Pelle rétro : pour l'extraction des alluvions.
- Camions bennes : pour le transport des terres.
- Travaux de finitions (réglage et compactage), on utilise une niveleuse et un compacteur à pneus.
- Camion citerne pour l'humectage.

Travaux de terrassement :

- Tous les travaux de terrassement sont exécutés avec le même matériel utilisé pour les voies d'accès.
- Un bulldozer, une pelle rétro, camion bennes, niveleuse et compacteur à pneus.

Dérivation provisoire :

) Excavation de la fouille de la dérivation :

Excavation à ciel ouvert :

- L'excavation se fait à l'aide d'un bulldozer, la succession d'excavation des travaux de la fouille.
- Creusage et déplacement de terre à l'aide d'un bulldozer
- Chargement de terre (pelle chargeuse) dans des camions bennes, pour le bon déroulement de ces opérations on doit :
- Exécuter une rampe pour faciliter la circulation.



- Deviser la fouille en plusieurs bandes pour le passage des engins.
- Aménager des cavaliers provisoires.

) Exécution de la galerie d'injection et les injections :

a) Exécution de la galerie d'injection :

On creuse la galerie à l'aide d'une tendeuse à disque mobile, on doit s'équiper aussi de wagon qui se chargera du transport des terres lors de la galerie par l'intermédiaire de tapis roulant.

b) Travaux d'injection :

Les injections seront effectuées avec le coulis de ciment additionné de la bentonite

c) Technologie d'exécution :

- Implantation des forages sur le terrain.
- Fabrication des coulis.
- Pompe à forage, malaxeurs.

d) Matériel :

- Tunnelier, wagon, locotracteur, sondeuse rotative.
- Sondeuse à percussion et pompe à injection
- Pompe à forage, malaxeuse

) Exécution de la digue :

Travaux de préparation de l'assis de la digue :

a) Décapage de la couche végétale :

- Pour le creusage et déplacement des terres on utilisant des bulldozers.
- Pour le changement on utilise un chargeur
- Pour le transport on utilise des camions de bennes

b) Exécution de la fouille d'ancrage du noyau :

- Les terrains meubles seront exécutés à l'aide d'un chargeur
- Les terrains rocheux à l'aide d'explosif

Exploitation des carrières :

- Le décapage de la couche superficielle et son transport dans un dépôt provisoire se fera à l'aide d'un bulldozer muni d'un ripper



- L'ménagement des fosses de ceinture tout autour de la carrière
- Aménagement des rampes pour permettre l'accès
- Creusage et déplacement du sol utile

) **Exécution du remblai et la digue :**

L'exécution du remblai en terre compactée comprend les deux postes les plus importants d'un barrage en terre qui sont :

Le prélèvement des matériaux et le compactage du remblai, pour obtenir un meilleur compactage on utilise une piste d'essai dont l'épaisseur ne doit pas dépasser 15 cm, le nombre de passe permettant d'atteindre la densité désirée est comprise entre 6 à 12 à fin d'obtenir un remblai de compacité suffisamment homogène.

) **Technologie d'exécution du noyau :**

a) **Déchargement :**

Le déchargement se fait à l'aide des camions bennes directement sur la carte, en respectant la distance entre les tas.

b) **Réglage :**

Le réglage est assuré par une niveleuse

c) **Humectage :**

Il se fait à l'aide des camions citernes jusqu'à l'humidité optimale.

d) **Compactage :**

On fait le compactage pour atteindre la densité du projet déterminé par des essais.

Le compactage sera assuré par un compacteur à pied de mouton.

) **Exécution des filtres :**

La technologie d'exécution des filtres est identique celle du noyau sauf le compactage se fait à l'aide d'un compacteur à pneus vibrants.

**) Exécution du batardeau :**

La technologie d'exécution du batardeau sera la même que celle de la digue et avec les mêmes moyens.

) Exécution de l'évacuateur de crue :**Coffrage :**

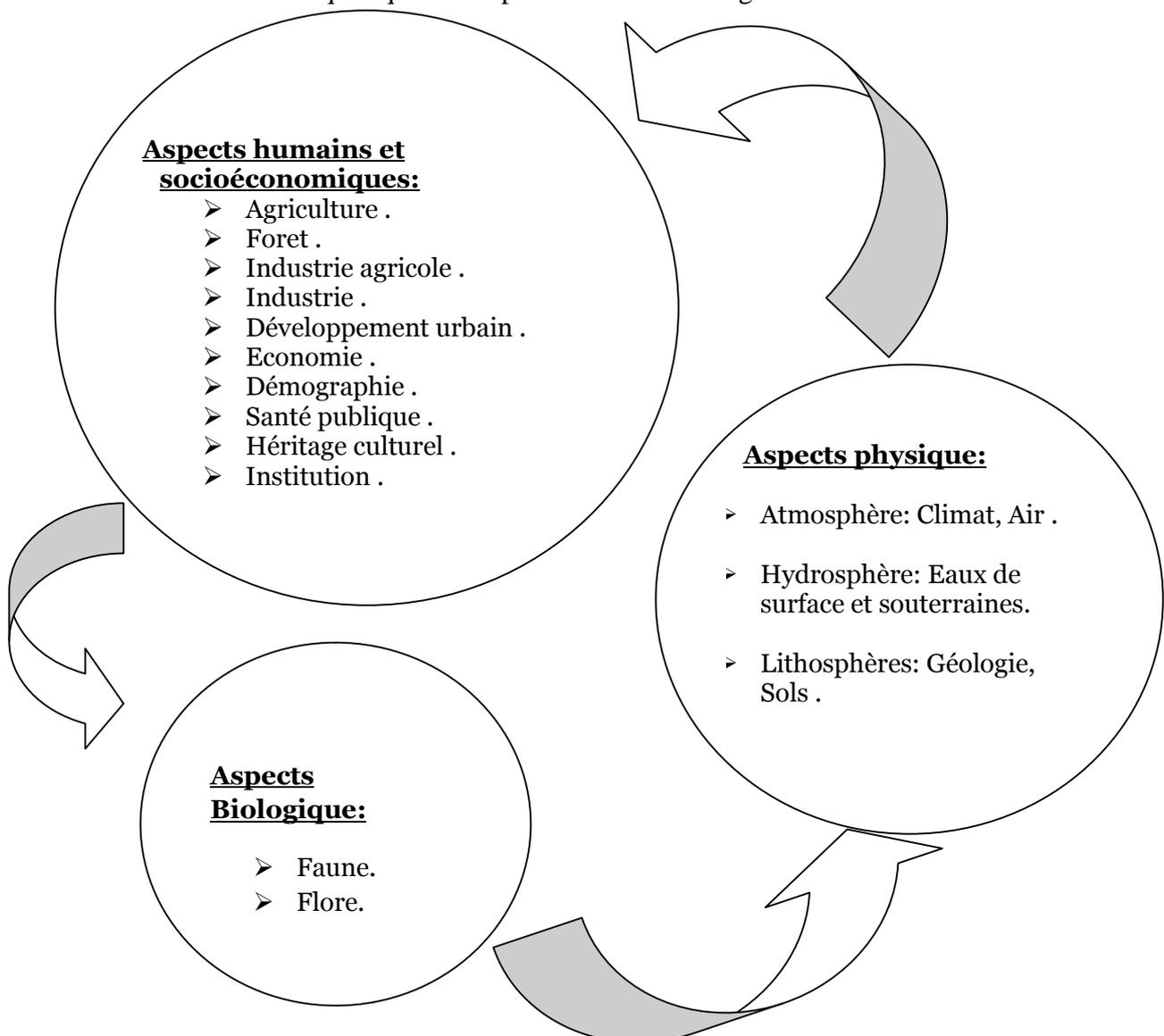
Il est nécessaire que les coffrages aient une raideur suffisante pour résister à la pression du béton, lors de sa mise en place et surtout aux cours de la vibration. Les coffrages doivent être suffisamment bien ajustés entre eux afin de prévenir les pertes de mortiers, les fixations de coffrages intérieurs au béton doivent être conçues de façon à ce que le démontage des coffrages puisse être effectué sans destruction de béton.

INTRODUCTION:

L'utilisation des barrages a toujours été reconnu principalement dans les domaines de la production des énergies, l'alimentation en eau potable et l'irrigation par ailleurs la réalisation des barrages peut avoir des effets importants sur l'environnement et toucher des régions habitées et peut être l'un des inconvénients qui peut empêcher la réalisation de ces ouvrages, mais malgré ses aléas la force hydraulique reste une source renouvelable importante qui peut être favorable à l'environnement en étant convenablement planifiée et gérée. Pour anticiper et éviter tous désagréments tant écologiques que socioéconomiques, une étude d'impact environnementale est obligatoirement introduite pour accompagner la planification, la conception, la réalisation et l'exploitation de tout nouveau projet.

VIII.2. COMPOSANTES PRINCIPALES DE L'ENVIRONNEMENT:

L'analyse des impacts environnementaux englobe des aspects physiques, biologiques, humains et socioéconomiques qui sont représentés dans le diagramme suivants :



VIII.3.SOURCE D'IMPACT :

L'identification des sources d'impacts sur l'environnement, consiste à définir toutes les activités du projet susceptibles d'avoir un impact sur le milieu récepteur, Les sources d'impact prévisibles de l'implantation du barrage de **Boukhrouffa** peuvent être regroupées comme suit:

Sources d'impacts pendant la phase réalisation du projet.

Sources d'impacts pendant la phase d'exploitation et d'entretien des ouvrages.

❖ **Réalisation du projet:**

Le projet de construction du barrage comprend plusieurs activités et composantes ayant un impacts sur l'environnement.

- L'installation du chantier .
- Le déboisement .
- L'exploitation des bancs d'emprunt .
- La réalisation de la coupure étanche .
- La construction des ouvrages à sec .
- L'aménagement des accès .
- La gestion des déblais .
- L'approvisionnement en biens et services .
- La main d'œuvre .

❖ **Exploitation et entretien des ouvrages :**

Une fois les ouvrages réalisés, les activités d'exploitation et d'entretien suivantes pourront être des sources d'impacts sur l'environnement :

- La présence des ouvrages et des infrastructures .
- La gestion hydraulique du réservoir .
- La gestion hydraulique du bief aval .

VIII.4. ELEMENTS SENSIBLE DU MILIEU :

Les éléments du milieu qui risquent d'être affectés par les différents activités ou composantes du projet sont les suivantes:

1. **Milieu naturel :**

L'eau : hydrologie, l'hydrogéologie et l'hydrodynamique, sédimentation et qualité de l'eau.

Les sols : profil des pentes ,qualité des sols , érosion .

L'air : ambiance sonore et qualité de l'air.

la végétation (terrestre, riveraine et aquatique).

La faune (terrestre, semi-aquatique et aquatique).



2. Milieu humain :

L'utilisation des sols actuels :

-) Les zones cultivées dans lit de l'oued et ses rives en amont du barrage.
-) Les zones d'emprunt (tout venant, argile, enrochement) qui sont situées dans le lit ou les rives de l'oued.
-) Les usages de l'eau de l'oued Boukhrouffa : approvisionnement en eau potable, irrigation, etc.

3. La population :

-) Le déplacement des populations.
-) La qualité de vie des habitants.
-) La santé de la population en relation avec les maladies hydriques.
-) L'économie régionale.
-) Les activités de transport routier.

VIII.5. IMPACTS POTENTIELS ET MESURES D'ATTENUATION :

Chaque élément sensible affecté par le projet, au moment de la construction ou de l'exploitation des ouvrages, sera traité quant aux impacts qu'il subira et aux mesures qui sont proposées afin d'atténuer ou éliminer ces impacts.

❖ Phase de construction des ouvrages:

Les différentes activités liées aux travaux affecteront directement ou indirectement tous les éléments sensibles de l'environnement :

➤ EAU:

Les eaux de surface et les eaux souterraines seront vraisemblablement affectées par les activités qui auront lieu lors de la phase de l'exécution des travaux.

Les installations de chantier et notamment la cité pour le logement du personnel, les ateliers, les stations de concassage, les centrale a béton et les bureaux, auront des impacts qui sont surtout reliés aux rejets liquides et solides.

La cité et les bureaux, généreront des eaux usées et des déchets solides, qui si ils sont directement rejetés dans la nature, pollueront les eaux de surface donc la nappe alluvionnaire.

Les stations de concassage et de criblage, utiliseront de l'eau pour le lavage des agrégats. ces eaux seront chargées de matières en suspension qui seront rejetées directement dans l'oued.

Les ateliers généreront des huiles usées (huiles moteur, huiles hydraulique, graisse) et des eaux contaminées, provenant des opération de drainage et migrer vers le lit de l'oued et vers les eaux souterraines.

La construction des ouvrages nécessitera :

) Le déboisement des zones requises pour la construction des ouvrages ou qui seront utilisées comme zones d'emprunts, peut entraîner l'accumulation de débris végétaux qui viendront obstruer le réseau de drainage naturel et provoquer en période de pluies l'érosion des berges et des glissements.

) La réalisation des parois étanches, coupera les écoulement souterrains dans le lit de l'oued; les conséquences prévisible sont: la montée du niveau des eaux souterraines en amont de la coupure du batardeau amont et la baisse du niveau phréatique en aval de la coupure du batardeau aval. La baisse du niveau aval devrait être temporaire et limitée à la première saison estivale de réalisation des parois étanches, ceci aura pour conséquence un déficit d'alimentation de la nappe, qui se traduira par une baisse de niveau de ses eaux , soit par les nitrates, soit par l'eau de mer. par contre la montée de la nappe derrière le batardeau amont devrait être permanente, cette remontée de nappe favorisera l'évaporation et créera donc un déficit dans le bilan hydrique.

Mesures d'atténuation:

La pollution des eaux de surface et des eaux souterraines doit être absolument évitée, car nous sommes en présence d'une nappe très vulnérable.

Les mesures d'atténuation à mettre en œuvre sont les suivantes:

-) Mettre en place un système de collecte et de traitement des eaux usées pour la cité, les bureaux et les ateliers.
-) Mettre en place un système de collecte de déchets solides et assurer sont éliminations dans le dépotoir .
-) Faire l'entretien de véhicule dans des garage réservé spécialement a cette tache.
-) Sécuriser les installations de stockage et de distribution de carburant, a fin d'éviter les fuites et les déversements accidentels.
-) Préparer un plan d'intervention d'urgence.

➤ SOL:

Les sols seront affectés par les différentes activités de construction, ainsi le déboisement l'installation du chantier, l'exploitation des bancs d'emprunt, la construction des ouvrages, et la gestion des déblais risquent d'apporter des modifications au profil des sols et favoriser leur érosion.

Certaines activités menées dans des secteurs sensibles (en bordure de cours d'eau) Pourraient entraîner l'érosion des sols, comme le déboisement, l'installation du chantier et l'exploitation des bancs d'emprunt, particulièrement les zone d'emprunt de matériaux argileux situés sur la rive gauche a l'amont de l'axe du barrage.

Par ailleurs, la circulation des engins et des véhicules lourds pourraient causer des perturbations physiques (tassement) .

Des glissement de terrain très récents sont visible dans tout le bassin versant, et sur les deux rive du barrage, ces érosions et ces zones d'instabilité sont dues principalement à la nature du sols (grés et argilite), aux forte pentes des versants.

Mesures d'atténuation:

Outre les mesures prévues pour contrer les impacts sur l'eau et s'appliquant également pour atténuer les effets sur la qualité du sol, qui seront essentiellement orientées vers la conservation des sols, sont les suivantes:

-) Procéder dans les zones d'excavations à la séparation de la terre végétale des autres matériaux et mettre en dépôt la terre végétale en vue de sa réutilisation pour la remise en état des lieux.
-) Choisir pour les décharges des zones propices éloignées des cours d'eau et réutiliser les matériaux des décharges pour combler les zones d'emprunts
-) Adopter des pentes stables pour toutes excavations temporaires et définitives.
-) Mise en place de dispositifs antiérosifs dans le bassin versant avant la mise en eau du barrage.
-) Restreindre le nombre de voies de circulation ainsi que leur largeur.
-) Recouvrir les surfaces dénudées, sensibles à l'érosion.
-) Favoriser la reprise végétale à la fin des travaux
-) Exploiter les zones d'emprunt de manière planifiée et organisée et prévoir un plan de fermeture.

➤ AIR:

L'ambiance sonore et la qualité e l'air seront affectées durant la période de construction, et ce dans le secteur immédiat du chantier, les travaux de construction général (déboisement, installation du chantier, la construction des ouvrages, l'aménagement des accès), le déplacement des véhicules de chantier ainsi que la gestion des déblais entraineront le soulèvement de poussières et une hausse de niveau de bruit. L'exploitation des nouveaux bancs d'emprunt sera également source de pollution de l'air (bruit, poussière, vibration dans le cas d'utilisation d'explosifs dans la carrière). La zone affectée sera restreinte à la périphérie immédiate de ces bancs situés en flanc de collines en rive droite pour la carrière.

Mesures d'atténuations:

-) Utiliser uniquement des engins et de l'équipement en parfait état de fonctionnement et éviter de laisser tourner inutilement des moteurs afin de réduire la perturbation du milieu causée par le bruit, les gaz d'échappement, la fumée, la poussière et toutes autres nuisances



- J S'assurer que les niveaux de bruit acceptables ne sont pas dépassés.
- J Toujours garder en bon état de fonctionnement les équipements servant à réduire ou à prévenir l'émission de contaminants (système antipollution des engins de chantier et des véhicules).
- J Faire fonctionner les moteurs conformément aux instructions du constructeur et les règles convenablement.
- J Réparer dans les plus brefs délais les engins de chantier et les véhicules qui produisent des émissions excessives de gaz d'échappement.
- J Lorsque l'émission de poussière provenant des accès, des aires de stationnement ou de circulation ou des tas d'agrégats ou de déblais porte atteinte à la qualité de l'environnement, prendre les mesures nécessaires pour supprimer cette nuisance (arrosage, recouvrement d'une bâches, etc.)
- J Durant les travaux de construction d'un ouvrage ou d'une voie de circulation, épandre un abat- poussière chaque fois qu'il y'a émission de poussière susceptibles de porter atteinte à la santé, à la sécurité ou au bien être, ou n'endommageant le sol, la végétation, la faune ou les biens.
- J Au besoin effectuer un nettoyage, mécanique ou hydraulique des voies publiques.
- J Lors du transport, enfermer hermétiquement le ciment et les autres matériaux fins afin d'éviter les émissions de poussières.
- J Ne pas brûler des déchets au ciel ouvert.

➤ **Végétation et faune:**

La majeure partie du secteur affecté par les travaux se trouve en zone (arbres dispersés dans la plaine et sur les versants et maquis)

La végétation' arbustives ou arborescente, est peu présente dans la zone des travaux et dans les bancs d'emprunt.

En ce qui a trait à la faune, aucune espèce rare ou menacée n'a été répertoriée dans la zone d'étude. Toutefois la venue d'un groupe important de travailleurs, tel que prévu pour la réalisation de ce projet, risque d'exercer une pression sur la ressource faunique d'intérêt pour la chasse.

Mesures d'atténuation:

- J Limiter les aires de déboisement au minimum requis.
- J Indiquer clairement les limites du déboisement sur le terrain afin d'éviter de circuler et de perturber les habitats naturels à l'extérieur des aires de déboisement essentiel.
- J Récupérer les bois marchands et les disposer dans un endroit accessible afin que les intervenants concernés puissent en disposer.
- J Interdire le prélèvement de bois de chauffes pour les travailleurs du chantier à l'extérieur des limites du déboisement.
- J Incinérer le bois inutilisable ou non recyclable ainsi que les débris végétaux (souches, branches, etc.)



) Afin de ne pas abimer les arbres conservé, ne pas circuler ou stationner ni décharger ou entreposer des matériaux sous couronne de ces arbres.

) Après les travaux de construction, restaurer les terrains perturbés de façon à ce qu'ils retrouvent le plus rapidement possible les conditions d'origine.

) Interdire le rejet de déchets dans la nature afin de ne pas attirer les animaux et d'éviter les risques d'accidents ou de blessures.

➤ **Population:**

L'impact le plus important subi par la population est le déplacement obligé des habitants comptant une dizaine de familles . Ces familles devront être relogées ailleurs dans d'aussi bonnes conditions, sinon meilleures, avant l'installation du chantier. Il est reconnu que souvent le déplacement de population crée une brisure sociale et une baisse des standards de vie pour les gens affectés.

Outre le déplacement de la population, les impacts négatifs subis par la population locale seront principalement de l'ordre des nuisances.

En effet durant la période des travaux de construction, la qualité de vie des populations de la zones sera affectée par la circulation des engins de chantier et des véhicules de transport des matériaux, le bruit, les vibrations et les poussières, car le chemin de la commune n'est pas dimensionné pour le gabarit des engins et des grands moyens de transport.

La venue de travailleurs (incluant les cadres) de l'extérieur de la région peut causer, si elle n'est pas planifiée adéquatement, des remous dans la communauté qui les accueille: frictions, manque de services de base, etc. La présence de ces travailleurs dans ces communautés pendant quelques années, risque de créer une pression non négligeable sur les services et les infrastructure disponible: hébergement, ravitaillement en produits d'alimentation et de consommation courante, approvisionnement en eau potable, électricité, assainissement des eaux usées, collecte des ordures, soins de santé, lieux de culte, centres communautaires, etc.

Sur le chantier même, une cantine et une infirmerie sont à prévoir. La venue de travailleurs de l'extérieur de la région et le recrutement de personnel local, suscitera une activité économique non négligeable, quoique temporaire, se reflétant particulièrement dans les secteurs de la construction et du commerce.

La sécurité des travailleurs sur le chantier devra aussi être prise en considération. A cet effet, les standards de sécurité et de santé au travail devront être respectés, en particulier en ce qui concerne l'exposition au bruit et aux matières dangereuse (explosifs, par exemple). Par ailleurs, durant les travaux, le chantier pourrait être une cause d'accidents, en raison par exemple d'accidents de la route ou d'excavations mal balisées pour le projet, mais cette fois pour l'équipe d'exploitation, alors que les autres bâtiments seront remis à la communauté.

Mesures d'atténuation:

) Recruter, lorsque possible, les travailleurs dans les communes touchées par le projet.

) Bien planifier, avec les autorités locales concernées, la venue des travailleurs provenant de l'extérieur et devant s'installer temporairement dans la région du projet et ce, afin de s'assurer de la capacité d'accueil de celle-ci.

) S'assurer du respect des standards de santé et sécurité au travail (par exemple, en ce qui a trait à la durée de l'exposition à des niveaux de bruit élevés et à l'utilisation de moyen de protection individuelle, aux travaux en hauteur et en souterrain.

) Prendre toutes les mesures requises afin de prendre les lieux de travail sécuritaires pour la population et ainsi éviter les accidents (en interdire l'accès, installer des clôtures, couvrir les excavations, embaucher des gardiens).

➤ **Paysage:**

Les travaux de construction entraineront des modifications dans les champs visuels et les composantes du paysage habituellement de type agricole et forestier. La destruction temporaire du milieu, normale dans tous types de travaux de même envergure, sera perceptible durant toute la période des travaux. Ce type de travaux suscite la curiosité des habitants et des passants, un certain attroupement est prévisible aux endroits offrant de bons points de vue sur le site des travaux.

L'exploitation de la carrière modifiera également le paysage de façon tangible, en créant une cicatrice apparente sur une longue période de temps.

La construction du barrage puis la mise en eau du réservoir viendront modifier le paysage de façon permanente.

Mesures d'atténuation :

A la suite des travaux, les lieux perturbés par les travaux devront être remis en état ceci devra être fait de manière à favoriser son intégration optimale dans le paysage (terrassment, plantation), à cet effet, l'entrepreneur devra proposer dès le début des travaux la gestion des déblais qu'il envisage d'adopter et le plan de fermeture des zones d'emprunt et de la carrière.

❖ **Phase d'exploitation des ouvrages :**

➤ **Eau :**

) L'utilisation des engrais chimique et des pesticides pour l'agriculture dans les zones situées dans les rives du réservoir et en amont, devra être contrôlée .

) Les rejets directement dans le réseau de drainage naturel, des eaux d'égouts des villages situés dans le bassin versant doivent être bannies.

) Les décharges non contrôlées pour les déchets domestique et autre dans le bassin versant devront être interdites.

) La surveillance du niveau et de la qualité de l'eau souterraine en aval du barrage est nécessaire et des lacées à petit débit, doivent être programmées pour assurer la recharge de l'aquifère.

) Des travaux de lutte contre l'érosion devront être entrepris dans le bassin versant pour limiter les apports solides et leur sédimentation dans le barrage.



➤ Végétation et faune :

) Stabiliser les pentes du réservoir à l'aide d'espèces végétales indigènes adaptées à ce type de milieu.

) En accord avec les autorités locales et régionales, favoriser le développement du potentiel faunique du réservoir par l'aménagement d'habitats pour des espèces indigènes de poissons comestibles et de faune semi-aquatique.

➤ Population :

) Prévoir la mise en place de mécanisme de prévention des maladies liées à l'eau (par exemple, la vaccination des catégorie a risque et la sensibilisation des populations de la région)

) Prévoir une gestion du réservoir et des lâchées d'eau qui réduise au minimum les facteurs favorables à la prolifération des vecteurs de maladies liées a l'eau.

) Etablir un plan de surveillance du barrage (auscultation régulière) et mettre en place tous les équipements et les mesures requises pour le suivi du comportement du barrage.

CONCLUSION:

Les impacts sur l'environnement sont nombreux: destruction de la faune et de la flore, dévastation d'exploitation industriels, en conséquence leur sécurité doit être très élevée, ce qui implique de faire preuve de rigueur des l'élaboration du projet et lors de sa construction. En cours d'exploitation, un accent particulier doit être mis en place en appliquant les mêmes critères de sécurité de l'ensemble des ouvrages en exploitation.



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 sur 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.

IX .1.Instructions structurelles sur la sécurité :

IX .1.1.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.

IX .1.2.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 les détails 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.

IX.2.Contrôle et entretien du matériel :

Les engins ne peuvent être utilisés sur le site qu'avec le bon de mise en service qui sera émis à la suite du contrôle mécanique les engins utilisés doivent passer le contrôle journalier et son résultat sera enregistré dans le rapport journalier.

Les engins doivent être au contrôle période et son résultats sera enregistré dans le carnet d'entretien.

Les échafaudages, plate forme, passerelle, boisage, cintre, coffrage, soutènement, et toute autre installation les gardes corps, rampes, filets, ceintures de sécurité et toute autre dispositif de sécurité, les chaînes câbles aux cordages, les échelles ainsi que matériel et engins de toute nature mis par les chefs d'établissement à la disposition des travailleurs à effectué et aux risques auxquels les travailleurs sont exposés.



IX.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.

IX.4.Principes fonctions du service de sécurité :

a) Etudes :

- Participation au Comité d'hygiène et de sécurité.
- Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
- Suggestions du Personnel.
- Statistique : élaboration et commentaire.
- Rapport avec l'administration.

b) Exécution :

- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c) Contrôle :

- Enquêtes à la suite des accidents.
- Inspections des installations.
- Visites périodiques effectuées par les organismes.
- Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

IX.5.Causes des accidents de travail :

Les différents facteurs réagissant les causes d'accidents de travail se subdivisent en deux catégories : l'une se traduit par les facteurs humains, l'autre par les facteurs matériels.

IX.5.1.facteurs humains :

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humaine qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue excessive
- Manque de concentration.
- L'agitation
- La nervosité.
- Inaptitude mentale ou physique.



IX.5.2.facteurs matériels :

Les causes d'accidents d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

- Des outils et engins utilisés (implantation, entretien).
- Du lieu de travail (éclairage, conditions climatiques).
- Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

IX.5.3.Causes des maladies professionnelles :

Les poussières :

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus graves et plus fréquentes des maladies professionnelles.

Ces maladies se traduisent par une expectoration sanglante avec risque de tuberculose.

Le bruit :

Les surdités professionnelles surviennent par traumatismes sonores dus à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieurs à une seconde et aigus, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne.

Nous pouvons citer comme exemple le vibreur qui donne une surdité de perception.

IX.5.4.Conditions dangereuses dans le chantier :

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

IX.5.5.Méthode et moyens de prévention :

- Assurer une protection individuelle.
- Assurer un entretien continu.
- Prudence demandée.
- Eviter toute cadence supérieure à la normale.
- Assurer aux installations des protections.
- Assurer un stockage rationnel



IX.5.6.Actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

IX.6.Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation :

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

- Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation.
- Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum.
- Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum, cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30 m^3 d'air frais par personne et par heure. Elle permet le renouvellement de l'air pollué dégagé par les travailleurs, les infrastructures industrielles et les machines.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit :

On a :

$$Q = A_m \cdot N$$

Q : Débit d'air frais en (m^3/h).

A_m : L'alimentation Minimum ($A_m = 30 \text{ m}^3 / \text{h} / \text{personne}$)

N: Nombre de personne dans le lieu à aérer.

IX.6.1.Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :

1. La méthode dynamique :

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau (VIII.01).



Tableau IX.01 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations suivant les normes internationales :

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
2	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2 – 5) m/s	(3 – 6) m/s
4	Colonnes montantes	(1.5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
5	Pièces spécialisées (coudes ...)	(0.5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s

2. Méthode d'équifriction :

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s) à la canalisation dérivée.

IX.6.2. Calcul du diamètre des canalisations :

On a la formule donnant la section des canalisations en fonction du débit et de la vitesse :

$$S = Q / V \text{ (m}^2\text{)}.$$

Q: Débit d'air (m³/s).

V : Vitesse de circulation d'air dans la conduite.

On a encore :

$$Q = \frac{f \cdot V \cdot D^2}{4} \text{ (m}^3\text{/s)} \quad \text{D'où :} \quad D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{f \cdot V}} \text{ (m)}.$$

Conclusion :

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de palier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'économie à attendre d'une construction pareille.

Une source ininterrompue de déboire, de retards et de pertes dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel ; de simples petites meurtrissures aux mortelles.