الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⵜⴰⵙⴷⴰⵡⵜ ⵜⴰⵖⵣⴰⵡⵜ ⵏ ⵜⵣⵔⵉⴼⵜ

# MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option: OUVRAGES ET AMENAGEMENT HYDRAULIQUE**

**THEME :**

## ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE DU BARRAGE BOUKMOURI (W. MEDEA)

**Présenté par :**
**LAZAR Sofia**

**Devant les membres du jury**

| Nom et Prénoms | Grade | Qualité |
|---|---|---|
| A. HADJ SADOK | Professeur | Président |
| I. ZAIBAK | M.A.A | Examinateur |
| M. BOUZIANE | M.A.A | Examinateur |
| B. BENLAOUKLI | Professeur | Promoteur |

**Session- 2020/ 2021**

# Remerciements

En premier lieu, je tiens à remercier Dieu tout puissant qui m'a donné la force de continuer et d'achever ce travail.

Je remercie fortement mon promoteur **M^r^ B.BENLAOUKLI** de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Mes vifs remerciements à **M^r^ ZAIBAK** et **M^r^ BOUKHELIFA** pour leurs aides, leurs conseils et leurs disponibilités durant toute la période de mon projet. Et tous les enseignants de l'ENSH et particulièrement **M^r^ MEDDI**, **M^r^ BENSALAH, Mr AMMARI**, **M^r^ ZEROUAL**, **M^me^ ADDOU**.

Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'évaluer mon travail.

# Dédicaces

*Je dédie ce travail à mes chers parents **Hocine** et **Fatiha**, pour leurs sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse tous le long de ma vie et mes études.*

*A l'esprit de mon père qui est toujours vivant dans mon cœur. Mon chère père **Hocine (Que Dieu te protège dans son vaste paradis)**, tes leçons, tes mots seront toujours gravées dans ma mémoire, j'espère papa que j'ai réalisé une fourchette de tes rêves.*

*A ma chère grand-mère **Turkia** et mes frères **Mustapha** et **Salah**, ma famille, mes tentes et oncles pour leurs soutien Et leurs encouragements.*

*A mes meilleures amies Rihab, Chahrazed, Rahil, Katia, Cilia, Imen, Rania, Aycha, Amel.et encore.*

*A mes meilleurs amis Abdelhadi, Souhaib, Imad, Anis, Mourad, Mehdi.*

*A un ami très cher pour ces leçons de morale Mourad.*

*A toute la famille de l'ENSH*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

**ملخص**

في مواجهة الظروف المناخية والحاجة المتغيرة للمياه، شهدت ولاية المدية زيادة في الاحتياجات المائية التي سيتعين عليها إيجاد حل لضمان توفر المورد، وهو الهدف من هذه الدراسة. هذه الدراسة هي جزء من الحفاظ على المياه السطحية بولاية المدية، ومن خلال هذا العمل أجرينا دراسة أنواع السد مائي على واد بوكموري الواقع بإقليم ولاية المدية.

لاختيار النوع الأنسب والذي يضمن الجانب التقني والاقتصادي، مررنا بعدة مجموعات، وهي الطبوغرافيا والجيولوجيا المائية والجيوتقنية والهيدرولوجيا. مرة أخرى تمكنا من التحقق من استقرار الهيكل وضمان سلامة **المواطنين.**

**الكلمات الرئيسية :**أنواع السد المائي-مررنا بعدة مراحل

**Résumé**

Face aux conditions climatiques et le besoin en eau altérant, la wilaya de Médéa connue une augmentation des besoins en eaux qui va falloir trouver une solution pour assurer la disponibilité de la ressource, ce qui est le but de cette étude. La présente étude s'inscrit dans le cadre de la conservation des eaux superficielles dans la wilaya de Médéa, à travers ce travail, nous avons mené une étude des variantes de la digue de barrage sur Oued Boukmouri dans la wilaya concernée.

Pour choisir la variante la plus adéquate et qui assure le coté technique-économique, on a passé par plusieurs lot, à savoir la topographie, la géologie, l'hydrogéologie, la géotechnique, l'hydrologie. Encore on a pu vérifier la stabilité de l'ouvrage et assurer la sécurité des citoyens.

**Mot clés :** Variantes, Digue, Boukmouri, Besoins, Matériaux.

**Abstract**

Faced with climatic conditions and the need for water, the wilaya of Medea known an increase in water needs that will have to find a solution to ensure the availability of the resource, which is the purpose of this study. This study is part of the conservation of surface water in the wilaya of Medea, through this work, we conducted a study of variants of the dam on Oued Boukmouri in the wilaya concerned.

In order to choose the most suitable variant and ensure the technical-economic side, we went through several lots, namely topography, geology, hydrogeology, geotechnics, hydrology. Also, the stability of the structure was checked and the safety of the citizens was ensured.

**Key words**: Variants, Dam, Boukmouri, Needs, Materials.

**TABLE DES MATIERES**


INTRODUCTION GÉNÉRALE ..... 1

CHAPITRE I SYNTHÈSE DE L'ÉTUDE DE FAISABILITÉ ..... 2
- I.1 L'OBJECTIF DU BARRAGE : ..... 2
- I.2 LOCALISATION DE L'OUVRAGE : ..... 2
- I.3 COMPOSITION DE LA VARIANTE RETENUE DANS L'ÉTUDE DE FAISABILITÉ : ..... 3
- I.4 SYNTHÈSE DES ÉTUDES PRÉLIMINAIRE : ..... 4
  - I.4.1 Généralité : ..... 4
  - I.4.2 Etude topographique : ..... 4
  - I.4.3 Etude géologique et géotechniques : ..... 5
- I.5 ETUDE HYDROLOGIQUE ET ETUDE DE RÉGULARISATION : ..... 6
  - I.5.1 Etude hydrologique : ..... 6
  - I.5.2 Etude de régularisation : ..... 10
  - Conclusion ..... 11

CHAPITRE II ETUDE GÉOLOGIQUE ET GÉOTECHNIQUE ..... 12
- INTRODUCTION ..... 12
- II.1 ETUDE GÉOLOGIQUE : ..... 12
  - II.1.1 Cartographie générale de la région : ..... 12
  - II.1.2 Géologie de la cuvette : ..... 13
  - II.1.3 Hydrogéologie : ..... 14
- II.2 ETUDE GÉOTECHNIQUE : ..... 14
  - II.2.1 Conditions de la fondation des ouvrages : ..... 14
  - II.2.2 Matériaux de construction de la digue : ..... 14
  - II.2.3 Les essais géotechniques : ..... 15
- II.3 ETUDE DE SISMICITÉ : ..... 20
- CONCLUSION ..... 21

CHAPITRE III ETUDE HYDROLOGIQUE ..... 22
- INTRODUCTION ..... 22
- III.1 RÉSULTATS TIRÉ DE L'ÉTUDE DE FAISABILITÉ : ..... 22
  - III.1.1 Les paramètres morphologiques tirés à partir de l'étude de faisabilité : ..... 22
  - III.1.2 Caractéristiques géométriques du bassin versant : ..... 22
- III.2 CARACTÉRISTIQUES MORPHOLOGIQUES : ..... 23
  - III.2.1 Paramètres de forme : ..... 23
  - III.2.2 Paramètre de relief du bassin versant : ..... 24
  - III.2.3 Le relief : ..... 24
  - III.2.4 Caractéristiques hydrographiques du bassin-versant : ..... 31
- III.3 CARACTÉRISTIQUES CLIMATIQUES DU BASSIN VERSANT : ..... 37
  - III.3.1 Température : ..... 37
  - III.3.2 Evaporation : ..... 38
  - III.3.3 Les vents : ..... 39

III.4 ETUDE DE LA PLUVIOMÉTRIE : ..... 40
III.4.1 Pluie moyenne annuelle : ..... 40
III.4.2 Pluie journalière maximale : ..... 44
III.4.3 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités : ..... 51
III.5 ETUDE DES APPORTS : ..... 53
III.5.1 Apport moyen interannuels : ..... 53
III.5.2 Coefficient de variation : ..... 57
III.5.3 Les apports fréquentielles : ..... 58
III.6 ETUDE DES APPORTS SOLIDES : ..... 59
III.6.1 Les formules empiriques : ..... 59
III.6.2 Détermination du transport solide par modèle de (Meddi, 2015) : ..... 61
III.7 ETUDE DES CRUES : ..... 61
III.7.1 Débit de crue : ..... 61
III.7.2 Hydro-gramme de crue : ..... 65
III.8 ESTIMATION DU VOLUME MORT : ..... 69
III.9 RÉGULARISATION DE L'ÉCOULEMENT : ..... 69
III.9.1 Courbes caractéristiques de la retenue : ..... 70
III.9.2 Répartition mensuelle des apports : ..... 71
III.9.3 Répartition mensuelle des besoins : ..... 71
III.9.4 Calcul de volume utile : ..... 72
III.10 LAMINAGE DES CRUES : ..... 75
III.10.1 Méthode de Muskingum (Fread, D.L 1993) : ..... 75
III.11 ETUDE D'OPTIMISATION : ..... 85
III.11.1 Revanche : ..... 85
III.11.2 Tassement : ..... 87
III.11.3 Calcul de volume et de coût de la digue : ..... 88
III.11.4 Calcul du coût de l'évacuateur de crue : ..... 89
Conclusion : ..... 94

CHAPITRE IV ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE ..... 95
INTRODUCTION : ..... 95
IV.1 GÉNÉRALITÉS SUR LE TYPE DE BARRAGE : ..... 95
IV.2 CRITÈRES DE CHOIX D'UN TYPE DE BARRAGE : ..... 96
IV.3 CHOIX DE LA VARIANTE POUR LE BARRAGE DE BOUKMOURI : ..... 98
*IV.4* ETUDE COMPARATIVE DES VARIANTES : ..... 98
IV.5 ETUDE DES VARIANTES : ..... 99
IV.5.1 Variante 1 : Barrage en enrochement à noyau centrale : ..... 99
IV.5.2 Variante 2 : Barrage homogène : ..... 104
IV.5.3 Variante 3 : Barrage zoné ..... 108
IV.6 COÛT DE DIFFÉRENTES VARIANTES : ..... 112
CONCLUSION : ..... 113

CHAPITRE V ETUDE DE LA VARIANTE DÉTAILLÉE ..... 114
INTRODUCTION ..... 114
V.1 LES DIMENSIONS DE LA VARIANTE CHOISIE : ..... 114
V.2 PROTECTION DE TALUS : ..... 114
V.3 DIMENSIONNEMENT DE PROTECTION DU NOYAU : ..... 114
V.4 DRAINAGE À L'AVAL : ..... 118
V.5 LES BERMES : ..... 119

V.6 DIMENSIONNEMENT DE CLÉ D'ÉTANCHÉITÉ ET ÉCRAN PAR-FOUILLE : 119
V.6.1 Clé d'étanchéité : 119
V.6.2 Ecran para-fouille : 119
V.7 ETUDE DES INFILTRATIONS : 120
V.7.1 Tracé de la ligne de saturation : 120
V.7.2 Détermination du point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval : 121
V.7.3 Calcul du débit d'infiltration : 123
V.7.4 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage : 124
V.8 ETUDE DE STABILITÉ : 125
V.8.1 Les forces agissant sur une tranche : 128
V.8.2 Classement des forces : 130
V.8.3 Détermination de coefficient $F_{ss}$ et $F_{as}$ pour les différents cas de sollicitations : 130
CONCLUSION 133

CHAPITRE VI ORGANISATION DE CHANTIER (O.D.C) 133
INTRODUCTION : 133
VI.1 ORGANISATION ET TECHNIQUES DE PRÉPARATION : 133
VI.2 TRAVAUX D'INSTALLATION DE CHANTIER : 133
VI.2.1 Installation destinées au personnelle : 134
VI.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux : 134
VI.2.3 Installations destinées à la réparation des engins : 134
VI.2.4 Installation destinée pour la préfabrication : 134
VI.2.5 Les moyens de chantier : 134
VI.3 TRAVAUX DE RÉALISATIONS : 135
VI.3.1 Travaux de terrassements : 135
VI.3.2 Travaux d'excavations : 135
VI.3.3 Travaux secondaires : 135
VI.4 MOYENS DE CHANTIER : 136
VI.4.1 Moyens humains : 136
VI.4.2 Les engins de terrassement : 136
VI.5 PLANIFICATION : 137
VI.5.1 Techniques de planification : 137
VI.6 PROGRAMME DES TRAVAUX : 139
CONCLUSION 142

CHAPITRE VII PROTECTION ET SÉCURITÉ AU TRAVAIL 143
INTRODUCTION 143
VII.1 ACCIDENT AU TRAVAIL : 143
VII.2 MISE EN PLACE DES RÈGLES DE SÉCURITÉ : 144
VII.2.1 Les obligations de l'employeur : 144
VII.2.2 La responsabilité de salarié : 144
VII.3 EQUIPEMENT DE PROTECTION INDIVIDUELLE : 144
VII.3.1 Vêtements et accessoires : les équipements de protection individuelle (EPI) : 144
VII.4 EQUIPEMENT DE PROTECTION COLLECTIVE : 145
VII.4.1 Matériels et objets : les équipements de protection collective (EPC) : 145
VII.5 AUTRES OBLIGATIONS LIÉES À LA SÉCURITÉ DES CHANTIERS : 145

Conclusion ..... 145

CHAPITRE VIII ETUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT ..... 146
INTRODUCTION : ..... 146
VIII.1 QUALITÉ D'OUED BOUKMOURI : ..... 147
VIII.2 L'ÉVALUATION DES IMPACTS PRÉVISIBLES ET EFFETS CUMULATIFS : ..... 148
VIII.2.1 Air : ..... 148
VIII.2.2 Eau : ..... 149
VIII.2.3 Déchets : ..... 149
VIII.2.4 Bruit : ..... 149
VIII.3 MESURES ENVISAGÉES : ..... 149
VIII.3.1 Air : ..... 149
VIII.3.2 Eau : ..... 149
VIII.3.3 Déchets : ..... 149
VIII.3.4 Bruits : ..... 149
VIII.4 PLAN DE GESTION DE L'ENVIRONNEMENT : ..... 150
CONCLUSION : ..... 150

CONCLUSION GÉNÉRALE ..... 146

# Liste des Tableaux


TABLEAU I.1 : CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT ..... 6
TABLEAU I.2 : REPARTITIONS MENSUELLES DE LA PLUIE MOYENNE ANNUELLE ..... 8
TABLEAU I.3 : REPARTITION MENSUELLE DE L'APPORT MOYEN ANNUELLE ..... 8
TABLEAU I.4 : LA SERIE REELLE RECONSTITUE DES APPORTS MENSUELS QUI AURONT SURVENU PENDANT LA PERIODE 1973/74 - 2002/03 ET 2010/11 – 2013/14 ..... 8
TABLEAU I.5 : REPARTITION DE L'EVAPORATION MENSUELLE A PARTIR DE LA RETENUE DE BOUKMOURI ..... 9
TABLEAU I.6 : CARACTERISTIQUES DES HYDRO-GRAMMES DES CRUES DE BARRAGE BOUKMOURI .... 10
TABLEAU II.1 : ANALYSE GRANULOMETRIQUE DES ZONES D'EMPRUNT DE L'ARGILE ..... 15
TABLEAU II.2 : ESSAIS D'IDENTIFICATION ..... 16
TABLEAU II.3 : ESSAIS DE CARACTERISATION DE DEFORMABILITE ET PERMEABILITE ..... 16
TABLEAU II.4 : ANALYSES GRANULOMETRIQUES (PUITS DE LA ZONE D'EMPRUNT ER1) ..... 17
TABLEAU II.5 : ESSAIS DE CARACTERISATION PHYSIQUE DES BLOCS DE LA ZONE D'EMPRUNT ..... 17
TABLEAU II.6 : ESSAIS DE CARACTERISATION MECANIQUES DES BLOCS DE LA ZONE D'EMPRUNT ER2 ..... 17
TABLEAU II.7 : ANALYSES GRANULOMETRIQUES (PUIS DE LA ZONE D'EMPRUNT ES1) ..... 18
TABLEAU II.8 : ESSAIS DE CARACTERISATION PHYSIQUE DES MATERIAUX SABLEUX ..... 18
TABLEAU II.9 : ESSAIS DE CARACTERISATION PHYSIQUE ET MECANIQUES DES BLOCS DE LA CARRIERE DE BOUGHEZOUL ..... 19
TABLEAU II.10 : ESSAIS DE CARACTERISATION PHYSIQUE ET MECANIQUES DES GRANULATS ..... 19
TABLEAU II.11 : *ESSAIS DE CARACTERISATION PHYSIQUE ET MECANIQUES DE GRAVE CONCASSEE* ..... 19
TABLEAU II.12 : LES CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES ..... 19
TABLEAU II.13 : COEFFICIENTS D'ACCELERATION (RPA99/VERSION 2003) ..... 21
TABLEAU III.1 : LES PARAMETRES HYDROLOGIQUES TIRES A PARTIR DE L'ETUDE DE FAISABILITE .... 22
TABLEAU III.2 : SURFACE PARTIELLE ENTRE LES DIFFERENTES COURBES DE NIVEAU ..... 27
TABLEAU III.3 : SURFACE MOYENNE DU BASSIN VERSANT ..... 28
TABLEAU III.4 : RÉCAPULATIF DES RÉSULTATS PRÉCEDANTS ..... 28
TABLEAU III.5 : CALCUL DE LA PENTE MOYENNE DU BASSIN VERSANT ..... 29
TABLEAU III.6 : CALCUL DE L'INDICE DE PENTE ROCHE IP ..... 31
TABLEAU III.7 : CALCUL DE LA PENTE DU TALWEG PRINCIPAL ..... 34
TABLEAU III.8 : TABLEAU RECAPITULATIFS DES TEMPS DE CONCENTRATION ..... 36
TABLEAU III.9 : RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT ..... 37
TABLEAU III.10 : TEMPERATURES MENSUELLES MOYENNES SUR LA PERIODE 1994-2013(STATION MEDEA) ..... 38
TABLEAU III.11 : EVAPORATIONS MENSUELLES SUR LA PERIODE 1994-2013 (STATION DE MEDEA) .. 38
TABLEAU III.12 : MOYENNES MENSUELLES DE LA VITESSE DES VENTS SUR LA PERIODE 1994-2014 (STATION DE MEDEA) ..... 39
TABLEAU III.13 : CALCUL DE LA PLUIE MOYENNE PAR ISOHYETES ..... 41
TABLEAU III.14 : CALCUL DE LA PLUIE MOYENNE PAR THIESSEN ..... 42
TABLEAU III.15 : REPARTITION MENSUELLE INTERANNUELLE MOYENNE DE LA PLUVIOMETRIE ..... 44
TABLEAU III.16 : LA SERIE DES PLUIES JOURNALIERES MAXIMALES RELEVEES A LA STATION DE DERRAG DE CODE (01.13.02) ..... 45
TABLEAU III.17 : CARACTERISTIQUES DE LA SERIE $P_{J\,MAX}$ ..... 46
TABLEAU III.18 : RESULTAT D'AJUSTEMENT PAR LA LOI DE GALTON ..... 47
TABLEAU III.19 : RESULTAT D'AJUSTEMENT PAR LA LOI DE GUMBEL ..... 49
TABLEAU III.20 : PRECIPITATIONS ET LES INTENSITES POUR LES DIFFERENTES FREQUENCES ..... 51
TABLEAU III.21 : RECAPITULATIF DES RESULTATS ..... 54
TABLEAU III.22 : REPARTITION MENSUELLE D'APPORT MOYEN INTERANNUELLE ..... 56
TABLEAU III.23 : LES DIFFERENTES VALEURS DE $C_V$ ..... 58
TABLEAU III.24 : APPORTS FREQUENTIELLES ..... 58
TABLEAU III.25 : REPARTITION MENSUELLE DE L'APPORT DE FREQUENCE 80%. ..... 59
TABLEAU III.26 : VALEUR DE Z EN FONCTION DU DEGRE D'EROSION ..... 60

TABLEAU III.27 : RECAPITULATIF DES RESULTATS ..... 61
TABLEAU III.28 : RESULTATS DE CALCULS DES DEBITS DE CRUES PAR LES DIFFERENTES METHODES. 63
TABLEAU III.29 : COEFFICIENT DE FORME DE L'HYDRO-GRAMME DE CRUE ..... 66
TABLEAU III.30 : HYDRO-GRAMME DE CRUE POUR DIFFERENTES PERIODES DE RETOUR. ..... 66
TABLEAU III.31 : CRUE DE PROJET RECOMMANDEE ..... 68
TABLEAU III.32 : CARACTERISTIQUE TOPOGRAPHIQUE DE BARRAGE BOUKMOURI ..... 70
TABLEAU III.33 : DISTRIBUTION MENSUELLE DU VOLUME DE L'EAU POUR APPROVISIONNEMENT URBAIN DE LA RETENUE DU BARRAGE DE BOUKMOURI. ..... 72
TABLEAU III.34 : DISTRIBUTION MENSUELLE DU VOLUME DE L'EAU POUR IRRIGATION DE LA RETENUE DU BARRAGE DE BOUKMOURI. ..... 72
TABLEAU III.35 : DETERMINATION DE LA PERIODE D'ETIAGE. ..... 73
TABLEAU III.36 : CALCUL DE LA COMPOSANTE INTERANNUELLE PAR LA METHODE DE KRISTLEY - MENKEL. ..... 74
TABLEAU III.37 : DETERMINATION DE LA COURBE CARACTERISTIQUE DE BARRAGE ..... 80
TABLEAU III.38 : CALCUL DE L'HYDROGRAMME LAMINE ..... 80
TABLEAU III.39 : RESULTATS DE CALCUL DE LA REVANCHE ..... 87
TABLEAU III.40 : RESULTATS DE CALCUL DE LA LARGEUR EN CRETE ..... 88
TABLEAU III.41 : CALCUL DU COUT DE LA DIGUE ..... 89
TABLEAU III.42 : RESULTATS DE CALCUL DE COUT DE DEVERSOIR. ..... 90
TABLEAU III.43 : RESULTATS DE CALCUL DE COUT DE COURSIER. ..... 91
TABLEAU III.44 : RESULTATS DE CALCUL DE COUT DE CANAL D'APPROCHE. ..... 92
TABLEAU III.45 : COUT D'EVACUATEUR ..... 92
TABLEAU III.46 : COUT TOTALE DE L'AMENAGEMENT. ..... 93
TABLEAU III.47 : RESULTATS DE L'ETUDE D'OPTIMISATION. ..... 93
TABLEAU III.48 : TABLEAU RECAPITULATIF DE L'ETUDE DE LA REGULARISATION ET DU LAMINAGE. 94
TABLEAU IV.1 : ETUDE COMPARATIVE DES VARIANTES ..... 98
TABLEAU IV.2 : VALEURS INDICATIVES DES PENTES DES TALUS ..... 100
TABLEAU IV.3 : CLASSE DE BARRAGE EN TERRE EN FONCTION DU TYPE DE LA FONDATION. ..... 100
TABLEAU IV.4 : GRADIENT ADMISSIBLE EN FONCTION DE LA CLASSE DE L'OUVRAGE ET DE TYPE DE FONDATION. ..... 101
TABLEAU IV.5 : CRITERES DE L'US ARMY CORPS OF ENGINEERS POUR ETUDE PRELIMINAIRE (CIGB, 1993) ..... 102
TABLEAU IV.6 : VALEURS DU COEFFICIENT C EN FONCTION DES PENTES DE TALUS ET POIDS VOLUMIQUE DES MATERIAUX DE REVETEMENT. ..... 103
TABLEAU IV.7 : RESUMER DES RESULTATS TROUVES PAR LES FORMULES. ..... 104
TABLEAU IV.8 : LA REPARTITION DES COUCHES DU FILTRE AVEC L'ORDRE DE GRANDEUR ET PERMEABILITE. ..... 108
TABLEAU IV.9 : DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES DES BERMES. ..... 109
TABLEAU IV.10 : CARACTERISTIQUES DE PRISME DE DRAINAGE. ..... 111
TABLEAU IV.11 : CARACTERISTIQUES DE LA CLE D'ETANCHEITE. ..... 111
TABLEAU IV.12 : RECAPITULATIF DE CALCULS DES VOLUMES ET DES COUT S DES DERNIERES VARIANTES ETUDIEES. ..... 112
TABLEAU V.1 : DETERMINATION DE FUSEAU GRANULOMETRIQUE DU FILTRE. ..... 116
TABLEAU V.2 : DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES DES BERMES ..... 119
TABLEAU V.3 : CARACTERISTIQUES DE LA CLE D'ETANCHEITE. ..... 119
TABLEAU V.4 ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU V.5 : COORDONNEES DE LA PARABOLE DE KOZENY. ..... 121
TABLEAU V.6 : DEBIT DE FUITE A TRAVERS LA DIGUE. ..... 123
TABLEAU V.7 : DEBIT D'INFILTRATION A TRAVERS LA FONDATION. ..... 124
TABLEAU V.8 : GRADIENT D'INFILTRATION ADMISSIBLE EN FONCTION DE LA NATURE DU SOL. ..... 124
TABLEAU V.9 : COEFFICIENT DE SECURITE EN FONCTION DE LA CLASSE DE L'OUVRAGE. ..... 125
TABLEAU V.10 : LIMITE DEFINIE PAR FANDEEV. ..... 126
TABLEAU V.11 : VALEUR DE $R_{MAX}$ ET $R_{MIN.}$ ..... 128
TABLEAU V.12 : VALEURS DES COEFFICIENTS DE STABILITE ADMISSIBLES. ..... 130

TABLEAU V.13 : DETERMINATION DE COEFFICIENT FSS ET FAS POUR LES DIFFERENTS CAS DE SOLLICITATIONS. ..... 132
TABLEAU VI.1 : LISTE, SYMBOLE ET DUREE DES OPERATIONS. ..... 139
TABLEAU VIII.1 : RESULTATS DES ANALYSES DES DEUX CAMPAGNES DE MESURES. ..... 148

# Liste de Figures


FIGURE I.1 : SITUATION REGIONALE DU SITE ET ROUTES PRINCIPALES ..... 3
FIGURE I.2 : ENCADREMENT GEOMORPHOLOGIQUE DU SITE INDIQUANT DES ZONES DE RELIEFS MONTAGNEUX (MO) ET DE PENEPLAINE (IMAGE EXTRAITE DE GOOGLE EARTH) ..... 5
FIGURE I.3 : CARTE DE ZONAGE SISMIQUE DE L'ALGERIE (RPA 99 VERSION 2003) ..... 6
FIGURE I.4 : DELIMITATION DES BASSINS VERSANTS DES DEUX AXES AMONT ET AVAL DE BOUKMOURI SUR LES DEUX CARTES D'ETAT-MAJOR KSAR EL BOUKHARI NI-31-XXI-2 OUEST THENIAT EL HAD NI-31-XXI-1 EST AU 1/50 000). ..... 7
FIGURE I.5 : REPARTITIONS MENSUELLES DE LA PLUIE MOYENNE ANNUELLE ..... 8
FIGURE I.6 : HYDRO-GRAMMES DES CRUES DE BARRAGE BOUKMOURI ..... 10
FIGURE I.7 : COURBES SURFACE-VOLUME- HAUTEUR ..... 11
FIGURE II.1 : CARTE GEOLOGIQUE DE LA REGION. EXTRAIT DE LA CARTE GEOLOGIQUE DE L'ALGERIE – ÉCH. 1/50000EME, FEUILLE NO 135 DE DERRAG (ANCIEN LETOURNEUX, 1965), AVEC LES PRINCIPAUX LINEAMENTS SOUPÇONNES ..... 12
FIGURE II.2 : LEGENDE DE LA CARTE GEOLOGIQUE DE L'ALGERIE – ÉCH. 1/50000EME, FEUILLE NO 135 DE DERRAG (ANCIEN LETOURNEUX, 1965) ..... 13
FIGURE II.3 : CARTE DE ZONAGE SISMIQUE DE L'ALGERIE (RPA 99 VERSION 2003) ..... 20
FIGURE III.1 : COURBES DE NIVEAU DE BASSIN-VERSANT (SOURCE ANBT) ..... 26
FIGURE III.2 : COURBES ET REPARTITIONS HYPSOMETRIQUES ..... 27
FIGURE III.3 : RESEAU HYDROGRAPHIQUE DE BASSIN VERSANT SUR OUED BOUKMOURI ..... 32
FIGURE III.4 : TEMPERATURES MENSUELLES MOYENNES INTERANNUELLE SUR LA PERIODE 1994-2013(STATION MEDEA) ..... 38
FIGURE III.5 : EVAPORATIONS MENSUELLES INTERANNUELLE SUR LA PERIODE 1994-2013 (STATION DE MEDEA) ..... 39
FIGURE III.6 : MOYENNES MENSUELLES INTERANNUELLE DE LA VITESSE DES VENTS SUR LA PERIODE 1994-2014 (STATION DE MEDEA) ..... 39
FIGURE III.7 : CARTE DES ISOHYETES D'OUED BOUKMOURI. ECHELLE : 1/500 000 ..... 41
FIGURE III.8 : APPLICATION DE LA METHODE DE THIESSEN SUR OUED BOUKMOURI ET OUED DEURDEUR. ECHELLE : 1/500 000 ..... 43
FIGURE III.9 : REPARTITION MENSUELLE INTERANNUELLE MOYENNE DE LA PLUVIOMETRIE ..... 44
FIGURE III.10 : AJUSTEMENT A LA LOI DE GALTON (MAXIMUM DE VRAISEMBLANCE) ..... 48
FIGURE III.11 : AJUSTEMENT A LA LOI DE GUMBEL (MAXIMUM DE VRAISEMBLANCE) ..... 49
FIGURE III.12 : COMPARAISON ENTRE LA LOI DE GUMBEL ET LA LOI DE GALTON ..... 50
FIGURE III.13 : COURBES PLUIE-DUREE-FREQUENCE (PDF) ..... 52
FIGURE III.14 : COURBES INTENSITE – DUREE – FREQUENCE (IDF) ..... 52
FIGURE III.15 : REPARTITION MENSUELLE INTERANNUELLE DES APPORTS ..... 56
FIGURE III.16 : LA REPRESENTATION GRAPHIQUE DE L' HYDROGRAMME DE CRUE(SOKOLOVSKI) POUR LES DIFFERENTES PERIODES DE RETOUR. ..... 68
FIGURE III.17 : HYDRO-GRAMME DE CRUE POUR UNE FREQUENCE DE 0.01% ..... 69
FIGURE III.18 : COURBE HAUTEUR –CAPACITE - SURFACE DU PLAN D'EAU ..... 71
FIGURE III.19 : LAMINAGE A TRAVERS UN BARRAGE ..... 77
FIGURE III.20 : EVACUATEUR DE CRUE A SURFACE LIBRE ..... 78
FIGURE III.21 : MODELISATION DE LA COURBE SURFACE-HAUTEUR ..... 79
FIGURE III.22 : COURBE CARACTERISTIQUE DE LA CUVETTE ..... 80
FIGURE III.23 : HYDROGRAMME DE CRUES D'ENTREE ET DE SORTIE (B=20M) ..... 83
FIGURE III.24 : HYDROGRAMME DE CRUES D'ENTREE ET DE SORTIE (B=40M) ..... 84
FIGURE III.25 : HYDROGRAMME DE CRUES D'ENTREE ET DE SORTIE (B=60M) ..... 84
FIGURE III.26 : HYDROGRAMME D'ENTREE ET DE SORTIE POUR DIFFERENTES LARGUEURS ..... 85
FIGURE III.27 : PROFIL LONGITUDINALE A L'AXE DE BARRAGE ..... 89
FIGURE III.28 : COURBE D'OPTIMISATION DU CHOIX DE LA LARGEUR DE L'EVACUATEUR. ..... 93
FIGURE IV.1 : SCHEMA D'UN DRAIN VERTICAL ..... 107
FIGURE V.1 : SCHEMATISATION DU DISPOSITIF D'ETANCHEITE DE LA FONDATION. ..... 120
FIGURE V.2 : SCHEMA EXPLICATIF DE LA LIGNE DE SATURATION. ..... 122

FIGURE V.3 : ABAQUE DE CASAGRANDE. ..... 122
FIGURE V.4 : ARC DE CERCLE DE GLISSEMENT ET FORCES AGISSANTES SUR UNE TRANCHE SELON LA METHODE DE FELLENUIS. ..... 127
FIGURE VI.1 : LE LIEN CONTRACTUEL ENTRE LES INTERVENANTS SUR CHANTIER. ..... 135
FIGURE VI.2 : RESEAU A NŒUDS. ..... 141
FIGURE VIII.1 : PLAN DE SITUATION DU SITE DU BARRAGE BOUKMOURI. ..... 146
FIGURE VIII.2 : SITE DU PROJET DE CONSTRUCTION DU BARRAGE. ..... 147
FIGURE VIII.3 : UNE FERME SUR LE TERRAIN DU PROJET. ..... 147

## Liste Des Planches

**Planche 01:** Vue en plan de l'ouvrage.
**Planche 02:** Vue en plan de l'aménagement.
**Planche 03:** Profil en long de la coupe longitudinale+ Coupe géologique.
**Planche 04:** Coupe en travers des variantes de la digue.
**Planche 05:** Coupe en travers de la variante choisie.
**Planche 06:** Planning des travaux d'exécution**.**

## INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'eau est une richesse naturelle qu'on doit connaitre son importance, car l'homme en général ne peut pas vivre sans eau, cette rare fortune représente plus de 60% du corps humain, c'est pour cette raison l'eau est un besoin humain que fondamentale.

L'eau participe à toute activité notamment domestique, industrielle, agricole ce qui la rendre très vulnérable à tous genres de pollutions, et cette dernière mis en faveur la dégradation de l'état de l'eau de consommation ce qui va influencer directement sur la santé humaine. « Mobiliser une richesse », c'est facile de dire ça mais dans la réalité ce n'est plus le cas, c'est une lente procédure et complexe au même temps avec une grande gorgé de risque, la plus importante étape est de savoir stocké l'eau et la gérer de telle sort à garder la sécurité des citoyens ainsi que la stabilité des ouvrages hydraulique. La maitrise de la gestion des ressources en eau joue un rôle important dans le développement de chaque pays, spécialement les eaux de surface qui ont une importance vitale surtout le secteur d'agriculture.

Les eaux de surface présentent une portion infime par-rapport aux autres sources, et pour cela il est indispensable de gérer cette eau de telle sorte à l'utiliser et la rendre utile pour plusieurs usages, soit potable (domestique, industrielle) ou pour irrigation.

Pour la réalisation d'un barrage, il est nécessaire avant tout de bien examiner les objectifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son implantation, en tenant compte de la bonne connaissance des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site. Dans ce cadre bien précis la wilaya de MEDEA a bénéficié d'un projet de barrage BOUKMOURI sur Oued Boukmouri dans le but de satisfaire les besoins en irrigation des terrains agricoles, les besoins en AEP (domestique, industrielle).

Cette étude vise à déterminer la variante technique-économique la plus adéquate au cite de barrage, et avoir estimation de coût . Le présent mémoire est scindé en huit chapitres. Le premier chapitre est consacré pour une synthèse de l'étude de faisabilité déjà faite en 2014. Ensuite le deuxième chapitre fera l'objet d'une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site le plus favorable pour l'implantation de l'axe du barrage. Puis, on traitera dans le chapitre trois en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, d'estimation de la crue de projet et du transport solide .et la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique, enfin un calcul d'optimisation sera fait dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue. On consacrera le chapitre quatre pour le choix de la variante technico-économique. Quant au cinquième chapitre une fois la variante choisie on effectuera une étude détaillée pour sa conception. Ensuite le chapitre cinq sera consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes taches de réalisation ainsi que le planning des travaux. Après, c'est important de mettre un chapitre qui illustrera la protection et la sécurité au travail, ou on a mentionné tous les moyens de sécurité aussi d'un chantier. Enfin, l'environnement fait partie de la vie humaine, donc il est indispensable d'étudier l'impact de l'ouvrage sur l'environnement et ces aspects, à voir l'influence de ce dernier sur les écosystèmes par exemple.

# Chapitre I
# Synthèse de l'étude de faisabilité

# CHAPITRE I SYNTHÈSE DE L'ÉTUDE DE FAISABILITÉ

**Introduction :**

Le barrage de Boukmouri se situe sur l'oued Boukmouri dans la willaya de Médéa, il est considéré parmi les ouvrages qui sont en étude, dont l'étude de faisabilité a été faite par deux bureaux d'études, un bureau portugais appelé CENOR et l'autre bureau d'étude appelé BECATA. Le but de notre travail sera l'étude d'avant-projet détaillé (APD) du barrage Boukmouri en achevant les investigations et les prospections faites au niveau d'étude de faisabilité.

Le mémoire de synthèse appartient à l'étude d'APD du barrage. Son but se résume dans la description d'aménagement et la démonstration de la solution adéquate à adopté.

## I.1 L'objectif du barrage :

Au cours d'années, y'a eu un accroissement important des besoins en eau potable et en eau destinée à l'irrigation des surfaces agricoles du littorale d'Algérie. C'est le cas de la région de Médéa.

L'oued Boukmouri, l'un des cours d'eau de la wilaya de Médéa est identifié comme une ressource potentielle sur lequel sera créé par la construction du barrage qui aura pour but la mobilisation des potentialités hydrologiques de ce cours d'eau.

## I.2 Localisation de l'ouvrage :

Le site du barrage de Boukmouri, dans la wilaya de Médéa, se trouve à environ 53 kilomètres, à vol d'oiseau, à sud-sud-ouest de la ville de Médéa et à environ 23 kilomètres, à vol d'oiseau, à l'ouest de la ville de Ksar El Boukhari.

On y accède, à partir de la ville de Ksar El Boukhari, en empruntant la route secondaire CW19, qui parte de la route nationale N1 vers le village de Sebt Azziz( Figure I.1 ). A 25 kilomètres, immédiatement après traverser l'oued Boukmouri, on trouve une piste sur le côté droite, qui mène droit au site du barrage. Le site du barrage se situe d'environ 5 kilomètres à l'est du village de Sebt Azziz. En outre, le site du barrage se trouve à environ 35 kilomètres, à vol d'oiseau, à nord-ouest de la ville de Boughezoul.

L'aménagement sera réalisé sur l'oued Boukmouri, qui est un affluent de l'oued Cheliff.

Le barrage Boukmouri est destiné à stocké de l'eau pour alimenter la zone en eau potable et pour irriguer les terres agricoles de la région.

L'oued BOUKMOURI est un affluent du Cheliff. Les Coordonnées du site UTM sont les suivantes :
X= 454 725 E. Y= 3 966 222 N. Z= 824,0 (Cartes : Ksar El Boukhari NI-31-XXI-2 OUEST AU 1/50$^{éme}$ 000, Theniat el Had NI-31-XXI-1 EST au 1/50$^{éme}$ 000)




**Figure I.1 : Situation régionale du site et routes principales**

## I.3 Composition de la variante retenue dans l'étude de faisabilité :

a) La digue : Le barrage est en terre à noyau centrale en béton bitumineux, La stabilité de la digue est garantie par des recharges constituées par des sols grossiers, en permettant l'adoption des pentes de 1V :2,5H dans le talus amont et de 1V :2,0H dans le talus aval.

b) L'évacuateur de crue : l'évacuateur de crue à seuil libre de type Creager, avec coursier de développement normal au déversoir et bassin de dissipation du type USBR II , ce dernier est implanté en rive gauche et évacue un débit de 544.4 $m^3/s$.

Il est constitué de :

- plateforme d'approche au déversoir ;
- un déversoir en seuil libre à crête courbe (section type Creager) ;
- coursier horizontal ;
- une marche de transition entre le tronçon de coursier horizontal et le tronçon incliné du coursier ;
- un coursier incliné avec une pente de 33,2%;
- un coursier incliné avec une pente de 4,7% ;
- un coursier incliné avec une pente de 27,63%;
- une transition parabolique entre le tronçon de coursier incliné et le bassin de dissipation ;
- un bassin de dissipation d'énergie ;
- un coursier raccordant l'ouvrage au lit du fleuve ;
- protection du lit du fleuve à l'aval du bassin de dissipation d'énergie.

c) Dérivation : Dérivation provisoire de l'oued Boukmouri par le moyen d'une galerie de béton et bassin de dissipation du type USBR III. La galerie est implantée au fond de la vallée en rive gauche.

d) Ouvrages de prise et vidange de fond : constitué par une tour de prise d'eau verticale, avec passerelle d'accès à partir de la crête du barrage, et conduits installées à l'intérieur de la galerie.

## I.4 Synthèse des études préliminaire :

### I.4.1 Généralité :

Dans ce chapitre, nous exposons le résumé des études préliminaires élaborées lors de l'étude de faisabilité : l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.

Dans l'étude topographique, nous trouvons trois points : la topographie du bassin versant, de la vallée de la rivière, du site du barrage et de la retenue. Pour l'étude géologique et géotechnique, un programme de reconnaissance géologique complémentaire doit être lancé dans cette étude. En fin, pour l'étude hydrologique, nous montrons les caractéristiques physiques du bassin versant, les apports et les crues.

De l'analyse préliminaire du site pendant la première visite deux axes variantes pour la digue ont été choisis. Les deux axes sont situés dans la partie aval de l'oued : l'axe amont localisé à environ 1,5 km en amont de la route CW19 ; et l'axe aval localisé à environ 800 m en amont de cette route. Parmi les avantages de l'axe amont : insertion plus facile de l'évacuateur de crue, rocher très peu perméable, par contre l'axe aval qui a beaucoup d'inconvénients, on cite quelques un : il se situe à proximité au petit village, appuie de rive droite fondé dans le banc de grès (peu perméable). A partir de ces résultats dans lesquels sont résumés dans l'étude de faisabilité, il a été constaté que les conditions topographiques et géologiques et géotechniques sont plus favorable pour l'axe amont donc ils ont adopté ce derniers.

### I.4.2 Etude topographique :

La région aux endroits du site présente plusieurs formes de modelé du relief, qui résultent de l'érosion contrôlée par la nature, dureté et structure du massif rocheux et des cycles de creusement et de remblaiement dans la vallée.

À l'amont de la cuvette le relief est accidenté avec quelques escarpements rocheux, la vallée est ample et les versants sont raides et très raides, étant creusés par quelques thalwegs profonds. L'évolution du modelé du terrain dans cette région a été contrôlée par la structure et dureté du massif rocheux.

Dans la zone de la cuvette, où le substratum est fondamentalement marneux, la vallée est ample avec le fond plat et large de quelques centaines de mètres et les flancs peu inclinés. Les flancs sont sillonnés par des rares talwegs peu profonds qui débutent en haut par un dense réseau de ravines, où l'érosion régressive est assez accentuée.

Au droit du site de l'axe du barrage la morphologie des versants est monotone et à faible pente. Le fond de la vallée est large, d'environ 300 m, à la Côte 825 m.

Un levé topographique de la cuvette à l'échelle 1/5000$^{ème}$ a été effectué pour cette étude, avec une surface d'environ 650 ha. Dans la zone de l'axe du barrage un levé topographique à l'échelle 1/2000$^{ème}$ a été exécuté, avec une surface d'environ 373 ha (Figure I.2).

La région présente deux types distincts de relief : un relief montagneux et un relief de pénéplaine.

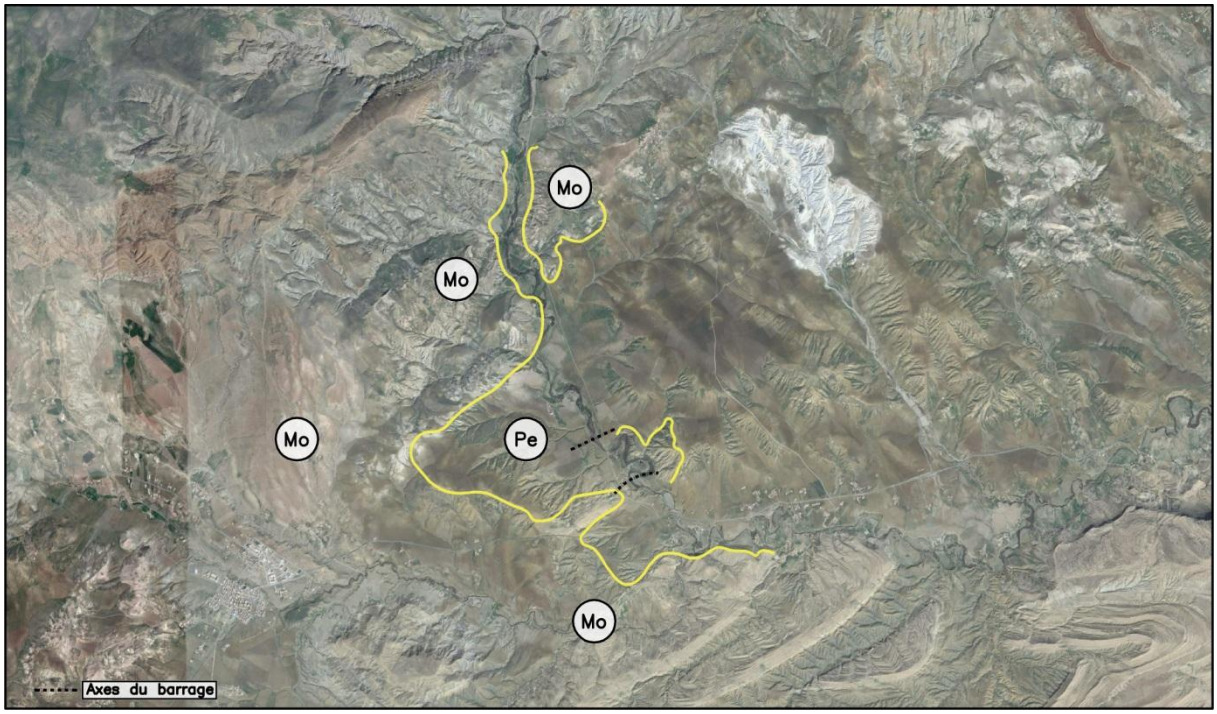



**Figure I.2 : Encadrement géomorphologique du site indiquant des zones de reliefs montagneux (Mo) et de pénéplaine (image extraite de Google Earth)**

### I.4.3 Etude géologique et géotechniques :

Le but de cette étude est d'identifier la géologie du site, de la cuvette et de l'axe de barrage et de savoir les principales caractéristiques géologiques telles que la perméabilité, le degré de consolidation, le tassement et l'histoire géologique le long de l'axe du barrage. D'un autre côté, l'étude géologique et géotechnique nous a permet de localiser la zone d'emprunt des matériaux de construction.

#### I.4.3.1 Géologie régionale :

**a) Lithologie et stratigraphie :**

- Terrain quaternaire :

Les dépôts sédimentaires du lit majeur de l'oued, appartenant au Quaternaire actuel, comprennent les unités suivantes :

a) **S**, Il s'agit d'une couche de couverture alluvionnaire de sols mous, constituée de sables fins limoneux très lâches à lâches, boues et d'argiles vaseuses
b) **Ag,** ce sont des sols graveleux saturés constitués de graves, cailloux emballés dans une matrice graveleuse et sablo-limoneuse, lâche.

Dans les versants peu raides taillés dans les marnes, le substratum est couvert par une couche de colluvions (**Co**) argileuses, plastiques grises noirâtres et brunes foncées.

- Terrain tertiaires :

Au droit du site le substratum tertiaire comprend les types pétrographiques suivants : marne, marne peu sableuse, marne gréseuse, grès marneux et grès siliceux. A l'Éocène inférieur prédominent les marnes et les marnes sableuses à rares bancs de grès, tandis que à l'Oligocène prédominent les types à faciès gréseuses (grès, grès marneux à passées de marnes).

**b) Tectoniques :**

Le site du barrage est situé dans une vaste zone de formations sédimentaires allochtones (nappe) du Crétacé Supérieur, Paléogène et Néogène, appartenant à la zone externe du Tell.

D'après l'esquisse tectonique, présentée dans la carte géologique de Derrag, ces formations de la nappe appartiennent à l'unité tectonique IIa.

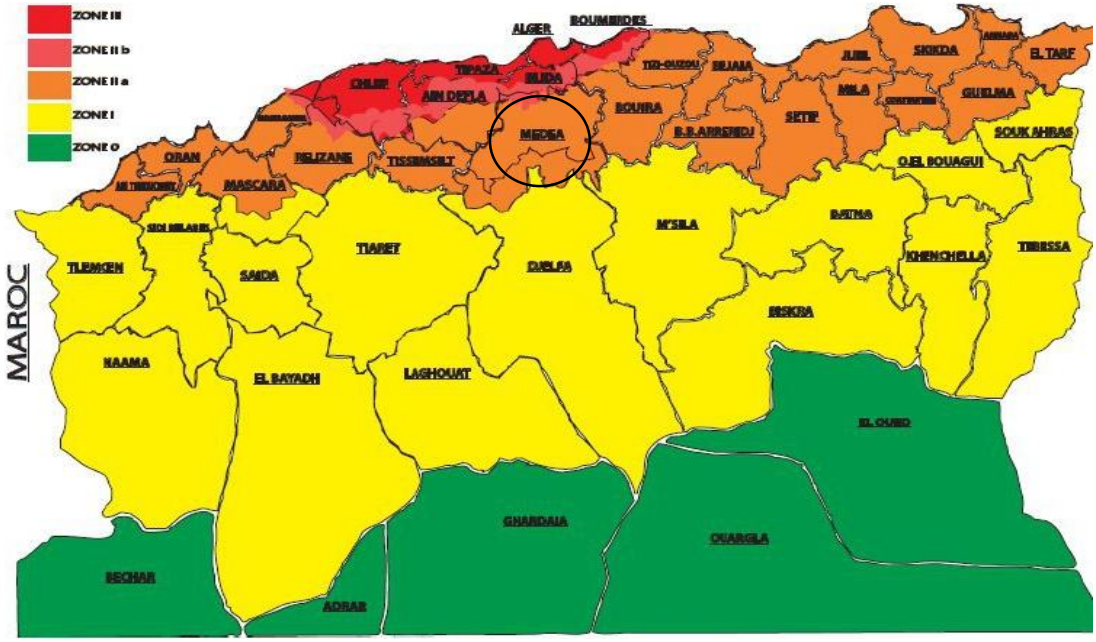



**Figure I.3 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA 99 version 2003)**

Sur la base des résultats des reconnaissances et des interprétations de la géologie du site, on a établi les coupes géotechniques prévisionnelles selon les axes du barrage, pour les deux solutions étudiées - axe amont et axe aval, et de l'évacuateur des crues et de la vidange de fond de la solution proposée.

Le zonage des terrains de fondation des ouvrages a été basé sur l'ensemble des levés géologiques de surface, des résultats et de l'interprétation des données de la prospection géophysique, des puits et tranchées, des sondages et des essais géotechniques réalisés in situ et au laboratoire.

## I.5 Etude hydrologique et Etude de régularisation :

### I.5.1 Etude hydrologique :

#### I.5.1.1 Caractéristiques du bassin versant :

Dans le tableau I.1 , on montre les caractéristiques principales du bassin versant dominé par la retenue du barrage de Boukmouri.

**Tableau I.1 : Caractéristiques du bassin versant**

| Caractéristiques | Valeurs |
|---|---|
| Superficie | 128,7 $km^2$ |
| Altitude maximale | 1706,00 |
| Altitude minimale | 805,00 |
| Altitude moyenne | 1145,60 |
| Longueur du thalweg principal | 32,10 km |
| Pente moyenne | 0,0177 |
| Temps de concentration | 8,3 h |

**Délimitation du bassin versant :**

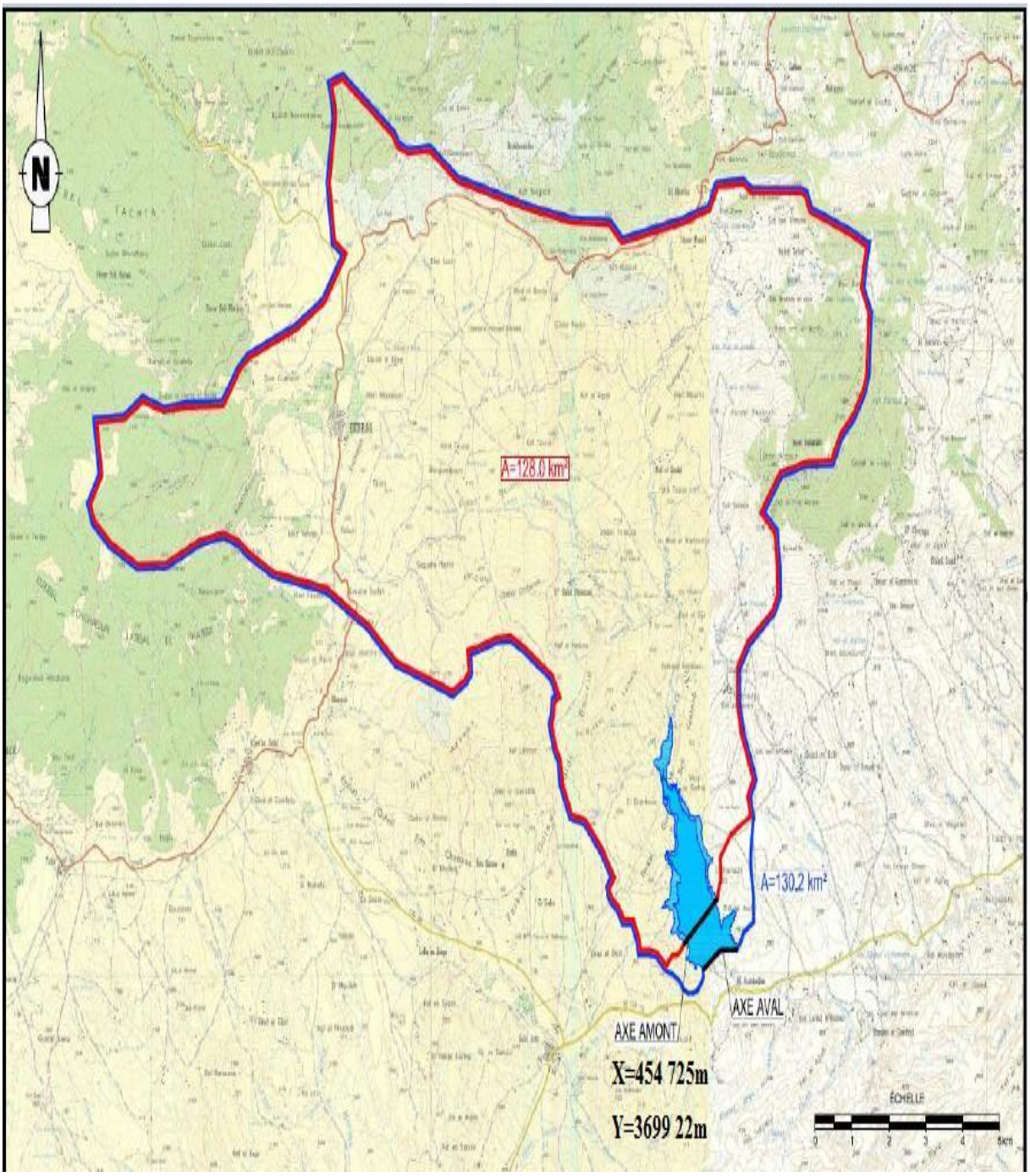



**Figure I.4 : Délimitation des bassins versants des deux axes amont et aval de Boukmouri sur les deux cartes d'état-major Ksar El Boukhari NI-31-XXI-2 OUEST Theniat el Had NI-31-XXI-1 EST au 1/50 000).**

### I.5.1.2 Précipitations :

Selon l'étude hydrologique présentée dans les chapitres suivant, la précipitation moyenne annuelle sur le bassin versant de la retenue du barrage de Boukmouri est de 450 mm, sa répartition moyenne annuelle étant indiquée au tableau I.2 et à la figure I.5.

**Tableau I.2 : Répartitions mensuelles de la pluie moyenne annuelle**

| Année | Sep. | Oct. | Nov. | Dec. | Jan. | Fev. | Mar. | Avr. | Mai. | Juin | Juil. | Août | Année |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| % | 5,51 | 9,31 | 10,82 | 13,95 | 13,96 | 12,08 | 11,41 | 9,56 | 8,72 | 2,7 | 0,61 | 1,38 | 100 |
| $P_{moy}$ (mm) | 25 | 42 | 49 | 63 | 63 | 54 | 51 | 43 | 39 | 12 | 3 | 6 | 450 |

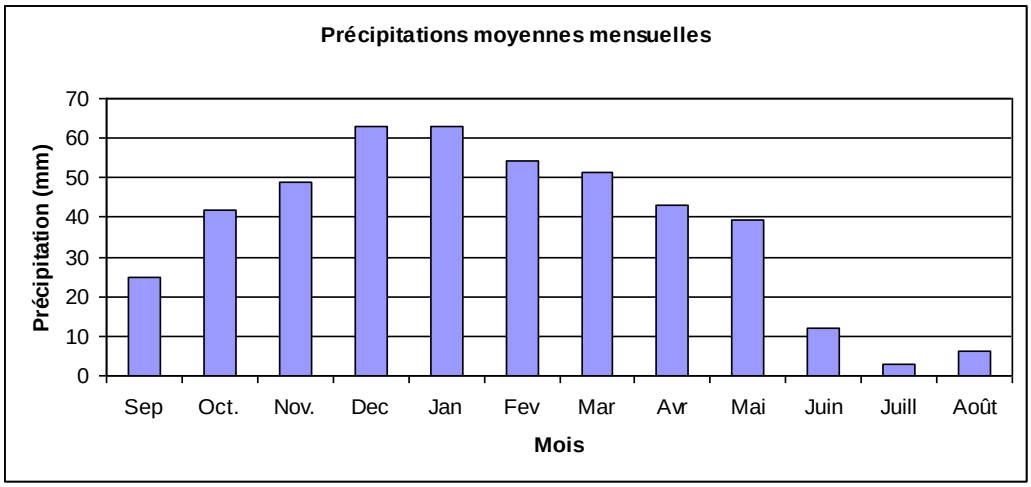



**Figure I.5 : Répartitions mensuelles de la pluie moyenne annuelle**

### I.5.1.3 Apport liquide :

Selon l'étude hydrologique présentée dans les chapitres suivants, l'apport moyen annuel produit, en conditions naturelles, par le bassin versant de la retenue du barrage de Boukmouri est de 77,7 mm, ce qui, sur une superficie de 128,7 $km^2$, correspond à un volume annuel 10,0 $hm^3$ et à un débit modulaire de 0,32 $m^3/s$.

**Tableau I.3 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuelle**

| Mois | Sep | Oct. | Nov. | Déc. | Jan | Fév. | Mar | Avr. | Mai | Juin | Juil. | Août | Année |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **A($hm^3$)** | 0,61 | 1,07 | 1,08 | 1,40 | 1,40 | 1,21 | 1,14 | 0,96 | 0,87 | 0,27 | - | - | 10,00 |
| **%** | 6,12 | 10,7 | 10,8 | 14,0 | 14,0 | 12,08 | 11,41 | 9,56 | 8,7 | 2,7 | - | - | 100 |

**Tableau I.4 : La série réelle reconstitué des apports mensuels qui auront survenu pendant la période 1973/74 - 2002/03 et 2010/11 – 2013/14**

| Année | Sep | Oct. | Nov. | Déc. | Jan | Fév. | Mars | Avril | Mai | Juin | Juill. | Août | Année |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1973/74** | 0,42 | 0,12 | 0,14 | 0,43 | 0,35 | 1,89 | 7,47 | 5,45 | 1,27 | 0,46 | 0,13 | 0,07 | 18,20 |
| **1974/75** | 0,61 | 0,16 | 0,62 | 0,24 | 0,21 | 1,14 | 2,58 | 0,82 | 0,59 | 0,33 | 0,03 | 0,02 | 7,36 |
| **1975/76** | 0,48 | 0,05 | 1,17 | 0,63 | 0,43 | 6,53 | 2,97 | 1,83 | 2,00 | 0,78 | 1,00 | 0,65 | 18,51 |
| **1976/77** | 0,84 | 0,46 | 0,80 | 0,64 | 1,99 | 0,98 | 0,46 | 0,87 | 1,09 | 0,04 | 0,00 | 0,33 | 8,48 |
| **1977/78** | 0,02 | 0,00 | 0,29 | 0,04 | 0,23 | 0,17 | 0,32 | 1,65 | 2,13 | 0,54 | 0,02 | 0,00 | 5,40 |
| **1978/79** | 0,00 | 0,28 | 0,30 | 0,17 | 1,14 | 2,15 | 6,49 | 1,66 | 0,34 | 0,12 | 0,00 | 0,00 | 12,65 |
| **1979/80** | 3,80 | 0,70 | 0,70 | 0,58 | 4,79 | 1,78 | 4,26 | 2,02 | 1,56 | 0,41 | 0,15 | 0,01 | 20,76 |
| **1980/81** | 0,23 | 0,09 | 0,17 | 2,28 | 1,79 | 2,82 | 2,19 | 0,96 | 0,65 | 0,22 | 0,00 | 0,53 | 11,92 |
| **1981/82** | 0,01 | 0,01 | 0,02 | 0,52 | 1,27 | 1,54 | 2,39 | 1,38 | 0,92 | 0,35 | 0,24 | 0,15 | 8,79 |
| **1982/83** | 0,42 | 0,34 | 0,36 | 0,52 | 2,08 | 1,54 | 0,75 | 1,38 | 0,13 | 0,01 | 0,24 | 0,10 | 7,86 |
| **1983/84** | 0,00 | 0,00 | 0,02 | 0,07 | 0,15 | 1,22 | 0,57 | 0,56 | 0,14 | 0,08 | 0,00 | 0,00 | 2,81 |

| Année | Sep | Oct. | Nov. | Déc. | Jan | Fév. | Mars | Avril | Mai | Juin | Juill. | Août | Année |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1984/85** | 0,00 | 0,34 | 0,11 | 0,31 | 1,67 | 0,91 | 1,84 | 0,80 | 0,74 | 0,02 | 0,00 | 0,00 | 6,74 |
| **1985/86** | 0,57 | 0,14 | 0,20 | 0,19 | 0,36 | 0,79 | 10,51 | 0,88 | 0,06 | 0,03 | 0,00 | 0,01 | 13,72 |
| **1986/87** | 0,07 | 0,75 | 0,45 | 1,88 | 3,04 | 5,91 | 3,15 | 1,14 | 0,28 | 0,13 | 0,25 | 0,09 | 17,12 |
| **1987/88** | 0,02 | 0,07 | 0,04 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,20 | 0,01 | 0,00 | 0,00 | 0,33 |
| **1988/89** | 0,15 | 0,11 | 0,01 | 1,24 | 0,00 | 0,00 | 0,05 | 0,42 | 0,07 | 0,00 | 0,01 | 0,01 | 2,05 |
| **1989/90** | 0,39 | 0,16 | 0,02 | 0,00 | 0,01 | 0,00 | 0,11 | 0,19 | 1,19 | 0,66 | 1,22 | 0,40 | 4,35 |
| **1990/91** | 0,46 | 0,48 | 0,27 | 0,40 | 0,46 | 1,06 | 1,84 | 1,34 | 0,72 | 0,28 | 0,09 | 0,00 | 7,39 |
| **1991/92** | 0,04 | 0,51 | 0,12 | 0,15 | 1,92 | 0,60 | 0,66 | 4,31 | 3,52 | 1,21 | 0,75 | 0,33 | 14,12 |
| **1992/93** | 0,46 | 0,71 | 2,20 | 1,24 | 1,42 | 1,28 | 1,34 | 1,25 | 0,80 | 0,01 | 0,00 | 0,60 | 11,31 |
| **1993/94** | 0,58 | 0,02 | 0,00 | 0,02 | 0,59 | 0,54 | 0,24 | 0,24 | 0,03 | 0,01 | 0,00 | 0,00 | 2,28 |
| **1994/95** | 0,50 | 1,72 | 0,03 | 0,06 | 5,34 | 2,10 | 5,02 | 1,83 | 1,14 | 0,56 | 0,08 | 0,27 | 18,65 |
| **1995/96** | 0,05 | 0,22 | 0,01 | 0,01 | 0,01 | 1,82 | 2,26 | 1,52 | 2,17 | 0,50 | 0,00 | 0,01 | 8,58 |
| **1996/97** | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,15 | 0,01 | 0,00 | 0,69 | 0,09 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,94 |
| **1997/98** | 0,46 | 0,28 | 1,26 | 0,81 | 0,05 | 0,01 | 0,01 | 0,11 | 1,19 | 1,04 | 1,77 | 3,06 | 10,03 |
| **1998/99** | 3,57 | 1,12 | 0,88 | 0,04 | 1,40 | 1,70 | 4,08 | 0,64 | 2,11 | 2,89 | 2,58 | 2,60 | 23,60 |
| **1999/00** | 1,19 | 1,40 | 0,74 | 1,18 | 0,25 | 0,17 | 0,72 | 0,48 | 1,11 | 0,39 | 0,08 | 1,59 | 9,29 |
| **2000/01** | 0,52 | 1,10 | 1,76 | 0,33 | 3,26 | 1,13 | 0,45 | 1,04 | 0,74 | 0,55 | 0,48 | 0,66 | 12,02 |
| **2001/02** | 0,66 | 1,21 | 0,39 | 0,00 | 0,06 | 0,10 | 0,10 | 0,19 | 0,95 | 1,23 | 0,63 | 0,11 | 5,62 |
| **2000/03** | 0,28 | 0,06 | 0,43 | 0,25 | 2,74 | 4,56 | 1,62 | 1,06 | 0,60 | 0,54 | 0,67 | 1,28 | 14,09 |
| **2010/11** | 0,01 | 0,14 | 0,15 | 0,28 | 0,31 | 1,80 | 1,05 | 0,09 | 1,19 | 0,24 | 0,12 | 0,03 | 5,40 |
| **2011/12** | 0,02 | 0,06 | 0,24 | 0,16 | 0,20 | 1,57 | 1,91 | 5,29 | 0,60 | 0,42 | 0,01 | 0,34 | 10,82 |
| **2012/13** | 0,28 | 0,24 | 0,47 | 0,32 | 0,87 | 1,88 | 1,43 | 1,23 | 1,15 | 0,25 | 0,08 | 0,36 | 8,54 |
| **2013/14** | 0,32 | 1,19 | 0,49 | 0,28 | 0,64 | 0,56 | 5,24 | 0,60 | 0,22 | 0,64 | 0,45 | 0,47 | 11,10 |

| | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **$A_{moy}$ ($hm^3$)** | **0,5** | **0,4** | **0,4** | **0,4** | **1,2** | **1,5** | **2,2** | **1,3** | **0,9** | **0,4** | **0,3** | **0,4** | **10,0** |
| **$A_{min}$($hm^3$)** | **0,00** | **0,00** | **0,00** | **0,00** | **0,00** | **0,00** | **0,00** | **0,00** | **0,03** | **0,00** | **0,00** | **0,00** | **0,33** |
| **$A_{max}$($hm^3$)** | **3,80** | **1,72** | **2,20** | **2,28** | **5,34** | **6,53** | **10,51** | **5,45** | **3,52** | **2,89** | **2,58** | **3,06** | **23,60** |

### I.5.1.4 Apport solide :

L'apport solide moyen annuel à la retenue de Boukmouri a été estimée à 1000 $m^3/km^3/an$, par analogie avec les enregistrements réels de la retenue voisine de Deurdeur, ce qui, sur une superficie de 128,7 $km^2$, correspond à un volume annuel 0,12 $hm^3$ et à un volume mort accumulé dans la retenue de 6,44 $hm^3$, après 50 ans de vie utile.

### I.5.1.5 Evaporation :

Les évaporations mensuelles à partir de la retenue de Boukmouri ont été estimées d'après les mesures effectuées sur l'évaporomètre Piche au niveau de la station de Médéa.

**Tableau I.5 : Répartition de l'évaporation mensuelle à partir de la retenue de boukmouri**

| Mois | Sep. | Oct. | Nov. | Déc. | Jan. | Fév. | Mar. | Avr. | Mai. | Juin | Juil. | Aout | Année |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Evaporation (mm)** | 123 | 97 | 51 | 38 | 38 | 44 | 72 | 81 | 118 | 174 | 226 | 210 | 1271 |
| **%** | 9,65 | 7,62 | 4,00 | 2,98 | 2,97 | 3,42 | 5,67 | 6,38 | 9,28 | 13,70 | 17,79 | 16,54 | 100,00 |

### I.5.1.6 Etude des crues :

Dans l'étude hydrologique, on a calculé les hydro-grammes de crue présentés dans la Figure (I.6), pour les périodes de retour de 2, 5, 10, 20, 50, 100, 1000 et 10 000 ans.

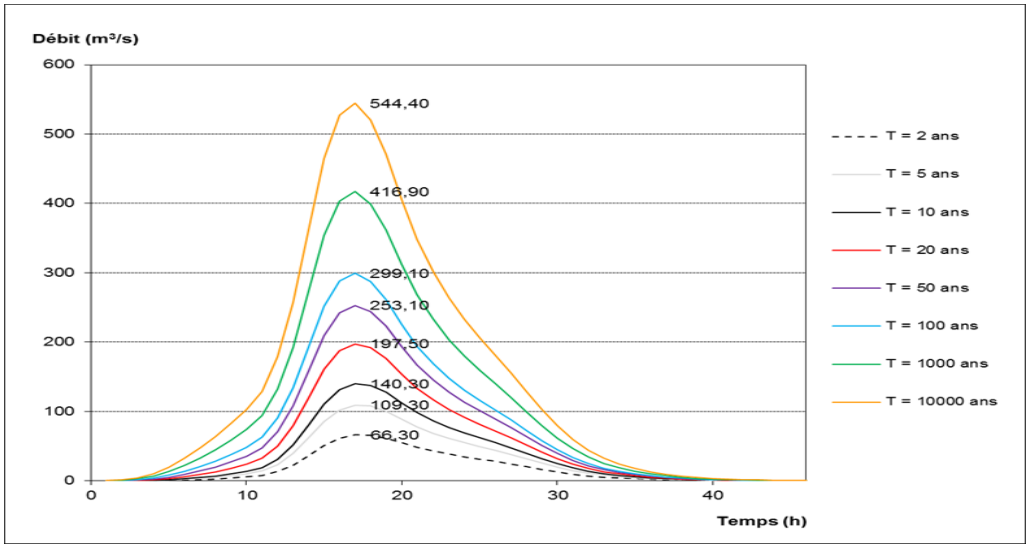



**Figure I.6 : Hydro-grammes des crues de barrage Boukmouri**

Sur le figure 6, on présente les valeurs des débits de pointe et des volumes des crues montrées à la figure I.6 , lesquelles est créés par des précipitations accumulées sur une période de 24 heures.

**Tableau I.6 : Caractéristiques des hydro-grammes des crues de barrage Boukmouri**

| T (an) | Débit de pointe ($m^3/s$) | Volume ($hm^3$) |
|---|---|---|
| 2 | 66,30 | 2,844 |
| 5 | 109,30 | 4,643 |
| 10 | 140,30 | 5,933 |
| 20 | 197,50 | 8,279 |
| 50 | 253,10 | 10,621 |
| 100 | 299,10 | 12,617 |
| 1000 | 416,90 | 17,689 |
| 10000 | 544,40 | 23,223 |

## I.5.2 Etude de régularisation :

Par la suite, on schématisera les détails de calcules pour les courbes topographiques dans les graphes suivants et les calculs concernant la détermination de ces graphes dans les chapitres suivantes :

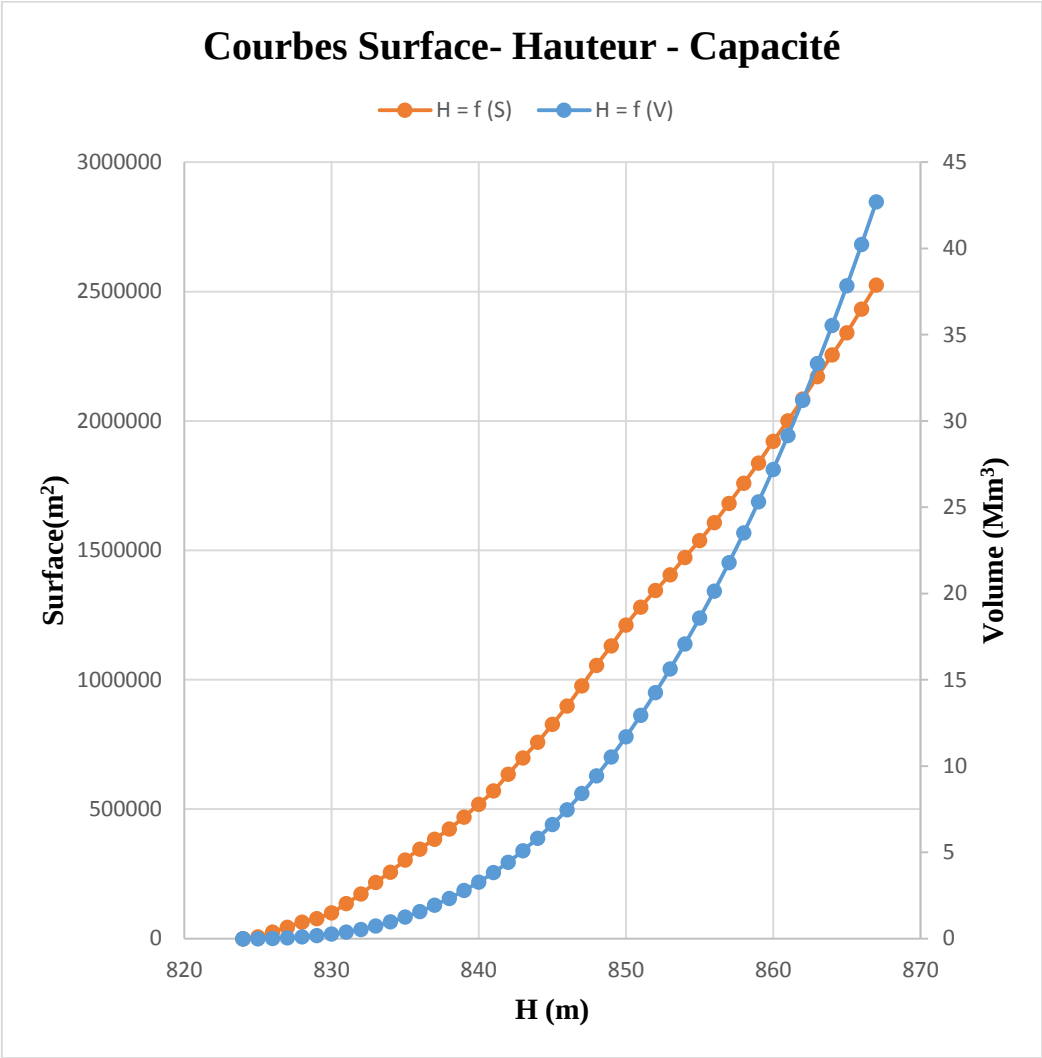



**Figure I.7 : Courbes Surface-Volume- Hauteur**

## Conclusion

D'après les travaux exécutés sur le site du futur barrage Boukmouri, nous constatons qu'il s'agit bien d'un site favorable à la construction d'un barrage, vu que les conditions topographiques géologiques et géotechniques sont bien réunies pour l'implantation de la digue.

# Chapitre II
# Etude géologique et géotechnique

# CHAPITRE II ETUDE GÉOLOGIQUE ET GÉOTECHNIQUE

## Introduction

L'étude géologique pour but à l'aide des levers sur le terrain et des travaux de reconnaissance, de définir les caractéristiques du site afin de permettre l'adaptation de l'ouvrage au terrain.

## II.1 Etude géologique :

### II.1.1 Cartographie générale de la région :

La cartographie géologique disponible de la région du site du barrage est la feuille nº 135 de **Derrag** (ancien Letourneux, 1965) de la Carte Géologique de l'Algérie à l'échelle 1/50000ème.

Un extrait de la carte géologique est présenté dans figure II.1 et la légende de la carte est présentée dans la fig II.2. Dans la figure II.1 les principaux linéaments soupçonnés de la région sont aussi présentés, en se basant sur l'analyse sur la carte géologique et sur les renseignements des visites du site.

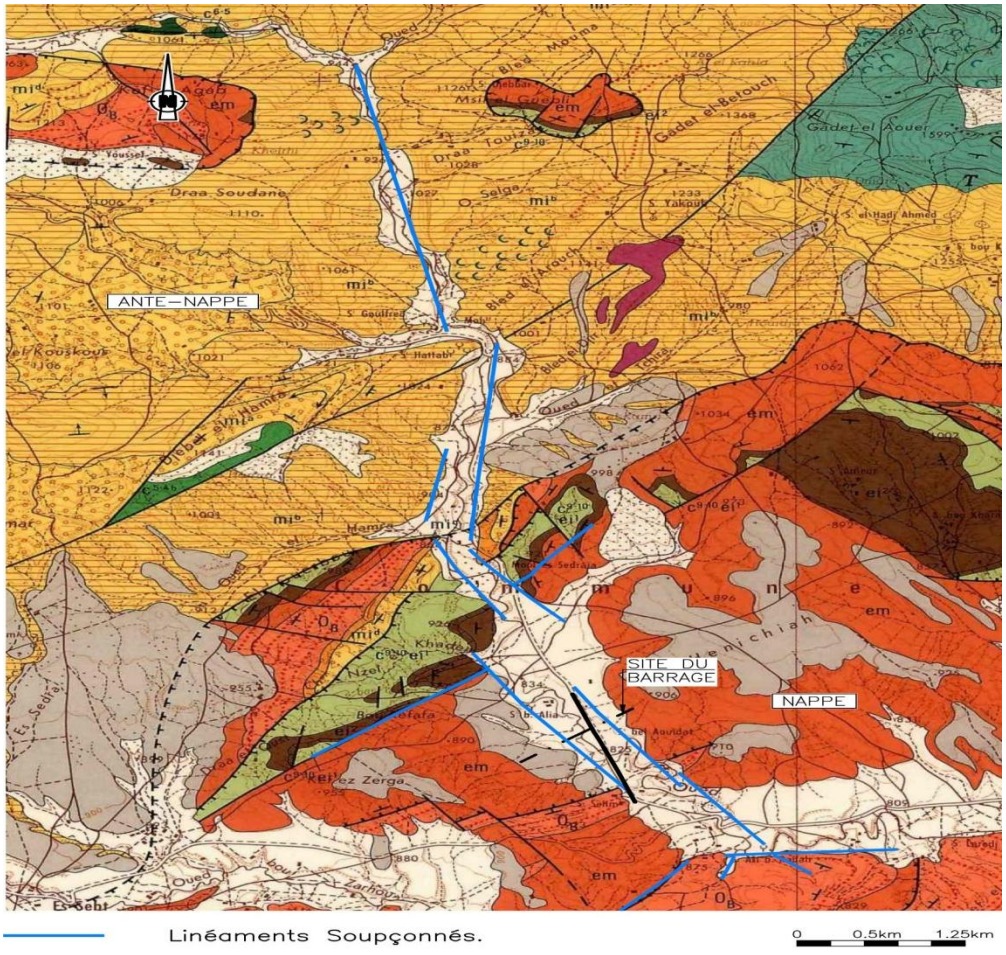



**Figure II.1 : Carte géologique de la région. Extrait de la Carte Géologique de l'Algérie – Éch. 1/50000ème, feuille nº 135 de Derrag (ancien Letourneux, 1965), avec les principaux linéaments soupçonnés**

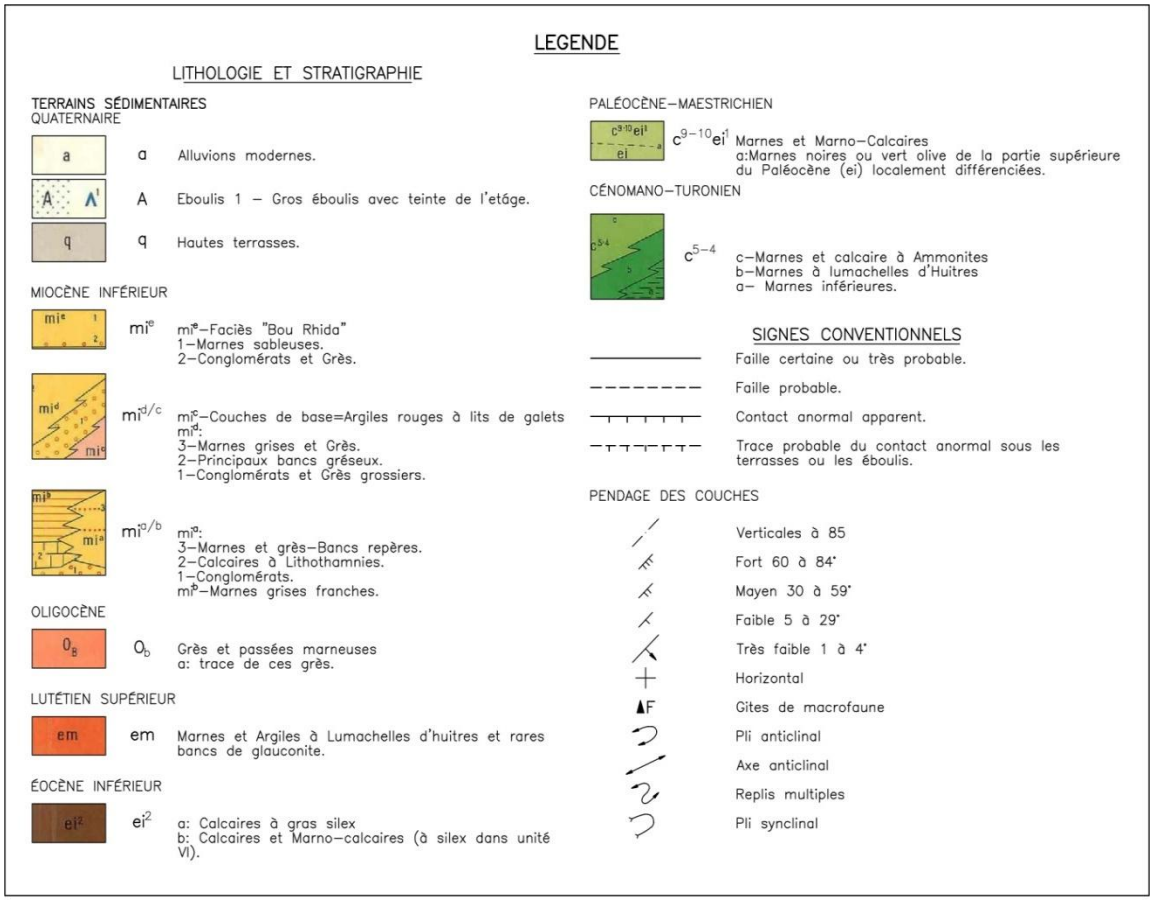



**Figure II.2 : Légende de la Carte Géologique de l'Algérie – Éch. 1/50000ème, feuille n° 135 de Derrag (ancien Letourneux, 1965)**

Le quaternaire apparaissant sur cette carte géologique comprend la couche alluviale moderne partant du fond de la vallée, y compris les couches alluviales, les terrasses inférieures et les terrasses intermédiaires, avec des galets présents à quelques mètres de la pente.

### II.1.2 Géologie de la cuvette :

#### II.1.2.1 Géologie :

Le bassin est presque entièrement situé dans une zone de plaine : de larges vallées, des fonds plats et des pentes légèrement inclinées qui sont découpés en blocs de marnes souples et imperméables par le remblayage de dépôts de gravier et d'argile.

Le fond du bassin est recouvert de dépôts alluviaux de vallées fluviales sèches et de terrasses basses d'argile et de gravier, formant une plaine alluviale.

La rive droite est longue d'environ 2 kilomètres et la rive gauche de 3 kilomètres, ces pentes sont en pente douce, couvertes de marnes de l'Éocène, avec une fine couche de grottes.

#### II.1.2.2 Etanchéité :

La carte géologique du bassin relève généralement deux unités hydrogéologiques distinctes : la marne imperméable en aval et la formation au pied de la montagne en amont, qui contient des couches rocheuses potentiellement perméables.

Par conséquent, la structure en blocs adaptée du bassin, la forme de la vallée et l'emplacement de la couche perméable ne constituent en principe aucun risque de fuite.

Étant donné qu'il n'y a aucune preuve d'infiltration sous la fondation du barrage et aucun enregistrement des sources d'eau en aval, nous devons admettre que la formation de

marnes doit être une barrière efficace pour empêcher l'infiltration profonde de la montée des eaux dans le réservoir.

### II.1.3 Hydrogéologie :

#### II.1.3.1 Perméabilité :

##### II.1.3.1.1 La perméabilité des sols de couverture :

L'étude de la perméabilité des sols de couverture a été faite par des essais de perméabilité du type Lefranc, dans les alluvions, dans les sols de la terrasse grossière et dans les sols de la terrasse argileuse. On citera les résultats trouvés dans l'étude géotechnique.

##### II.1.3.1.2 Perméabilité de substratum :

L'étude de la perméabilité du substratum a été faite au moyen des essais Lugeon effectués des sondages destinés à l'étude de la fondation du barrage, La plupart des essais (75%) ont donné des perméabilités très faibles à faible (< 5 unités Lugeon).

Les formations du substratum de l'Eocène et de l'Oligocène du site du barrage et de la cuvette sont, d'une façon générale, imperméables et elles ne renferment aucune nappe importante.

## II.2 Etude géotechnique :

### II.2.1 Conditions de la fondation des ouvrages :

Au niveau de l'axe amont les conditions de fondation des ouvrages sont influencées par les caractéristiques géologiques et géotechniques suivantes :

- Une épaisse formation de sédiments alluvionnaires, couvre la zone centrale de la vallée et repose sur le substratum marneux.
- Le substratum est constitué par des marnes avec quelques intercalations gréseuses minces, de l'Éocène.

### II.2.2 Matériaux de construction de la digue :

#### II.2.2.1 Sols Fin :

Trois zones d'emprunts ont été examiné par des essais, on mentionne : essais d'identifications et analyses granulométriques, essais déformabilité et perméabilité.

#### II.2.2.2 Matériaux pour les recharges :

***Deux types de matériaux ont été étudiés pour l'utilisation dans les recharges d'un barrage en terre : les matériaux de la terrasse graveleuse intermédiaire qui s'étalent dans la cuvette, et l'exploitation des carrières dans certaines couches de grès du Miocène Inférieur, qui affleurent à l'amont de la cuvette.***

- **1$^{ér}$ zone d'emprunt :**

Dans la région du site de Boukmouri, la principale ressource de matériaux de bonne qualité pour les recharges sont les sols graveleux. La zone d'emprunt est composée par 5 sous-zones.

- **2$^{éme}$ zone d'emprunt :**

À l'amont de la cuvette, un site de carrière a été reconnu dans les grès du Miocène Inférieur, à 2 ou 3 kilomètres de l'axe du barrage. D'après la Carte Géologique d'Algérie (Feuille de Derrag).

. Du levé géologique de surface on peut déduire que la structure du massif de la carrière est assez complexe et, « grosso modo » comprend 4 blocs principaux, séparés par des failles.

### II.2.2.3 Matériaux pour les enrochements, les agrégats, les filtres et les drains :

En prenant en considération qu'on a opté pour un barrage en terre, donc on peut opter pour un barrage zoné à noyau artificiel (béton) ou bien à noyau argileux , barrage zoné, pour cette raison on doit chercher source ou une zone pour avoir les agrégats pour le béton, les argiles , puis pour les enrochement de protection , pour les filtres et les drains qu'on va employer par la suite.

Deux possibles sources ont été reconnues : une zone d'emprunt de matériaux sableux et graveleux à l'aval de l'axe du barrage ; et la carrière en exploitation, à Boughezoul.

Comme les argiles qui sont au niveau de site ne sont pas adéquate à l'utilisation, on possédé à mélanger deux types d'argiles de même site ou on a un taux de matière organique suffisamment inférieur à 6%, pour utiliser ce dernier dans la conception de variante choisie de la digue, soit pour un noyau argileux ou bien pour une digue zoné.

La carrière de calcaires à Boughezoul, pourra être utilisée pour l'obtention des enrochements de protection et des agrégats pour le béton.

### II.2.3 Les essais géotechniques :

On résume tous les essais qui ont été faite à propos la stabilité de l'ouvrage, à l'identification des drains et filtre.

- Sol fin :

Y'a eu plusieurs phases d'implantation des puits au niveau des zones d'emprunts de sol fin. On résume les résultats des essais géotechniques dans le tableau suivant :

- Analyse granulométrique :

On illustre les courbes granulométriques ainsi que le fuseau granulométrique dans la partie d'annexe I.

**Tableau II.1 : Analyse granulométrique des zones d'emprunt de l'argile**

| Zones d'emprunt | Puits | Profondeur (m) | Granulométrie (%) | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Cailloux > 20 mm | Gravier 20 - 2 mm | Sable gros 2 - 0,2 mm | Sable fin 0,2 - 0,02 mm | Limon 0,02 - 2µ | Argile < 2µ | < 80µ |
| EA1 | P21 | 2.50 - 3.00 | 0 | 0 | 2 | 11 | 10 | 78 | 96 |
| | P23 | 3.00 - 3.70 | 0 | 2 | 17 | 14 | 23 | 44 | 81 |
| | P114 | 3.00 - 3.70 | 0 | 0 | 0 | 10 | 27 | 64 | 99 |
| | P115 | 3.00 - 3.70 | 0 | 0 | 3 | 52 | 25 | 20 | 83 |
| | P116 | 2.80 - 3.10 | 0 | 0 | 22 | 42 | 20 | 17 | 58 |
| | P117 | 0.30 - 1.80 | 0 | 0 | 2 | 32 | 29 | 37 | 90 |
| | P118 | 2.80 - 3.20 | 0 | 0 | 1 | 27 | 73 | - | 95 |
| EA2 | P101 | 0.30 - 1.90 | 0 | 2 | 6 | 30 | 17 | - | 83 |
| | P109 | 0.30 - 2.60 | 0 | 5 | 3 | 63 | 15 | 15 | 75 |
| | P110 | 0.80 - 3.50 | 0 | 2 | 4 | 22 | 52 | 20 | 84 |
| | P111 | 3.00 - 3.50 | 0 | 0 | 2 | 19 | 28 | 51 | 92 |
| EA3 | P29 | 0.50 - 1.20 | 0 | 1 | 2 | 24 | - | - | 89 |
| | P29 | 2.00 - 3.60 | 0 | 0 | 13 | 25 | - | - | 76 |
| | P29Bis | 0.30 - 2.70 | 0 | 0 | 2 | 27 | 52 | 19 | 92 |
| | P30 | 1.70 - 3.20 | 0 | 0 | 2 | 26 | - | - | 82 |

- Essais d'identification des zones d'emprunt d'argile :

**Tableau II.2 : Essais d'identification**

| Zone d'emprunt | Puit | Prof. (m) | Limites d'Atterberg | | | $w_n$ (%) | $\gamma_s$ (kN/m$^3$) | Masse volumique | | Proctor Normal | | $w_n$-$w_{opm}$ (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | $w_L$ (%) | $w_P$ (%) | $I_P$ (%) | | | humide (g/cm$^3$) | sèche (g/cm$^3$) | $w_{opm}$ (%) | $\gamma_{d\,max}$ (kN/m$^3$) | |
| EA1 | P21 | 2.50 - 3.00 | 70 | 30 | 40 | 28.3 | - | 1.8 | 1.4 | 11.0 | 14.1 | 17.3 |
| | P23 | 3.00 - 3.70 | 55 | 27 | 28 | 19.1 | 26.6 | 1.8 | 1.5 | 18.1 | 15.1 | 1.0 |
| | P114 | 3.00 - 3.70 | 87 | 35 | 52 | 26.7 | 25.9 | - | - | 10.2 | 13.7 | 16.6 |
| | P115 | 3.00 - 3.70 | 30 | 18 | 12 | 13.5 | - | - | - | 15.3 | 17.4 | -1.8 |
| | P116 | 2.80 - 3.10 | 29 | 20 | 9 | 8.1 | 25.3 | - | - | 14.5 | 15.8 | -6.3 |
| | P117 | 0.30 - 1.80 | 47 | 14 | 33 | 18.3 | - | - | - | 20.3 | 16.3 | -2.0 |
| | P118 | 2.80 - 3.20 | 70 | 26 | 44 | 23.4 | 25.6 | - | - | 18.9 | 13.6 | 4.6 |
| EA2 | P101 | 0.30 - 1.90 | 48 | 32 | 16 | 19.6 | - | - | - | - | - | - |
| | P109 | 0.30 - 2.60 | 29 | 18 | 11 | 12.5 | - | 1.9 | 1.7 | 17.1 | 16.4 | -4.6 |
| | P110 | 0.80 - 3.50 | 50 | 23 | 27 | 19.0 | 25.4 | 1.8 | 1.5 | 18.1 | 15.6 | 0.8 |
| | P111 | 3.00 - 3.50 | 58 | 23 | 35 | 22.0 | - | 1.9 | 1.5 | 21.8 | 14.4 | 0.2 |
| EA3 | P29 | 0.50 - 1.20 | 69 | 36 | 33 | 19.4 | 25.7 | 1.9 | 1.6 | 19.2 | 15.3 | 0.2 |
| | P29 | 2.00 - 3.60 | 32 | 21 | 11 | 9.9 | 26.3 | 1.6 | 1.5 | 9.5 | 21.4 | 0.4 |
| | P29Bis | 0.30 - 2.70 | 66 | 19 | 47 | 27.5 | 25.6 | - | - | 11.1 | 13.7 | 16.4 |
| | P30 | 1.70 - 3.20 | 50 | 26 | 24 | 17.9 | - | 1.7 | 1.5 | 10.0 | 16.6 | 7.9 |

- Essais de caractérisation de déformabilité et perméabilité :

Les résultats des essais à l'œdomètre et des essais de perméabilité sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau II.3 : Essais de caractérisation de déformabilité et perméabilité**

| Zone d'emprunt | Puit | Prof. (m) | Oedomètre | | | Perméabilité au perméamètre (m/s) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Pc (kPa) | Cc | Cg | |
| EA1 | P114 | 3.00 - 3.70 | 244.0 | 0.40 | 0.033 | - |
| | P116 | 2.80 - 3.10 | 118.0 | 0.21 | 0.017 | 2.58E-10 |
| | P118 | 2.80 - 3.20 | 183.0 | 0.34 | 0.034 | - |
| EA3 | P29Bis | 0.30 - 2.70 | 126.0 | 0.26 | 0.027 | 3.37E-10 |

Interpretation les résultats des essais géotéchniques :

- Les sols sont en moyenne à forte composante argilo-limoneuse (en général supérieur 60%), avec une proportion de sable fin (0,2-2 mm) inférieur à 35%.
- La perméabilité est très basse.

➢ Matériaux pour les recharges :

- Analyse granulométrique :

On illustre les courbes granulométriques ainsi que le fuseau granulométrique dans la partie d'annexe I.

**Tableau II.4 : Analyses granulométriques (puits de la zone d'emprunt ER1)**

| Zones d'emprunt | Puits | Profondeur (m) | Granulométrie (%) | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Cailloux > 20 mm | Gravier 20 - 2 mm | Sable gros 2 - 0,2 mm | Sable fin 0,2 - 0,02 mm | Limon 0,02 - 2µ | Argile < 2µ | < 80µ |
| ER1 | P19 | 0.60 - 1.80 | 61 | 17 | 6 | 14 | - | - | 14 |
| | P112 | 0.30 - 2.00 | 74 | 13 | 10 | 3 | - | - | 0 |
| | P113 | 0.30 - 3.20 | 76 | 11 | 4 | - | - | - | 8 |

À l'amont de la cuvette, un site de carrière a été reconnu dans les grès du Miocène Inférieur, à 2 ou 3 kilomètres de l'axe du barrage ce qui va être notre zone d'emprunt. Pour la caractérisation physique, mécanique, ils ont opté pour quelques essais.

Les résultats des essais de caractérisation physique sont présentés dans le tableau suivant II.5.

**Tableau II.5 : Essais de caractérisation physique des blocs de la zone d'emprunt**

| Echantiollon | | | Masse Vol. humide | Masse saturé | Masse imergée | Masse sèche | Porosité | Absorption |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Bloc/ Roches | Profundeur (m) | | | | | | | |
| | de: | à: | (t/m$^3$) | (g) | (g) | (g) | (%) | (%) |
| EA | - | - | 2,40 | 723,3 | 401,7 | 670,0 | 16,6 | 8,0 |
| EB | - | - | 2,49 | 496,7 | 272,5 | 462,1 | 15,4 | 7,5 |
| W1 | 4 | 6,5 | 2,19 | 554,1 | 313,7 | 525,8 | 11,8 | 5,4 |
| W3 | 0,4 | 2 | 2,3 | 634,9 | 366,1 | 604,3 | 11,4 | 5,1 |
| W3 | 7 | 8 | 2,26 | 461,8 | 269,2 | 443,6 | 9,5 | 4,1 |

Les résultats des essais de caractérisation mécanique sont présentés dans le tableau suivant II.6.

**Tableau II.6 : Essais de caractérisation mécaniques des blocs de la zone d'emprunt ER2**

| Echantiollon | | | Compression simple | | | | Abrasion Los Angeles | Micro Deval |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Bloc/ Sondage | Profundeur (m) | | État sec | | État saturé | | | Humide |
| | de: | à: | $\gamma_h$ (kN/m$^3$) | $R_c$ (Mpa) | $\gamma_h$ (kN/m$^3$) | $R_c$ (Mpa) | (%) | (%) |
| EA | - | - | 22,27 | 33,10 | 22,46 | 29,20 | 45,86 | 48,90 |
| | | | 21,97 | 23,10 | 21,78 | 13.80 * | | |
| | | | 22,27 | 26,30 | 21,97 | 19,60 | | |
| EB | - | - | 23,74 | 21,20 | 23,74 | 19,30 | 44,06 | 46,30 |
| | | | 23,74 | 23,40 | 23,74 | 19,30 | | |
| | | | 24,53 | 25,70 | 22,27 | 15,70 | | |
| SC02 | 4 | 6,5 | 22,07 | 13.92 ** | 22,46 | 19,58 | - | - |
| | | | 21,78 | 6.27 * | 22,27 | 18,49 | | |
| | | | 21,88 | 23,37 | 21,88 | 15,69 | | |
| | 0,4 | 2 | 22,17 | 18,40 | 22,76 | 9.38 ** | - | - |
| | | | 21,09 | 15,50 | 21,48 | 4.05 * | | |
| | 7 | 8 | 23,05 | 23,22 | 23,05 | 18,99 | - | - |

**Interprétations les résultats des essais géotechniques :**

- La porosité est très élevée, ce qui peut expliquer quelques valeurs plus basses de la masse volumique.
- la compression simple est déférente selon l'état, pour un état sec, elle présente une valeur moyenne de 23 MPA, et pour état saturé elle présente une valeur estimée à 19.5 MPA.
- La résistance à la fragmentation Los Angeles est faible.
- La résistance à usure micro-Deval est faible.

Selon la classification de l'*International Society for Rock Mechanics* (ISRM) basée sur les résultats des essais de compression simple, les matériaux de la carrière de la zone d'emprunt ER2 ont une résistance faible à moyenne.

D'après les classifications mentionnées ci-dessus, les matériaux de la carrière sont adéquats pour l'utilisation dans les recharges d'un barrage en terre. Mais on n'envisage pas l'utilisation de ces matériaux pour la production des enrochements de protections, des filtres et drains et des agrégats pour la fabrication du béton.

- Matériaux pour l'enrochement, les agrégats, les filtres et les drains :

- Analyse granulométrique :

On illustre les courbes granulométriques dans la partie d'annexe I.

**Tableau II.7 : Analyses granulométriques (puis de la zone d'emprunt ES1)**

| Zones d'emprunt | Puits | Profondeur (m) | Granulométrie (%) | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Cailloux > 20 mm | Gravier 20 - 2 mm | Sable gros 2 - 0,2 mm | Sable fin 0,2 - 0,02 mm | Limon 0,02 - 2µ | Argile < 2µ | < 80µ |
| ES1 | P104 | 3.00 - 3.50 | 8 | 52 | 31 | 6 | - | - | 4 |
| | P106 | 0.80 - 1.30 | 7 | 28 | 33 | 9 | 11 | 12 | 28 |
| | P107 | 0.80 - 2.00 | 0 | 2 | 56 | 15 | 13 | 15 | 33 |

**Tableau II.8 : Essais de caractérisation physique des matériaux sableux**

| Zone d'emprunt | Puit | Prof. (m) | $\gamma_s$ (kN/m$^3$) | Equivalent de sable (%) |
|---|---|---|---|---|
| ES1 | P104 | 3.00 - 3.50 | - | - |
| | P106 | 0.80 - 1.30 | 25,7 | 77,2 |
| | P107 | 0.80 - 2.00 | - | 74,9 |

D'après ces résultats on considère que ces matériaux sont adéquats pour la production de filtres et des drains.

Pour le béton, ils ont visé, un autre endroit situé à Boughezoul car cette carrière est la plus proche du site du barrage. Dans cette carrière sont exploités des agrégats calcaires.

Pour la caractérisation du rocher calcaire de la carrière on a prélevé un échantillon (blocs) pour la réalisation d'essais de laboratoire. Les résultats des essais de caractérisation physique et mécaniques sont présentés dans le tableau II.9.

**Tableau II.9 : Essais de caractérisation physique et mécaniques des blocs de la carrière de Boughezoul**

| Masse Vol. humide | Porosité | Compression simple | | | | Abrasion Los Angeles | Micro Deval |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | État sec | | État saturé | | | Humide |
| ($t/m^3$) | (%) | $\gamma_h$ ($kN/m^3$) | $R_c$ (MPa) | $\gamma_h$ ($kN/m^3$) | $R_c$ (MPa) | (%) | (%) |
| 2,76 | 5,54 | 24,72 | 69,90 | 25,21 | 59,10 | 27,92 | 28,20 |

**Tableau II.10 : Essais de caractérisation physique et mécaniques des granulats**

| Granulats | Granul. réelle | Tamisé à 0.08 (mm) | $\gamma_{abs}$ ($t/m^3$) | Equivalent de sable (%) | VBS (g/100g) | Coefficient d'aplatissement (%) | Abrasion Los Angeles (%) | Micro Deval (%) | $CaCO_3$ (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Sables | 0/2 | 15 | 2.67 | 63 | 0.32 | - | - | - | 72 |
| Gravier 3/8 | 3/7 | - | 2.78 | - | - | - | 23 | 5 | 66 |
| Gravier 8/15 | 8/13 | - | 2.78 | - | - | 8.45 | 23 | 14 | 80 |
| Gravier 15/25 | 14/22 | - | 2.75 | - | - | 8.45 | 23 | 14 | 70 |

**Tableau II.11 :** ***Essais de caractérisation physique et mécaniques de grave concassée***

| Éch. | Classe | Granulométrie (%) passant en mm | | | | | | Equivalent de sable (%) | VBS (g/100g) | Abrasion Los Angeles (%) | Micro Deval (%) | $CaCO_3$ (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 25 | 20 | 10 | 1 | 0.4 | 0.08 | | | | | |
| P1 | 0/20 | 100 | 96 | 72 | 15 | 10 | 5 | 65 | 0.42 | 24 | 15 | 82 |
| P2 | | 100 | 95 | 61 | 13 | 9 | 4 | 65 | 0.43 | 24 | 14 | 82 |
| P1 | 0/31.5 | 98 | 87 | 60 | 23 | 17 | 8 | 58 | 0.73 | 25 | 16 | 46 |
| P2 | | 97 | 85 | 52 | 17 | 12 | 6 | 49 | 0.77 | 25 | 15 | 66 |

**Interprétation des résultats des essais géotechniques :**

- Le rocher présente une résistance à la compression simple élevée avec des valeurs supérieures à 59 MPA.
- La résistance à la fragmentation Los Angeles varie entre 24% et 28%.
- La résistance à usure micro-Deval est moyenne à élever.

Les résultats des essais de caractérisation physique et mécanique des matériaux exploités dans la carrière de Boughezoul indiquent qu'ils sont adéquats pour la production des enrochements de protection des talus d'un barrage en terre.

Le tableau suivant va illustrer quelques paramètres qu'on aura besoin lors la conception de la digue ainsi que l'étude de stabilité de cette dernière.

**Tableau II.12 : Les caractéristiques géotechniques**

| Matériaux | Angle de frottement interne non drainé $\phi$ (°) | Angle de frottement interne drainé $\phi$' (°) | Cohésion non-drainée c (Kpa) | Cohésion drainée c (Kpa) |
|---|---|---|---|---|
| Recharges en sols grossiers et couches de transition | 38 | 38 | 7 | 0 |
| Sols fins | 27 | 25 | 22 | 5 |
| Enrochement | 40 | 40 | 4 | 0 |
| Drain | 35 | 35 | 5 | 0 |
| Alluvion grossiers | 38 | 38 | 3 | 0 |

## II.3 Etude de sismicité :

Pour l'analyse de la stabilité d'un barrage, les séismes de référence doivent être définis afin qu'on puisse choisir les paramètres sismiques appropriés au calcul de ceci.

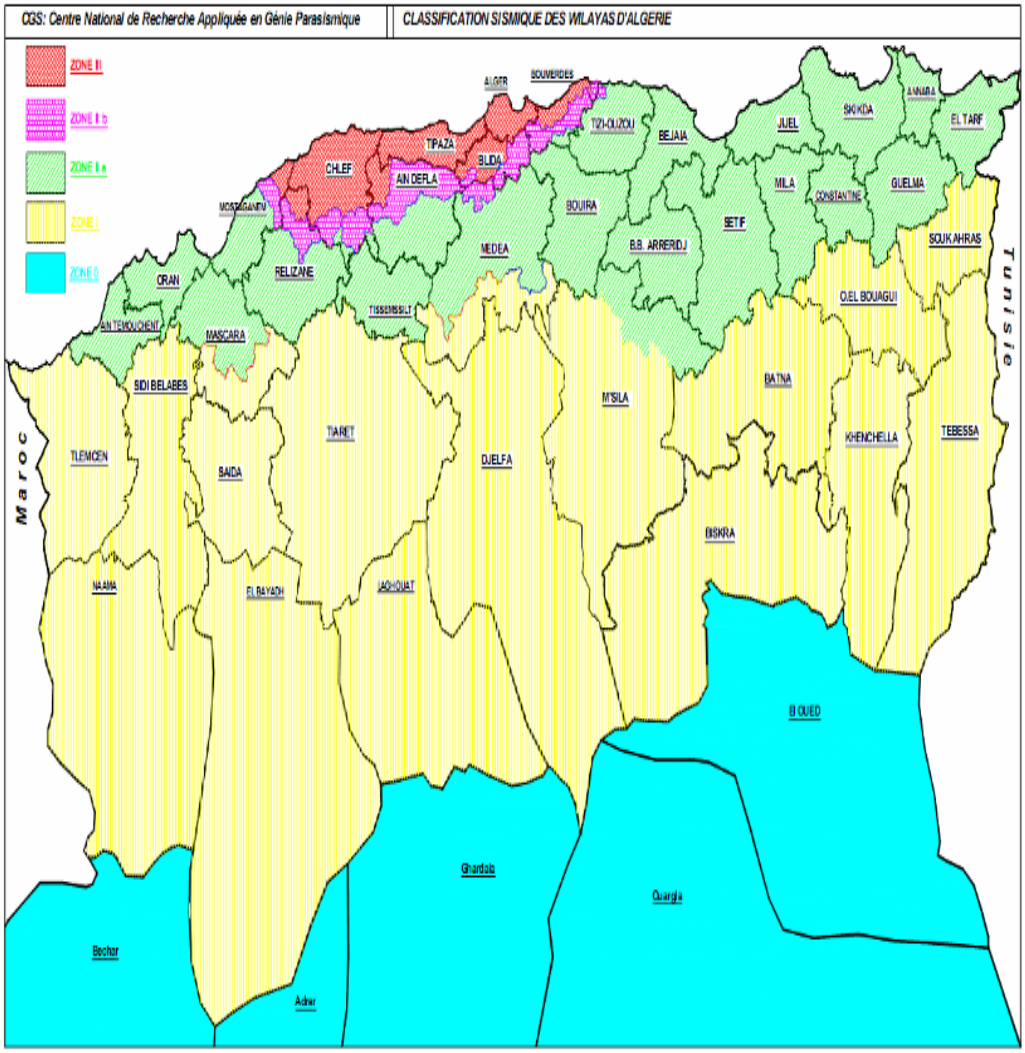



**Figure II.3 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA 99 version 2003)**

La Wilaya de Médéa est située dans l'Atlas du Tell, dans une région avec une activité sismique faible à moyenne. D'après le règlement parasismique algérien (RPA 99 / version 2003), la Wilaya de Médéa est classée zone " **IIa** ", c'est-à-dire, une zone à moyenne sismicité.

Le règlement divise le territoire algérien en 5 zones de sismicité, qui sont présentées au-dessous par ordre croissante :

- Zone 0 : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone IIa : sismicité moyenne
- Zone IIb : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevé

Le tableau II.13 présente les valeurs du coefficient d'accélération réglementaire en fonction du zonage sismique et du type de l'ouvrage.

**Tableau II.13 : Coefficients d'accélération (RPA99/version 2003)**

| Groupe | Zone | | | |
|---|---|---|---|---|
| | I | IIa | IIb | III |
| 1A | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.40 |
| 1B | 0.12 | 0.20 | 0.25 | 0.30 |
| 2 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.25 |
| 3 | 0.07 | 0.10 | 0.14 | 0.18 |

Les ouvrages sont classifiés en quatre groupes en fonction de leur usage avant, pendant et après un séisme fort :

- Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale devant demeurer opérationnels après un séisme majeur (centres de décision, hôpitaux, police, gendarmerie, installations militaires, de télécommunication, de stockage d'eau, etc...).
- Groupe 1B : ouvrage de grande importance (bâtiments publics, scolaires, universitaires, etc...).
- Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne (habitation, bureaux …).
- Groupe 3 : ouvrages de faible importance (constructions pour stockage de biens de petite valeur, constructions provisoires, etc…).

En ce qui concerne le barrage de Boukmouri, tenant en compte que le site appartient à la zone II a et que l'ouvrage se classifie dans le groupe 1 A, on obtient pour la composante horizontale du coefficient sismique la valeur **a=0.25**.

**Conclusion**

Les conditions topographiques et géologiques ne sont pas favorable pour une digue en béton, et pour cela il faut envisager d'autre variantes comme : digue homogène, digue zoné, digue en enrochement à noyau.

A partir des informations tiré de rapport géologiques préliminaire qui appartient à l'étude de faisabilité, et a partir des rapports de l'ANBT on a pu avoir toutes les informations concernant la géologie et la géotechnique de cite s'implantation de la digue de barrage Boukmouri wilaya Médéa.

# Chapitre III
# Etude hydrologique

# CHAPITRE III ETUDE HYDROLOGIQUE

## Introduction

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont toujours liés à une évaluation saine de la partie d'hydrologie dans l'étude de ces ouvrages hydrauliques.

Nous menons des recherches hydrologiques sur le bassin versant de l'Oued Boukmouri dont le but de déterminer certains des paramètres nécessaires à l'étude notamment le volume mort, volume utile, débit d'inondation, débit maximal évacué. Etc.

L'étude hydrologique faite dans la faisabilité se compose des points suivant :
-Les caractéristiques météorologiques et climatiques de la zone d'étude.
-L'étude des crues
- Les caractéristiques hydrologiques du bassin versant

Dans le présent chapitre, nous allons refaire les calculs hydrologiques, on se basant sur la même série pluviométrique utilisée dans l'étude de faisabilité.

Plusieurs paramètres seront utilisés directement à partir des résultats de l'étude de faisabilité telle que les caractéristiques morpho-métriques du bassin versant … etc.

## III.1 Résultats tiré de l'étude de faisabilité :

### III.1.1 Les paramètres morphologiques tirés à partir de l'étude de faisabilité :

**Tableau III.1 : Les paramètres hydrologiques tirés à partir de l'étude de faisabilité**

| Les paramètres | Les valeurs (unité) |
|---|---|
| Superficie du bassin versant | 128.7 $Km^2$ |
| Périmètre du bassin versant | 64.60 Km |
| Longueur du talweg principale | 32.10 Km |

### III.1.2 Caractéristiques géométriques du bassin versant :

Le bassin versant est délimité en commençant par l'exutoire. on trace les segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes aboutissant automatiquement à l'exutoire.

Nous avons déduit que ce bassin versant occupe une superficie de :

**S=128.7 $Km^2$**

Et un périmètre de : **P=64.60 Km**

Et une longueur du talweg principale : **L=32.10 Km**

## III.2 Caractéristiques morphologiques :

### III.2.1 Paramètres de forme :

#### III.2.1.1 Indice de compacité de Gravelius :

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

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

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

La formule d'indice de forme est : même

$$\mathbf{K_c} = \frac{\textit{Périmètre de bassin}}{\textit{circonférence du cercle } P' \textit{ de même superficie}} \quad \textbf{..... (III.1)}$$

On a : $S = \pi * R^2$ et $R = \sqrt{\frac{S}{P}}$ d'où $Kc = \frac{P}{2*\pi*\sqrt{\frac{S}{P}}} = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{S}}$

Avec : S : la surface de bassin versant ($Km^2$)

P : le périmètre de bassin versant (Km)

R : le rayon (Km)

Application numérique : $\mathbf{K_c = 1.59}$

Interprétation de résultats :

Le coefficient de forme qu'on a calculée là au-dessus est nettement supérieur à 1.128 ($K_c = 1.59 > 1.128$) qui veut dire que le bassin versant a une forme allongé.

#### III.2.1.2 Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation : $\mathbf{C_a} = \frac{L^2}{S}$ **…. ……. …… ….. ……. (III.2)**

Avec : L : la longueur du Talweg principale (Km)

S : la surface du bassin versant ($Km^2$)

Applications numérique : $\mathbf{C_a} = \frac{32.10^2}{128.7} = \mathbf{8.00}$

Interprétation de résultats :

Plus **Ca** est grand plus le bassin versant est allongé, plus le temps de concentration est important.

### III.2.1.3 Rectangle équivalent :

C'est une notion introduite il y a quelques années pour pouvoir comparer les bassins versants entre eux du point de vue d'influence de la forme sur l'écoulement. Nous supposons que l'écoulement sur un bassin donné est le même que sur un rectangle de même superficie, ayant le même indice de GRAVELIUS. La même répartition hypsométrique et la même distribution des sols, de la végétation, de même densité de drainage. Etc

C'est une transformation purement géométrique, le bassin versant devient un rectangle du même périmètre, les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits côtés du rectangle.

La longueur ($L_r$) :

$$L_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1{,}12}\left[1 + \sqrt{1-\left(\frac{1{,}128}{K_c}\right)^2}\right] \quad \textbf{..... (III.3)}$$

La largueur ($l_r$) :

$$l_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1{,}12}\left[1 - \sqrt{1-\left(\frac{1{,}128}{K_c}\right)^2}\right] \quad \textbf{..... (III.4)}$$

Avec : $L_r$ : Longueur du rectangle équivalent (Km).

$l_r$ : Largeur du rectangle équivalent (Km).

S : Surface du bassin versant ($Km^2$).

$K_c$ : Indice de compacité de GRAVELIUS.

Application numérique :

$$L_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1{,}12}\left[1 + \sqrt{1-\left(\frac{1{,}128}{K_c}\right)^2}\right] = 27.26Km \qquad \textbf{L}_\textbf{r} \textbf{ = 27.26 Km}$$

$$l_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1{,}12}\left[1 - \sqrt{1-\left(\frac{1{,}128}{K_c}\right)^2}\right] = 4.72Km \qquad \textbf{l}_\textbf{r} \textbf{ = 4.72 Km}$$

### III.2.2 Paramètre de relief du bassin versant :

### III.2.3 Le relief :

Le relief est un facteur primordiale, il est caractérisé par :

- La courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne.
- L'indice de pente globale $I_g$.
- L'indice de pente roche $I_p$
- L'indice de pente moyenne du bassin versant $I_{pm}$ .
- Densité de drainage $D_g$

### III.2.3.1 Répartition et courbes hypsométriques :

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude et surfaces partielles. Cette courbe fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Elle représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude.

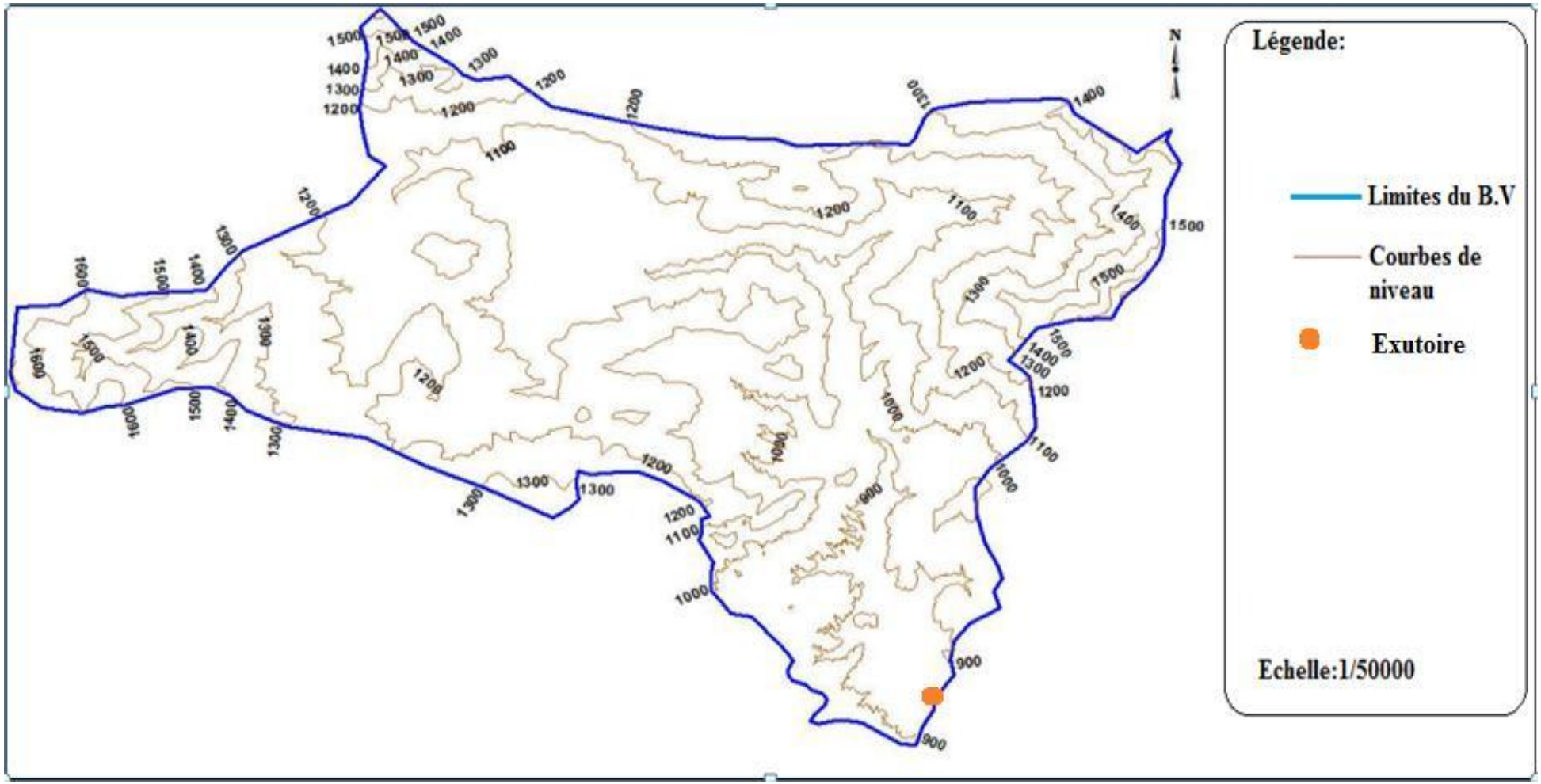



**Figure III.1 : Courbes de niveau de bassin-versant (source ANBT)**

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin.

**Tableau III.2 : Surface partielle entre les différentes courbes de niveau**

| ALTITUDE | $S_i$ ($km^2$) | $(S_i)(\%)$ | $(S_i)_{Cumul}(\%)$ |
|---|---|---|---|
| **1706-1700** | 0.173 | 0.1344 | 0.13 |
| **1700-1600** | 1.768 | 1.3739 | 1.51 |
| **1600-1500** | 3.872 | 3.0089 | 4.52 |
| **1500-1400** | 5.608 | 4.3579 | 8.88 |
| **1400-1300** | 8.242 | 6.4048 | 15.28 |
| **1300-1200** | 20.208 | 15.7034 | 30.98 |
| **1200-1100** | 35.022 | 27.2152 | 58.20 |
| **1100-1000** | 29.776 | 23.1386 | 81.34 |
| **1000-900** | 17.333 | 13.4693 | 94.81 |
| **900-805** | 6.685 | 5.1948 | 100.00 |

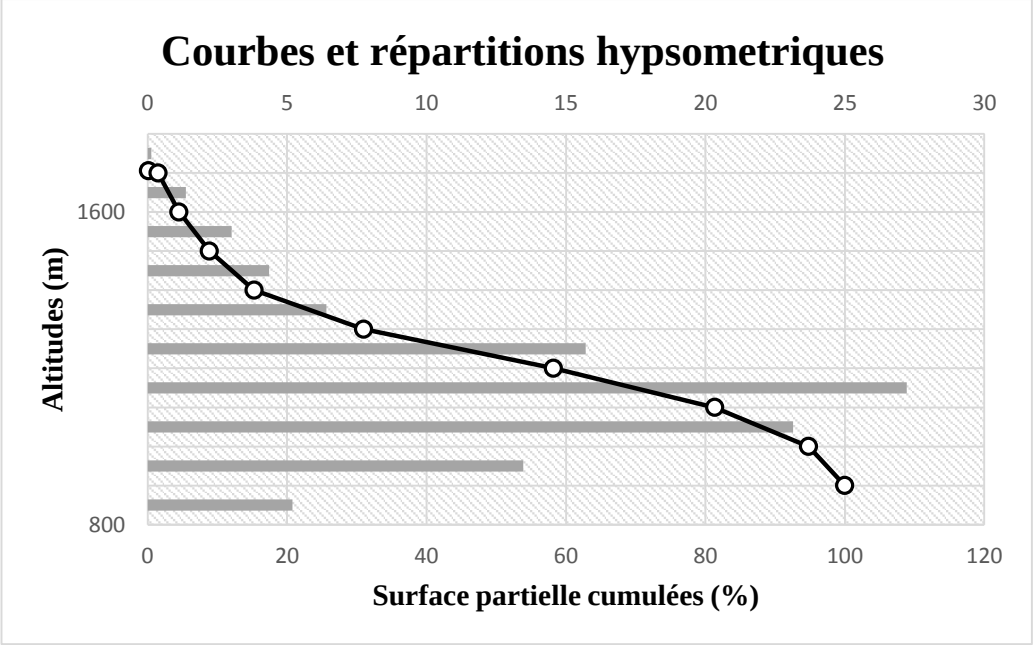



**Figure III.2 : Courbes et répartitions hypsométriques**

### III.2.3.2 Altitudes moyenne du bassin versant :

- **Altitude médiane :**

Par projection de la surface cumulée de 50 %sur la courbe hypsométrique. On obtient une altitude médiane de **1180 m**.

$$\mathbf{H_{50\%} = 1180\ m}$$

- **Altitude moyenne :**

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i * H_i}{S} \quad \textbf{... ..... (III.5)}$$

Avec :

Si : surface partielle entre deux courbes de niveau ($km^2$).

Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives (i-1) et i en (m)

S : Superficie du bassin versant ($km^2$).

**Tableau III.3 : Surface moyenne du bassin versant**

| Altitude | Si($km^2$) | Si*Hi |
|---|---|---|
| **1706-1700** | 0.173 | 294.619 |
| **1700-1600** | 1.768 | 2916.87 |
| **1600-1500** | 3.872 | 6001.6 |
| **1500-1400** | 5.608 | 8131.6 |
| **1400-1300** | 8.242 | 11126.43 |
| **1300-1200** | 20.208 | 25259.75 |
| **1200-1100** | 35.022 | 40275.07 |
| **1100-1000** | 29.776 | 31264.59 |
| **1000-900** | 17.333 | 16466.16 |
| **900-805** | 6.685 | 5698.792 |
| | **somme** | **147435.48** |

Application numérique :

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i * H_i}{S} = 1145.57m$$

**Tableau III.4 : Récapulatif des résultats précedants**

| Altitudes | Valeurs (m.NGA) |
|---|---|
| $H_{moyenne}$ | 1145.57 |
| $H_{médiane}$ | 1180 |
| $H_{95\%}$ | 1535 |
| $H_{5\%}$ | 948 |
| $H_{max}$ | 1706 |
| $H_{min}$ | 805 |

### III.2.3.3 Pente moyenne du bassin versant :

La pente moyenne est donnée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H * (0.5l1 + l2 + l3 + \cdots \ldots + 0.5ln)}{S} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(III.6)}$$

Avec :

ΔH : dénivelé entre deux courbes de niveau successives (m)

$L_1$. L2….$L_n$ : les longueurs de courbes de niveaux

S : la superficie du bassin versant

**Tableau III.5 : Calcul de la pente moyenne du bassin versant**

| Altitude (m) | ΔH (m) | Longueur de la courbe de niveau (km) |
|---|---|---|
| 900 | 100.00 | 33.04 |
| 1000 | 100.00 | 44.12 |
| 1100 | 100.00 | 64.63 |
| 1200 | 100.00 | 62.33 |
| 1300 | 100.00 | 27.71 |
| 1400 | 100.00 | 20.46 |
| 1500 | 100.00 | 8.07 |
| 1600 | 100.00 | 5.92 |
| 1700 | 100.00 | 0.43 |

Application numérique :

$$\mathbf{I_m = 194.23\ m/Km}$$

Interprétation du résultat :

La pente moyenne du bassin versant est importante. Elle va provoquer un écoulement rapide et une montée rapide des crues par la suite.

### III.2.3.4 Indice de pente :

- **Indice de pente globale ($I_g$) :**

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

L'indice de pente globale sera :

$$\mathbf{I_g = \frac{H5\% - H95\%}{L}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(III.7)}$$

Avec :

L : longueur du rectangle équivalent (Km)

$H_{5\%}$ : l'altitude correspondant à $S_{5\%}$

$H_{95\%}$ : l'altitude correspondant à $S_{95\%}$

Application numérique :

$H_{5\%}$ = 1535 m

$H_{95\%}$ = 948 m ⟶ **$I_g$ = 2.15 % =21.53 m/Km**

L= 27.26 Km

Interprétation de résultat :

Pour la classification du relief , celle d'ORSTOM (*Livre PDF | Manuel Pratique d'hydrologie Touaibia bénina*, s. d.) sera prise comme référence. on peut voir que l'indice de pente globale **$I_g$** est nettement inférieure à 0.05 on peut considérer que le relief est assez fort.

- **Indice de pente moyenne ($I_m$) :**

« L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent » selon (*Livre PDF | Manuel Pratique d'hydrologie Touaibia bénina*, s. d.).

La formule d'indice de pente moyenne est :

$$I_m = \frac{\Delta H}{L} \quad \text{..... .....} \quad \textbf{(III.8)}$$

Avec :

ΔH : La différence entre l'altitude maximale et l'altitude minimale

L : longueur du rectangle équivalent (Km)

Application numérique :

**$I_m$ = 2.806 % = 28.06 m/Km**

- **Indice de pente de ROCHE ($I_p$) :**

« $I_p$ est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau $H_i$ et $H_{i-1}$ » selon (*Livre PDF | Manuel Pratique d'hydrologie Touaibia bénina*, s. d.). Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^{n} \sqrt{S(H_i - H_{i-1})} \quad \text{..... .....} \quad \textbf{(III.9)}$$

Avec :

L : longueur de rectangle équivalent (m)

S : surface partielle (%) comprise entre deux courbes de niveau consécutives $H_i$ et $H_{i-1}$ (m).

**Tableau III.6 : Calcul de l'indice de pente ROCHE Ip**

| Altitudes | $(H_i-H_{i-1})$ (m) | S ($km^2$) | S (%) | $\sqrt{S*(Hi-Hi-1)}$ |
|---|---|---|---|---|
| **1706-1700** | 6 | 0.173 | 0.134 | 0.89 |
| **1700-1600** | 100 | 1.7678 | 1.374 | 11.72 |
| **1600-1500** | 100 | 3.872 | 3.009 | 17.35 |
| **1500-1400** | 100 | 5.608 | 4.358 | 20.88 |
| **1400-1300** | 100 | 8.2418 | 6.405 | 25.31 |
| **1300-1200** | 100 | 20.2078 | 15.703 | 39.63 |
| **1200-1100** | 100 | 35.0218 | 27.215 | 52.17 |
| **1100-1000** | 100 | 29.7758 | 23.138 | 48.10 |
| **1000-900** | 100 | 17.3328 | 13.469 | 36.700 |
| **900-805** | 95 | 6.6848 | 5.195 | 22.21 |
| | **Somme** | **128.7** | **100.00** | **274.96** |

Application numérique :

$$\mathbf{I_p = 1.665}$$

### III.2.4 Caractéristiques hydrographiques du bassin-versant :

#### III.2.4.1 Le chevelu hydrographique :

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est celle de **Horton**.

Dans cette classification de Horton est considéré d'ordre (x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x).

Dans notre bassin versant de l'Oued Boukmouri, le cours d'eau principal est de l'ordre 5.Le réseau hydrographique est représenté dans la figure II.04.

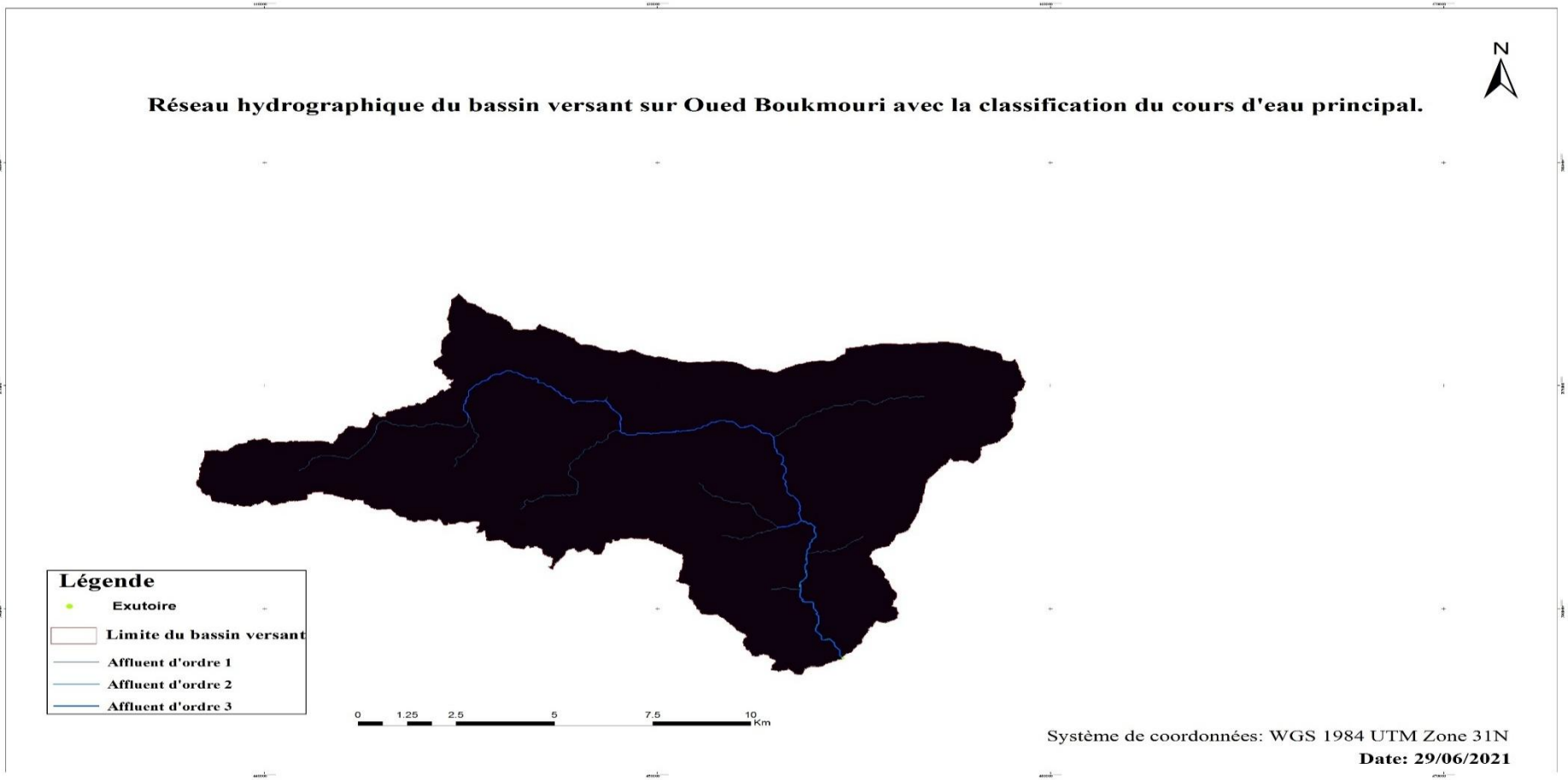



**Figure III.3 : Réseau hydrographique de bassin versant sur oued Boukmouri**

### III.2.4.2 Densité de drainage $D_d$ :

Elle est définie pour un bassin versant donnée de surface « S », comme la longueur totale des cours d'eaux de tous les ordres sur la surface drainée, et est exprimée en km/km$^2$.

Elle est exprimée sous la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} L_i}{S} \quad \text{..... ..... (III.10)}$$

Avec :

$\sum_{i=1}^{n} L_i$ : Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (=413.73 km).

S : Surface du bassin versant (km$^2$).

Application numérique :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} L_i}{S} = 3{,}215 km/km^2$$

### III.2.4.3 Le coefficient de torrentialité $C_t$ :

$$C_t = D_d \frac{N}{S} \quad \text{..... ..... (III.11)}$$

Avec :

$D_d$ : la densité de drainage.

N : Nombre des talwegs d'ordre 1. (N = 533).

S : Surface du bassin versant.

Application numérique :

$$C_t = D_d \frac{N}{S} = 13{,}31$$

### III.2.4.4 Pente moyenne de cour d'eau principale :

La pente moyenne est exprimée par la relation suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{I}} = \frac{1}{L} \sum_{i=1}^{n} \frac{\Delta L_i}{\sqrt{I_i}} \quad \text{..... ..... (III.12)}$$

Avec :

I : pente moyenne du Talweg principal (m/m).

L : longueur totale du Talweg principal (m).

$\Delta L_i$: longueur élémentaire du cours d'eau entre deux courbes de niveaux (m).

$I_i$ : pente moyenne entre deux courbes de niveaux (m/m).

**Tableau III.7 : Calcul de la pente du talweg principal**

| ALTITUDE | $\Delta L_i$ (m) | Pente élémentaire $I_i$ (m/m) | $\sqrt{I}$ | $\frac{\Delta L_i}{\sqrt{I_i}}$ |
|---|---|---|---|---|
| **805-900** | 7050 | 0.01347518 | 0.116 | 60732.600 |
| **900-1000** | 7780 | 0.01285347 | 0.113 | 68622.952 |
| **1000-1100** | 7660 | 0.01305483 | 0.114 | 67041.412 |
| **1100-1200** | 3750 | 0.02666667 | 0.163 | 22963.966 |
| **1200-1300** | 2400 | 0.04166667 | 0.204 | 11757.551 |
| **1300-1400** | 1780 | 0.05617978 | 0.237 | 7509.828 |
| **1400-1500** | 1160 | 0.0862069 | 0.294 | 3950.818 |
| **1500-1600** | 520 | 0.1923 | 0.439 | 1185.782 |
| **somme** | **32100** | | **somme** | **245278.93** |

Application numérique :

**I = 0.0171 = 1.71 %**

### III.2.4.5 Temps de concentration du bassin versant :

On appelle temps de concentration $T_c$ d'un bassin versant, la durée nécessaire pour que la pluie tombée sur le point le plus éloigné hydrologiquement de l'exutoire atteigne celui-ci.

Plusieurs formules de détermination du temps de concentration ont été mises au point les plus courantes sont :

**a) Formule de Giandotti :**

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{\min}}} \quad \text{……. ……. (III.13)}$$

Avec :

$T_c$ : temps de concentration (heures)

S : surface du bassin versant ($km^2$)

L : longueur du talweg principal (km)

$H_{moy}$ : l'altitude moyenne du bassin versant (m)

$H_{min}$ : l'altitude minimale du bassin versant (m)

**b) Formule de Kirpich**

$$T_c = 0{,}6615\ L^{0{,}77}\ .\ I_g^{-0{,}385} \quad \text{…….. (III.14)}$$

Avec :

$T_c$ : temps de concentration (heures)

L : longueur du talweg principal (km)

$I_g$ : Pente globale du bassin versant (%)

**c) Formule de SOGREAH - ANRH :**

$$T_C = 3 * \left[\frac{S.L}{(10I)^{3/2}}\right]^{0{,}25} \quad \text{…… ……. (III.15)}$$

Avec :

$T_c$ : temps de concentration (heures).

S : surface du bassin versant ($km^2$).

L : longueur du talweg principal (km).

I : pente moyenne du talweg principal (%).

**d) Formule de Ventura**

$$Tc = 0{,}1272 * \sqrt{\frac{S}{\frac{H_{\max} - H_{\min}}{L}}} \quad \text{…….. …….. (III.16)}$$

Avec :

$T_c$ : temps de concentration (heures)
S : surface du bassin versant ($km^2$)
L : longueur du talweg principal (km)
$H_{max}$ : l'altitude maximale du bassin versant (m)
$H_{min}$ : l'altitude minimale du bassin versant (m)

Application numérique :

Dans le tableau suivant (III.8). On résumera tous les résultats trouvés pour le calcul de temps de concentration du bassin versant.

**Tableau III.8 : Tableau récapitulatifs des temps de concentration**

| Formules | $T_c$ : Temps de concentration (heures) |
|---|---|
| Formule de GIANDOTTI | 6.34 |
| Formule de KIRPICH | 7.12 |
| Formule de SOGREAH - ANRH | 8.28 |
| Formule de VENTURA | 8.61 |

Etant donné que la formule de SOGREAH - A.N.R.H est la plus couramment utilisée dans les bassins versant en Algérie et cette valeur qui est la plus proche à la moyenne, nous retiendrons pour la suite de nos calculs la valeur obtenue cette formule.

### III.2.4.6 Vitesse de ruissèlement :

On définit le mot « ruissèlement », comme un processus, phénomène physique qui se produit lors le dépassement d'une certaine capacité d'absorption limite du sol, pour cette raison on appelle le ruissèlement par la notion de « dépassement de capacité d'absorption des sols ». Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$\mathbf{V_r = \frac{L}{Tc}} \quad \textbf{…… …… ……. (III.17)}$$

Avec :

L : Longueur du thalweg principal (Km).
$T_c$ : Temps de concentration (heures).

Application numérique :

$$\mathbf{V_r = 3.87\ Km/Heure = 1.076\ m/s}$$

Dans le tableau suivant (III.9). On résumera tous les résultats qu'on a trouvé lors les calculs qui ont été fait là au-dessus.

**Tableau III.9 : Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant**

| Désignations | | Symboles | Unités | Valeurs |
|---|---|---|---|---|
| Superficie | | S | $Km^2$ | 128.7 |
| Périmètre | | P | Km | 64.6 |
| Longueur du Talweg principale | | L | Km | 32.10 |
| Indice de compacité | | $K_c$ | / | 1.59 |
| Coefficient d'allongement | | $C_a$ | / | 8 |
| Rectangle équivalent | Longueur | $L_r$ | Km | 27.26 |
| | Largeur | $l_r$ | Km | 4.72 |
| Altitudes | Maximale | $H_{max}$ | m | 1706 |
| | Moyenne | $H_{moy}$ | m | 1145.57 |
| | Médiane | $H_{50\%}$ | m | 1180 |
| | Minimale | $H_{min}$ | m | 805 |
| Indice de pente de Roche | | $I_p$ | % | 1.665 |
| Indice de pente Globale | | $I_g$ | m/Km | 21.53 |
| Indice de pente moyenne | | $I_m$ | m/Km | 28.06 |
| Densité de drainage | | $D_d$ | $Km/Km^2$ | 3.215 |
| Coefficient de torrentialité | | $C_t$ | / | 13.31 |
| Temps de concentration | | $T_c$ | Heure | 8.3 |
| Vitesse de ruissèlement | | $V_r$ | Km/heure | 3.87 |

## III.3 Caractéristiques climatiques du bassin versant :

Les conditions climatiques qui prévalent dans la région d'étude seront décrites par les mesures et observations disponibles dans les stations et sites de mesures les plus proches. Ainsi pour le barrage d'Oued Boukmouri, les caractéristiques climatiques en question peuvent être approchées par les mesures effectuées à la station de Médéa.

### III.3.1 Température :

En l'absence d'une station météorologique au niveau de la commune, le choix de la station météorologique professionnelle de Médéa. (Latitude 36°17N. Longitude 02°44E. Altitude 1030 NGA) appartenant au réseau O.N.M a été retenue comme référence pour l'interprétation des données.

De manière générale le climat de la région est caractérisé par un été chaud et un hiver froid.

Les températures moyennes de la station de Médéa sont récapitulées ci-dessous :

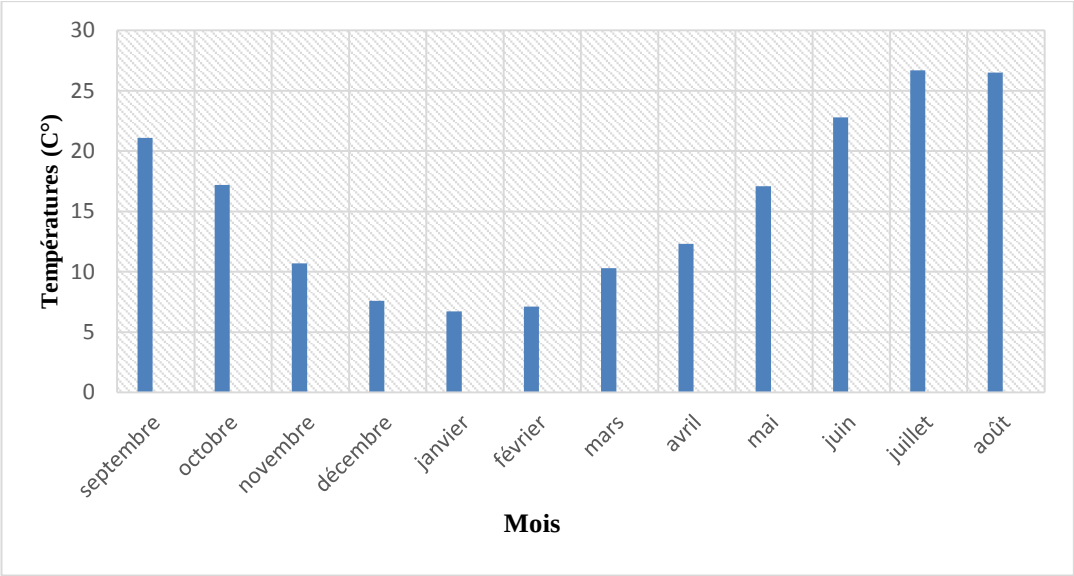



**Figure III.4 : Températures mensuelles moyennes interannuelle sur la période 1994-2013(Station Médéa)**

**Tableau III.10 : Températures mensuelles moyennes sur la période 1994-2013(Station Médéa)**

| Mois | Sep. | Oct. | Nov. | Déc. | Jan. | Fev. | Mar. | Avr. | Mai. | Juin. | Juil. | Aout | Année |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Temp Moy C° | 21.1 | 17.2 | 10.7 | 7.6 | 6.7 | 7.1 | 10.3 | 12.3 | 17.1 | 22.8 | 26.7 | 26.5 | 15.7 |

**(Source O.N.M)**

Interprétation du graphe :

On observe suivant le tableau précédant que les floculations de la température mensuelle interannuelle atteintes son maximum en mois de Juillet et au contraire atteint son minimum en mois de Janvier.

## III.3.2 Evaporation :

La détermination de l'évaporation du plan d'eau du barrage d'Oued Boukmouri sera estimée d'après les mesures effectuées sur l'évaporomètre Piche au niveau de la station de Médéa (Altitude : 1030m. Latitude : 36°17 N. Longitude : 02°44 E) étant donné l'absence de mesures dans la région.

Le tableau suivant donne l'évaporation mesurée par évaporométre de Piche :

**Tableau III.11 : Evaporations mensuelles sur la période 1994-2013 (station de Médéa)**

| Mois | Sep | Oct | Nov | Dec | Jan | Fev | Mars | Avr | Mai | Juin | Juil | Aout | Année |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Evap (mm) | 122.7 | 96.9 | 50.9 | 37.9 | 37.7 | 43.5 | 72.1 | 81.1 | 118.0 | 174.1 | 226.1 | 210.2 | 1271.2 |
| % | 9.65 | 7.62 | 4.00 | 2.98 | 2.97 | 3.42 | 5.67 | 6.38 | 9.28 | 13.70 | 17.79 | 16.54 | 100 |

**(Source O.N.M)**

La figure III.5 présente les floculations de l'évaporation :

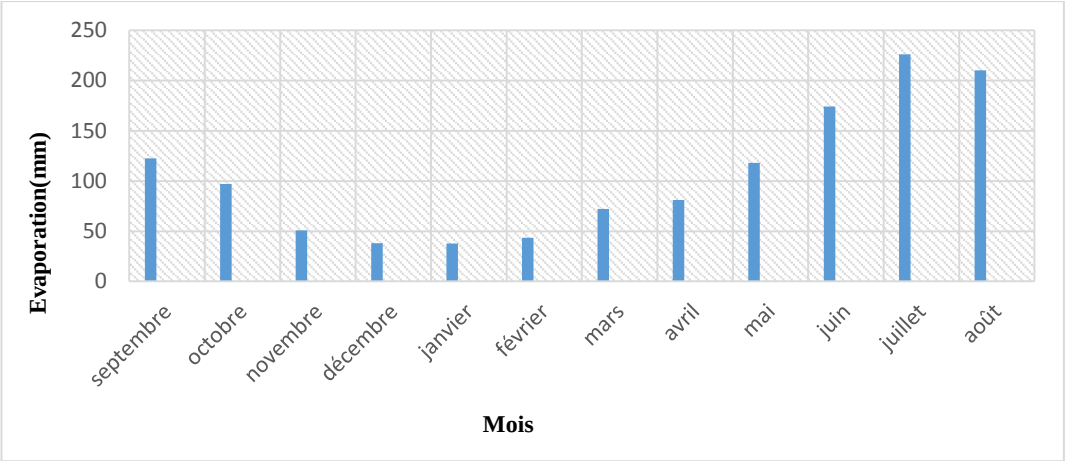



**Figure III.5 : Evaporations mensuelles interannuelle sur la période 1994-2013 (station de Médéa)**

Interprétation du graphe :

On remarque suivant la figure au-dessus l'évolution de la température entre Juin et Aout et un abaissement qui touche les mois de Novembre jusqu'à Février.

### III.3.3 Les vents :

Les moyennes mensuelles des vitesses des vents de la station de Médéa sont récapitulées ci-dessous (pour la période 1995-2014) :

**Tableau III.12 : Moyennes mensuelles de la vitesse des vents sur la période 1994-2014 (station de Médéa)**

| Mois | Sep | Oct | Nov | Dec | Jan | Fev | Mars | Avr | Mai | Juin | Juil | Aout | Année |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Vitesse vent (m/s) | 1.50 | 1.50 | 1.90 | 1.80 | 1.80 | 1.80 | 1.80 | 1.90 | 1.60 | 1.60 | 1.40 | 1.40 | 1.67 |

**(Source O.N.M)**

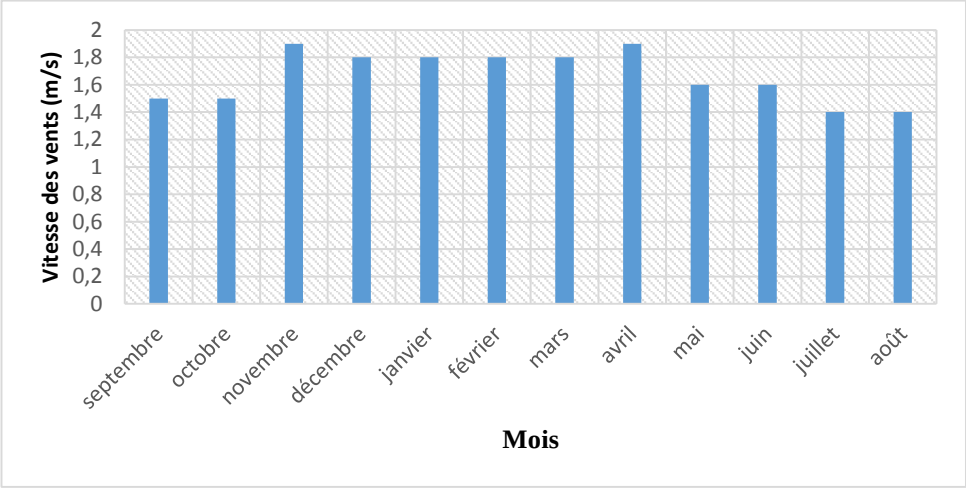



**Figure III.6 : Moyennes mensuelles interannuelle de la vitesse des vents sur la période 1994-2014 (station de Médéa)**

Interprétation du graphe :

D'après l'observation de graphe l'intitulé « Moyennes mensuelles de la vitesse des vents sur la période 1994-2014 (station de Médéa) », la vitesse du vent reste constante à une valeur de 1.5 m/s entre Septembre- Octobre, ensuite elle augmente pour un extrême de 1.9 m/s pour les mois de Novembre-Avril, la vitesse de vent se stabilise encore entre les mois de Décembre et Mars pour 1.8 m/s et entre Mai-Juin, et enfin entre Juillet-Aout pour une valeur de 1.4 m/s

## III.4 Etude de la pluviométrie :

### III.4.1 Pluie moyenne annuelle :

D'après l'étude de faisabilité du barrage Boukmouri, ils ont constatés que le bassin versant de l'Oued Boukmouri n'est pas contrôlé par une station de jaugeage, mais des données d'observation directes sont disponibles au niveau du bassin versant de l'Oued Boukmouri de nature pluviométrique au niveau de la station Derrag.

Cette station contient des lacunes, pour cette raison ils ont fait appel à d'autres stations voisines pour compléter et corriger les lacunes d'observation. Malheureusement, ils n'ont pas trouvé une station qui peut avoir un coefficient de régression qui dépasse ($R^2$= 0.7).

Pour cette raison, ils ont pensé d'avoir la pluie moyenne annuelle ($P_0$) à partir de deux méthodes différentes :

- Méthode d'isohyètes
- Méthode Thiessen

On possède par les définir et éventuellement le calcul de $P_0$.

**Méthode d'isohyètes** :

Selon la carte pluviométrique de l'ANRH, établie en 2005, le bassin d'étude se situe entre les isohyètes 300 mm et 500 mm Tableau (III.7).

Pour passer à la pluie moyenne tombée sur la surface totale, on planimètre chacune des surfaces élémentaire délimitées par les isohyètes $P_i$ et $P_{i+1}$ comme le montre le Tableau (III.12).

On calcule la pluie précipitée sur la surface comprise entre ces isohyètes, en totalisant ces produits et divisant sur la surface totale du bassin versant.

$$P = \frac{\sum S_i P_i}{S} \quad \text{..... ..... (III.18)}$$

Avec :

P : pluie moyenne tombée sur bassin versant

$P_i$ : précipitation moyenne entre les isohyètes successives (mm)

$S_i$ : surface comprise entre deux isohyètes successives ($km^2$)

S : surface totale du bassin versant ($km^2$)

On résume dans le tableau (III.13) la procédure de calculs.

**Tableau III.13 : Calcul de la pluie moyenne par isohyètes**

| $P_i - P_{i+1}$ (mm) | Surface entre les isohyètes ($km^2$) | $(P_i+P_{i+1})/2$ | $S*(P_i+P_{i+1})/2$ |
|---|---|---|---|
| **300-350** | 0.74 | 325 | 240.50 |
| **350-400** | 17.98 | 375 | 6742.50 |
| **400-450** | 83.36 | 425 | 35429.30 |
| **450-500** | 26.62 | 475 | 12643.10 |
| | | **Somme** | **55055.40** |
| | | **Pmoy** | **428.00** |

La figure (III.7) suivante peut illustrer les courbes d'isohyètes :

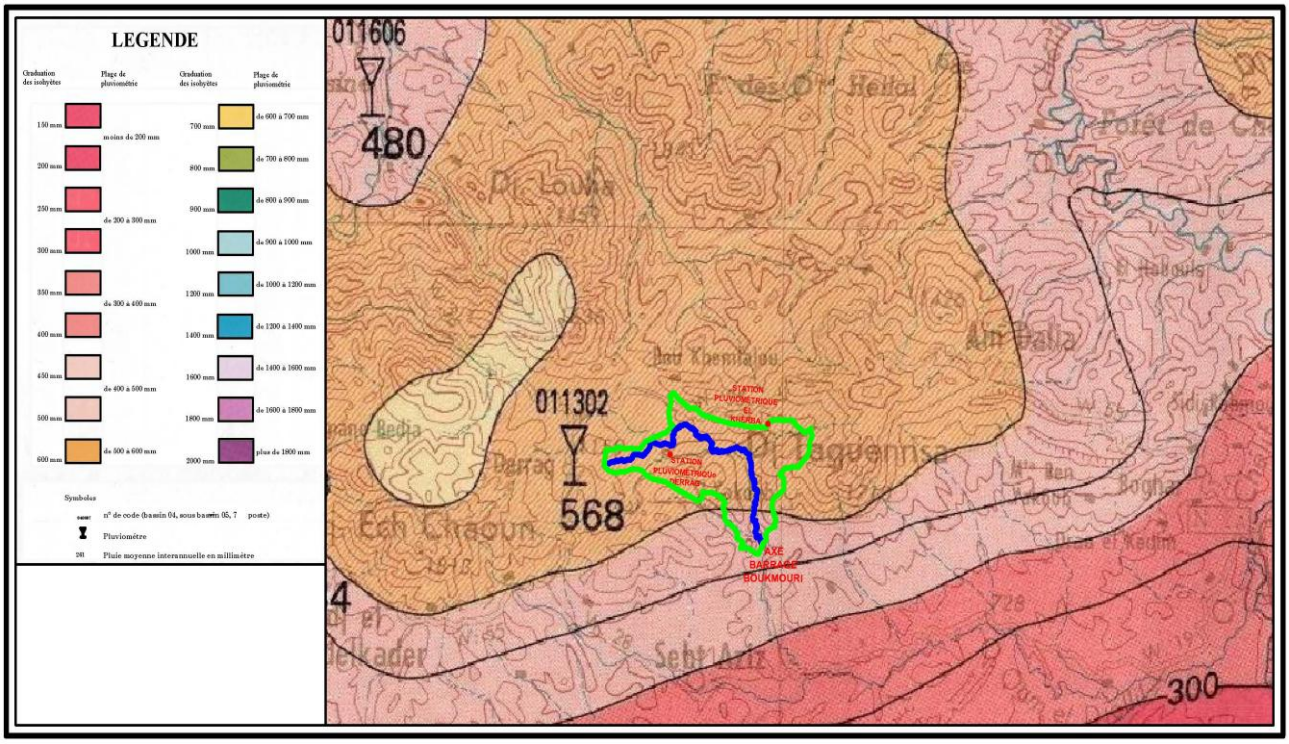



**Figure III.7 : Carte des Isohyètes d'Oued Boukmouri. Echelle : 1/500 000**

### Méthode de Thiessen

C'est l'une des méthodes la plus rapide et la plus utilisée, elle consiste à diviser la surface du bassin polygonal, dans lesquels on attribue à chaque poste pluviométrique un poids proportionnel à une zone d'influence. Un point situé dans cette zone soit plus près en distance horizontale du pluviométrique correspondant que tout autre pluviomètre.

La construction est la suivante :

- Les stations disponibles étant reportées sur une carte.
- On trace une série de droite reliant les stations adjacentes.

- Au milieu de chacune de ces médiatrices déterminant un certain nombre de polygones, pour chacun des quels la hauteur de précipitation moyenne est prise égale à celle de la station comprise à l'intérieur du polygone qui l'entoure.

$$P_{moy} = \frac{\sum S_i P_i}{S} \quad \text{..... ..... (III.19)}$$

Avec :

$P_{moy}$ : pluie moyenne sur l'ensemble du bassin (mm).

$S_i$ : surface élémentaire d'égale précipitation ($km^2$).

$P_i$ : précipitation moyenne sur la surface élémentaire qui égale à celle de la station située à l'intérieur de la surface élémentaire (mm).

S : surface totale du bassin ($km^2$).

On résume les calculs et les résultats trouvés dans le tableau suivant :

**Tableau III.14 : Calcul de la pluie moyenne par Thiessen**

| **Station** | **$P_i$** | **$A_i$** | **$A_i/A_t$** | **$P_i*A_i/A_t$.** |
|---|---|---|---|---|
| | **(mm)** | **($km^2$)** | | **(mm)** |
| Derrag | 549.7 | 85.76 | 0.7 | 366.29 |
| Kherba Od Hellal | 324.4 | 40.67 | 0.3 | 102.51 |
| Bordj El Amir | 457.7 | 2.30 | 0.018 | 8.18 |
| Boughzoul | 223.4 | 0.00 | 0.000 | 0.0 |
| | | | $A_{totale}$ ($km^2$) | 128.7 |
| | | | $P_{moy}$ (mm) | 477 |

On illustre dans la figure suivante l'application de la méthode de Thiessen.

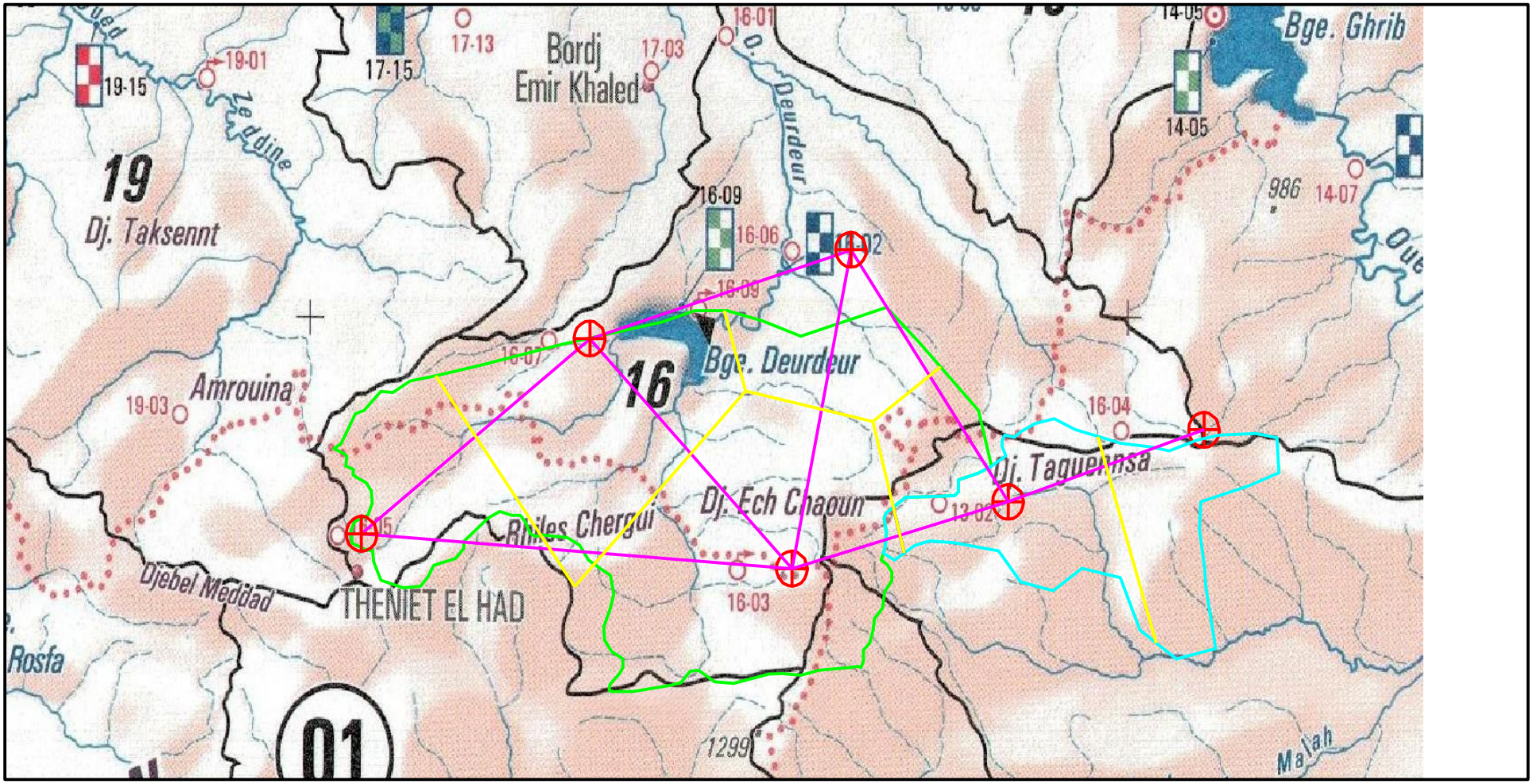



**Figure III.8 : Application de la méthode de Thiessen sur Oued Boukmouri et Oued Deurdeur. Echelle : 1/500 000**

Conclusion :

- La pluviométrie moyenne annuelle selon la carte pluviométrique de l'Algérie du nord (méthode des isohyètes) est de 428 mm.
- La pluviométrie moyenne annuelle par la méthode de Thiessen est de 477 mm.

On adopte une valeur de la pluie moyenne annuelle $P_0$, une valeur intermédiaire entre les deux résultats qu'on a trouvés là au-dessus. On opte pour **$P_0$ = 450 mm**.

### Répartition mensuelle interannuelle de la pluviométrie :

**Tableau III.15 : Répartition mensuelle interannuelle moyenne de la pluviométrie**

| Année | Sep | Oct. | Nov. | Déc | Jan | Fév | Mar | Avr | Mai | Juin | Juill | Août | Année |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| P(mm) | 24.795 | 41.895 | 48.69 | 67.245 | 67.29 | 54.36 | 51.345 | 43.02 | 39.24 | 12.15 | 2.745 | 6.21 | 450 |
| % | 5.51 | 9.31 | 10.82 | 13.95 | 13.96 | 12.08 | 11.41 | 9.56 | 8.72 | 2.7 | 0.61 | 1.38 | 100 |

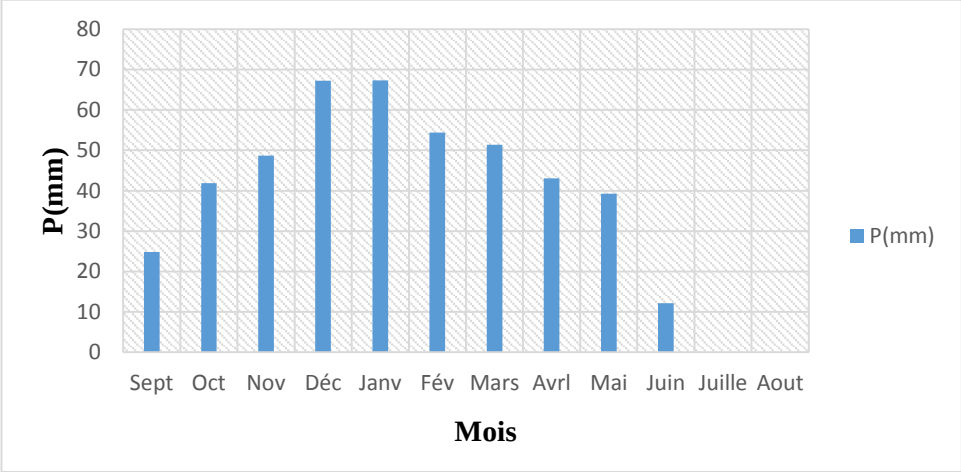



**Figure III.9 : Répartition mensuelle interannuelle moyenne de la pluviométrie**

### III.4.2 Pluie journalière maximale :

Les pluies maximales journalières ($P_{maxj}$) de période de retour rares sont génératrices de crues exceptionnelles pour lesquelles il faut prémunir les ouvrages et les aménagements hydrotechniques.

Dans les calculs de dimensionnement des ouvrages hydrotechniques, il n'est pas recherché une protection absolue qui induirait un surdimensionnement des ouvrages, mais une protection contre une averse type de probabilité déterminée et de durée égal au temps de concentration.

Selon la série des pluies journalières maximales relevées à la station de Derrag de code (01.13.02) d'ANBT:

**Tableau III.16 : La série des pluies journalières maximales relevées à la station de Derrag de code (01.13.02)**

| Année | Sept | Oct. | Nov. | Déc. | Janv. | Fév. | Mars | Avril | Mai | Juin | Juil. | Aout | Annuel |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1914** | 0.3 | 25.0 | 19.5 | 17.0 | 26.0 | 27.0 | 15.0 | 8.6 | 35.0 | 3.0 | 6.5 | 0.5 | 35.0 |
| **1915** | 13.2 | 13.0 | 46.5 | 22.0 | 8.0 | 39.0 | 45.0 | 9.0 | 92.0 | 48.8 | 1.5 | 3.0 | 92.0 |
| **1916** | 8.9 | 6.0 | 40.7 | 10.0 | 34.5 | 31.5 | 48.0 | 14.0 | 29.2 | 33.0 | 0.0 | 0.0 | 48.0 |
| **1919** | 0.0 | 0.0 | 7.0 | 10.0 | 12.0 | 17.0 | 9.0 | 0.0 | 26.0 | 15.5 | 0.0 | 0.0 | 26.0 |
| **1921** | 17.5 | 10.5 | 15.3 | 12.8 | 40.0 | 14.5 | 0.0 | 0.0 | 1.5 | 12.2 | 0.0 | 2.4 | 40.0 |
| **1922** | 1.5 | 35.7 | 11.5 | 18.2 | 25.8 | 10.5 | 70.1 | 18.0 | 55.1 | 18.1 | 3.4 | 14.5 | 70.1 |
| **1923** | 0.0 | 15.3 | 25.1 | 22.5 | 11.0 | 45.1 | 20.2 | 10.9 | 3.1 | 3.2 | 0.0 | 0.0 | 45.1 |
| **1925** | 7.2 | 8.5 | 11.1 | 6.8 | 12.3 | 19.3 | 21.7 | 20.1 | 10.1 | 0.0 | 5.1 | 10.3 | 21.7 |
| **1926** | 28.1 | 5.9 | 7.1 | 6.0 | 30.0 | 15.0 | 11.0 | 0.0 | 11.5 | 20.1 | 0.0 | 1.3 | 30.0 |
| **1928** | 47.0 | 43.0 | 12.1 | 26.3 | 17.6 | 20.2 | 11.6 | 6.1 | 77.8 | 10.0 | 0.0 | 9.0 | 77.8 |
| **1929** | 13.0 | 17.0 | 15.3 | 38.2 | 17.0 | 22.0 | 19.0 | 26.4 | 61.5 | 2.1 | 0.0 | 0.0 | 61.5 |
| **1930** | 12.3 | 5.2 | 2.2 | 85.3 | 25.0 | 10.6 | 9.6 | 26.9 | 1.3 | 9.7 | 3.5 | 9.5 | 85.3 |
| **1931** | 19.5 | 19.0 | 9.5 | 40.7 | 48.5 | 18.0 | 7.0 | 11.0 | 19.0 | 5.5 | 0.0 | 2.5 | 48.5 |
| **1933** | 23.0 | 0.0 | 23.0 | 46.0 | 78.0 | 20.0 | 35.5 | 7.7 | 21.5 | 9.5 | 1.0 | 18.3 | 78.0 |
| **1934** | 9.9 | 24.7 | 14.7 | 19.1 | 22.4 | 24.7 | 32.3 | 59.6 | 20.2 | 6.4 | 0.0 | 12.2 | 59.6 |
| **1935** | 11.8 | 25.4 | 22.7 | 31.0 | 11.7 | 27.0 | 36.1 | 41.7 | 50.7 | 12.0 | 0.0 | 17.4 | 50.7 |
| **1936** | 12.3 | 29.6 | 21.6 | 44.6 | 11.8 | 19.0 | 18.8 | 20.5 | 18.8 | 11.3 | 0.0 | 13.2 | 44.6 |
| **1937** | 12.3 | 33.0 | 20.4 | 52.7 | 18.4 | 28.0 | 6.4 | 21.8 | 28.2 | 10.3 | 6.3 | 5.4 | 52.7 |
| **1951** | 20.2 | 104.3 | 74.7 | 13.9 | 23.5 | 24.1 | 7.2 | 21.4 | 21.2 | 3.1 | 4.9 | 15.2 | 104.3 |
| **1952** | 15.8 | 5.4 | 13.8 | 13.5 | 15.3 | 14.3 | 35.4 | 9.0 | 12.4 | 8.0 | 3.6 | 3.0 | 35.4 |
| **1953** | 18.6 | 12.2 | 6.2 | 25.2 | 8.0 | 15.3 | 8.9 | 75.0 | 5.2 | 5.1 | 2.0 | 4.1 | 75.0 |
| **1954** | 4.1 | 19.0 | 24.0 | 25.1 | 45.9 | 17.1 | 19.0 | 32.0 | 16.3 | 6.1 | 0.0 | 2.9 | 45.9 |
| **1967** | 24.0 | 15.5 | 24.2 | 34.1 | 10.4 | 14.3 | 44.8 | 16.8 | 13.4 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 44.8 |
| **1968** | 0.0 | 0.0 | 25.4 | 24.3 | 37.3 | 46.2 | 10.2 | 17.2 | 4.2 | 21.9 | 0.0 | 0.0 | 46.2 |
| **1969** | 8.2 | 41.4 | 8.5 | 23.6 | 27.3 | 0.0 | 22.2 | 16.8 | 31.5 | 0.0 | 9.1 | 0.0 | 41.4 |
| **1970** | 18.2 | 10.1 | 0.0 | 7.4 | 19.7 | 12.1 | 27.2 | 30.5 | 49.2 | 7.9 | 0.0 | 0.0 | 49.2 |
| **1971** | 18.6 | 18.5 | 28.1 | 22.1 | 40.3 | 54.3 | 24.2 | 16.2 | 34.5 | 9.1 | 0.0 | 16.7 | 54.3 |
| **1972** | 28.5 | 25.6 | 17.9 | 14.6 | 23.3 | 32.2 | 24.7 | 48.7 | 1.4 | 18.7 | 0.0 | 0.0 | 48.7 |
| **1973** | 23.1 | 0.0 | 10.3 | 27.4 | 0.0 | 18.0 | 37.6 | 8.3 | 6.0 | 13.5 | 24.6 | 0.0 | 37.6 |
| **1976** | 11.0 | 30.0 | 22.4 | 15.1 | 18.0 | 12.4 | 4.3 | 25.8 | 13.5 | 0.0 | 1.1 | 3.0 | 30.0 |
| **1977** | 7.0 | 8.0 | 21.2 | 61.0 | 18.9 | 10.2 | 25.5 | 28.7 | 27.3 | 2.4 | 0.0 | 0.0 | 61.0 |
| **1978** | 0.0 | 44.4 | 18.3 | 2.5 | 22.7 | 21.2 | 25.8 | 15.3 | 8.4 | 12.0 | 0.0 | 0.0 | 44.4 |
| **1979** | 101.2 | 22.4 | 22.5 | 11.5 | 36.1 | 20.2 | 123.0 | 16.9 | 23.5 | 0.0 | 0.0 | 2.4 | 123.0 |
| **1980** | 6.4 | 4.3 | 11.0 | 37.7 | 5.2 | 21.4 | 17.9 | 13.6 | 8.3 | 1.6 | 0.0 | 13.7 | 37.7 |
| **1981** | 4.0 | 16.4 | 1.1 | 57.4 | 19.9 | 13.7 | 8.4 | 41.5 | 19.7 | 5.4 | 0.0 | 0.0 | 57.4 |
| **1982** | 8.4 | 47.2 | 24.7 | 12.5 | 0.0 | 13.3 | 10.5 | 10.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1.5 | 47.2 |
| **1983** | 0.0 | 11.6 | 41.9 | 9.9 | 47.3 | 16.0 | 23.4 | 15.1 | 14.8 | 15.3 | 4.2 | 0.0 | 47.3 |
| **1984** | 14.0 | 99.3 | 18.1 | 9.2 | 15.0 | 27.4 | 18.4 | 6.5 | 12.1 | 0.0 | 7.5 | 0.7 | 99.3 |
| **1985** | 37.0 | 2.7 | 19.5 | 18.3 | 39.2 | 21.2 | 55.9 | 7.9 | 2.4 | 19.1 | 0.0 | 5.1 | 55.9 |
| **1986** | 17.8 | 12.8 | 53.8 | 16.1 | 23.0 | 47.6 | 7.8 | 3.2 | 14.5 | 5.8 | 2.2 | 5.6 | 53.8 |
| **1987** | 2.5 | 9.0 | 21.4 | 8.0 | 20.2 | 7.5 | 19.0 | 9.4 | 13.2 | 11.1 | 0.0 | 0.1 | 21.4 |

| Année | Sept | Oct. | Nov. | Déc. | Janv. | Fév. | Mars | Avril | Mai | Juin | Juil. | Aout | Annuel |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1988** | 12.2 | 24.0 | 5.1 | 30.6 | 2.8 | 7.2 | 26.3 | 16.0 | 10.0 | 14.2 | 11.1 | 16.2 | 30.6 |
| **1989** | 22.7 | 4.6 | 13.0 | 8.7 | 16.4 | 5.5 | 12.3 | 19.6 | 13.2 | 7.2 | 8.2 | 9.8 | 22.7 |
| **1990** | 16.1 | 8.2 | 13.5 | 18.2 | 10.4 | 12.6 | 26.9 | 11.7 | 3.5 | 4.8 | 1.6 | 5.6 | 26.9 |
| **1991** | 4.6 | 51.6 | 6.9 | 9.6 | 70.0 | 5.2 | 14.7 | 20.5 | 21.4 | 10.2 | 7.5 | 4.2 | 70.0 |
| **1992** | 6.2 | 23.4 | 19.4 | 18.0 | 5.5 | 32.3 | 6.2 | 13.8 | 39.1 | 0.5 | 3.0 | 2.0 | 39.1 |
| **1993** | 38.7 | 12.7 | 19.4 | 11.2 | 26.6 | 15.7 | 2.3 | 11.5 | 3.8 | 0.5 | 2.6 | 1.8 | 38.7 |
| **1998** | 43.1 | 14.5 | 25.7 | 24.1 | 48.4 | 27.6 | 33.7 | 5.5 | 9.6 | 0.0 | 0.0 | 9.1 | 48.4 |
| **1999** | 26.1 | 18.9 | 12.7 | 43.3 | 3.4 | 1.2 | 2.1 | 10.4 | 7.3 | 0.0 | 0.5 | 0.3 | 43.3 |
| **2000** | 8.2 | 10.6 | 41.5 | 31.3 | 25.1 | 8.9 | 2.3 | 30.8 | 23.4 | 0.0 | 0.0 | 5.3 | 41.5 |
| **2001** | 25.1 | 7.2 | 37.2 | 11.0 | 6.0 | 14.3 | 7.8 | 27.5 | 6.7 | 0.0 | 0.0 | 4.2 | 37.2 |
| **2002** | 8.9 | 8.9 | 19.0 | 9.8 | 29.0 | 78.3 | 3.8 | 38.0 | 2.6 | 3.8 | 4.8 | 11.9 | 78.3 |
| **2003** | 7.7 | 18.0 | 36.2 | 31.6 | 18.5 | 10.7 | 12.4 | 17.9 | 45.4 | 1.4 | 0.3 | 4.8 | 45.4 |
| **2004** | 6.0 | 16.3 | 26.0 | 21.7 | 16.4 | 18.0 | 7.5 | 12.1 | 2.3 | 4.5 | 0.0 | 4.7 | 26.0 |
| **2005** | 11.5 | 53.7 | 9.6 | 17.6 | 22.1 | 39.0 | 8.5 | 24.9 | 47.0 | 3.8 | 2.5 | 2.8 | 53.7 |
| **2006** | 11.5 | 4.9 | 3.4 | 14.6 | 5.8 | 16.3 | 79.7 | 10.4 | 4.2 | 0.0 | 3.3 | 0.0 | 79.7 |
| **2007** | 7.2 | 15.4 | 16.4 | 15.4 | 12.6 | 14.6 | 29.0 | 3.2 | 18.7 | 6.3 | 8.0 | 1.2 | 29.0 |
| **2008** | 20.6 | 11.1 | 31.0 | 19.8 | 22.7 | 6.3 | 44.2 | 17.7 | 8.0 | 0.0 | 1.4 | 1.3 | 44.2 |
| **2009** | 31.7 | 9.2 | 18.2 | 29.2 | 15.7 | 44.6 | 18.0 | 7.5 | 15.5 | 5.9 | 0.0 | 1.3 | 44.6 |
| **2010** | 0.0 | 20.1 | 8.3 | 16.0 | 17.0 | 12.6 | 21.2 | 14.6 | 21.6 | 14.8 | 0.0 | 8.0 | 21.6 |
| **2011** | 0.0 | 23.6 | 34.7 | 9.3 | 6.9 | 35.4 | 45.4 | 28.0 | 6.3 | 0.0 | 0.3 | 1.2 | 45.4 |

**Source ANBT**

### III.4.2.1 Ajustement des pluies maximales journalières maximales :

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel HYFRAN. On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel et Galton en utilisant le logiciel HYFRAN, avec une comparaison des deux graphiques des droites de régression obtenues par les deux ajustements d'après laquelle nous avons constaté que la série s'ajuste mieux à la loi de Galton.

**Tableau III.17 : Caractéristiques de la série $P_{j\ max}$**

| Statistique de base | Nombre d'observation |
|---|---|
| Minimum | 21.40 |
| Maximum | 123.0 |
| Moyenne | 50.72 |
| Ecart-type | 21.23 |
| Médiane | 45.9 |
| Coefficient de variation (Cv) | 0.419 |
| Coefficient d'asymétrie (Cs) | 1.22 |
| Coefficient d'aplatissement (Ck) | 4.31 |

- **Ajustement à la loi Log-normale (Maximum de vraisemblance) :**

Les paramètres d'ajustement à la loi Log-normale :

$$\overline{Log\ P\ j\ max} = \frac{\sum(Log\ Pj\ max - \overline{Log\ P\ j\ max})^2}{N} \quad \text{..... ..... (III.20)}$$

$$\text{Log P j max} = \overline{Log\ P\ j\ max} - \sigma_{Log} * U_{p\%} \quad \text{..... ..... (III.21)}$$

L'équation de la droite d'ajustement.

Avec :

$U_{p\%}$ : variable de Gauss pour différentes fréquences.

**Résultats d'ajustement :**

- Nombre d'observation : 61

**Paramètre :**

- Mu = 3.8475
- Sigma = 0.3983

**Quantiles :**

- Q = F(x) (probabilité au non-dépassement)
- T = 1/ (1-q) (Période de retour)

Tableau III.18 : Résultat d'ajustement par la loi de Galton

| T (ans) | q | XT (mm) | Ecart-type | Intervalle de confiance (95%) | |
|---|---|---|---|---|---|
| 10000 | 0.9999 | 206.2 | 29.81 | 147.8 | 264.7 |
| 1000 | 0.9990 | 160.5 | 19.81 | 121.7 | 199.4 |
| 100 | 0.9900 | 118.4 | 11.70 | 95.50 | 141.4 |
| 50 | 0.9800 | 106.2 | 9.610 | 87.41 | 125.1 |
| 20 | 0.9500 | 90.28 | 7.097 | 76.36 | 104.2 |
| 10 | 0.9000 | 78.11 | 5.396 | 67.53 | 88.69 |
| 5 | 0.8000 | 65.54 | 3.898 | 57.90 | 73.18 |
| 2 | 0.5000 | 46.88 | 2.391 | 42.19 | 51.56 |

Au suivant, on va illustrer ces quantiles dans le schéma au-dessous :

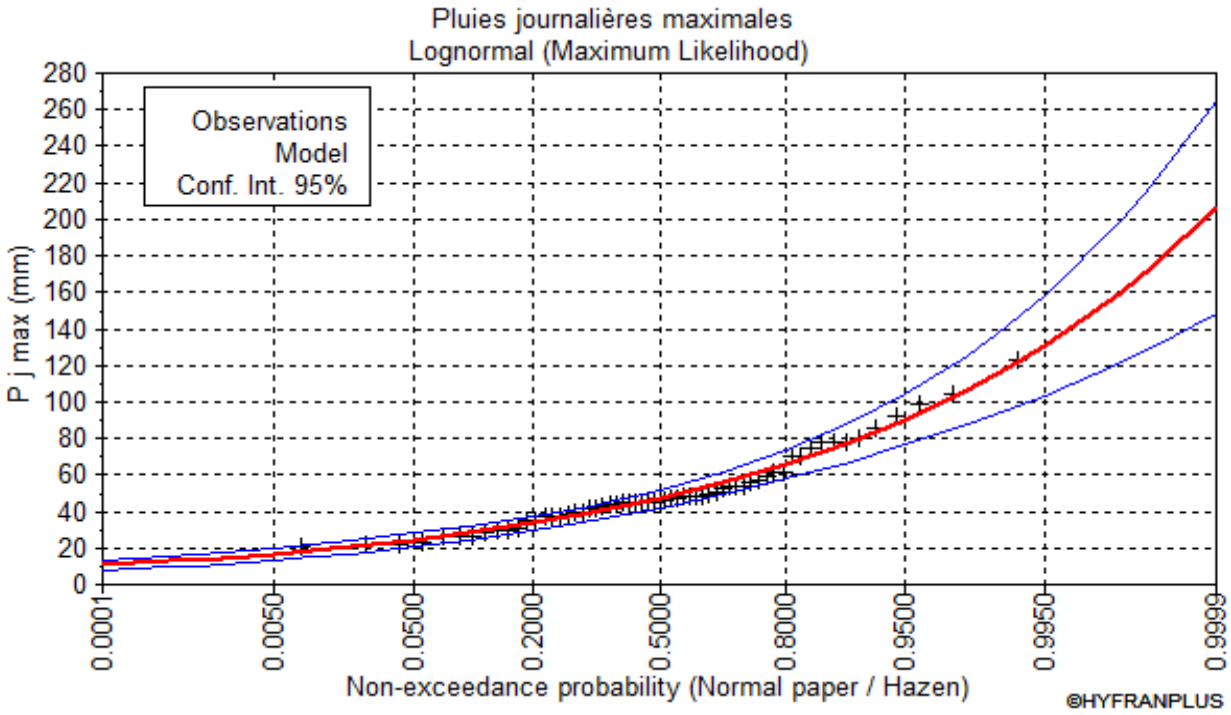



**Figure III.10 : Ajustement à la loi de Galton (Maximum de vraisemblance)**

- **Ajustement de la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance) :**

C'est la loi à double exponentielle, elle s'applique pour les précipitations maximales journalières afin de déterminer les valeurs fréquentielles. La fonction de répartition de la loi de Gumbel s'écrit :

$$F(x) = e^{-e^{-u}}$$ **et u = α* (X-X₀) …… …….. ……. (III.22)**

Avec :

F(x) : fréquence au dépassement de la valeur de x.

α. $X_0$ : coefficients d'ajustement.

Ou :

$X_0$ est le paramètre de position (mode).

α est le paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex ».

u est la variable réduite de Gumbel.

$u = \alpha * (X-X_0)$ présentée sous la forme $X = \frac{1}{\alpha} * u + X_0$ est l'équation d'une droite qui représente la loi de Gumbel sur papier à probabilité Gumbel.

**Résultats d'ajustement :**

Nombre d'observation : 61

**Paramètre :**

u = 41.33

Alpha = 15.78

Dans le tableau suivant, on présentera les quantiles qu'on a trouvés.

**Tableau III.19 : Résultat d'ajustement par la loi de Gumbel**

| T (ans) | q | XT (mm) | Ecart-type | Intervalle de confiance (95%) | |
|---|---|---|---|---|---|
| 10000 | 0.9999 | 186.7 | 15.49 | 156.3 | 217.1 |
| 1000 | 0.9990 | 150.4 | 11.85 | 127.1 | 173.6 |
| 100 | 0.9900 | 113.9 | 8.245 | 97.78 | 130.1 |
| 50 | 0.9800 | 102.9 | 7.169 | 88.87 | 117.0 |
| 20 | 0.9500 | 88.21 | 5.757 | 76.93 | 99.50 |
| 10 | 0.9000 | 76.85 | 4.698 | 67.64 | 86.06 |
| 5 | 0.8000 | 65.01 | 3.653 | 57.85 | 72.17 |
| 2 | 0.5000 | 47.12 | 2.368 | 42.48 | 51.76 |

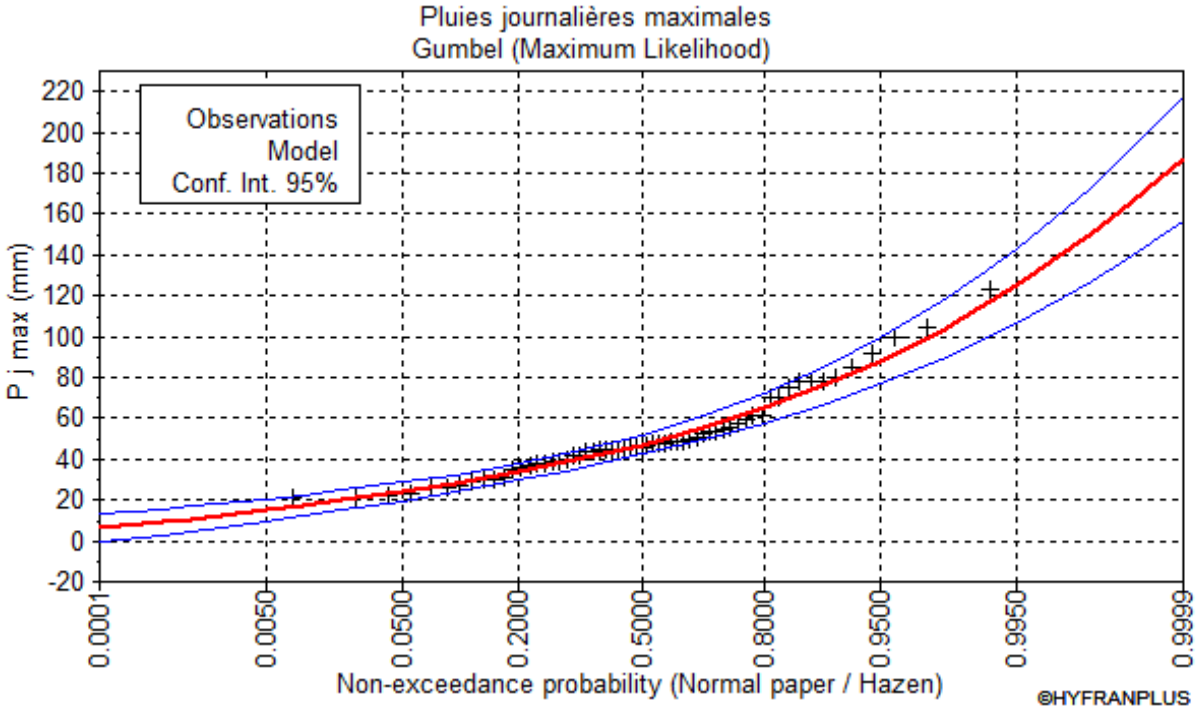



**Figure III.11 : Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance)**

- **Test de validité d'un ajustement :**

Le test Khi² est un test non paramétrique servant à l'adéquation et par conséquence le choix du meilleur ajustement des lois statistiques. Le test basé sur la comparaison entre les variables, et à un risque de 5% autrement dit à un seuil de signification de 95%.

On a choisi comme test d'adéquation de l'ajustement celui de Khi 2, qui est utilisé pour un seuil de signification α = 5% et un nombre de degré de liberté γ = K – 1 – m, avec :

K : nombre de classe.

m : nombre de paramètre de la loi.

$$\chi^2_{\text{calculé}} = \sum_{i=1}^{K} \frac{(ni-\mu i)^2}{\mu i} \quad \text{..... ..... (III.23)}$$

Où :

ni : nombre d'observation contenues dans la classe i ;

ui : nombre d'observation théoriques calculées dans la classe i avec u > 5;

χ2 : variable aléatoire calculée.

On pose les deux hypothèses suivantes :

H0 : L'échantillon provient de la loi choisie ;

H1 : L'échantillon ne provient pas de la loi choisie.

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

Si **$\chi$ calculé < $\chi$ théorique**

**$\chi^2$théorique** est tiré de la table de $\chi^2$ en fonction de γ et **α= 5 %**

| Lois statistiques | Degré de liberté | $\chi^2_{calculée}$ | P | $\chi^2_{théorique}$ |
|---|---|---|---|---|
| Gumbel | 7 | 10.31 | 0.36 | 10.46 |
| Galton | 7 | 7.69 | 0.17 | 7.76 |

**Interprétation de tableau :**

A partir du tableau ci-dessus, les trois lois sont adéquates car $\chi^2_{calculé}$ est inférieur à $\chi^2_{théorique}$ , donc on ne peut pas vraiment choisir celle qui s'ajusterait le mieux.

- **Test visuel :**

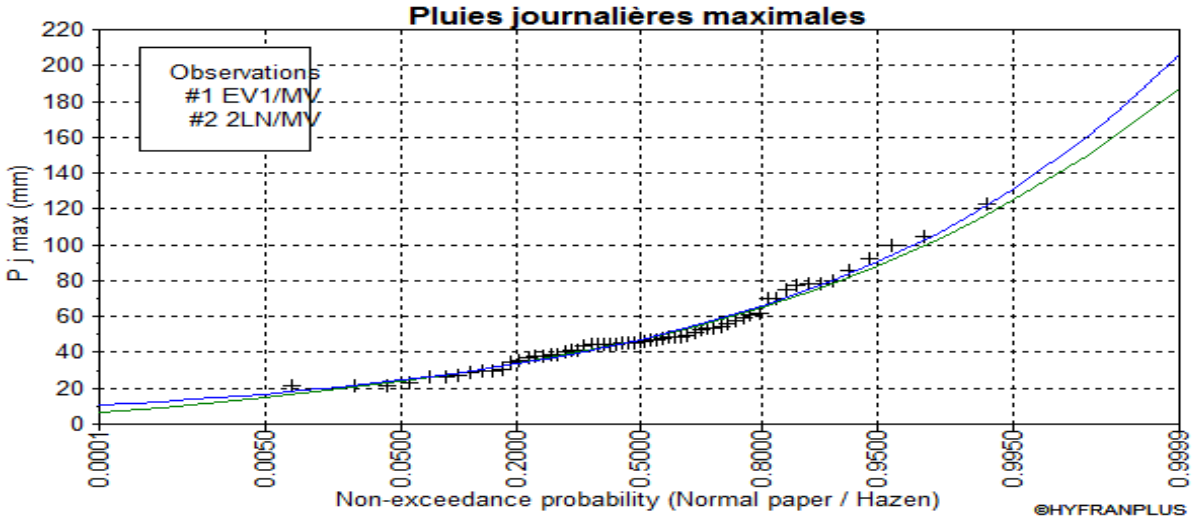



**Figure III.12 : Comparaison entre la loi de Gumbel et la loi de Galton**

**Interprétation :**

Le graphe ci-dessus représente la variation des pluies maximales journalières en fonction de la probabilité au non-déplacement. Il s'agit d'une comparaison entre deux lois : Loi de Gumbel, Loi de Galton, on constate que l'ajustement issu de la loi Galton est le meilleur, du

moment que la position des données expérimentales sont plus proches de la droite théorique, donc on opte pour cette loi.

### III.4.3 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

$$P_{cr} = P_{j.max\%} * \left(\frac{t}{24}\right)^b \quad \text{..... ..... (III.24)}$$

Avec :

$P_{cr}$ : Pluie de courte durée de même fréquence que P max j % (mm).

$P_{max.\,j}$ : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

T: Temps en heures.

b : Exposant climatique (donnée) b = 0.37.

$$I_0 = P_{cr} / t \text{ ..... ..... (III.25)}$$

Avec :

$I_0$ : Intensité de pluie de courte durée (mm/h)

**Tableau III.20 : Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences**

| T (ans) | $P_{jmax}$ (mm) | t (heure) | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 1 | 2 | 3 | 4 | 8 | 8.3 | 12 | 24 | 48 |
| 10000 | 206.20 | $P_C$(mm) | 63.62 | 82.22 | 95.53 | 106.26 | 137.33 | 139.21 | 159.55 | 206.20 | 266.48 |
| | | I (mm/h) | 63.62 | 41.11 | 31.84 | 26.565 | 17.17 | 16.77 | 13.30 | 8.59 | 5.55 |
| 1000 | 160.50 | $P_C$(mm) | 49.52 | 64.00 | 74.36 | 82.71 | 106.89 | 108.36 | 124.19 | 160.50 | 207.42 |
| | | I (mm/h) | 49.52 | 32.00 | 24.79 | 20.68 | 13.36 | 13.05 | 10.35 | 6.69 | 4.32 |
| 100 | 118.40 | $P_C$(mm) | 36.53 | 47.21 | 54.85 | 61.01 | 78.85 | 79.93 | 91.62 | 118.40 | 153.01 |
| | | I (mm/h) | 36.53 | 23.61 | 18.28 | 15.25 | 9.86 | 9.63 | 7.64 | 4.93 | 3.19 |
| 50 | 106.20 | $P_C$(mm) | 32.77 | 42.35 | 49.20 | 54.73 | 70.73 | 71.70 | 82.18 | 106.20 | 137.25 |
| | | I (mm/h) | 32.77 | 21.18 | 16.40 | 13.68 | 8.84 | 8.64 | 6.85 | 4.43 | 2.86 |
| 20 | 90.28 | $P_C$(mm) | 27.86 | 36.00 | 41.83 | 46.52 | 60.13 | 60.95 | 69.86 | 90.28 | 116.67 |
| | | I (mm/h) | 27.86 | 18.00 | 13.94 | 11.63 | 7.52 | 7.34 | 5.82 | 3.76 | 2.43 |
| 10 | 78.11 | $P_C$(mm) | 24.10 | 31.15 | 36.19 | 40.25 | 52.02 | 52.73 | 60.44 | 78.11 | 100.95 |
| | | I (mm/h) | 24.10 | 15.58 | 12.06 | 10.06 | 6.50 | 6.35 | 5.04 | 3.25 | 2.10 |
| 5 | 65.54 | $P_C$(mm) | 20.22 | 26.13 | 30.36 | 33.77 | 43.65 | 44.25 | 50.71 | 65.54 | 84.70 |
| | | I (mm/h) | 20.22 | 13.07 | 10.12 | 8.44 | 5.46 | 5.33 | 4.23 | 2.73 | 1.76 |
| 2 | 46.88 | $P_C$(mm) | 14.46 | 18.69 | 21.72 | 24.16 | 31.22 | 31.65 | 36.27 | 46.88 | 60.59 |
| | | I (mm/h) | 14.16 | 9.15 | 7.09 | 5.91 | 3.82 | 3.73 | 2.96 | 1.91 | 1.24 |

Par la suite, on illustre les courbes Pluie-Durée-Fréquence (PDF) :

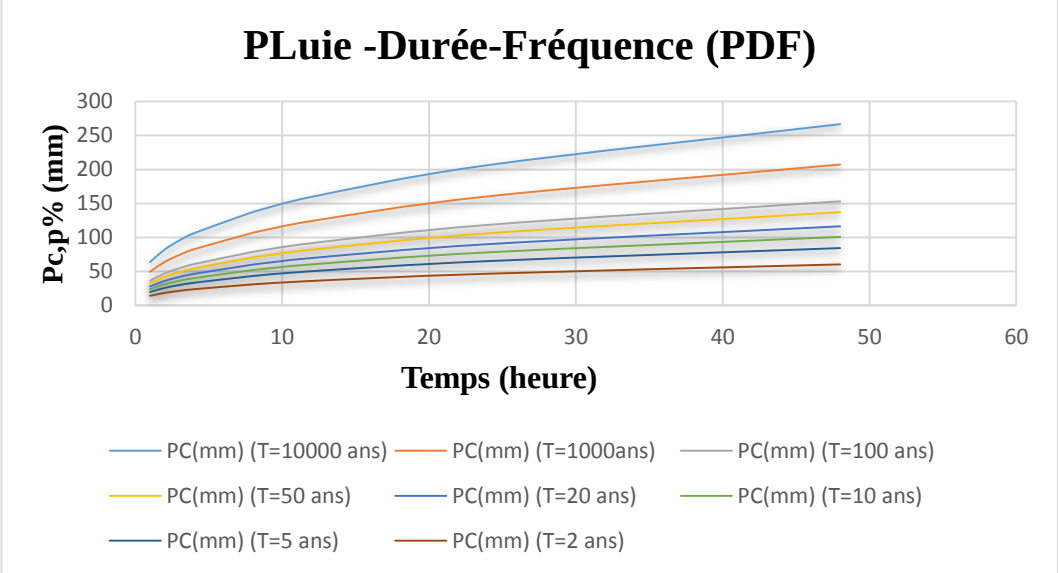



**Figure III.13 : Courbes Pluie-Durée-Fréquence (PDF)**

Par la suite, on illustre les courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF) :

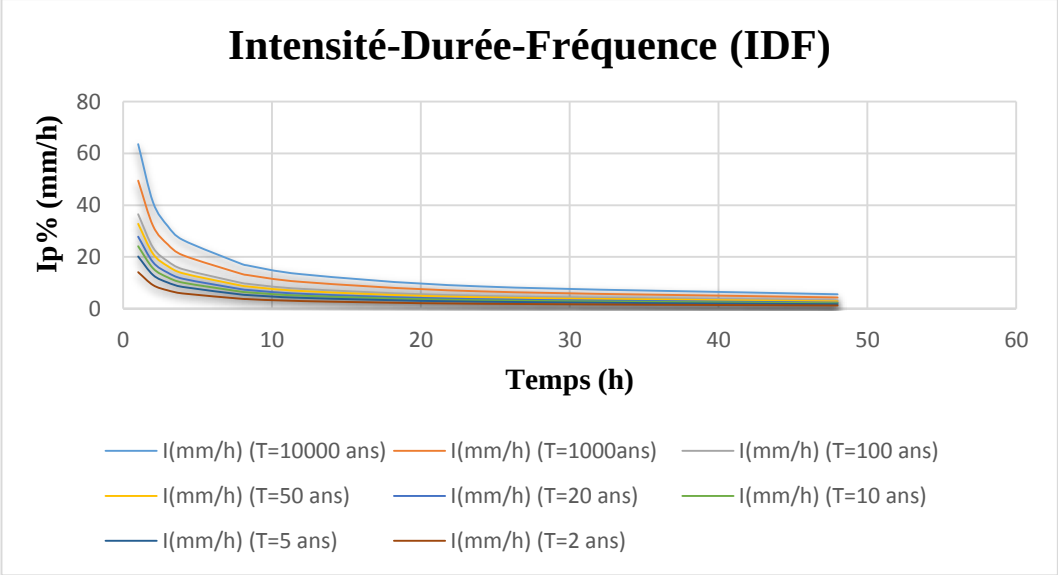



**Figure III.14 : Courbes Intensité – Durée – Fréquence (IDF)**

Interprétation :

D'après l'observation des courbes IDF tracés. On a remarqué que la durée d'analyse (d'IDF) augmente, plus l'intensité diminue, les averses les plus brèves (une heure dans notre cas) sont souvent les plus violentes, au contraire les longues pluies (48 heure dans notre cas) sont assez faible (de faible intensité). L'intensité de pluie est forte pour une période de retour de 10000 ans ou elle atteinte 25.22 mm/h pour une durée de 1h.

## III.5 Etude des apports :

Cette partie de l'étude sera consacrée à la quantification des apports liquides au niveau de la retenue. Il sera ainsi précédé à l'analyse de la variabilité de ces apports en tenant compte des paramètres qui la régissant (la loi Gumbel), pour cela l'estimation des paramètres hydrologiques nécessaires au dimensionnement des ouvrages est faite suivant l'approche par :

- Les formules empiriques.
- Calcul de l'apport moyen annuel par la méthode analogique

### III.5.1 Apport moyen interannuels :

#### III.5.1.1 Formules empiriques :

**a) Formule de SAMIE :**

**$A_0 = L_e * S$ …… ……. …… …… (III.26)**

**$L_e = P_0^{\,2} * (293-2.2*\sqrt{S})$ …….. ……. (III.27)**

Avec :

$L_e$ : lame d'eau écoulé (mm).

$P_0$ : précipitation annuelle (mm).

S : la superficie du bassin versant ($Km^2$).

Application numérique :

$$Le = P_0^2 \left(293 - 2{,}2\sqrt{S}\right) = 54.27mm$$

**$A_0$ = 7 $hm^3$**

**b) Formule de DERI II :**

$A = 0{,}513 P_0^{2{,}684} * Dd^{0.5} * S^{0{,}842}$ …… ……... **(III.28)**

Avec :

$P_0$ : précipitation annuelle (mm).

S : la superficie du bassin versant ($Km^2$).

$D_d$ : densité de drainage ($Km/Km^2$).

Application numérique :

**$A_0$ = 6.45 $hm^3$**

**c) Formule de MEDINGER :**

**$L_e = 1.024 * (P_0 - 0.26)^2$ …….. …… (III.29)**

**$A_0 = L_e * S$ …… …… (III.30)**

Avec :

$P_0$ : pluie annuelle (m)

S : la superficie du bassin-versant ($Km^2$)

Application numérique :

$$L_e = 36.96 \text{ mm}$$

$$A_0 = 4.76 \text{ hm}^3$$

**d) Formule de l'ANRH :**

$$A_0 = 0.915 * P_0^{2.684} * S^{0.842} \quad \text{……. ……. (III.31)}$$

Avec :

$P_0$ : précipitation annuelle (mm)

S : la superficie du bassin-versant ($Km^2$)

Application numérique :

$$A_0 = 6.41 \text{ hm}^3$$

**e) Formule de TURC :**

$$L_e = P_0 - \frac{P0}{\sqrt{0.9+\frac{P0^2}{L^2}}} \quad \text{……. ……. (III.32)}$$

$$L = 300+25T+0.05T^3 \quad \text{……. ……. (III.33)}$$

Avec :

L : coefficient qui dépond de la température.

T : température moyenne annuelle en °C.

$P_0$ : précipitation moyenne annuelle (mm).

Application numérique :

$$L = 886$$

$$L_e = 31.82 \text{ mm}$$

$$A_0 = 4.09 \text{ hm}^3$$

On résume tous les résultats trouvés dans le tableau suivant :

**Tableau III.21 : Récapitulatif des résultats**

| Formule | Apport moyen $A_0$ ($hm^3$) |
|---|---|
| SAMIE | 7 |
| DERIE II | 6.45 |
| MEDINGER | 4.76 |
| ANRH | 6.41 |
| TURC | 4.09 |

### III.5.1.2 Calcul de l'apport moyen annuel par la méthode analogique :

Elle consiste à extrapoler le débit de projet au site non jaugé à partir des données observées dans un bassin proche jaugé qui lui est hydrologiquement comparable de point :

- ✓ La surface.
- ✓ La forme. l'indice de forme.
- ✓ La pente moyenne. les indices de pente.
- ✓ La densité de drainage et le rapport de confluence
- ✓ Les paramètres de rectangles équivalent.
- ✓ Les caractéristiques de relief. altitude moyenne. la médiane.
- ✓ Les paramètres climatiques et géologiques.

Méthode des débits spécifiques :

Cette méthode consiste à évaluer le débit $Q_B$ recherché à partir de $Q_A$ en tenant compte uniquement de l'influence respective des surfaces des bassins versants. Cela revient donc à négliger les autres facteurs qui contribuent au comportement hydrologique de chacun des bassins (climat. géologie. topographie ... etc).

$$\mathbf{Q_B = \frac{QA}{SA} * S_B} \quad \text{…… ……} \quad \textbf{(III.34)}$$

Avec:

$Q_B$ : débit du bassin non jaugé ($m^3/s$).
$Q_A$ : débit du bassin jaugé ($m^3/s$).
$S_B$ : Superficie du bassin non jaugé ($km^2$).
$S_A$ : Superficie du bassin jaugé ($km^2$).

Dans notre cas le barrage du Deurdeur existant proche du barrage à étudier (Boukmouri) ont des caractéristiques des bassins versants semblables (Rapport monographie : Barrage du Deurdeur fait en 1986 par BG (source ANBT)).

Un bilan hydrique du barrage Deurdeur nous a été transmis par l'ANBT (annexe 1) et qui donne un apport moyen annuel de 36.40 $hm^3$/an étudié sur 1995-2014 donc un débit moyen annuel de : $Q_A = 36.4/31.536 = 1.15 m^3/s$.
La surface du bassin versant du Deurdeur est $S_A$=468 $km^2$ et celle de Boukmouri est de $S_B$=128.7 $km^2$.

Par une simple application de la formule précédente on aura un débit de :

$$\mathbf{Q_B = \frac{1.15}{468} * 128.7 = 0.32\ m^3/s}$$

$$\mathbf{A_0 = Q_B * 31.536*10^6 = 10.09\ hm^3}$$

**Conclusion :**

Les résultats obtenus par l'application des formules empiriques sont donnés qu'à titre indicatif. Nous adoptons un apport moyen annuel arrondi de 10.09 $hm^3$ avec issu de l'analogie car cette méthode est basée sur des observations réelles. Par la suite, on peut facilement le calculer la lame d'eau écoulée :

$$\mathbf{L_e = A_0/S = 77.70\ mm}$$

Apres avoir calculé la lame d'eau écoulée et déterminer l'apport moyen annuelle, on passe pour la détermination de la répartition mensuelle d'apport en suivant une loi, et on faisant appel à la répartition mensuelle de précipitation qui va nous servir à établir cette répartition d'apport.

**$A_m = P_m * C_e * S$ ……. ……. (III.35)**

Avec :

$A_m$ : apport mensuelle ($hm^3$)

$P_m$ : pluie mensuelle (mm)

$C_e$ : coefficient d'écoulement

S : la superficie du bassin versant

- **Coefficient d'écoulement :**

**$C_e = L_e / P_0$ ……. …… (III.36)**

Avec :

$L_e$ : lame d'eau écoulée (mm)

$P_0$ : pluie moyenne annuelle (mm)

Application numérique :

**$C_e = 0.17$**

La répartition de l'apport mensuelle est comme suivant :

**Tableau III.22 : Répartition mensuelle d'apport moyen interannuelle**

| Mois | Sep | Oct. | Nov. | Déc | Jan | Fév | Mar | Avr | Mai | Juin | Juill | Août | Année |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| P(mm) | 24.795 | 41.895 | 48.69 | 67.245 | 67.29 | 54.36 | 51.345 | 43.02 | 39.24 | 12.15 | 0 | 0 | 450 |
| A($hm^3$) | 0.56 | 0.92 | 1.27 | 1.475 | 1.485 | 1.19 | 1.12 | 0.94 | 0.86 | 0.27 | 0 | 0 | 10.09 |
| A(%) | 5.6 | 9.2 | 12.7 | 14.75 | 14.85 | 11.9 | 11.2 | 9.4 | 8.6 | 2.7 | 0 | 0 | 100 |

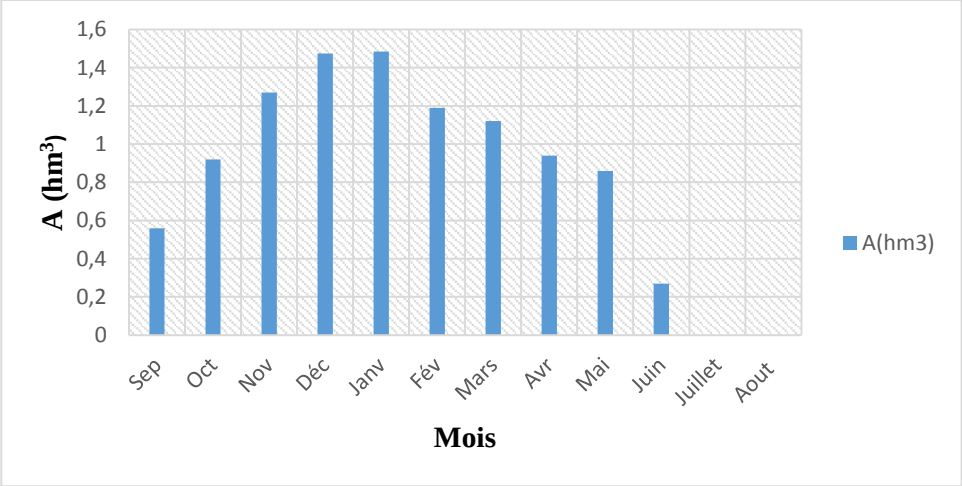



**Figure III.15 : Répartition mensuelle interannuelle des apports**

Interprétation du graphe :

La figure III.15 présente un histogramme qui reflète la variation de l'apport moyen en fonction du mois, on observe que l'apport moyen mensuelle atteint une valeur extrême et assez remarquable respectivement dans les mois de Janvier et Décembre, au contraire pour le mois de Juillet ou il atteint ca valeur minimale.

### III.5.2 Coefficient de variation :

### III.5.2.1 Caractéristique de l'écoulement :

- **Module d'écoulement :**

Il est donné par la relation suivante :

$$\mathbf{M_e = A_0 / T} \quad \text{..... ..... (III.37)}$$

Avec :

$A_0$ : apport moyen interannuelle ($A_0$ =10.09 $hm^3$).

T : temps d'une année en second (1an = 31.536*$10^6$s).

Application numérique :

$$\mathbf{M_e = 319.95\ l/s}$$

- **Module d'écoulement relatif (spécifique) :**

On a:

$$\mathbf{M_0 = M_e / S} \quad \text{..... ..... (III.38)}$$

Avec:

$M_e$ : module d'écoulement (l/s)

S : la superficie du bassin-versant ($Km^2$)

Application numérique :

$$\mathbf{M_0 = 2.48\ l/s.Km^2}$$

### III.5.2.2 Coefficient de variation :

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

**a) Formule de Sokolovsky :**

$$\mathbf{C_v = a - 0.063 * \log_{10}(S + 1)} \quad \text{..... ..... (III.39)}$$

Ou :

$$\mathbf{a = 0.78 - 0.29 * \log_{10} M_0} \quad \text{..... ..... (III.40)}$$

Avec:

$A_0$ : apport moyen interannuelles ($hm^3$).

S : la superficie de bassin-versant ($Km^2$).

Application numérique :

$$\mathbf{a = 0.665}$$
$$\mathbf{C_v = 0.53}$$

**b) Formule d'Ugiprovodkhoz :**

$$\mathbf{C_v} = \frac{\mathbf{0.7}}{\boldsymbol{M_0}^{\mathbf{0.125}}} \quad \text{..... ..... (III.41)}$$

Avec :

$M_0$ : module d'écoulement relatif (l/s.Km$^2$).

Application numérique :

$$C_v = 0.62$$

**c) Formule d'Antonov :**

$$C_v = \frac{0.78}{(S+1000)^{0,097}} \quad \text{…….. …. ……..} \quad \textbf{(III.42)}$$

Application numérique :

$$C_v = 0.39$$

**d) Formule de Padoun :**

$$C_v = K * \frac{0.93}{M_0^{0.23}} \quad \text{…….. ……} \quad \textbf{(III.43)}$$

Avec:

K : coeff K =0.25

Application numérique :

$$C_v = 0.18$$

Les différentes valeurs de $C_v$ sont données dans le tableau suivant :

**Tableau III.23 : Les différentes valeurs de $C_v$**

| Forumule | Valeur |
|---|---|
| Sokolovski | 0.53 |
| Ugiprovodkhoz | 0.62 |
| Antonov | 0.39 |
| Padoun | 0.18 |
| Moyenne | 0.43 |

La valeur de Cv = 0.53 obtenue par la formule de **Sokolovski** est finalement adoptée car c'est la plus proche à la moyenne.

### III.5.3 Les apports fréquentielles :

Donc la distribution des apports fréquentiels sera régie par l'équation :

$$A_{(\%)} = \frac{A}{(Cv^2+1)^{1/2}} * e^{U*(\log(Cv+1))^{0.5}} \quad \text{…… ……} \quad \textbf{(III.44)}$$

Avec :

$A_{\%}$: apport de fréquence donnée.

U: variable réduite de Gauss.

**Tableau III.24 : Apports fréquentielles**

| Fré (%) | Pé Ret T (an) | Var de Gau (u) | Apport fré (hm$^3$/an) |
|---|---|---|---|
| 80 | 1.25 | -0.843 | 6.21 |
| 50 | 2 | 0 | 8.92 |
| 20 | 5 | 0.843 | 12.80 |
| 10 | 10 | 1.285 | 15.39 |
| 5 | 20 | 1.645 | 17.94 |
| 2 | 50 | 2.057 | 21.38 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| 1 | 100 | 2.328 | 24 |
| 0.2 | 500 | 2.876 | 30.29 |
| 0.1 | 1000 | 3.1 | 33.31 |
| 0.01 | 10000 | 3.717 | 43.31 |

D'après le tableau III.24, l'apport fréquentiel d'une fréquence de 80% est :

$$\mathbf{A_{80\%} = 6.21\ hm^3}$$

### III.5.3.1 Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80 % :

**Tableau III.25 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.**

| Mois | Sep | Oct. | Nov. | Déc | Jan | Fév | Mar | Avr | Mai | Juin | Juill | Août | Année |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $A_{80\%}$ ($hm^3$) | 0.34 | 0.56 | 0.78 | 0.9 | 0.91 | 0.73 | 0.69 | 0.58 | 0.53 | 0.17 | 0 | 0 | 6.21 |
| A(%) | 5.54 | 9.12 | 12.58 | 14.62 | 14.70 | 11.79 | 11.1 | 9.31 | 8.52 | 2.67 | 0 | 0 | 100 |

## III.6 Etude des apports solides :

L'évaluation de l'envasement est indispensable pour le dimensionnement du barrage soit plus fiable vis-à-vis sa durée de vie. Pour cela on doit calculer les apports solides en suspension durant une année de service du barrage et par défaut de manque de données sur les débits solides sur Oued Boukmouri nous opterons pour un calcul empirique en utilisant :

- Les formules empiriques
- Méthode de Meddi (2015)

### III.6.1 Les formules empiriques :

#### a) Formule de Tixeront :

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension en ($t/Km^2/an$), elle est exprimée par :

$$\mathbf{E_s = \alpha * Le^{0.15}} \quad \textbf{……. ……. (III.45)}$$

Ou :

$E_s$ : apport solide moyen annuel en suspension ($t/Km^2/An$).

$L_e$ : lame d'eau écoulée. (Le =77.70 mm)

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant (α = 350).

Application numérique :

$$\mathbf{E_s = 672.41\ t/Km^2/an}$$

Connaissant la superficie du bassin versant qui est 128.7 km². il est aisé de déduire le taux d'abrasion $T_a$ :

$$\mathbf{T_a = E_s * S * R_m} \quad \textbf{…….. …….. (III.46)}$$

Avec :

$R_m$ : rétention des matériaux par le bassin versant pris égal à 100% en considérant que le taux de sédiment atteignant effectivement la retenue soit de 100%.

Application numérique :

**$T_a$ = 86539.16 t/an**

Si on considère que la densité de la vase est $\gamma_S$ =1.6 t/m$^3$. donc :

**$V_s$ = 54086.98 m$^3$/an**

**b) Formule de Fournier :**

$$Es = \frac{1}{36}\left(\frac{P^2}{P_0}\right)^{2,65}.\left(\frac{H^2}{S}\right)^{0,46} \quad \text{..... ..... (III.47)}$$

Avec :

$E_s$ : Erosion spécifique (t/Km$^2$/an).

P : Pluviométrie du mois le plus arrosé (Janvier 62.82 mm).

$H = H_{max} – H_{min}$: Dénivelée moyenne (m).

S : Superficie du bassin versant (km$^2$).

$P_0$ : Pluviométrie moyenne annuelle (450 mm).

Application numérique :

**$E_s$ = 490.39 t/Km$^2$/an**

**$T_a$ = 63113.19 t/an**

**$V_s$ = 39445.74 m$^3$/an**

**c) Formule de Gravilovic :**

$$Es = 3{,}14\, T\,.\, P_0\, \sqrt{Z^3} \quad \text{..... ..... (III.48)}$$

Ou :

T : coefficient de température avec :

$$T = \sqrt{\frac{T_0}{10}} + 0{,}1 \quad \text{..... ..... (III.49)}$$

avec :

$T_0$ : température moyenne annuelle en $^0$C

$P_0$ : Pluie moyenne annuelle

Z : coefficient d'érosion relative du bassin (pris égale à 0.5 selon tableau ci-dessous)

Selon , (*Livre PDF | Manuel Pratique d'hydrologie Touaibia bénina*, s. d.)

**Tableau III.26 : Valeur de Z en fonction du degré d'érosion**

| Degré d'érosion | Valeur de Z |
|---|---|
| Excessive | > 1.01 |
| Intensive | 0.71-1.00 |
| Modérée | 0.41-0.70 |
| Peu évoluée | 0.20-0.40 |
| Perceptible | < 0.19 |

Application numérique :

$$\mathbf{T = 1.35\ ^{0}C}$$
$$\mathbf{E_s = 674.42\ t/Km^2/an}$$
$$\mathbf{T_a = 86797.85\ t/an}$$
$$\mathbf{V_s = 54248.65\ m^3/an}$$

On résume les résultats trouvés dans le tableau suivant :

**Tableau III.27 : Récapitulatif des résultats**

| Formule | $E_s$ (t/Km$^2$/an) | $T_a$ (t/an) | $V_s$ (m$^3$/an) |
|---|---|---|---|
| Tixeront | 672.41 | 86539.16 | 54086.98 |
| Founier | 490.39 | 63113.19 | 39445.74 |
| Gravilovic | 674.42 | 86797.85 | 54248.65 |

On opte à éliminer les résultats trouvées par la formule de **Fournier**, car elle n'est pas assez utilisé en Algérie. Notamment le Nord-Algérien, pour cela on peut faire une comparaison entre les deux formules respectivement : **Tixeront** et **Gravilovic**. On voie que les résultats sont très proches, donc on est obligé d'adopté une autre approche pour garder la fiabilité.

### III.6.2 Détermination du transport solide par modèle de (Meddi, 2015) :

« Le modèle développé pour estimer le transport solide en Algérie du Nord, ce modèle de prévision fournit un outil d'estimation de la dégradation spécifique pour la planification et la conception de barrages et d'ouvrages hydrotechniques ainsi que l'aménagement de bassins-versants. L'estimation des pertes de terres est essentielle pour préserver et gérer les barrages qui sont confrontés à la problématique de l'envasement » selon (Meddi, 2015).

La formule de (Meddi, 2015) :

$$\mathbf{D_s = 16115.58 * Q^{0.67}{}_L * S^{-0.52} * IMF^{0.10}} \quad \mathbf{\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ (III.50)}$$

Avec :

$Q_L$ : débit moyen annuelle (m$^3$/s).

IMF : indice de fournier modifié ou IMF= $\frac{\sum_{i=1}^{12} P^2 i}{P}$ = 51.035

$$\mathbf{D_s = 890.25\ t/Km^2/an \sim 1000\ t/Km^2/an}$$
$$\mathbf{T_a = 128700\ t/an}$$
$$\mathbf{V_s = 80437.5\ m^3/an}$$

On opte à suivre le reste des calculs en utilisant le résultat de modèle élaboré par (Meddi, 2015) car il est plus fiable et donne des résultats proche à la réalité.

## III.7 Etude des crues :

L'étude des crues a pour but l'estimation des débits de pointe fréquentiels et la définition de la forme de l'hydrogramme.

Comme souligné précédemment le non existence de séries d'observations directes des débits ayant transité par le cours d'eau d'Oued Boukmouri ne laisse d'autres alternatives que le recours aux formules et méthodes empiriques.

### III.7.1 Débit de crue :

Pour le calcul de débit de crue, on utilise :

- Les formules empiriques
- Les méthodes de transformation Pluie-débit (Gradex)

### III.7.1.1 Les formules empiriques :

**Formule de sokolowsky :**

$$Q_{max\%} = \frac{0.28 * Ptc * Cr * S}{Tc} * f \quad \text{…….. …….. (III.51)}$$

Avec :

$Q_{max}$ : débit max de la crue ($m^3/s$).

$P_{TC}$ : pluie correspondante au temps de concentration (mm).

$C_r$ : coefficient de ruissellement (varie entre $0.6 < C_r = 0.65 < 0.8$)

S : la superficie de bassin-versant.

f : coefficient de forme de l'hydro-gramme pris égale à 1.2 pour les petits BV.

$T_c$ : temps de concentration (heures).

**a) Formule de Giandotti :**

$$Q_{max\%} = \frac{170 * S * (Hmoy - Hmin)^{0.5}}{4 * S^{0.5} + 1.5 * L} * P_{TC} \quad \text{…… …… (III.52)}$$

Avec :

$Q_{max\,\%}$ : débit maximum de crue en $m^3/s$ de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

S : la superficie de bassin-versant ($Km^2$).

L : longueur du talweg principale (L = 32.10 Km).

$H_{moy}$ . $H_{min}$ : altitude moyen et altitude minimale (m).

$P_{TC}$ : pluie de courte durée (mm).

A : coefficient topographique on le prend 170.

**b) Formule de Mallet-Gauthier :**

$$Q_{max\,\%} = 2K * \log(1 + AP) * \frac{S}{\sqrt{Lp}} * \sqrt{1 + 4\log T - \log S} \quad \text{……... (III.53)}$$

Avec:

S : la superficie de bassin versant ($Km^2$).

$L_p$ : longueur du talweg principale (Km).

T : periode de retour (ans).

P : pluie moyenne annuelle (mm).

A.K : Coefficients fonctions des conditions topographiques et géologiques du bassin versant (pour de petits BV au relief assez régulier. assez imperméables .il est recommandé d'utiliser les valeurs respectives de A et K = 20 et 1.

On résume les résultats dans le tableau suivant :

**Tableau III.28 : Résultats de calculs des débits de crues par les différentes méthodes.**

| T (ans) | $P_{tc}$ | Sokolovsky($m^3/s$) | Mallet-Gauthier ($m^3/s$) | Giandotti ($m^3/s$) | Moyenne ($m^3/s$) |
|---|---|---|---|---|---|
| 2 | 31.65 | 107.18 | 55.23 | 133.70 | 98.70 |
| 5 | 44.25 | 149.85 | 233.29 | 191.029 | 191.39 |
| 10 | 52.73 | 178.57 | 305.43 | 227.64 | 237.21 |
| 50 | 71.7 | 242.81 | 428.39 | 309.53 | 326.91 |
| 100 | 79.93 | 270.68 | 471.57 | 345.06 | 362.44 |
| 1000 | 108.36 | 366.96 | 592.85 | 467.79 | 475.87 |
| 10000 | 139.21 | 471.44 | 693.23 | 600.97 | 588.55 |

### III.7.1.2 Méthode GRADEX (CIGB, 1994), (MEDDI & BELHADJ, 2010) :

La méthode du gradex est une approche hydropluviométrique probabiliste du calcul des débits de crues extrêmes d'une rivière pour des périodes de retour allant de 100 à 10000 ans, elle est développée par Guillot et Duband (1967).

Elle s'applique à des bassins versants de quelques dizaines à plusieurs milliers de $km^2$ (jusqu'à 5000 $km^2$), recevant des pluies relativement homogènes du point de vue spatial.

La méthode est basée sur le processus physique global :

**Hypothèses de la méthode :**

Cette méthode s'appuie sur les hypothèses suivantes:

- les débits maximums recherchés sont provoqués uniquement par des pluies maximales, uniformément réparties sur le bassin. Il n'y a donc pas diverses origines de formation des crues.
- les pluies maximales et les débits correspondants suivent une même loi de distribution statistique, dite des extrême en raison de la nature du phénomène étudié (crues rares). Ceci exprime surtout le fait que le comportement asymptotique des lois de distribution des pluies et des débits est identique. La loi de Gumbel (Gumbel, 1958) est souvent utilisée dans ce but et dans ce cas uniquement, le caractère exponentiel de cette distribution est décrit par la pente de la droite d'ajustement des pluies observées, mesurées sur un diagramme de probabilité adéquat. La pente de cette droite est le gradient de cette distribution exponentielle.
- On admet que la rétention moyenne du bassin versant atteint sa valeur maximale pour une crue décennale $Q_{10}$ ans.

**Etapes de la méthode :**

- Choisir le pas de temps n heures (généralement égale à la moyenne des temps de base des hydrogrammes de crues disponibles, Pour la commodité des calculs on retiendra une valeur très arrondie, par exemple 2, 4, 6 ... 48 heures.). Le résultat final, débits de pointe, dépendent peu de h : il suffit de ne pas commettre d'erreur d'ordre de grandeur sur h).
- Ajuster par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières. Calculer le gradex des précipitations a (pente de la droite de Gumbel).

**P = a. μ + b (mm) …… …… (III.54)**

Avec :
μ : variable réduite de Gumbel.

- Ajuster de la série des débits observés à la loi de Gumbel et déterminer débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits). Exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule :

**R =** $\frac{Q*n*3.6}{S}$ **…… ……..….. (III.55)**

Avec :

Q : débit observée par la loi de gumbel ($m^3/s$).
S : la superficie du bassin versant ($Km^2$).
n : nombre d'heure (temps de monté = 8.3h)

- Extrapoler de la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au gradex de la pluie.

**$Q_{\mu\%}$ = a . μ + b' ……. ……. (III.56)**

Avec :

a : le gradex de la pluie
μ : variable réduite de Gumbel (μ= -ln (-ln (F))).
b' = $Q_{10\ ans}$ – a. μ (T=10 ans).

Tracer la droite de l'équation (III) sur même graphe que l'ajustement des $P_{jmax}$.
Tirer les Q pour chaque période de retour (en mm).
Exprimer ces Q en $m^3/s$ par la formule :

**Q ($m^3/s$) = Q (mm). S ($Km^2$) /3.6. n (heure) ……. …… (III.57)**

- Calcul des débits de pointe : Calculer sur les hydrogrammes des crues observées le rapport p égal au rapport débit de pointe sur débit moyen :
  P : Coefficient de pointe = $Q_{max}$ / $Q_{moy}$

  **$Q_p$ ($m^3/s$) = Q ($m^3/s$) * P ……. …… (III.58)**

- **Analogie au barrage Deurdeur (méthode de GRADEX) :**

Dans notre cas le barrage du Deurdeur existant proche du barrage à étudier (Boukmouri) ont des caractéristiques des bassins versants semblables (Rapport monographie : Barrage du Deurdeur fait en 1986 par BG (source ANBT)).

Un bilan hydrique du barrage Deurdeur nous a été transmis par l'ANBT (annexe 1).

**$Q_B$ =** $\frac{QA}{SA}$ *** $S_B$ ……. ……. (III.59)**

Avec:

$Q_B$ : débit du bassin non jaugé ($m^3/s$).
$Q_A$ : débit du bassin jaugé ($m^3/s$).

$S_B$ : Superficie du bassin non jaugé ($km^2$).

$S_A$ : Superficie du bassin jaugé ($km^2$).

Dans cette étape, on adopte la méthode d'échantillonnage POT avec un seuil de ($Q_{seuil}$ = 5 $m^3/s$), ou on identifie un seuil de telle sorte qu'on tombe dans une série de 30 observations ce qui va nous aider dans l'ajustement de cette dernière pour déterminer le débit décennale.

En suivant l'ajustement des débits moyens en utilisant la loi Gumbel, en se retrouve avec un débit décennale de :

$Q_{10\ ans}$ = 13.8 $m^3/s$, donc par la suite on calcule le débit décennale de notre bassin suivant la loi (III.59), on aura : $\mathbf{Q^{bouk}_{10\ ans} = \frac{Q10\ ans^{Deur}}{S^{Deur}} * S^{Bouk} = 3.795\ m^3/s.}$

1/ A partir de l'étude d'ajustement des pluies journalières maximales, on a pu déterminer du gradex : d'après l'HYFRAN, l'équation de la droite de Gumbel est :

**P= 15.78 . μ + 41.33 …… …… (III.60)**

Le gradex est donc : **a= 15.78 mm**

On a estimé le temps de base par : **n=33.2 heures**.

2/ Calcul de la lame d'eau décenale :

**$R_{10\ ans}$ (mm) = $Q^{bouk}_{10\ ans}$ *3.6 * 33.2 / $S^{bouk}$ = 3.52 mm**

3/ Formulation de la droite de débit :

Par la suite, on s'intéresse à la droite de Gumbel (III.56) :

$Q_{\mu\%}$ = 15.78 .μ +b' , on sait que pour une période de retour de 10 ans , la variable réduite de Gumbel est : μ = - Ln(-Ln(F(x)) avec F(x) : la probabilité de non-dépassement .

$F_{AND} = 1 - F_D$ et $F_D = 1/T$ , donc on aura :

Pour T =10 ans $\longrightarrow$ $F_{AND} = 0.9$ $\longrightarrow$ μ = 2.25

On injectons la valeur de μ dans l'équation suivant pour extraire le b' :

b' = $Q_{10\ ans}$ – a.μ = 3.52 – 15.78.(2.25) = - 31.99 ~ -32 mm.

**b'= -32 mm** , l'équation finale de débit sera :

**$Q_{\mu\%}$ = 15.78 . μ – 32 …… ……... (III.61)**

Suivant les résultats trouvées, on conclut que la méthode de Gradex n'est pas applicable dans le cas d'oued Boukmouri, comme on peut voir on a eu une lame d'eau b' négative. On a essayé d'envisager d'autre chemin toujours pour appliquer cette méthode, on a choisi de travailler avec le débit centennale pour avoir une valeur plus grande par-rapport au débit décennale, et pour éviter d'avoir le même problème, malheureusement on a eu le même résultat, et pour cette raison-là on a décidé d'abandonner.

Pour cela, on opte pour continuer les calculs avec les résultats trouvées par la formule de GIANDOTTI.

### III.7.2 Hydro-gramme de crue :

#### III.7.2.1 Détermination des hydro-grammes de crues probables par la méthode de Sokolovski :

L'hydro-gramme de crue est une identité de la crue, il détermine ses caractéristiques principales qui sont :

- Le volume.
- La durée.
- Le débit maximum (débit de pointe).

Pour tracé l'hydro gramme de crue. Nous sommes tenus de suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculé à partir des temps de montée et de la décrue.

- **Pour le temps de monté ($T_m$) :**

  $$Q_m = Q_{max} * (\frac{T}{Tm})^2 \quad \text{(III.62)}$$

  Avec :

  $T_m = T_c$ : temps de concentration.

- **Pour le temps de décrue ($T_d$) :**

  $$Q_d = Q_{max} * (\frac{Td-T}{Td})^3 \quad \text{(III.63)}$$

  Avec :

  $Q_m$ : Débit instantané de la montée ($m^3/s$).

  $Q_d$ : Débit instantané de la décrue ($m^3/s$).

  $T_m$ : Temps de la montée de la crue en heures.

  $Q_{max}$ : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en ($m^3/s$).

  $T_d$ : Temps de la décrue en heures ou $T_d = \delta * T_m$.

  Ou :

  δ : coefficient de forme de l'hydro-gramme de crue.

selon (*Livre PDF | Manuel Pratique d'hydrologie Touaibia bénina*, s. d.) les valeurs de δ dans le tableau suivant :

**Tableau III.29 : Coefficient de forme de l'hydro-gramme de crue**

| Description du cour d'eau | Valeur de δ |
|---|---|
| Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméable | 2.0-2.5 |
| Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables. moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales. | 3.0-4.0 |
| Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues | 4.0-7.0 |

On prend comme valeur de δ=3

Application numérique :

$T_m = T_c = 8.3$ h et $T_d$=24.9h donc $T_b = T_m + T_d = 33.2$ h.

Les résultats de calcul des débits de la crue ainsi que l'hydro-gramme de crue par la méthode de Sokolovski pour les différentes périodes de retour sont illustrés dans le tableau III.30.

**Tableau III.30 : Hydro-gramme de crue pour différentes périodes de retour.**

| Temps(h) | $Q_{max\ (20\%)}$ | $Q_{max\ (10\%)}$ | $Q_{max\ (2\%)}$ | $Q_{max\ (1\%)}$ | $Q_{max\ (0.1\%)}$ | $Q_{max\ (0.01\%)}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.5 | 0.69 | 0.83 | 1.12 | 1.25 | 1.70 | 2.18 |
| 1 | 2.77 | 3.30 | 4.49 | 5.01 | 6.79 | 8.72 |
| 1.5 | 6.24 | 7.43 | 10.11 | 11.27 | 15.28 | 19.63 |
| 2 | 11.09 | 13.22 | 17.97 | 20.04 | 27.16 | 34.90 |
| 2.5 | 17.33 | 20.65 | 28.08 | 31.31 | 42.44 | 54.52 |
| 3 | 24.96 | 29.74 | 40.44 | 45.08 | 61.11 | 78.51 |
| 3.5 | 33.97 | 40.48 | 55.04 | 61.36 | 83.18 | 106.87 |
| 4 | 44.37 | 52.87 | 71.89 | 80.14 | 108.65 | 139.58 |
| 4.5 | 56.15 | 66.91 | 90.99 | 101.43 | 137.51 | 176.66 |
| 5 | 69.32 | 82.61 | 112.33 | 125.22 | 169.76 | 218.09 |
| 5.5 | 83.88 | 99.96 | 135.92 | 151.52 | 205.41 | 263.89 |
| 6 | 99.83 | 118.96 | 161.75 | 180.32 | 244.46 | 314.06 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.5 | 117.16 | 139.61 | 189.83 | 211.62 | 286.90 | 368.58 |
| 7 | 135.88 | 161.92 | 220.16 | 245.43 | 332.74 | 427.46 |
| 7.5 | 155.98 | 185.87 | 252.74 | 281.75 | 381.97 | 490.71 |
| 8 | 177.47 | 211.48 | 287.56 | 320.57 | 434.59 | 558.32 |
| 8.3 | 191.03 | 227.64 | 309.53 | 345.06 | 467.80 | 600.98 |
| 8.5 | 179.75 | 214.20 | 291.26 | 324.69 | 440.18 | 565.50 |
| 9 | 168.93 | 201.30 | 273.71 | 305.13 | 413.67 | 531.44 |
| 9.5 | 158.54 | 188.93 | 256.89 | 286.38 | 388.25 | 498.78 |
| 10 | 148.60 | 177.07 | 240.77 | 268.41 | 363.89 | 467.49 |
| 10.5 | 139.07 | 165.73 | 225.35 | 251.21 | 340.57 | 437.53 |
| 11 | 129.97 | 154.88 | 210.59 | 234.76 | 318.27 | 408.88 |
| 11.5 | 121.27 | 144.51 | 196.49 | 219.05 | 296.96 | 381.51 |
| 12 | 112.96 | 134.61 | 183.04 | 204.05 | 276.63 | 355.39 |
| 12.5 | 105.05 | 125.18 | 170.21 | 189.75 | 257.25 | 330.49 |
| 13 | 97.51 | 116.20 | 158.00 | 176.14 | 238.79 | 306.78 |
| 13.5 | 90.35 | 107.66 | 146.39 | 163.19 | 221.24 | 284.23 |
| 14 | 83.54 | 99.55 | 135.36 | 150.90 | 204.57 | 262.81 |
| 14.5 | 77.08 | 91.86 | 124.90 | 139.24 | 188.76 | 242.50 |
| 15 | 70.97 | 84.57 | 114.99 | 128.19 | 173.79 | 223.27 |
| 15.5 | 65.19 | 77.68 | 105.62 | 117.75 | 159.63 | 205.07 |
| 16 | 59.73 | 71.17 | 96.78 | 107.88 | 146.26 | 187.90 |
| 16.5 | 54.58 | 65.04 | 88.44 | 98.59 | 133.66 | 171.71 |
| 17 | 49.74 | 59.27 | 80.59 | 89.84 | 121.80 | 156.48 |
| 17.5 | 45.19 | 53.85 | 73.23 | 81.63 | 110.67 | 142.18 |
| 18 | 40.93 | 48.78 | 66.32 | 73.94 | 100.24 | 128.77 |
| 18.5 | 36.95 | 44.03 | 59.87 | 66.74 | 90.48 | 116.24 |
| 19 | 33.23 | 39.60 | 53.85 | 60.03 | 81.38 | 104.55 |
| 19.5 | 29.77 | 35.48 | 48.24 | 53.78 | 72.91 | 93.66 |
| 20 | 26.56 | 31.65 | 43.04 | 47.98 | 65.05 | 83.57 |
| 20.5 | 23.59 | 28.11 | 38.23 | 42.61 | 57.77 | 74.22 |
| 21 | 20.85 | 24.85 | 33.79 | 37.66 | 51.06 | 65.60 |
| 21.5 | 18.33 | 21.85 | 29.70 | 33.11 | 44.89 | 57.67 |
| 22 | 16.02 | 19.10 | 25.96 | 28.95 | 39.24 | 50.41 |
| 22.5 | 13.92 | 16.59 | 22.55 | 25.14 | 34.08 | 43.79 |
| 23 | 12.01 | 14.31 | 19.45 | 21.69 | 29.40 | 37.77 |
| 23.5 | 10.28 | 12.25 | 16.65 | 18.56 | 25.17 | 32.33 |
| 24 | 8.72 | 10.39 | 14.13 | 15.76 | 21.36 | 27.44 |
| 24.5 | 7.33 | 8.74 | 11.88 | 13.25 | 17.96 | 23.07 |
| 25 | 6.10 | 7.27 | 9.89 | 11.02 | 14.94 | 19.19 |
| 25.5 | 5.01 | 5.98 | 8.12 | 9.06 | 12.28 | 15.77 |
| 26 | 4.06 | 4.84 | 6.59 | 7.34 | 9.95 | 12.79 |
| 26.5 | 3.24 | 3.87 | 5.26 | 5.86 | 7.94 | 10.20 |
| 27 | 2.54 | 3.03 | 4.12 | 4.59 | 6.22 | 7.99 |
| 27.5 | 1.95 | 2.32 | 3.16 | 3.52 | 4.77 | 6.13 |
| 28 | 1.46 | 1.73 | 2.36 | 2.63 | 3.56 | 4.58 |
| 28.5 | 1.05 | 1.26 | 1.71 | 1.90 | 2.58 | 3.32 |
| 29 | 0.73 | 0.87 | 1.19 | 1.33 | 1.80 | 2.31 |
| 29.5 | 0.49 | 0.58 | 0.79 | 0.88 | 1.19 | 1.53 |
| 30 | 0.30 | 0.36 | 0.49 | 0.55 | 0.74 | 0.95 |
| 30.5 | 0.17 | 0.20 | 0.28 | 0.31 | 0.42 | 0.54 |
| 31 | 0.08 | 0.10 | 0.14 | 0.15 | 0.21 | 0.27 |
| 31.5 | 0.03 | 0.04 | 0.06 | 0.06 | 0.08 | 0.11 |
| 32 | 0.01 | 0.01 | 0.01 | 0.02 | 0.02 | 0.03 |
| 32.5 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 33 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 33.5 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

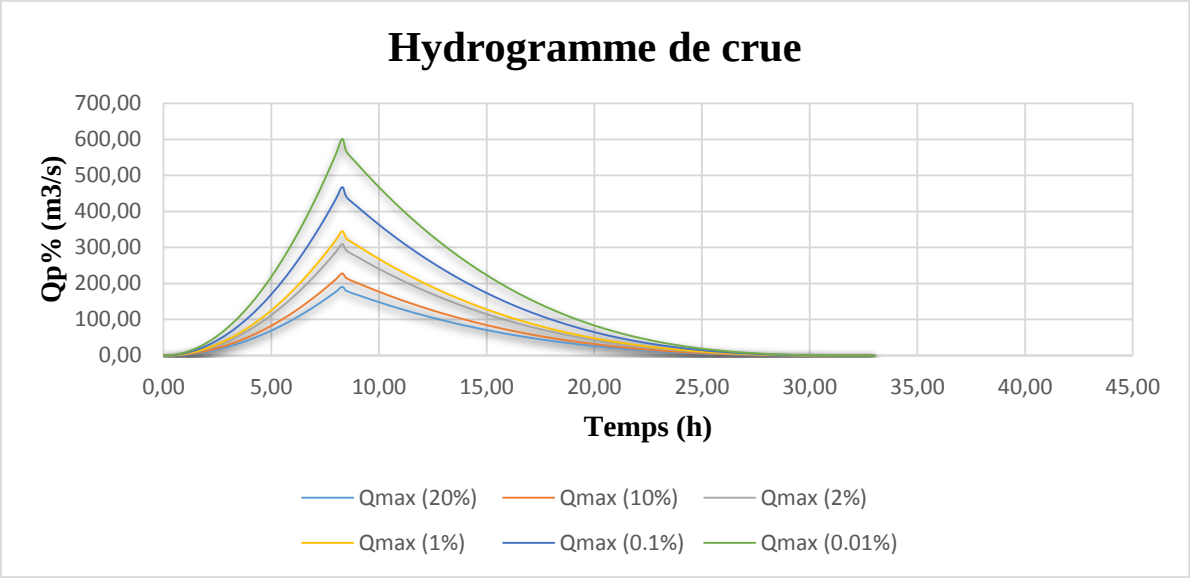



**Figure III.16 : La représentation graphique de l' hydrogramme de crue(Sokolovski) pour les différentes périodes de retour.**

### III.7.2.2 Choix de la crue de projet :

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

Pour cela il faut déterminer cette crue en prenant en compte l'effet de laminage par la retenue, elle est calculée sur la base d'un débit de pointe évalué à partir de l'étude du régime des crues. Dans ce contexte, nous sommes amenées à faire un choix car il est évident que nous ne pourrons jamais protéger un ouvrage contre tous les crues pouvant survenir. Notre choix est porté sur une période de retour de crue. Ce qui revient à accepter un certain risque qui devra être en rapport avec l'intérêt économique de l'ouvrage et les impératifs de sécurité

Dans notre cas, nous allons opter pour la crue 10000 ans voyant le risque potentiel et les dommages que causera la rupture du barrage qui sont très importants selon la classification du comité national australien des grands barrages (CNAGB).

**Tableau III.31 : Crue de projet recommandée**

| Catégorie des dommages | Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle |
|---|---|
| - Elevés<br>- Perte de vie<br>-Dommage considérable | 1/100000 à 1/10000 |
| - Importants<br>- Pas perte de vie<br>- Dommages importants | 1/10000 à 1/1000 |
| - Faibles<br>- Pas perte de vie<br>- Dommages légères | 1/1000 à 1/100 |

(Source CNAGB)

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0.01% (T=10000 ans).

$Q_{max.\ 0.01\%} = 758.58\ m^3/s$.

L'hydro-gramme de la crue de projet ($Q_{max.\ 0.01\ \%}$) est donné dans la figure III.16.

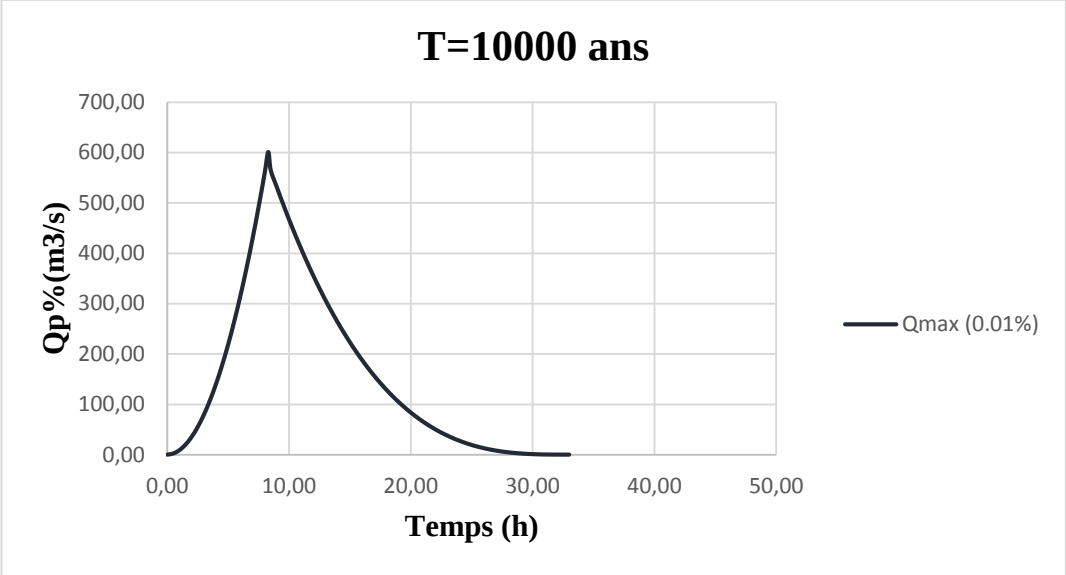



**Figure III.17 : Hydro-gramme de crue pour une fréquence de 0.01%**

## III.8 Estimation du volume mort :

A partir des résultats trouvés dans '**Etude des apports solides** 'et en appuyant sur l'estimation d'envasement qui a été déjà faite dans le titre précèdent. On opte par la suite à la détermination de volume de la tranche mort. Ce qui est indispensable pour un dimensionnement et harmonieux de l'ouvrage.

On a vu que les résultats qui a donnée l'équation respectivement : Tixeront et Gravilovic ont été très proche. C'est pour cette raison qu'on a adopté une autre approche qui est la détermination d'apport solide en suspension par modèle de Meddi (2015).

En utilisant le modèle de Meddi (2015), on a trouvé un volume annuel de transport solide en suspension estimé à **80437.5 $m^3$/an**.

Maintenant on peut estimer le transport solide par charriage. En général le transport solide par charriage est estimé de (10 % à 20%) du transport solide en suspension. Prenons la moyenne du transport solide par charriage estimé à 15% de la totalité du transport solide en suspension.

Donc le transport solide par charriage **12065.62 $m^3$/an.**

Le volume mort durant à 50 ans la durée de vie du barrage estimée à **92503.125 $m^3$/an** ce qui donne **4.62 $Mm^3$**.

## III.9 Régularisation de l'écoulement :

La régularisation de l'écoulement est la répartition de celui-ci dans le temps d'une façon régulière pour compenser les déficits de la demande. On distingue la régularisation annuelle (saisonnière) quand l'écoulement annuel d'une fréquence donnée peut couvrir la demande en eau durant une année. Ce type de régularisation permet de déterminer une restitution en eau optimale qui est destinée à satisfaire des besoins limités. Si l'écoulement annuel d'une fréquence donnée est inférieur à la somme de la demande exigée et des pertes d'eau. Il devient impératif de faire appel à la régularisation interannuelle. C'est à dire pour satisfaire les besoins d'une année quelconque. Il faut prendre une partie de l'écoulement des années précédentes déjà stockées dans le volume interannuel.

Les calculs de la régularisation annuelle sont fondés sur le bilan hydrique du barrage pour des intervalles de temps mensuels et sous forme de différents scénarios permettant de choisir le volume du barrage le plus grand de point de vu capacité. Les données topographiques, géologiques, climatiques, hydrologiques ainsi que les restitutions garanties sont les outils de base pour les calculs.

Pour ce type de régularisation. On utilise la méthode du bilan d'eau. Elle nécessite la connaissance des données de base suivantes :

- Les répartitions mensuelles des apports. d'évaporation sur la retenue et les pertes par infiltration.
- La courbe (Hauteur-Capacité-Surface) du plan d'eau provenant du dépouillement de la carte topographique de la cuvette.
- Les besoins en eau des utilisateurs.

### III.9.1 Courbes caractéristiques de la retenue :

C'est un paramètre très important dans l'étude d'un barrage car elle permet par une simple lecture de la courbe de connaître la valeur du volume d'eau en fonction de l'altitude et la surface inondée aussi.

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

$$\Delta V_i = \frac{Si+Si+1}{2} * \Delta H \quad \text{..... ..... (III.64)}$$

Avec :

$$\Delta V_1 = \frac{2}{3} * S_1 * \Delta H_1$$

Si : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau $H_i$ en ($m^2$).

$S_{i+1}$ : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau $H_{i+1}$ en ($m^2$).

$\Delta H$ : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives.

$\Delta V_i$ : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives ($Mm^3$).

Le Tableau suivant donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

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

**Tableau III.32 : Caractéristique topographique de barrage Boukmouri**

| Côte NGA(m) | H (m) | $S_i$ ($m^2$) | | | | $V_{cum}$ ($Mm^3$) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 823.97 | 0.03 | 0 | $S_{moy}$ ($Km^2$) | ΔH(m) | ΔV ($Mm^3$) | 0.00 |
| 824 | 1 | 23 | 0.000012 | 0.97 | 0.000014 | 0.000014 |
| 828 | 4 | 63 573 | 0.0318 | 3 | 0.095 | 0.095014 |
| 832 | 8 | 172 289 | 0.1179 | 4 | 0.47 | 0.565014 |
| 836 | 12 | 346 222 | 0.2593 | 4 | 1.04 | 1.605014 |
| 840 | 16 | 518 981 | 0.4326 | 4 | 1.73 | 3.335014 |
| 844 | 20 | 758 727 | 0.6389 | 4 | 2.55 | 5.885014 |
| 848 | 24 | 1 056 189 | 0.9075 | 4 | 3.63 | 9.515014 |
| 852 | 28 | 1 344 941 | 1.2006 | 4 | 4.80 | 14.315014 |
| 856 | 32 | 1 607 632 | 1.4763 | 4 | 5.91 | 20.225014 |
| 860 | 36 | 1 922 036 | 1.7648 | 4 | 7.06 | 27.285014 |
| 864 | 40 | 2 255 752 | 2.088 | 4 | 8.352 | 35.637 |
| 868 | 44 | 2 512 225 | 2.30 | 4 | 9.54 | 45.1729 |

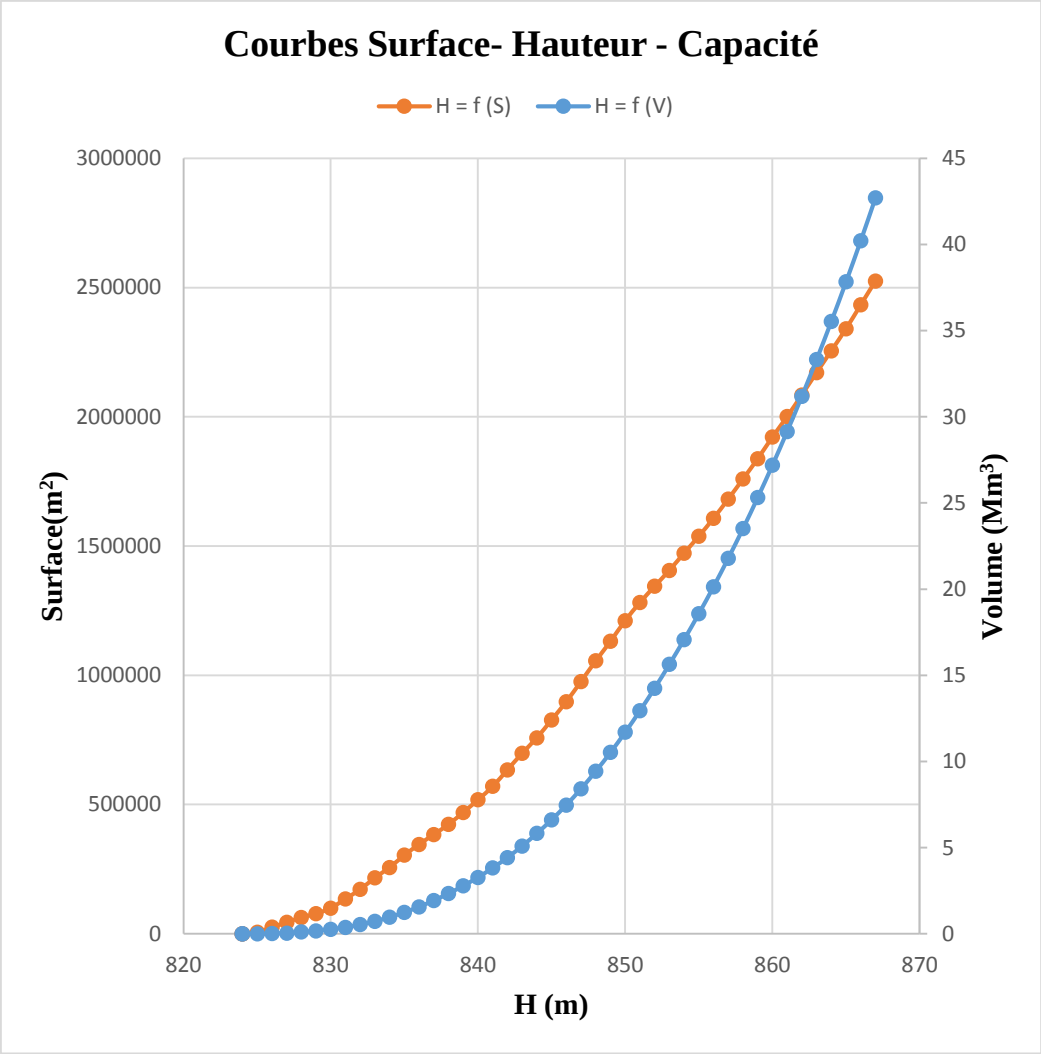



**Figure III.18 : Courbe hauteur –capacité - surface du plan d'eau**

### III.9.2 Répartition mensuelle des apports :

On a résumé l'apport annuel de fréquence de 80% dans les titres précédant :

| Mois | Sep | Oct. | Nov. | Déc | Jan | Fév | Mar | Avr | Mai | Juin | Juill | Août | Année |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $A_{80\%}$ ($hm^3$) | 0.34 | 0.56 | 0.78 | 0.9 | 0.91 | 0.73 | 0.69 | 0.58 | 0.53 | 0.17 | - | - | 6.21 |
| A(%) | 5.54 | 9.12 | 12.58 | 14.62 | 14.71 | 11.79 | 11.1 | 9.31 | 8.52 | 2.67 | - | - | 100 |

### III.9.3 Répartition mensuelle des besoins :

La répartition mensuelle des besoins en eau d'AEP et irrigation obtenue d'après l'ANBT est donnée au tableau **:**

### III.9.3.1 Besoins en eau potable :

Les volumes d'eau à extraire de la retenue du barrage de Boukmouri pour l'approvisionnement urbain ont été fixés par l'ANBT.

**Tableau III.33 : Distribution mensuelle du volume de l'eau pour approvisionnement urbain de la retenue du barrage de Boukmouri.**

| Mois | Sep | Oct. | Nov. | Déc | Jan | Fév | Mar | Avr | Mai | Juin | Juill | Août | Année |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Besoin AEP ($hm^3$) | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 0.54 | 0.54 | 0.54 | 0.54 | 6 |
| (%) | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 9 | 9 | 9 | 9 | 100 |

**Source ANBT**

### III.9.3.2 Besoins en irrigation :

Les volumes d'eau à extraire de la retenue pour des fins de d'irrigation ont aussi été fixés par l'ANBT.

**Tableau III.34 : Distribution mensuelle du volume de l'eau pour irrigation de la retenue du barrage de Boukmouri.**

| Mois | Sep | Oct. | Nov. | Déc | Jan | Fév | Mar | Avr | Mai | Juin | Juill | Août | Année |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Besoin Irri ($hm^3$) | 0.55 | 0.16 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.16 | 0.55 | 1.01 | 1.34 | 1.22 | 5 |
| (%) | 11.0 | 3.2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3.2 | 11.0 | 20.1 | 27.1 | 24.4 | 100 |

**Source ANBT**

On observe d'après les deux tableaux là au-dessus que la totalité de la consommation annuelle 11 $hm^3$ dépasse l'apport annuelle estimé à 6.21 $hm^3$ notamment qu'on compte l'évaporation ce qui va diminuer encore la ressource.

### III.9.4 Calcul de volume utile :

### III.9.4.1 Méthode de Kristley – Menkel :

Cette méthode basée sur les caractéristiques de l'échantillon, elle consiste à déterminer le déficit pendant des années sèches, donc il faut disposer d'une sérié des débits moyens annuels exprimés en coefficient de débit $K_i = Q_i/Q_0$ et un coefficient de régularisation.

On a :

$$V_{u\ int} = (\beta_s + \beta_{plur}) * W_0 = V_s + W_{int} \quad \text{…….. ……..} \quad \textbf{(III.65)}$$

Avec :

$W_0$ : apport moyen interannuel.

$\beta_s$ : composante saisonnière du volume utile.

$\beta_{plur}$ : composante pluriannuelle du volume utile.

- **La composante saisonnière $\beta_s$ :**

  $$\beta_s = \alpha * (T_{ét} - W_{ét}) \quad \text{…….. ……..} \quad \textbf{(III.66)}$$

  Telle que :

  $$T_{ét} = \frac{Nét}{12} \quad \text{……. ……} \quad \textbf{(III.67)}$$

  Avec :

α : coefficient de régularisation.
$T_{ét}$ : période relative de l'étiage au cours de l'année.
$N_{ét}$ : nombre de mois ou $Q_i$ est inférieur à $Q_0$.

$$W_{ét} = \frac{\sum_1^{Nét} Wm}{\sum_1^{12} Wpm} \quad \text{..... .....} \quad \textbf{(III.68)}$$

Avec :
$W_{ét}$ : volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage au cours de l'année.
$\sum_1^{Nét}$ Wm : Apport pendant l'étiage.
$\sum_1^{12}$ Wpm : Apport totale pendant les 12 mois.

- **La composante pluriannuelle $\beta_{plur}$ :**

**$\beta_{plur}$ = max(D) = max [(α-$K\,p\%^{(n)}$)*n] ..... ..... (III.69)**

Avec :
α : coefficient de régularisation ou $\alpha = \frac{q}{Q}$
$K\,p\%^{(n)}$ : Coefficient de l'hydraulicité pour l'année (n).

Ou :

**$K\,p\%^{(n)}$ = $F_{p\%}$ * $C_v^n$ * +1 ..... ..... ..... (III.70)**

Avec :
$C_v$ : Coefficient de variation.
$F_{p\%}$ : la probabilité en fonction de P% et $C_s$.
q : débit moyen de consommation.
Q : débit moyen interannuel

Ou :

$C_v^{(n)} = \frac{Cv}{\sqrt{n}}$ et $Cs^{(n)} = \frac{Cs}{\sqrt{n}}$

- **La composante saisonnière :**

**Tableau III.35 : Détermination de la période d'étiage.**

| Mois | Sep | Oct. | Nov. | Déc | Jan | Fév | Mar | Avr | Mai | Juin | Juill | Août |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $W_{80\%}$ ($hm^3$) | 0.34 | 0.56 | 0.78 | 0.9 | 0.91 | 0.73 | 0.69 | 0.58 | 0.53 | 0.17 | 0 | 0 |
| $U_{80\%}$ ($hm^3$) | 0.64 | 0.40 | 0.30 | 0.30 | 0.30 | 0.30 | 0.30 | 0.40 | 0.67 | 0.96 | 1.16 | 1.09 |

Sachant que $W_{moy}$ = 0.52 $hm^3$/mois

Donc à partir de là, on peut conclure que la période d'étiage débute de mois de Juin jusqu'au mois de Septembre.

Application numérique :

$N_{ét}$ = 4 donc $T_{ét}$ = 1/3 = 0.33

$$W_{ét} = \frac{\sum_1^{Nét} Wm}{\sum_1^{12} Wpm} = \frac{0.52}{6.19} = 0.084$$

Pour un coefficient de régularisation de α=0.9. On aura :

$\beta_s = 0.9 * (0.33-0.084)=0.2$ **$\beta_s = 0.22$**

$V_s = \beta_s * W_0 = 0.22 * 10.09 = 2.22$ Mm$^3$ **$V_s = 2.22$ Mm$^3$**

**Tableau III.36 : Calcul de la composante interannuelle par la méthode de Kristley -Menkel.**

| n | $\sqrt{n}$ | $C^{(n)}v$ | $C^{(n)}_s$ | $F_{80\%}$ | $K_p=C^{(n)}_v*F_p+1$ | $Z_p=(\alpha-K_p)*n$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.00 | 0.530 | 1.060 | -0.85 | 0.550 | 0.351 |
| 2 | 1.41 | 0.376 | 0.752 | -0.85 | 0.680 | 0.439 |
| 3 | 1.73 | 0.306 | 0.613 | -0.85 | 0.740 | 0.481 |
| 4 | 2.00 | 0.265 | 0.530 | -0.85 | 0.775 | 0.501 |
| 5 | 2.24 | 0.237 | 0.473 | -0.85 | 0.799 | 0.506 |
| 6 | 2.45 | 0.216 | 0.433 | -0.85 | 0.816 | 0.503 |
| 7 | 2.65 | 0.200 | 0.400 | -0.85 | 0.830 | 0.490 |
| 8 | 2.83 | 0.187 | 0.375 | -0.85 | 0.841 | 0.473 |
| 9 | 3.00 | 0.177 | 0.353 | -0.85 | 0.850 | 0.452 |
| 10 | 3.16 | 0.168 | 0.335 | -0.85 | 0.857 | 0.426 |
| 11 | 3.32 | 0.160 | 0.319 | -0.85 | 0.864 | 0.393 |
| 12 | 3.46 | 0.153 | 0.306 | -0.85 | 0.870 | 0.362 |
| 13 | 3.61 | 0.147 | 0.294 | -0.85 | 0.875 | 0.322 |
| 14 | 3.74 | 0.142 | 0.283 | -0.85 | 0.880 | 0.286 |
| 15 | 3.87 | 0.137 | 0.274 | -0.85 | 0.884 | 0.246 |
| 16 | 4.00 | 0.133 | 0.265 | -0.85 | 0.887 | 0.202 |
| 17 | 4.12 | 0.129 | 0.257 | -0.85 | 0.891 | 0.159 |
| 18 | 4.24 | 0.125 | 0.250 | -0.85 | 0.894 | 0.113 |
| 19 | 4.36 | 0.122 | 0.243 | -0.85 | 0.897 | 0.063 |
| 20 | 4.47 | 0.119 | 0.237 | -0.85 | 0.899 | 0.016 |
| 21 | 4.58 | 0.116 | 0.231 | -0.85 | 0.902 | -0.034 |
| 22 | 4.69 | 0.113 | 0.226 | -0.85 | 0.904 | -0.087 |
| 23 | 4.80 | 0.110 | 0.221 | -0.85 | 0.906 | -0.141 |
| 24 | 4.90 | 0.108 | 0.216 | -0.85 | 0.908 | -0.193 |
| 25 | 5.00 | 0.106 | 0.212 | -0.85 | 0.910 | -0.247 |
| 26 | 5.10 | 0.104 | 0.208 | -0.85 | 0.912 | -0.303 |
| 27 | 5.20 | 0.102 | 0.204 | -0.85 | 0.913 | -0.361 |
| 28 | 5.29 | 0.100 | 0.200 | -0.85 | 0.915 | -0.416 |
| 29 | 5.39 | 0.098 | 0.197 | -0.85 | 0.916 | -0.476 |
| 30 | 5.48 | 0.097 | 0.193 | -0.85 | 0.918 | -0.534 |
| 31 | 5.57 | 0.095 | 0.190 | -0.85 | 0.919 | -0.593 |
| 32 | 5.66 | 0.094 | 0.187 | -0.85 | 0.920 | -0.653 |
| 33 | 5.74 | 0.092 | 0.185 | -0.85 | 0.922 | -0.710 |
| 34 | 5.83 | 0.091 | 0.182 | -0.85 | 0.923 | -0.773 |
| 35 | 5.92 | 0.090 | 0.179 | -0.85 | 0.924 | -0.837 |
| 36 | 6.00 | 0.088 | 0.177 | -0.85 | 0.925 | -0.897 |
| 37 | 6.08 | 0.087 | 0.174 | -0.85 | 0.926 | -0.958 |
| 38 | 6.16 | 0.086 | 0.172 | -0.85 | 0.927 | -1.021 |
| 39 | 6.24 | 0.085 | 0.170 | -0.85 | 0.928 | -1.084 |
| 40 | 6.32 | 0.084 | 0.168 | -0.85 | 0.929 | -1.149 |
| 41 | 6.40 | 0.083 | 0.166 | -0.85 | 0.930 | -1.214 |

- **La composante pluriannuelle :**

  D'après les résultats qu'on a trouvés là au-dessus :

  $$\beta_{plur} = 1.214$$

  On estime le volume interannuelle à :

  $V_{int} = \beta_{plur} * W_0 = 12.25\ Mm^3$ **$V_{plur} = 12.25\ Mm^3$**

  Donc :

  $V_{u\ inte} = V_{int} + V_s = 2.22+12.25 = 14.47\ Mm^3$ **$V_{u\ int} = 14.47\ Mm^3$**

  Par la suite on peut estimer le volume d'eau stocké au niveau normal de barrage (NNR) :

  $V_{NNR} = V_{u\ int} + V_{mort} = 14.47 + 4.62 = 19.09\ Mm^3$ **$V_{NNR} = 19.09\ Mm^3$**

  On projette sur la courbe capacité-hauteur (Figure III.18) pour avoir la Côte de niveau normal (NNR) :

  **NNR = 856 NGA (m)**

## III.10 Laminage des crues :

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

$$Qdt=qdt + S.dh \quad \text{……. ……. (III.71)}$$

Avec :

Q : Le débit entrant de la crue.

q : Le débit déversé 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 :

$$Q - q = S.\frac{dh}{dt} \quad \text{…….. ……. ……. (III.72)}$$

Avec :

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

Il existe plusieurs procèdes de calcul comme ceux de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step , Muskingum ainsi que d'autres méthodes, nous retenons la méthode de Muskingum.

### III.10.1 Méthode de Muskingum (Fread, D.L 1993) :

#### III.10.1.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière :

Le mouvement de l'eau durant une période de crue dans un tronçon de rivière ou d'égout obéit aux équations de Saint-Venant. Ces équations traduisent la conservation de la masse et de la quantité de mouvement le long d'un tronçon orienté selon la

direction principale d'écoulement .L'équation de la quantité de mouvement se présente comme suit :

$$\frac{dQ}{dt} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A}\right) + gA\frac{\partial y}{\partial x} = gA(S_0 - S_f) + q\frac{Q}{A} \quad \text{..... ..... (III.73)}$$

L'équation de continuité ou de conservation de la masse est la suivante :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad \text{..... ..... (III.74)}$$

En plus des notations habituelles, q désigne dans ces équations le débit latéral par unité de longueur du tronçon de rivière, débit qui entre dans le tronçon ou en sort.

La signification des cinq termes de l'équation (III.63) est la suivante :

a) Le terme 1 représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. A titre d'exemple, si le débit de crue augmente de 1 $m^3$ /s à 2$m^3$ /sen une heure, ce terme vaut (1 $m^3$/s - 2$m^3$ /s) / 3600s =0 ,000277$m^3$ /s. L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.
b) Le terme 2 représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.
c) Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x.
d) Le terme 4 exprime les forces de gravité (So) et les forces de frottement (Sf).
e) Le terme 5 exprime l'apport ou ma perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

La résolution des équations 1 et 2 est faisable mais pose parfois des difficultés d'ordre pratique et numérique (Cunge et Wegner 1964). On a ainsi souvent cherché à simplifier ce système selon les applications et les contextes.

D'après plusieurs études (Cunge et al. 1980), les trois premiers termes de l'équation 63 peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation 63 devient en l'absence d'apport de débit latéral :

$$S_0 = S_f \quad \text{..... ..... (III.75)}$$

L'équation de continuité peut être mise sous la forme suivante :

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad \text{..... ..... (III.76)}$$

Ou :

(INPUT ou Inflow) désigne le débit d'entrée $Q_E$.
(OUTPUT ou Outflow) désigne le débit de sortie $Q_s$.
S désigne l'emmagasinement d'eau dans le tronçon.

L'équation 76 exprime tout simplement le principe de conservation de la masse traité dans le chapitre 1 : le taux de variation de l'emmagasinement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant.

### III.10.1.2 Méthode de Muskingum :

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t1 et t2, l'équation 78 s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t1}^{t2} Idt - \int_{t1}^{t2} Odt \quad \text{..... ..... (III.78)}$$

Pour un petit intervalle de temps ,on peut écrire :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \left(\frac{I1+I2}{2} - \frac{O1+O2}{2}\right) \Delta t \quad \text{..... ..... (III.79)}$$

La résolution du problème consiste à déterminer $O_1$ et $O_2$, connaissant $I_1$ et $I_2$.

L'équation 68 ne peut être utile que si on dispose d'une fonction d'emmagasinement pour déterminer $S_1$ et $S_2$.

### III.10.1.3 Principe de la méthode de solution :

Le laminage à travers un réservoir est dû à la restriction qui limite le débit de sortie lorsque l'évacuation s'opère par le fond, à travers une vanne ou un orifice. Dans le cas d'un barrage-déversoir de grande surface, le débit d'entrée ne produit qu'une faible variation de la hauteur d'eau. C'est justement cette hauteur dans le réservoir qui gouverne le débit de sortie qui se voit ainsi laminé. Lorsque le déversoir est muni d'une contraction latérale, le laminage est encore plus prononcé.

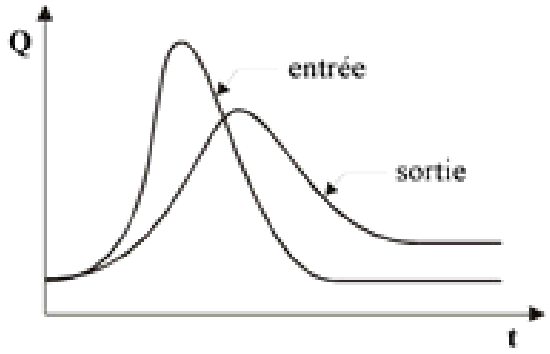



**Figure III.19 : Laminage à travers un barrage**

Pour traduire le bilan d'eau :

$$2\frac{S_2}{\Delta T} + O_2 = I_1 + I_2 + 2\frac{S_1}{\Delta T} + O_1 - 2O_1 \quad \text{..... ..... (III.80)}$$

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue ($2\frac{S_2}{\Delta T} + O_2$) en fonction d'autres quantités toutes connues qui figurent dans le membre de droite. rappelons que les indices 1 et 2 désignent respectivement le début et la fin d'une intervalle de temps $I_1$ et $I_2$, qui représentent les débits d'entrée au début et à la fin de l'intervalle, sont connus car l'hydrogramme d'entrée du réservoir est supposé connu à tous les instants. $S_1$ et $O_1$ sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue, $S_1$ et $O_1$ sont connus à cause récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

La question qui se pose est : comment calculer le débit de sortie O2 à partir de la quantité connue ($2\frac{S_2}{\Delta T} + O_2$) ?

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique ($2\frac{S}{\Delta T}$ = f(O)). Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir. Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.

Comme il sera démontré dans les deux prochains paragraphes, le stockage S et le débit de sortie dépendent de la profondeur h dans le réservoir. On se donne arbitrairement un

certain nombre de valeurs de h pour couvrir adéquatement les plages de variation en période de crue et on construit le tableau suivant :

**Tableau III.36 : Valeurs de h et les plages de variation en période de crue**

| | | | |
|---|---|---|---|
| $H_1$ | $S_1$ | $O_1$ | $2(S_1)/\Delta T + O_1$ |
| $H_2$ | $S_2$ | $O_2$ | $2(S_2)/\Delta T + O_2$ |
| | | | |
| $H_n$ | $S_n$ | $O_n$ | $2(Sn)/\Delta T + On$ |

Les deux dernières colonnes du tableau permettent de tracer la fonction cherchée

$$\mathbf{2\frac{S}{\Delta T} + O}$$

- Calcul débit de sortie :

Il y a plusieurs types d'évacuation de l'eau des réservoirs. Globalement, on peut pratiquement tous les intégrer dans l'une ou l'autre des deux familles suivantes :

1) Evacuation a surface libre par un déversoir (Figure III.21). Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :

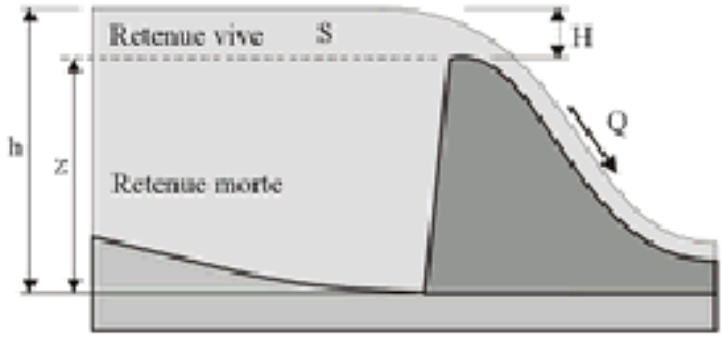



**Figure III.20 : Evacuateur de crue a surface libre**

**$Q = CBH^{3/2} = CB(h-z)^{3/2}$ ……. ……. (III.81)**

Avec :

C : une constante qui tient compte de la forme du déversoir.
B : la largeur de déversoir.
H : la charge au-dessus de la crête z en avant du déversoir.
h: la profondeur d'eau en amont du déversoir.

2) Evacuation par le fond à travers une vanne ou un orifice le débit se calcule alors par une relation de la forme :

**$Q=mA\sqrt{gh}$ …….. …….. ……..... (III.82)**

Avec :

m : une constante de débit
A : la section d'écoulement
h : la hauteur d'eau à partir du centre de la section d'écoulement jusqu'à la surface libre.

- Calcul de volume stocké :

Quand la section A du réservoir est constante, le calcul du volume stocké S pour une profondeur h donnée se fait à l'aide de la formule simple suivante :

**S = AH …… ……. …… ……. …….. (III.83)**

Ceci est le cas pour certains bassins de rétention artificiels construis en milieu urbain.

Pour les réservoirs naturels, les berges ne sont pas verticales .les courbes d'emmagasinement se présentent alors sous la forme :

**$S = a_0 + a_1h + a_2h^2 + a_3h^3 + \dots + a_{n-1}h^{n-1} + a_nh^n$ …….. ……..... (III.84)**

Les coefficients $a_0$, $a_1$, $a_3$…, an qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges. Que la section soit constante ou variable avec la profondeur, la connaissance de h permet de déterminer le volume stocké.

- **Application de la méthode de Muskingum :**

Le débit de sortie est calculé avec la relation suivante :

**$Q=m*B*\sqrt{2g}H^{3/2}$ ……. ……..…… ……..….. (III.85)**

Pour B=20 m et m=0..49 on aura : $Q=43.41*H^{3/2}$

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage $f(Q_s) = 2\frac{S}{\Delta T}+Q_s$.

Initialement le débit de sortie $Q_S$ = 0 m³/s et la hauteur H= 0 m, le volume stocké Vs=0m³. La valeur maximal de débit d'entrée $Q_e$ =600.98 m³/s nous donne la plage à couvrir avec le variable H : $600.98= 43.41\ H^{3/2}$, soit $H_{max}$ = 5.76 m ~ 6 m avec un pas $\Delta T$=30min.

La courbe surface –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure III.21) avec un coefficient de corrélation r =0.9998 entre les altitudes 856m NGA et 868m NGA

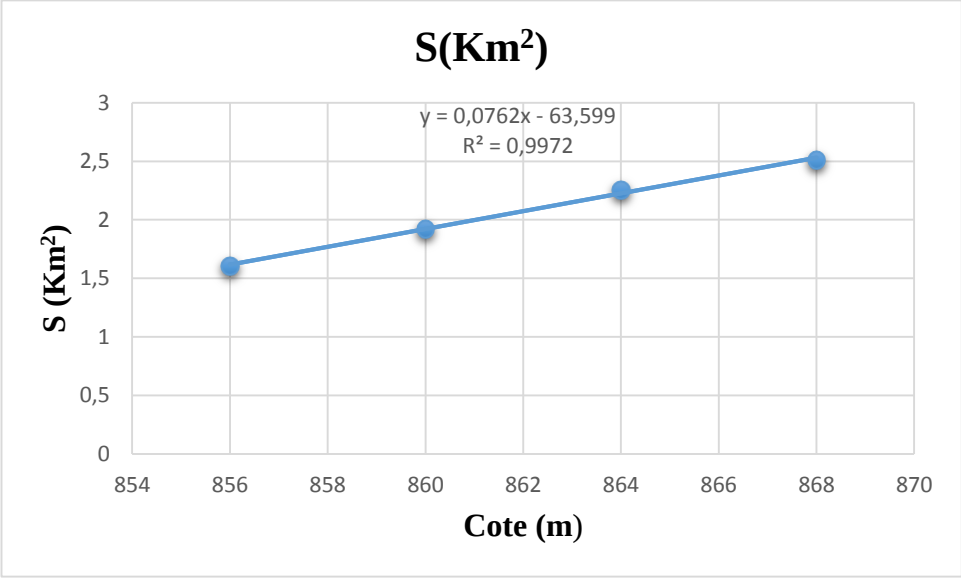



**Figure III.21 : Modélisation de la courbe surface-hauteur**

Donc : **$S(Km^2) = 0.0762.\ H - 63.599$**

**Tableau III.37 : Détermination de la courbe caractéristique de barrage**

| H (m) | Côte NGA (m) | A (Km²) | Q (m³/s) | S(Mm³) | $2\frac{S}{\Delta T}$+Q (m³/s) |
|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 856 | 1.628 | 0.00 | 0 | 0.00 |
| 0.5 | 856.5 | 1.67 | 15.35 | 0.835 | 943.13 |
| 1 | 857 | 1.704 | 43.41 | 1.704 | 1936.74 |
| 1.5 | 857.5 | 1.74 | 79.75 | 2.61 | 2979.75 |
| 2 | 858 | 1.78 | 122.78 | 3.56 | 4078.34 |
| 2.5 | 858.5 | 1.82 | 171.59 | 4.55 | 5227.15 |
| 3 | 859 | 1.86 | 225.56 | 5.58 | 6425.56 |
| 3.5 | 859.5 | 1.89 | 284.24 | 6.615 | 7634.24 |
| 4 | 860 | 1.93 | 347.28 | 7.72 | 8925.06 |
| 4.5 | 860.5 | 1.97 | 414.39 | 8.865 | 10264.39 |
| 5 | 861 | 2 | 485.34 | 10 | 11596.45 |
| 5.5 | 861.5 | 2.05 | 559.93 | 11.275 | 13087.71 |
| 6 | 862 | 2.085 | 637.99 | 12.51 | 14537.99 |

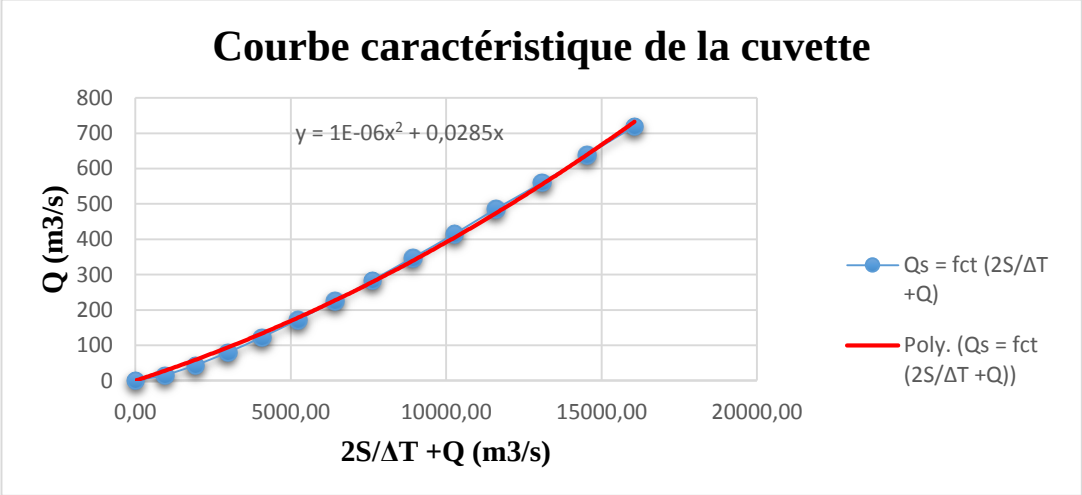



**Figure III.22 : Courbe caractéristique de la cuvette**

**Tableau III.38 : Calcul de l'hydrogramme laminé**

| T (h) | T(h) | I (m³/s) | $I_1 + I_2$ (m³/s) | $2S/\Delta T + Q_s$ (m³/s) | $2S/\Delta T + Q_s - 2Q_s$ (m³/s) | $Q_s$ (m³/s) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 0 | 0.00 | 0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.5 | 0.5 | 2.18 | 2.18 | 2.18 | 2.06 | 0.06 |
| 1 | 1 | 8.72 | 10.90 | 12.96 | 12.22 | 0.37 |
| 1.5 | 1.5 | 19.63 | 28.35 | 40.57 | 38.26 | 1.16 |
| 2 | 2 | 34.90 | 54.52 | 92.78 | 87.48 | 2.65 |
| 2.5 | 2.5 | 54.52 | 89.41 | 176.89 | 166.75 | 5.07 |
| 3 | 3 | 78.51 | 133.03 | 299.79 | 282.52 | 8.63 |
| 3.5 | 3.5 | 106.87 | 185.38 | 467.90 | 440.79 | 13.55 |
| 4 | 4 | 139.58 | 246.44 | 687.24 | 647.12 | 20.06 |
| 4.5 | 4.5 | 176.66 | 316.23 | 963.36 | 906.59 | 28.38 |
| 5 | 5 | 218.09 | 394.75 | 1301.34 | 1223.78 | 38.78 |
| 5.5 | 5.5 | 263.89 | 481.98 | 1705.76 | 1602.72 | 51.52 |
| 6 | 6 | 314.06 | 577.94 | 2180.67 | 2046.86 | 66.90 |
| 6.5 | 6.5 | 368.58 | 682.63 | 2729.49 | 2559.01 | 85.24 |
| 7 | 7 | 427.46 | 796.04 | 3355.05 | 3141.30 | 106.88 |
| 7.5 | 7.5 | 490.71 | 918.176 | 4059.48 | 3795.13 | 132.17 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 8 | 8 | 558.32 | 1049.03 | 4844.16 | 4521.11 | 161.52 |
| 8.3 | 0 | 600.98 | 1159.30 | 5680.41 | 5292.10 | 194.16 |
| 8.5 | 0.5 | 565.50 | 1166.47 | 6458.57 | 6007.01 | 225.78 |
| 9 | 1 | 531.44 | 1096.94 | 7103.95 | 6598.09 | 252.93 |
| 9.5 | 1.5 | 498.78 | 1030.22 | 7628.31 | 7077.12 | 275.60 |
| 10 | 2 | 467.49 | 966.26 | 8043.38 | 7455.52 | 293.93 |
| 10.5 | 2.5 | 437.53 | 905.01 | 8360.53 | 7744.19 | 308.17 |
| 11 | 3 | 408.88 | 846.40 | 8590.59 | 7953.33 | 318.63 |
| 11.5 | 3.5 | 381.51 | 790.38 | 8743.72 | 8092.42 | 325.65 |
| 12 | 4 | 355.39 | 736.89 | 8829.32 | 8170.13 | 329.59 |
| 12.5 | 4.5 | 330.49 | 685.87 | 8856.00 | 8194.35 | 330.82 |
| 13 | 5 | 306.78 | 637.26 | 8831.61 | 8172.22 | 329.70 |
| 13.5 | 5.5 | 284.23 | 591.00 | 8763.22 | 8110.13 | 326.55 |
| 14 | 6 | 262.81 | 547.04 | 8657.17 | 8013.82 | 321.68 |
| 14.5 | 6.5 | 242.50 | 505.31 | 8519.14 | 7888.39 | 315.37 |
| 15 | 7 | 223.27 | 465.76 | 8354.16 | 7738.39 | 307.89 |
| 15.5 | 7.5 | 205.07 | 428.33 | 8166.73 | 7567.83 | 299.45 |
| 16 | 8 | 187.90 | 392.97 | 7960.81 | 7380.29 | 290.26 |
| 16.5 | 8.5 | 171.71 | 359.60 | 7739.90 | 7178.91 | 280.49 |
| 17 | 9 | 156.48 | 328.18 | 7507.10 | 6966.48 | 270.31 |
| 17.5 | 9.5 | 142.18 | 298.65 | 7265.13 | 6745.46 | 259.84 |
| 18 | 10 | 128.77 | 270.94 | 7016.40 | 6518.01 | 249.20 |
| 18.5 | 10.5 | 116.24 | 245.01 | 6763.02 | 6286.05 | 238.48 |
| 19 | 11 | 104.55 | 220.78 | 6506.83 | 6051.27 | 227.78 |
| 19.5 | 11.5 | 93.66 | 198.21 | 6249.48 | 5815.15 | 217.17 |
| 20 | 12 | 83.57 | 177.23 | 5992.38 | 5578.99 | 206.69 |
| 20.5 | 12.5 | 74.22 | 157.78 | 5736.78 | 5343.96 | 196.41 |
| 21 | 13 | 65.60 | 139.82 | 5483.78 | 5111.06 | 186.36 |
| 21.5 | 13.5 | 57.67 | 123.27 | 5234.34 | 4881.18 | 176.58 |
| 22 | 14 | 50.41 | 108.08 | 4989.27 | 4655.10 | 167.09 |
| 22.5 | 14.5 | 43.79 | 94.20 | 4749.30 | 4433.48 | 157.91 |
| 23 | 15 | 37.77 | 81.56 | 4515.04 | 4216.91 | 149.06 |
| 23.5 | 15.5 | 32.33 | 70.10 | 4287.01 | 4005.90 | 140.56 |
| 24 | 16 | 27.44 | 59.77 | 4065.67 | 3800.87 | 132.40 |
| 24.5 | 16.5 | 23.07 | 50.51 | 3851.39 | 3602.19 | 124.60 |
| 25 | 17 | 19.19 | 42.26 | 3644.46 | 3410.16 | 117.15 |
| 25.5 | 17.5 | 15.77 | 34.96 | 3445.13 | 3225.02 | 110.05 |
| 26 | 18 | 12.79 | 28.56 | 3253.58 | 3046.95 | 103.31 |
| 26.5 | 18.5 | 10.20 | 22.99 | 3069.95 | 2876.11 | 96.92 |
| 27 | 19 | 7.99 | 18.199 | 2894.31 | 2712.58 | 90.86 |
| 27.5 | 19.5 | 6.13 | 14.12 | 2726.70 | 2556.41 | 85.15 |
| 28 | 20 | 4.58 | 10.70 | 2567.12 | 2407.62 | 79.75 |
| 28.5 | 20.5 | 3.32 | 7.89 | 2415.51 | 2266.16 | 74.68 |
| 29 | 21 | 2.31 | 5.62 | 2271.78 | 2131.97 | 69.91 |
| 29.5 | 21.5 | 1.53 | 3.83 | 2135.81 | 2004.94 | 65.43 |
| 30 | 22 | 0.95 | 2.47 | 2007.42 | 1884.94 | 61.24 |
| 30.5 | 22.5 | 0.54 | 1.487 | 1886.43 | 1771.79 | 57.32 |
| 31 | 23 | 0.27 | 0.80 | 1772.59 | 1665.27 | 53.66 |
| 31.5 | 23.5 | 0.11 | 0.37 | 1665.64 | 1565.15 | 50.25 |
| 32 | 24 | 0.03 | 0.135 | 1565.29 | 1471.17 | 47.06 |
| 32.5 | 24.5 | 0.00 | 0.030 | 1471.20 | 1383.01 | 44.09 |
| 33 | 25 | 0.00 | 0.0024 | 1383.01 | 1300.35 | 41.33 |
| 33.5 | 25.5 | 2.18 | 0 | 1300.35 | 1222.85 | 38.75 |
| 34 | 26 | 6.13 | 0 | 1222.85 | 1150.16 | 36.35 |
| 34.5 | 26.5 | 4.94 | 0 | 1150.16 | 1081.95 | 34.10 |
| 35 | 27 | 3.91 | 0 | 1081.95 | 1017.94 | 32.01 |
| 35.5 | 27.5 | 3.04 | 0 | 1017.94 | 957.85 | 30.05 |
| 36 | 28 | 2.31 | 0 | 957.85 | 901.41 | 28.22 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 36.5 | 28.5 | 1.71 | 0 | 901.41 | 848.41 | 26.50 |
| 37 | 29 | 1.22 | 0 | 848.41 | 798.61 | 24.90 |
| 37.5 | 29.5 | 0.83 | 0 | 798.61 | 751.81 | 23.40 |
| 38 | 30 | 0.54 | 0 | 751.81 | 707.83 | 21.99 |
| 38.5 | 30.5 | 0.32 | 0 | 707.83 | 666.48 | 20.67 |
| 39 | 31 | 0.17 | 0 | 666.48 | 627.60 | 19.44 |
| 39.5 | 31.5 | 0.08 | 0 | 627.60 | 591.04 | 18.28 |
| 40 | 32 | 0.03 | 0 | 591.04 | 556.65 | 17.19 |
| 40.5 | 32.5 | 0.00 | 0 | 556.65 | 524.31 | 16.17 |
| 41 | 33 | 2.18 | 0 | 524.31 | 493.87 | 15.22 |
| 41.5 | 33.5 | 8.72 | 0 | 493.87 | 465.23 | 14.32 |
| 42 | 34 | 19.63 | 0 | 465.23 | 438.28 | 13.48 |
| 42.5 | 34.5 | 34.90 | 0 | 438.28 | 412.91 | 12.68 |
| 43 | 35 | 54.52 | 0 | 412.91 | 389.04 | 11.94 |
| 43.5 | 35.5 | 0 | 0 | 389.04 | 366.56 | 11.24 |
| 44 | 36 | 0 | 0 | 366.56 | 345.40 | 10.58 |
| 44.5 | 36.5 | 0 | 0 | 345.40 | 325.47 | 9.96 |
| 45 | 37 | 0 | 0 | 325.47 | 306.71 | 9.38 |
| 45.5 | 37.5 | 0 | 0 | 306.71 | 289.04 | 8.84 |
| 46 | 38 | 0 | 0 | 289.04 | 272.39 | 8.32 |
| 46.5 | 38.5 | 0 | 0 | 272.39 | 256.72 | 7.84 |
| 47 | 39 | 0 | 0 | 256.72 | 241.95 | 7.38 |
| 47.5 | 39.5 | 0 | 0 | 241.95 | 228.05 | 6.95 |
| 48 | 40 | 0 | 0 | 228.05 | 214.94 | 6.55 |
| 48.5 | 40.5 | 0 | 0 | 214.94 | 202.60 | 6.17 |
| 49 | 41 | 0 | 0 | 202.60 | 190.97 | 5.82 |
| 49.5 | 41.5 | 0 | 0 | 190.97 | 180.01 | 5.48 |
| 50 | 42 | 0 | 0 | 180.01 | 169.69 | 5.16 |
| 50.5 | 42.5 | 0 | 0 | 169.69 | 159.96 | 4.86 |
| 51 | 43 | 0 | 0 | 159.96 | 150.79 | 4.58 |
| 51.5 | 43.5 | 0 | 0 | 150.79 | 142.15 | 4.32 |
| 52 | 44 | 0 | 0 | 142.15 | 134.00 | 4.07 |
| 52.5 | 44.5 | 0 | 0 | 134.00 | 126.33 | 3.84 |
| 53 | 45 | 0 | 0 | 126.33 | 119.10 | 3.62 |
| 53.5 | 45.5 | 0 | 0 | 119.10 | 112.28 | 3.41 |
| 54 | 46 | 0 | 0 | 112.28 | 105.86 | 3.21 |
| 54.5 | 46.5 | 0 | 0 | 105.86 | 99.80 | 3.03 |
| 55 | 47 | 0 | 0 | 99.80 | 94.09 | 2.85 |
| 55.5 | 47.5 | 0 | 0 | 94.09 | 88.71 | 2.69 |
| 56 | 48 | 0 | 0 | 88.71 | 83.64 | 2.54 |
| 56.5 | 48.5 | 0 | 0 | 83.64 | 78.86 | 2.39 |
| 57 | 49 | 0 | 0 | 78.86 | 74.35 | 2.25 |
| 57.5 | 49.5 | 0 | 0 | 74.35 | 70.10 | 2.12 |
| 58 | 50 | 0 | 0 | 70.10 | 66.09 | 2.00 |
| 58.5 | 50.5 | 0 | 0 | 66.09 | 62.32 | 1.89 |
| 59 | 51 | 0 | 0 | 62.32 | 58.76 | 1.78 |
| 59.5 | 51.5 | 0 | 0 | 58.76 | 55.40 | 1.68 |
| 60 | 52 | 0 | 0 | 55.40 | 52.24 | 1.58 |
| 60.5 | 52.5 | 0 | 0 | 52.24 | 49.26 | 1.49 |
| 61 | 53 | 0 | 0 | 49.26 | 46.44 | 1.41 |
| 61.5 | 53.5 | 0 | 0 | 46.44 | 43.79 | 1.33 |
| 62 | 54 | 0 | 0 | 43.79 | 41.29 | 1.25 |
| 62.5 | 54.5 | 0 | 0 | 41.29 | 38.93 | 1.18 |
| 63 | 55 | 0 | 0 | 38.93 | 36.71 | 1.11 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 63.5 | 55.5 | 0 | 0 | 36.71 | 34.62 | 1.05 |
| 64 | 56 | 0 | 0 | 34.62 | 32.64 | 0.99 |
| 64.5 | 56.5 | 0 | 0 | 32.64 | 30.78 | 0.93 |
| 65 | 57 | 0 | 0 | 30.78 | 29.02 | 0.88 |
| 65.5 | 57.5 | 0 | 0 | 29.02 | 27.37 | 0.83 |
| 66 | 58 | 0 | 0 | 27.37 | 25.80 | 0.78 |
| 66.5 | 58.5 | 0 | 0 | 25.80 | 24.33 | 0.74 |
| 67 | 59 | 0 | 0 | 24.33 | 22.94 | 0.69 |
| 67.5 | 59.5 | 0 | 0 | 22.94 | 21.64 | 0.65 |
| 68 | 60 | 0 | 0 | 21.64 | 20.40 | 0.62 |
| 68.5 | 60.5 | 0 | 0 | 21.64 | 20.40 | 0.62 |
| 69 | 61 | 0 | 0 | 20.40 | 19.24 | 0.58 |
| 69.5 | 61.5 | 0 | 0 | 20.40 | 19.24 | 0.58 |
| 70 | 62 | 0 | 0 | 19.24 | 18.14 | 0.55 |
| 70.5 | 62.5 | 0 | 0 | 19.24 | 18.14 | 0.55 |
| 71 | 63 | 0 | 0 | 18.14 | 17.11 | 0.52 |
| 71.5 | 63.5 | 0 | 0 | 18.14 | 17.11 | 0.52 |
| 72 | 64 | 0 | 0 | 17.11 | 16.13 | 0.49 |
| 72.5 | 64.5 | 0 | 0 | 17.11 | 16.13 | 0.49 |
| 73 | 65 | 0 | 0 | 16.13 | 15.21 | 0.46 |
| 73.5 | 65.5 | 0 | 0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 74 | 66 | 0 | 0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

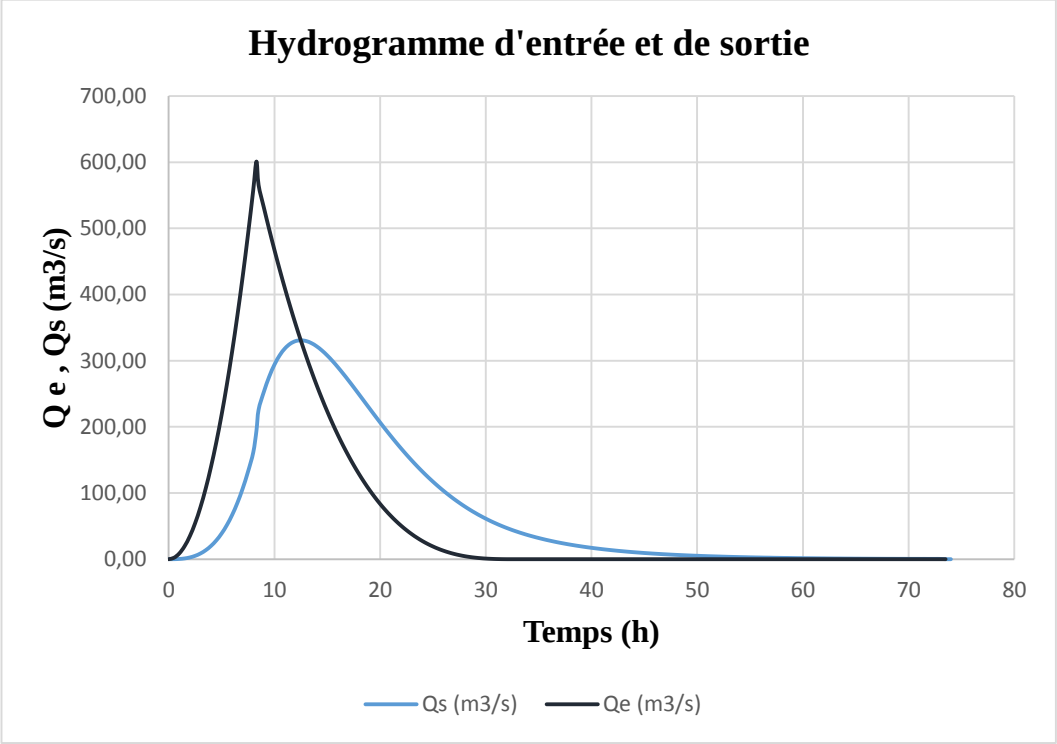



**Figure III.23 : Hydrogramme de crues d'entrée et de sortie (b=20m)**

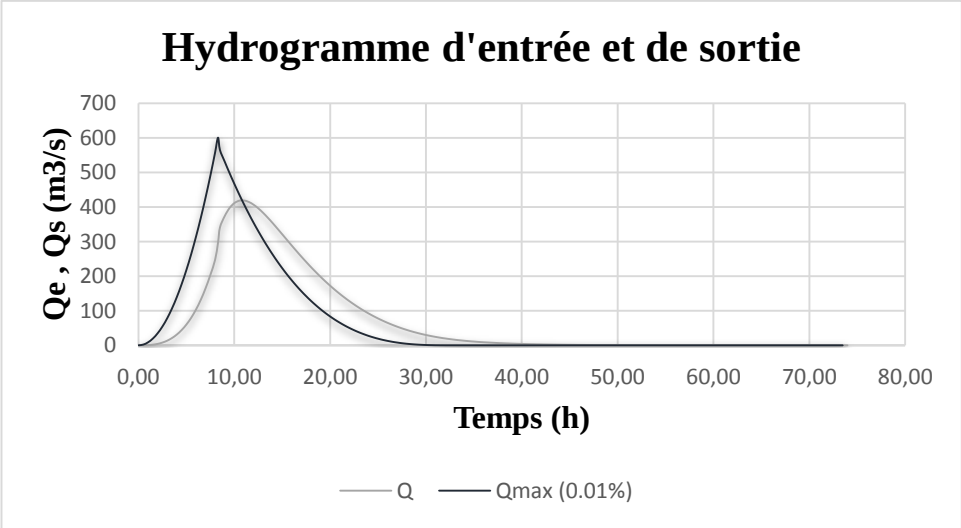



**Figure III.24 : Hydrogramme de crues d'entrée et de sortie (b=40m)**

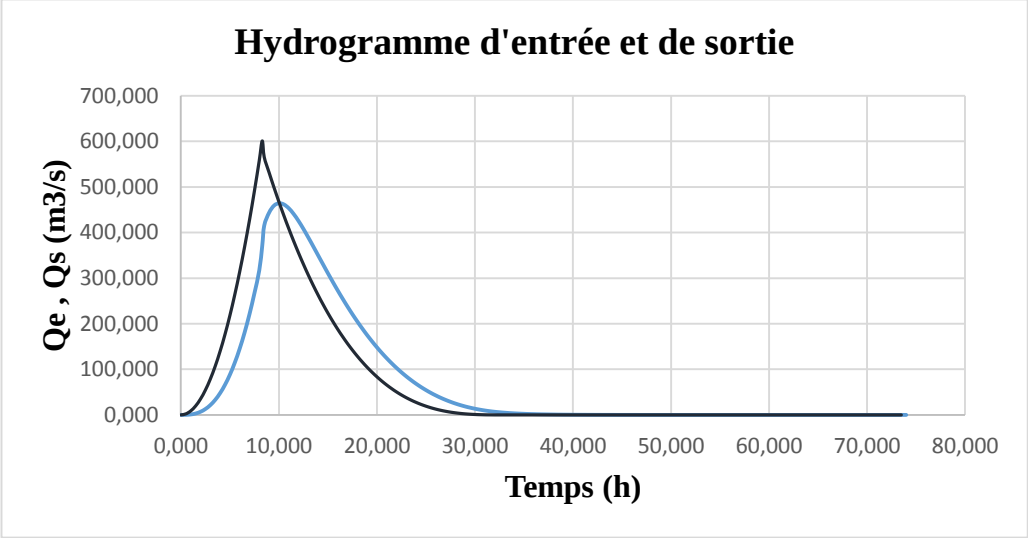



**Figure III.25 : Hydrogramme de crues d'entrée et de sortie (b=60m)**

Dans la figure suivante, on a résumé toutes les illustrations au-dessus dans le même graphe :

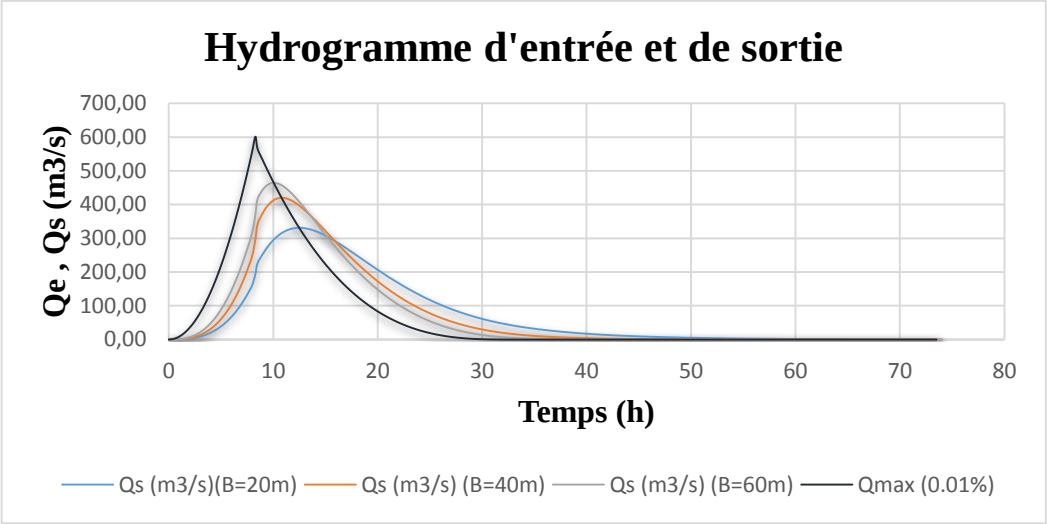



**Figure III.26 : Hydrogramme d'entrée et de sortie pour différentes largeurs**

## III.11 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 devais le plus économique de l'aménagement.

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

### III.11.1 Revanche :

Selon (Mihoubi, 2019), « Pour une conception d'une digue en remblai il est primordial de prévoir une revanche et une protection des talus amont et aval », « La revanche tient compte de la surélévation du plan d'eau lors du passage de la crue maximale (crue de sécurité) » aussi, elle est définit comme : « La hauteur maximale des vagues provoquées par le vent extrême ».

Elle est en fonction de la hauteur des vagues h, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

❖ **Hauteur des vagues :**

Pour la détermination de la hauteur des vagues, il existe plusieurs formules :

**Formule de Stevenson (Thomas, 1976) :**

**Pour F< 18 Km ⟶ $H_v = 0.34\sqrt{F} + 0.76 - 0.26\sqrt[4]{F}$ ……. …….. (III.86)**

**Pour F> 18 Km ⟶ $H_v = 0.34\sqrt{F}$ …… …… (III.87)**

Avec :

$H_v$ : hauteur des vagues (m)

F : longueur du fetch (Km)

**Formule de Molitor :**

**Pour F<30 Km ⟶ $H_v = 0.76 + 0.032\sqrt{UF} - 0.27\sqrt[4]{F}$ …… ……. (III.88)**

**Pour F>30 Km ⟶ $H_v = 0.032\sqrt{UF}$ …….. …….. (III.89)**

Avec :

U : vitesse du vent en Km/h

❖ **Vitesse des vagues :**

La vitesse des vagues est donnée par la relation Gaillard, exprimé en m/s.

**$V = 1.5 + 2H_v$ …… ……..... (III.90)**

Avec :

$H_v$ : hauteur des vagues (m)

❖ **Revanche du aux vagues :**

La revanche est donnée par deux formules :

**Formule de Davis** :

La revanche minimale est mesurée au-dessus du niveau des plus hautes eaux correspondant à la crue maximum, selon Davis :

**$R = 0.75H_v + \frac{V^2}{2g}$ …….. ……... (III.91)**

**Formule de Mallet et Pacquant** :

Mallet et Paquant, considère que pour des petits barrages et retenues collinaires la revanche ne dépasse pas 1m.

**$R = H_v + \frac{V^2}{2g}$ …… …….. …….. (III.92)**

Avec :

$H_v$ : hauteur des vagues (m)

V : vitesse des vagues (m/s)

- **Formule simplifié** :

Il est possible d'utiliser la formule qui combine simultanément l'effet de la hauteur et la vitesse des vagues.

**$R = 1 + 0.3\sqrt{F}$ …… …… (III.93)**

On résume les résultats trouvés dans le tableau suivant :

**Tableau III.39 : Résultats de calcul de la revanche**

| Formule | F. Molitor $H_v$ (m) | F. Stevenson $H_v$ (m) | Vitesse des vagues (m/s) | F. Davis R (m) | F. Simplifié R (m) |
|---|---|---|---|---|---|
| **Valeur** | **0.99** | **0.92** | **3.48** | **1.36** | **1.40** |

Pour des raisons de sécurité, on prend comme valeur de la revanche :

**R=1.50 m**

### III.11.2 Tassement :

Selon (Mihoubi, 2019) « Le tassement est calculé suivant cette formule $\varepsilon = 0.1\sqrt{h_b}$ »

**A.N : $\varepsilon$ = 0.60 m**

### III.11.3 Largeur en crête :

Le calcul du largeur de la crête peut être déterminé par les formules ci-après :

- **Formule de Knappen : $B_{crête} = 1.65\sqrt{H_b}$ …….. ……..… (III.94)**
- **Formule de Preece : $B_{crête} = 1.10\sqrt{H_b} + 1$ …… ……..….. (III.95)**
- **US bureau of Reclamation (USBR) : $B_{crête} = \frac{5}{3} * \sqrt{H_b}$ …… …….. (III.96)**
- **Formule SIMPLIFIEE (Anonyme) : $B_{crête} = 3.6\ H_b^{1/3} - 3$ …….. (III.97)**

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

**$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + T$**

Avec :
NNR : niveau normal de la retenue (856 m)
$C_f$ : Côte du fond (823m)
$h_{dév}$ : hauteur déversante varie selon la largueur déversante (m)
T : tassement (m)

**Tableau III.40 : Résultats de calcul de la largeur en crête**

| B (m) | $H_d$ (m) | NPHE (m) | q laminé ($m^3/s$) | V forcé ($Mm^3$) | Côte de crête (m NGA) | $H_b$ (m) | Largeur en crête (m) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | Knap | Pree | USBR | SIMP | Moy |
| 20 | 5.76 | 861.76 | 330.82 | 10.73 | 863.86 | 40.86 | 10.55 | 8.03 | 10.65 | 9.40 | 9.66 |
| 25 | 5.23 | 861.23 | 352.95 | 9.65 | 863.33 | 40.33 | 10.48 | 7.99 | 10.58 | 9.35 | 9.60 |
| 30 | 5.05 | 861.05 | 360.33 | 9.29 | 863.15 | 40.15 | 10.46 | 7.97 | 10.56 | 9.33 | 9.58 |
| 35 | 4.70 | 860.70 | 375.09 | 8.57 | 862.80 | 39.80 | 10.41 | 7.94 | 10.51 | 9.29 | 9.54 |
| 40 | 3.63 | 859.63 | 419.35 | 6.40 | 861.73 | 38.73 | 10.27 | 7.85 | 10.37 | 9.18 | 9.42 |
| 45 | 3.42 | 859.42 | 424.72 | 6.02 | 861.52 | 38.52 | 10.24 | 7.83 | 10.34 | 9.16 | 9.39 |
| 50 | 3.34 | 859.34 | 426.52 | 5.89 | 861.44 | 38.44 | 10.23 | 7.82 | 10.33 | 9.15 | 9.38 |
| 55 | 3.20 | 859.20 | 430.10 | 5.64 | 861.30 | 38.30 | 10.21 | 7.81 | 10.31 | 9.13 | 9.37 |
| 60 | 2.77 | 858.77 | 440.847 | 4.88 | 860.87 | 37.87 | 10.15 | 7.77 | 10.26 | 9.09 | 9.32 |

**Interprétation du tableau :**

D'après les calculs qui ont été élaboré pour avoir la largeur en crête optimale, on tire quelques remarques :

- Chaque fois la largeur déversante augmente, la hauteur déversante diminue ainsi que le débit laminé.
- Les résultats des formules qu'on a adopté lors le calcul de largeur en crête respectivement : Knappen et USBR, sont très proches d'où l'écart est estimé à 1%.

On opte pour une largeur en crête de 10 m.

### III.11.3 Calcul de volume et de coût de la digue :

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on calcul les volumes de la digue correspondantes aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules suivantes :

$$V_b = \sum V_I \quad \text{..... ..... (III.98)}$$

$$V_i = \frac{Si+Si+1}{2} * L_i \quad \text{..... ..... (III.99)}$$

Avec :

Vi : le volume de barrage à la Côte i.

Li : distance entre deux coupes voisines.

Si : section transversale correspondante à la coupe i, donnée par la formule :

$$S_i = \frac{b+Bi}{2} * H_i \quad \text{..... ..... (III.100)}$$

Ou :

$B_i$ : largeur de base ⟶ $B_i = (m_1 + m_2)*H_i + b$

Avant de rentrer dans les détails (voir le chapitre suivant), on présume que les valeurs des fruits de talus amont, aval sont respectivement :

$m_1 = 3$

$m_2 = 2.5$

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

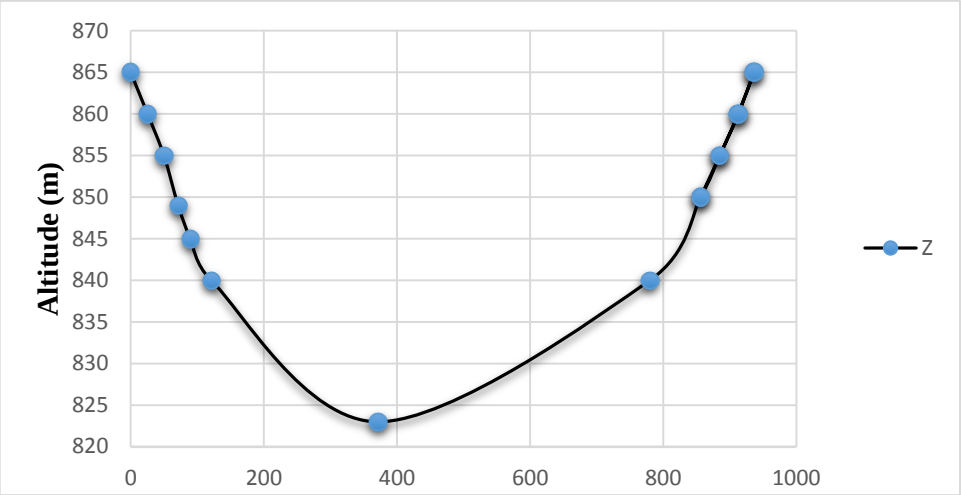



**Figure III.27 : Profil longitudinale à l'axe de barrage**

**Tableau III.41 : Calcul du coût de la digue**

| Digue | Hauteur de barrage (m) | Volume d'enrochement ($m^3$) | Volume de noyau argileux ($m^3$) | Montant (DA) |
|---|---|---|---|---|
| 20 | 40.86 | 2 015 510,75 | 546 003,25 | 409 502 436,90 |
| 25 | 40.33 | 1 957 008,15 | 526 222,36 | 394 666 770,38 |
| 30 | 40.15 | 1 934 640,41 | 520 307,80 | 390 230 848,13 |
| 35 | 39.80 | 1 894 099,08 | 508 819,58 | 381 614 682,38 |
| 40 | 38.73 | 1 770 175,88 | 474 510,30 | 355 882 726,43 |
| 45 | 38.52 | 1 773 914,90 | 467 792,83 | 350 844 622,65 |
| 50 | 38.44 | 1 740 109,34 | 464 571,70 | 348 428 771,40 |
| 55 | 38.30 | 1 725 794,94 | 459 886,86 | 344 915 145,00 |
| 60 | 37.87 | 1 524 593,16 | 446 871,38 | 335 153 533,43 |

Le prix unitaire pour les enrochements est estimé à 4000 DA pour le $m^3$.

Le prix unitaire pour les argiles est estimé à 750 DA pour le $m^3$.

### III.11.4 Calcul du coût de l'évacuateur de crue :

#### a) Déversoir

Le type déversoir est de « Creager », il s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement, ainsi que cette lame d'eau épouse toujours ce type de profil. Le déversoir sera construit en béton armé.

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 :

$$\frac{Y}{H} = 0.47\left(\frac{X}{H}\right)^{1.80} \quad \text{…….. …….. (III.101)}$$

Avec :

H : Charge sur le seuil ;

Y : Ordonnée du profil (m) ;

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera :

$$\mathbf{V_{dév} = S.B} \text{ …… …… (III.102)}$$

Avec :

S : Section transversale ($m^2$).

B : Largeur de déversoir (m).

Selon (*Générateur de Prix de La Construction. CYPE Ingenieros, S.A.*, 2021), le mètre cube du béton armé vaut 38 000DA

**Tableau III.42 : Résultats de calcul de Coût de déversoir.**

| B (m) | Lame déversante H(m) | S ($m^2$) | V ($m^3$) | Coût (DA) |
|---|---|---|---|---|
| **20** | 5.76 | 45,00 | 900,00 | 34 200 000,00 |
| **25** | 5.23 | 37,00 | 925,00 | 35 150 000,00 |
| **30** | 5.05 | 31.5 | 945,00 | 35 910 000,00 |
| **35** | 4.7 | 30.5 | 1067.5 | 40 565 000,00 |
| **40** | 3.63 | 27,00 | 1 080,00 | 41 040 000,00 |
| **45** | 3.42 | 25,00 | 1 125,00 | 42 750 000,00 |
| **50** | 3.34 | 22.6 | 1 130,00 | 42 940 000,00 |
| **55** | 3.2 | 20.8 | 1 144,00 | 43 472 000,00 |
| **60** | 2.77 | 19.1 | 1 146,00 | 43 548 000,00 |

### b) Coursier

On opte pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement. D'après le plan d'aménagement la longueur de coursier est égale =316.24m

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$\mathbf{V_{béton} = S_{béton}.L_{cou}} \text{ ……..…. (III.103)}$$

La largeur du coursier est donnée par :

$$\mathbf{b_{cou} = (q_{laminé})^{0.4}} \text{ …… ….. ……. (III.104)}$$

$$S_{radier} = b_{Coursier} * e \text{ avec } \quad e=1m$$

$$H_{mur} = h_{critique} + R$$

$$h_{critique} = 3 * \sqrt{\frac{q^2}{b^2 * g}}$$

$$S_{mur} = H_{mur} * e * 2 \text{ avec } \quad e=0,7$$

$$\text{Volume du coursier} = (S_{radier} + S_{mur}) * L$$

**Tableau III.43 : Résultats de calcul de Coût de coursier.**

| B(m) | H(m) | q laminé ($m^3/s$) | $b_{cour}$ (m) | $h_{cr}$ (m) | $S_{radier}$ (m2) | $H_{murs}$ | $S_{murs}$ ($m^2$) | $S_{tot}$ ($m^2$) | $V_{béton}$ | Coût de coursier. (DA) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **20** | 5.76 | 330.82 | 10.18 | 4.76 | 10.18 | 6.26 | 8.76 | 18.94 | 5989.55 | 227 603 047.02 |
| **25** | 5.23 | 352.95 | 10.45 | 4.88 | 10.45 | 6.38 | 8.93 | 19.38 | 6129.80 | 232 932 540.52 |
| **30** | 5.05 | 360.33 | 10.54 | 4.92 | 10.54 | 6.42 | 8.99 | 19.53 | 6175.79 | 234 680 186.74 |
| **35** | 4.7 | 375.09 | 10.71 | 5.00 | 10.71 | 6.50 | 9.10 | 19.81 | 6264.91 | 238 066 443.92 |
| **40** | 3.63 | 419.35 | 11.20 | 5.23 | 11.20 | 6.73 | 9.42 | 20.62 | 6520.69 | 247 786 202.71 |
| **45** | 3.42 | 424.72 | 11.25 | 5.26 | 11.25 | 6.76 | 9.46 | 20.71 | 6549.30 | 248 873 335.75 |
| **50** | 3.34 | 426.52 | 11.27 | 5.27 | 11.27 | 6.77 | 9.47 | 20.74 | 6559.43 | 249 258 429.14 |
| **55** | 3.2 | 430.10 | 11.31 | 5.28 | 11.31 | 6.78 | 9.50 | 20.81 | 6579.58 | 250 023 973.98 |
| **60** | 2.77 | 440.847 | 11.42 | 5.34 | 11.42 | 6.84 | 9.57 | 20.99 | 6637.87 | 252 239 132.86 |

**c) Calcul du Coût du canal d'approche :**

Le canal d'approche est un dispositif qui permit de réduire au minimum les pertes d'énergie et guider calmement la crue vers le seuil déversant, supposant sa forme est rectangulaire avec une charge d'eau H, une revanche de 1.50, et la pelle est supposé 2.5 m.

$$\mathbf{H_m = h_{dév} + R + P} \text{ ..... ..... (III.105)}$$

Le volume du canal est déterminé par :

$$\mathbf{V = S.Lc = Hm.e.2.Lc} \text{ ..... ... (III.106)}$$

Avec :

$L_c$: Longueur du canal (déterminée par la topographie). L=50m

e: Epaisseur du canal (e=0.6m).

**Tableau III.44 : Résultats de calcul de Coût de canal d'approche.**

| B (m) | $H_d$(m) | $H_{ca}$ (m) | S($m^2$) | V ($m^3$) | Coût (DA) |
|---|---|---|---|---|---|
| **20** | 5.76 | 9.76 | 11.712 | 585.6 | 22 252 800,00 |
| **25** | 5.23 | 9.23 | 11.076 | 553.8 | 21 044 400,00 |
| **30** | 5.05 | 9.05 | 10.86 | 543,00 | 20 634 000,00 |
| **35** | 4.7 | 8.7 | 10.44 | 522,00 | 19 836 000,00 |
| **40** | 3.63 | 7.63 | 9.156 | 457.8 | 17 396 400,00 |
| **45** | 3.42 | 7.42 | 8.904 | 445.2 | 16 917 600,00 |
| **50** | 3.34 | 7.34 | 8.808 | 440.4 | 16 735 200,00 |
| **55** | 3.2 | 7.2 | 8.64 | 432,00 | 16 416 000,00 |
| **60** | 2.77 | 6.77 | 8.124 | 406.2 | 15 435 600,00 |

Par la suite, on résume tous les résultats trouvés pour le calcul du coût de l'évacuateur dans le tableau suivant :

**Tableau III.45 : Coût d'évacuateur**

| B (m) | Coût de l'évacuateur de crue (DA) | | |
|---|---|---|---|
| | **Déversoir** | **Coursier** | **Canal d'approche** |
| **20** | 34 200 000,00 | 227603047.02 | 22 252 800,00 |
| **25** | 35 150 000,00 | 232932540.52 | 21 044 400,00 |
| **30** | 35 910 000,00 | 234680186.74 | 20 634 000,00 |
| **35** | 40 565 000,00 | 238066443.92 | 19 836 000,00 |
| **40** | 41 040 000,00 | 247786202.71 | 17 396 400,00 |
| **45** | 42 750 000,00 | 248873335.75 | 16 917 600,00 |
| **50** | 42 940 000,00 | 249258429.14 | 16 735 200,00 |
| **55** | 43 472 000,00 | 250023973.98 | 16 416 000,00 |
| **60** | 43 548 000,00 | 252239132.86 | 15 435 600,00 |

Si on fait rejoindre les résultats trouvés pour le coût de la digue, on aura le tableau suivant :

**Tableau III.46 : Coût totale de l'aménagement.**

| B(m) | Coût d'évacuateur de crue (DA) | Coût de la digue (DA) | Coût totale (DA) |
|---|---|---|---|
| 20 | 284 055 847,00 | 409 502 436,90 | 693 558 283,90 |
| 25 | 289 126 940.5 | 394 666 770,38 | 683 793 710,88 |
| 30 | 291 224 186.7 | 390 230 848,13 | 681 455 034,83 |
| 35 | 298 467 443.9 | 381 614 682,38 | 680 082 126,28 |
| 40 | 306 222 602.7 | 355 882 726,43 | 662 105 329,13 |
| 45 | 308 540 935.8 | 350 844 622,65 | 659 385 558,45 |
| 50 | 308 933 629.1 | 348 428 771,40 | 657 362 400,50 |
| 55 | 309 911 974,00 | 344 915 145,00 | 654 827 119,00 |
| 60 | 311 222 732.9 | 335 153 533,43 | 646 376 266,33 |

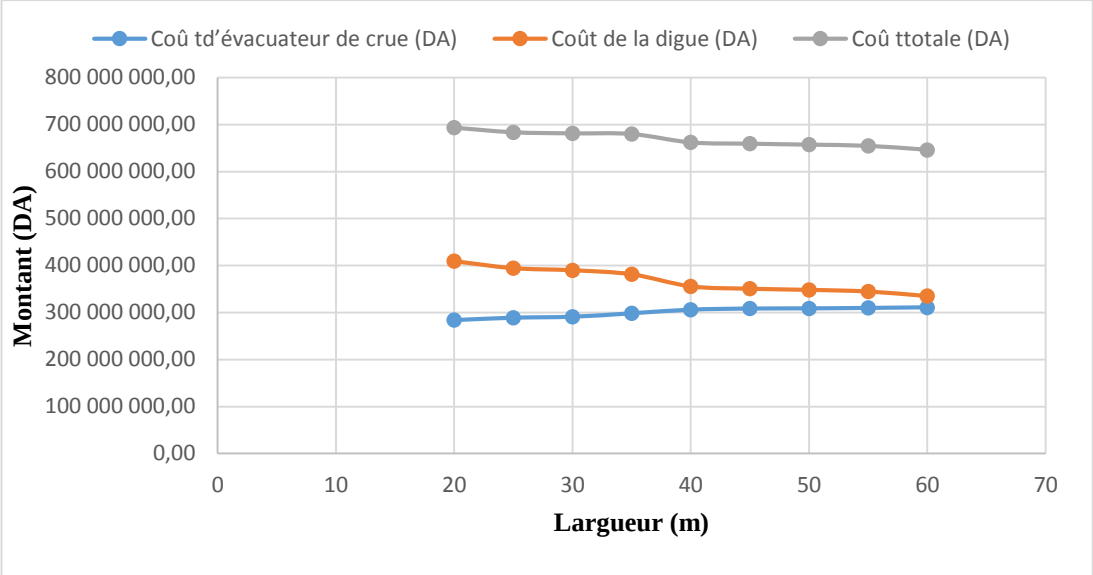



**Figure III.28 : Courbe d'optimisation du choix de la largeur de l'évacuateur.**

Après l'étude d'optimisation, on opte pour une largueur déverssante de 60 m.

**Tableau III.47 : Résultats de l'étude d'optimisation.**

| Largueur déversante (m) | Lame devérsante (m) | Débit déverssant ($m^3/s$) | Hauteur de barrage (m) | Côte de crête (m) |
|---|---|---|---|---|
| 65 | 2.77 | 440.85 | 39 | 862 |

Ce qui nous donne, un coefficient d'amortissement :

$$F = \frac{Débit\ laminé}{Débit\ de\ crue} = \frac{440.85}{600.98} = 73.4\ \%$$

**Conclusion :**

Dans ce chapitre on a déterminé toute les caractéristiques hydrologiques du bassin, et les données nécessaire pour le dimensionnement de la digue tel que le débit de crue laminé qui égale à 440.85 $m^3/s$, et la Côte NNR à 856 m NGA, aussi la largeur optimale du déversoir est 60 m avec une charge déversante de 2.77 m. Avec un volume utile de 14.48 $Mm^3$, volume mort de 4.62 $Mm^3$.

On récapitule les résultats de l'étude hydrologique, de la régularisation, de laminage des crues et de l'étude d'optimisation dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.48 : Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage.**

| Dénomination | Unités | Valeurs |
|---|---|---|
| **Volume mort** | **$Mm^3$** | **4.62** |
| **Volume utile** | **$Mm^3$** | **14.48** |
| **Volume au NNR** | **$Mm^3$** | **19.09** |
| **Côte du fond** | **m NGA** | **823** |
| **Côte NNR** | **m NGA** | **856** |
| **Côte NPHE** | **m NGA** | **858.77** |
| **Tassement** | **m** | **0.60** |
| **Revanche** | **m** | **1.50** |
| **Côte en crête** | **m NGA** | **862** |
| **Largeur en crête** | **m** | **10** |
| **Débit évacué** | **$m^3/s$** | **440.85** |
| **Largeur du déversoir** | **m** | **60** |
| **Charge déversé** | **m** | **2.77** |

# Chapitre IV
# Etude des variantes de la digue

# CHAPITRE IV ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

## Introduction :

Après avoir étudié le site du barrage, nous devons considérez les différents types de travaux envisageables en fonction des conditions de site, il existe quelques critères qui peuvent distinguer les variantes faisable, dans ce chapitre, nous présenterons brièvement ces différentes critères et exposer le choix définitif de la variante retenue pour la digue de notre barrage.

## IV.1 Généralités sur le type de barrage :

Il existe deux principales catégories de barrages :

- Les barrages en remblai.
- Les barrages rigides.

### Barrages en remblai :

Les barrages en terre sont constitués de digues en remblai, ces des ouvrages fixes perméable par le passage d'eau à travers le corps de la digue en formation d'un écoulement souterrain avec une surface libre dénommée la ligne phréatique ou ligne piézométrique.

Ils comprennent :

**a) Barrage en terre homogène** :

Selon (Mihoubi, 2019) « Ce type de barrage est composé d'une seule catégorie de matériau, il présente l'avantage de sa simplicité et rapidité à propos la construction. Ils convient aux sites présentant des quantités importantes de sols pratiquement imperméable (argile, sable argileux, limons argileux) ».

**b) Barrage à noyau** :

Selon (Mihoubi, 2019) « Les barrages à noyau sont utilisés dans le cas d'insuffisance de sols imperméable ou lors on est à la présence des grandes hauteurs. Pour compenser cette lacune, ou on utilise les matériaux comme recharges (sable, limon sableux) dont le rôle essentiel est d'assurer la stabilité de l'ensemble du massif, associé à des dispositifs imperméables : noyau, voile d'étanchéité, masque ».

**c) Barrage zonés** :

Suivant (Mihoubi, 2019) « La solution de barrages en terre à zone est préconisée pour des sols sablonneux et graveleux avec une déficience en sol à sable argileux. Il s'agit de placer un sol imperméable au massif amont et un sol perméable au massif aval et entre les deux massifs on prévoit une zone de transition par un filtre afin d'éviter les phénomènes d'érosion régressive ».

**d) Les digues en enrochements** :

Selon (Mihoubi, 2019) « Pour les barrages en enrochements, l'étanchéité est obtenue soit par un noyau central soit par un masque amont (géo-membrane ou voile bitumineux par exemple), C'est un ouvrage poids car la résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids du massif ».

- **Barrages rigides :**

a) **Les barrages poids en béton** :

Selon (Mihoubi, 2019) « Dans ce type d'ouvrages, le poids assure la stabilité vis-à-vis de la poussée hydrostatique et des sous pressions, ils sont réalisés soit en béton conventionnel vibré(BCV), soit en béton compacté à rouleau (BCR) ».

b) **Les barrages à contreforts** :

Selon (Mihoubi, 2019) « Ils sont constitués d'un voile d'étanchéité en béton armé souvent incliné vers l'aval, qui s'appuie sur des contreforts de forme triangulaire qui assurent la stabilité de l'ouvrage, ce sont des ouvrages qui nécessitent de faibles volumes de béton, par contre les coffrages doivent être réalisés avec soin, comme pour les barrages poids la fondation doit être de bonne qualité et traitée au besoin ».

c) **Les barrages voûtent** :

Selon (Mihoubi, 2019) « Les barrages voûtes sont à réserver à des vallées rocheuses étroites, avec des fondations présentant de bonnes qualités mécaniques, moyennant quoi ils peuvent alors constituer des solutions économiques par rapport à des barrages poids par exemple, ils sont cependant très rarement utilisés pour les ouvrages de petites hauteurs de retenu ».

## IV.2 Critères de choix d'un type de barrage :

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

- La topographie et les apports du bassin versant.
- La morphologie de la vallée.
- Les conditions géologiques et géotechniques.
- La disponibilité en matériaux.
- Critères hydrauliques et régime des crues.

### a) La topographie et les apports du bassin versant :

La topographie d'un site influe fortement sur le choix de l'ouvrage futur. Elle consiste, en premier lieu, à vérifier si le bassin versant autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports et à calculer avec quel risque de défaillance. En second lieu, elle consiste à vérifier la possibilité d'implantation du barrage et de ses ouvrages annexes.

### b) La morphologie de la vallée :

Tout barrage est nécessairement lié à son environnement ; la morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site du barrage et du type d'ouvrage le mieux adapté. 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, à condition que les appuis du barrage soient sains. En effet, une vallée large conviendra mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai, un site étroit conviendra aussi à un barrage poids et un site très étroit conviendra aussi à une voûte, Tout cela sous réserve que les fondations le permettent.

**c) Les conditions géologiques et géotechniques :**

La nature, la résistance, l'épaisseur, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées au droit du site constituent un ensemble de facteurs déterminants dans la sélection du type de barrage.

**d) La disponibilité en matériaux :**

Le choix d'un type de barrage est subordonné à la disponibilité des matériaux de construction en qualité et quantité suffisante. La distance d'approvisionnement doit être aussi réduite que possible pour minimiser les coûts de transport et optimiser le délai de réalisation en parant à tout retard qu'entraînerait un problème d'approvisionnement dans le cas d'un site éloigné.
D'une manière générale, si l'on dispose des sols limoneux ou argileux de quantité et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution du barrage en terre homogène ou pseudo zoné s'impose comme la plus économique, du moins tant que les débits de crues à évacuer restent modestes. Si l'on dispose de matériaux imperméables en quantité limitée, et par ailleurs de matériaux grossiers ou d'enrochements, il est envisageable de construire un barrage en terre zoné ou en enrochements avec noyau argileux. Si l'on ne dispose que de matériaux grossiers ceux-ci peuvent être exploités pour édifier un remblai homogène, l'étanchéité étant assurée par une paroi ou coulis ou par une étanchéité amont artificielle.
Si l'on ne dispose que de l'enrochement, un barrage en enrochements compactés avec étanchéité amont rapportée (géo-membrane, masque en béton hydraulique ou béton bitumineux) conviendra. a solution béton, en particulier la solution BCR peut également s'avérer compétitive, sous réserve de fondation suffisamment bonne nécessitant pas de fouilles trop importantes.

**e) Critère hydraulique :**

Des considérations d'ordre hydraulique peuvent également entrer en ligne de compte, Les ouvrages en béton ou en maçonnerie offrent par exemple de meilleures garanties de sécurité vis-à-vis des incertitudes de l'hydrologie, les surverses ne leur causent en effet que des dégâts mineurs, au contraire un barrage en terre classique ne supporte rarement un débordement par-dessus de la crête. Par contre pour évacuer des débits importants on peut être amené (s'il n'y a pas d'aménagements en aval) de choisir des barrages en terre rendus totalement déversant par la pose d'un parement aval en gradins de gabions, en matelas Reno ou en perré mastic bitumineux par exemple, la crête étant également revêtue. On s'oriente aussi de préférence vers des ouvrages rigides lorsque le projet comporte des ouvrages hydrauliques importants à insérer dans le barrage : vannes segments, vidanges et prises de gros diamètres, conduites forcées, etc…

**f) critère socio-économique :**

Le choix de certains types d'ouvrages est quasiment conditionné par des considérations socio–économiques qui peuvent être regroupées en trois (03) critères à savoir :

- La disponibilité de la main d'œuvre.
- Les objectifs généraux du projet.
- Les sujétions d'entretien.

Dans notre cas, le choix est porté sur une digue en terre, car toutes les conditions citées ci-dessus sont satisfaites pour l'élaboration de ce type du barrage, on doit respecter les mesures suivantes :

- Le massif doit être protégé contre l'envasement.
- Les contraintes doivent être minimisées sur les fondations et sur les terrains des rives.
- Les pentes des talus amont et aval doivent assurer la stabilité.
- La ligne de saturation doit se trouver ultérieurement à l'intérieur du massif.
- La face amont doit être protégée contre l'action des vagues et des corps flottants.
- le talus du massif doit être stable pendant la construction et pour toutes les conditions du fonctionnement du barrage.

## IV.3 Choix de la variante pour le barrage de Boukmouri :

Sur la base du rapport hydrologique, la topographie du terrain, la géologie de la fondation au niveau de l'axe du barrage et les matériaux de construction, trois variantes principales sont envisageables pour le barrage de Boukmouri :

- Variante I : Barrage en enrochement avec noyau centrale.
- Variante II : Barrage à homogène.
- Variante III : Barrage zoné.

Le choix définitif entre ces trois variantes va être élaboré à la base d'une étude technico-économique détaillé pour pouvoir définir la digue optimale.

## *IV.4* Etude comparative des variantes :

**Tableau IV.1 : Etude comparative des variantes**

| Variante | Type de barrage | Commentaire | Conclusion |
|---|---|---|---|
| I | En enrochement à noyau centrale | a) Solution courante et économique<br>b) Cas d'insuffisance de sols imperméable | A étudier |
| II | Homogène | a) Facile à réaliser<br>b) Constitué d'un seul matériau qui garantit l'imperméabilité<br>c) Economique | A étudier |
| III | Zoné | a) Bonne résistance à l'érosion<br>b) Solution courante et économique<br>c) Facilite de mise en place | A étudier |

Si on adopte la solution d'un barrage en enrochement, l'imperméabilité sera garantie par un noyau argileux, c'est une variante économique, d'ailleurs cette variante ne consomme pas une grande quantité d'argile par-rapport aux autres, pour les enrochements sont facilement obtenues à partir de concassage des roches qui se trouvent au niveau de la carrière de Boughezoul. Pour la solution de digue homogène, c'est une solution différente de la première car on n'a pas de matériaux imperméables locaux dans le site qui suffit au terme de quantité, ce qu'on va faire c'est transporter ces derniers d'autres sites ou bien on utilise le mélange d'argile qui est au niveau de site. Par-rapport à la digue zoné, le coût est plus chère que la précédente

toujours en gardant le transport de matériaux locaux, mais à l'échelle de quantité ça sera moins que la deuxième solution.

De point de vue sécurité, le barrage en enrochement offre de meilleures garanties de sécurité vis-à-vis les incertitudes de l'hydrologie vu que la présence d'un noyau argileux, ainsi que pour la partie économique cette variante est la plus économique que les autres.

## IV.5 Etude des variantes :

### IV.5.1 Variante 1 : Barrage en enrochement à noyau centrale :

Ce type de barrage en remblai est une solution largement répandue, le barrage consiste en deux corps d'appui amont et aval qui garantissent la stabilité du noyau central situé entre les deux, lequel constitué de matériaux étanche.

Les corps d'appuis sont généralement constitués d'enrochement, en raison de sa perméabilité, la recharge amont supporte bien les fluctuations du niveau de plans d'eau, la protection du parement amont est nécessaire contre l'action érosive des vagues et des pluies. Une protection du parement aval s'impose aussi contre les intempéries.

- **Hauteur de barrage :**

$$\mathbf{H_b = NPHE - C_f + R + T + a} \quad \text{…… …… (IV.1)}$$

Ou :
NPHE : niveaux des plus hautes eaux (m).
$C_f$ : Côte du fond (m).
R : revanche (m).
T : tassement (m).
a : Hauteur libres de sécurité (réserve constructive) ; entre 0,40 et 0,60 m.

Avec :
NPHE= 858.77 m, $C_f$ =823 m, R=1.50 m, T=0.60 m, a = 0.4 m

$$\mathbf{H_b = 38.27\ m \sim 39\ m.}$$

- **Longueur en crête :**

$$\mathbf{L_{crête} = 894\ m}$$

- **Largueur en crête :**

$$\mathbf{B_{crête} = 10\ m}$$

- **Pente de talus :**

Selon (Mihoubi, 2019) « Dans le but d'effectuer une conception préliminaire de la digue, on peut utiliser les valeurs d'orientation qui sont données dans le tableau suivant ; doivent être vérifiées avec un calcul de stabilité postérieur ».

**Tableau IV.2 : Valeurs indicatives des pentes des talus**

| Hauteur de barrage (m) | Type de barrage | Fruit talus amont (m) | Fruit de talus aval (n) |
|---|---|---|---|
| H <5m | a) Homogène<br>b) Zoné | 2.5<br>2 | 2<br>2 |
| 5≤H<10m | a) Homogène à granulométrie étendue<br>b) Homogène à fort % d'argile<br>c) Zoné | 2<br>2.5<br>2 | 2<br>2.5<br>2.5 |
| 10≤H<20 m | a) Homogène à granulométrie étendue<br>b) Homogène à fort % d'argile<br>c) Zoné | 2.5<br>3<br>3 | 2.5<br>2.5<br>3 |
| H≥20 m | a) Homogène à granulométrie étendue<br>b) Zoné | 3<br>3 | 2.5<br>3 |

On a opté pour les pentes des talus suivantes 3 et 2.5 pour les parements amont et aval.

- **Classification de l'ouvrage :**

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation, en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. D'après la géologie de la fondation et les analyses qui ont été faite comme l'analyse en teneur en carbonates ou un taux strictement inférieur à 30 % du domaine de marne est remarqué, ce qui nous donne une indication qu' on est plutôt dans un sol argileux que calcareux , et encore si on observant l'indice de plasticité Ip qui nous renseigne sur la nature du sol fin , et en conclusion on est à la présence d'un argile plastique.

D'après le tableau suivant, notre barrage appartient à la classe II.

**Tableau IV.3 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.**

| **Type de sols de fondation** | **Classe de barrage** | | | |
|---|---|---|---|---|
| | **I** | **II** | **III** | **IV** |
| | **Hauteur de barrage (m)** | | | |
| **Sols rocheux** | > 100 | 70 ÷ 100 | 25÷70 | < 25 |
| **Sablonneux, pierreux, argileux non plastique** | 75 | 35÷75 | 15÷35 | <15 |
| **Terrain argileux plastique** | >50 | 25÷50 | 15 ÷25 | <15 |

- **Dimensionnement du noyau argileux :**

➢ **Largeur moyenne du noyau :**

Le gradient hydraulique pour le noyau est déterminé comme suite :

$\mathbf{I_{moy} = \frac{\Delta H}{bmoy} \leq I_{adm}}$ **…… …….. (IV.2)**

Avec :

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

$b_{moy}$ : largeur moyenne du noyau.

ΔH : la différence de charge d'eau ($H_{NNR}$ = 33).

Le tableau suivant permet de choisir les valeurs de gradient hydraulique admissible :

**Tableau IV.4 : Gradient admissible en fonction de la Classe de l'ouvrage et de type de fondation.**

| Type de sols de fondation | Classe de barrage | | | |
|---|---|---|---|---|
| | I | II | III | IV |
| **Argile compacté** | 1.50 | 1.50 | 1.80 | 1.95 |
| **Limon** | 1.05 | 1.15 | 1.25 | 1.35 |
| **Sable moyen** | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1.0 |
| **Limon sableux** | 0.51 | 0.65 | 0.75 | 0.85 |
| **Sable fin** | 0.45 | 0.55 | 0.65 | 0.75 |

Dans le cas de notre barrage**, $I_{adm}$ = 1.5**.

$\mathbf{b_{moy} = \frac{B\,base,n + Bcrete,n}{2}}$ **…… ……..…… (IV.3)**

Avec :

$B_{base\,,\,n}$ : largeur de base du noyau (m).

$B_{crête\,,n}$ : largeur en crête du noyau (m).

$\mathbf{B_{moy\,,\,adm} > 22\ m}$ ,on prend $\mathbf{B_{moy\,,n\,adm} = 23\ m}$.

- **Hauteur de noyau :**

Elle est donnée par la formule suivante :

**$H_n = H_b – (0.5 \div 1.5)$ …….. ……..…… (IV.4)**

Avec :

$H_b$ : hauteur de barrage (37.87m ~38m).

Comme on a une revanche importante estimé à 1.5 m donc :

$$\mathbf{H_n = H_b – 1.5 = 37.5\ m \sim 38\ m.}$$

- **Largeur en crête du noyau :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$B_{crête\,,n} = \frac{1}{6} H_b$ …….. …… **(IV.5)**

$$\mathbf{B_{crête,\,n} = 6.33\ m \sim 7m.}$$

- **Largeur de base du noyau :**

**$B_{bese\,,\,n} = 2*m_n*H_n + B_{crête\,,\,n}$ …… …….. (IV.6)**

Avec :

$m_n$ : fruit de talus de noyau, varie de 0.15 à 0.85 ($m_n$=0.5).

$H_b$ : hauteur de barrage (m).

$$\mathbf{B_{base,\,n} = 45\ m.}$$

Pour garder la stabilité de noyau argileux, on doit assurer de la relation suivante :

**$B_{moy,n\ calculé} > B_{moy,n\ adm}$ …… …… (IV.7)**

Cette condition est vérifiée pour $m_n$=0.5.

$$B_{moy,\ calculé} = 26\ m > B_{moy\ ,\ adm} = 23\ m.$$

- **Protection de talus :**

La protection des talus des barrages en remblai est préconisée pour éviter l'érosion ou l'agression causée par l'action des vagues d'une part et par les pluies d'une autre part.

✓ **Parement amont** :

Le revêtement de talus assure essentiellement, une protection contre les agents extérieurs d'origine atmosphérique et aussi des vagues.

La plus part des informations concernant l'action des vagues sur des talus proviennent d'étude sur des digues maritimes.

Le talus amont est protégé soit par un rip–rap d'enrochement.

➢ **Détermination de l'épaisseur de la couche d'enrochement :**

La couche de rip–rap doit être conçue afin que

- Les blocs d'enrochement ne soient pas déplacés sous l'effet des forces hydrodynamique des vagues.

Le rip–rap doit faire face aux forces des vagues produites par le vent

Suivant les recherches qui ont été faite au passé, deux méthodes seulement qui ont été utilisé :

- Comportement observé
- Formules

Dans cette partie, on va envisager ces deux approches cités par-avant et adopter celle qui donne valeur maximale pour garder et assurer la protection de talus.

- **Comportement observé**

**a) US Army Corps of Engineers:**

Selon (Mihoubi, 2019) « A partir d'une étude sur plusieurs barrages réalisés aux Etats Unis d' Amérique, US Army Corps of Engineers a dressé un tableau donnant le diamètre médian (D50) la masse des blocs ($W_{max}$) et l'épaisseur de la couche » :

**Tableau IV.5 : Critères de l'US Army Corps of Engineers pour étude préliminaire (CIGB, 1993)**

| Hauteur maximale des vagues $h_w$ (m) | Dimension moyenne des blocs $D_{50}$ (m) | Epaisseur de la couche de revêtement e (m) | Masse maximale des blocs $W_{max}$ (kg) |
|---|---|---|---|
| 0.00-0.30 | 0.20 | 0.30 | 45 |
| 0.30-0.60 | 0.25 | 0.40 | 90 |
| 0.60-1.20 | 0.30 | 0.45 | 230 |
| 1.20-1.80 | 0.40 | 0.55 | 680 |
| 1.80-2.40 | 0.45 | 0.70 | 1130 |
| 2.40-3.00 | 0.55 | 0.80 | 4000 |

Pour notre cas, $0.60 < h_v = 0.99 < 1.20$ m ; e= 0.45 ; $D_{50}$ = 0.30 m avec une masse volumique maximale $W_{max}$ = 230kg.

- **Formules empiriques :**

Plusieurs formules empiriques ont été établies par de nombreux chercheurs à partir d'études et des essaies, on peut citer :

**a) Tennessee Valley Authority (T.V.A) :**

Selon (Mihoubi, 2019**) «** Le bureau d'étude *Tennessee Valley Authority (T.V.A)* préconise une formule empirique pour déterminer l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement pour le protection du talus amont ».

**$e = C. V^2$ …….. ……. (IV.8)**

Avec :

V : vitesse des vagues déterminées par formule de Gaillard en (m/s).

C : coefficient qui dépond du fruit du talus et du poids spécifique $\gamma_p$ de l'enrochement utilisé en ($t/m^3$).

**Tableau IV.6 : Valeurs du coefficient C en fonction des pentes de talus et poids volumique des matériaux de revêtement.**

| Hauteur maximale des vagues $h_w$ (m) | $\gamma_p$ = 2.50 $t/m^3$ | $\gamma_p$ =2.65 $t/m^3$ | $\gamma_p$ =2.80 $t/m^3$ |
|---|---|---|---|
| 1/12 | 0.027 | 0.022 | 0.020 |
| 1/4 | 0.027 | 0.024 | 0.022 |
| 1/3 | 0.028 | 0.025 | 0.023 |
| 1/2 | 0.031 | 0.028 | 0.026 |
| 1/1.5 | 0.036 | 0.023 | 0.030 |
| 1/1 | 0.047 | 0.041 | 0.038 |

D'après le tableau, et en appuyant sur les informations retenue à partir de l'étude géologique-géotechnique qui a conclu que $\gamma_p$ = 2.5 $t/m^3$ et m= 3, on trouve C = 0.028 donc nous obtenons e = 0.34 ~ 0.4 m.

Un rapport de *Tennessee Valley Authority (T.V.A),* indique empiriquement que 50% des blocs d'enrochement devront avoir une masse égale ou supérieur à :

**$W_{50\%} = 0.52\ G_s.e^3$**

Avec :

W : poids de l'enrochement en tonnes

e : épaisseur du revêtement en mètre

$G_s$ : poids spécifique en tonnes

**W= 0.0832 t =0.832 KN.**

**b) Formule de Chankine :**

$$t = 1.7 * h_v * \frac{\gamma w}{\gamma p - \gamma w} * \frac{\sqrt{1+m1^2}}{m1*(2+m1)} \quad \text{…… ……..} \quad \textbf{(IV.9)}$$

Avec :

t : épaisseur de la protection (m)

$h_v$ : hauteur des vagues (m)

$\gamma_w$ : poids volumique d'eau (t/m$^3$)

$\gamma_p$ : poids volumique des pierres (t/m$^3$)

$m_1$ : fruit talus amont

Par la suite, on résume les résultats trouvés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.7 : Résumer des résultats trouvés par les formules.**

| Formule / Valeur | US Army Corps of Engineers | Tennessee Valley Authority (T.V.A) | Chankine |
|---|---|---|---|
| **e (m)** | **0.45** | **0.4** | **0.24** |
| **$D_{50}$ (m)** | **0.30** | **-** | **-** |
| **$W_{max}$ (t)** | **230** | **-** | **-** |
| **$W_{50}$ (KN)** | **-** | **0.832** | **-** |

En analysant tous les résultats obtenus que ce soit par la formule de T.V.A, l'abaque de l'US Army, ou par la méthode de Chankine, on peut conclure que l'épaisseur à retenir pour la suite du dimensionnement de la digue est e=50 cm pour des causes de sécurité et un diamètre moyen de $D_{50}$ =30cm.

- ✓ **Parement aval :**

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement à réaliser au fur à mesure que les travaux de terrassement d'épaisseur (0,5 m).

- **Les bermes :**

On prévoir des bermes de 3 m de largueur avec 2 bermes pour le parement aval, et une berme de largueur de 3 m au parement amont de hauteur de 20 m.

- **Protection du noyau argileux :**

Dans le chapitre V, on détaillera les procédés de protection du noyau argileux pour le barrage en enrochement. En ce qui concerne le moyen de protection, on va adopter un filtre (Le filtre ne doit ni se dégrader par entrainement de ses éléments, ni se colmater**)** qui nous garantit protection de la crête de noyau contre les fissures qui apparaîtra en cas de saison d'été ou la température atteint son maximale avec un taux élevé de évaporation d'où le niveau d'eau qui va diminuer ce qui engendre l'apparition de fissures et qui risque de provoquer l'effondrement du noyau. Le filtre va acheminer l'eau jusqu'au le prisme de drainage de barrage.

### IV.5.2 Variante 2 : Barrage homogène :

- **Pente de talus :**

Fruits de talus d'après le tableau IV.2 :

- Parement amont $m_1$ :3
- Parement aval $m_2$ :2.5

- **Recharge** : Argile
- **Protection de talus :**
  - ✓ **Parement amont :**

Le revêtement de talus est protégé par une couche de rip-rap.

- ➢ **Détermination de l'épaisseur de la couche d'enrochement :**

**a) Tennessee Valley Authority (T.V.A) :**

Selon (Mihoubi, 2019) « Le bureau d'étude Tennessee Valley Authority (T.V.A) préconise une formule empirique pour déterminer l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement pour le protection du talus amont ».

$$e = C.\ V^2 \quad \text{…….. ……. (IV.10)}$$

Avec :

V : vitesse des vagues déterminées par formule de Gaillard en (m/s).

C : coefficient qui dépond du fruit du talus et du poids spécifique ϒp de l'enrochement utilisé en (t/m$^3$).

D'après le tableau IV.6, et en appuyant sur les informations retenue à partir de l'étude géologique-géotechnique qui a conclu que $\gamma_p$ = 2.5 t/m$^3$ et m= 3, on trouve C = 0.028 donc nous obtenons e = 0.34 ~ 0.4 m.

**c) Formule de Chankine :**

$$t = 1.7 * h_v * \frac{\gamma w}{\gamma p - \gamma w} * \frac{\sqrt{1+m1^2}}{m1*(2+m1)} \quad \text{……. …….. (IV.11)}$$

Avec :

t : épaisseur de la protection (m)

$h_v$ : hauteur des vagues (m)

$\gamma_w$ : poids volumique d'eau (t/m$^3$)

$\gamma_p$ : poids volumique des pierres (t/m$^3$)

$m_1$ : fruit talus amont

Donc, on opte à choisir une épaisseur de la couche rip-rap est e=50 cm pour des causes de sécurité et d'après le tableau IV.5, un diamètre moyen de $D_{50}$ =30cm.

On adopte comme une zone de transition entre le rip-rap et l'argile un géotextile.

Selon (Bouinoun, 2008) « En plus des propriétés des sables et des graviers (laissent passer les eaux, retiennent des particules fines, résistent à la compression et au poinçonnement, et ont un coefficient de frottement élevé). Les géotextiles ont une propriété que sables et graviers n'ont pas, c'est la résistance à la traction».

Selon (*le Comité français des géosynthétiques (CFG), 2015) «* Les géotextiles peuvent remplir le rôle de couche protectrice en servant de filtre sous les enrochements. Ils sont plus simples à mettre en œuvre que des couches de matériaux granulaires et ont fait leurs preuves en termes d'économie et de fiabilité».

Selon (*le Comité français des géosynthétiques (CFG), 2015) «* Par ailleurs ces géotextiles doivent présenter des caractéristiques mécaniques et de souplesse suffisantes pour résister aux agressions lors de l'installation des enrochements de plusieurs centaines de kilogrammes ».

Avant d'entamer la partie de calcul, on focalise au premier lieu sur les fonctions de géotextile qui sont les suivantes :

- Amortissement
- Drainage
- Filtration
- Revêtement
- Séparation
- Anti érosion

Y'a plusieurs d'autres fonction du géotextile, mais ce qui nous intéresse beaucoup plus c'est les deux fonctions filtration, séparation, drainage et renforcement.

- **Détermination de l'épaisseur de géotextile :**

Les Géotextiles convient à de nombreux usages et permet de nombreux aménagements que ce soit pour séparer deux couches de matériaux, améliorer la résistance d'un sol ou encore protéger les matériaux sensibles comme les matériaux fin (argile , limon..).

A partir de fiche technique de chaque gamme on peut choisir l'un qui va nous servir pour garantir la séparation de la couche rip-rap et le remblai argileux. Pour cela, on choisit : **Géotextile polypropylène 100 gr/m²**.

On cite par la suite quelques caractéristiques de géotextile adopté :

- Idéal pour séparer deux couches de matériaux.
- Fibres 100 % synthétiques non tissées aiguilletées : bonne perméabilité, bonne tenue.

Le conditionnement de ce type de géotextile est 1 m × 25 m, on opte à choisir cinq rouleaux d'épaisseur de géotextile polypropylène 100 gr/m$^2$ de 20 mm.

- **Parement aval :**

On choisit de mettre un géotextile de séparation de la couche rip-rap et le remblai argileux, donc on a choisi Géotextile polypropylène 100 gr/m².

Le conditionnement de ce type de géotextile est 1 m × 25 m, on opte à choisir cinq d'épaisseur de géotextile polypropylène 100 gr/m$^2$ de 20 mm.

- **Les bermes :**

On prévoir des bermes de 3 m de largueur avec 2 bermes pour le parement aval, et une berme de largueur de 3 m au parement amont de hauteur de 20 m.

- **Calcul des drains :**

**A – Dimensionnement de drain tapis :**

$$\mathbf{L_d = \frac{Lb}{3}} \quad \textbf{…… …… (IV.12)}$$

Avec :

$L_b$ : longueur transversale de la retenue, $L_b$ = 224 m.

Donc :

$$\mathbf{L_d = 75\ m}$$

**B- Dimensionnement de drain vertical :**

Un drainage vertical sous forme de bandes d'enrochements ou de graviers protégées de part et d'autre par des filtres de transition. L'eau d'infiltration est acheminée vers l'aval du barrage par un réseau de tuyaux parallèles ou par un drain tapis filtrant. La largeur minimale d'un tel drainage est de 1.00 mètre et sa position idéale est à l'aval de l'axe du barrage, sa hauteur doit être supérieure à la hauteur normale de la retenue (NNR).

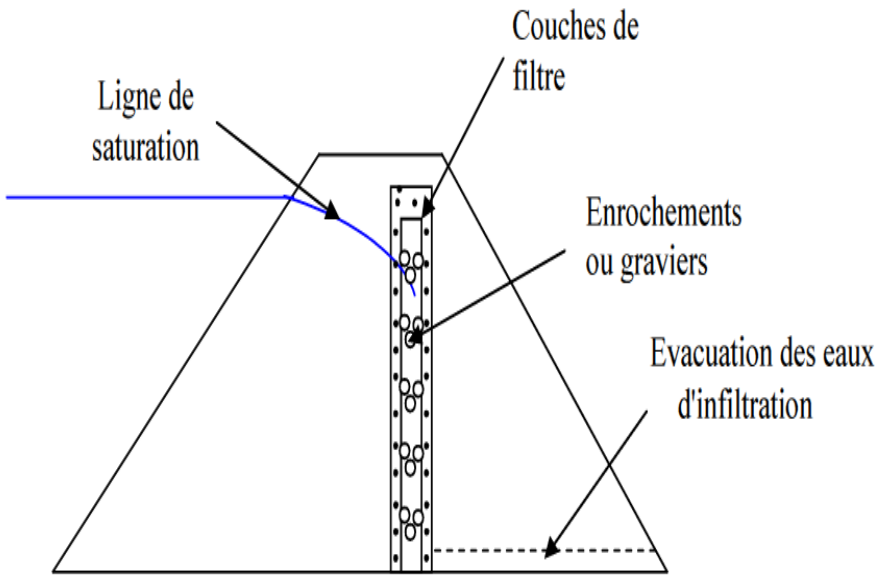



**Figure IV.1 : Schéma d'un drain vertical**

- ✓ **Dimensionnement de filtre inversé :**

On prévoit un filtre inversé au niveau de drain-tapis, pour que la ligne de saturation ne traverse pas la face aval, ou ce dernier n'a pas pour objet de diminuer les pertes par infiltration mais de les augmenter puisque les distances de cheminement des eaux à travers le massif seront réduites.

D'abord, on doit vérifier si la condition de Terzagui n'est pas vérifié, ce qui va nous donner raison à concevoir le filtre-inversé :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \quad \text{..... ..... (IV.13)}$$

Avec :

$D_{15}$ : 15 % des matériaux de la couche de filtre sont inferieur à cette dimension.

$d_{85}$ : 85 % des matériaux de sol à protéger sont inférieur à cette dimension.

$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.3}{0.06} = 5$, ou cette dernière n'est pas strictement inférieur à 4, ce qui fait que maintenant on peut passer au dimensionnement des couches de filtre inversé.

Le massif homogène est constitué de matériaux fins (argile-limoneux) de perméabilité égale à $3\times10^{-8}$ cm/s. Le diamètre des 15% des grains les plus fins de l'argile étant égal à 0.006 mm. Dans ce cas-là qu'elle sera la composition des différents couche de filtre suivant ces conditions faites par P.Sterns, puis de K.Terzaghi et G.E. Bertram :

- La couche de filtre supérieure en contact avec le massif, qui devra ne pas laisser les grains les plus fins.
- La deuxième condition impose que la première couche ait 15 % des grains les plus fins avec un diamètre inférieur à 0.006 ×9 = 0.054 mm.
- La seconde couche du filtre sera constitué d'éléments dont 15 % des grains seront d'un diamètre inférieur à 0.054 × 9 = 0.486 mm.
- La troisième couche du filtre sera constitué d'éléments dont 15 % des grains seront d'un diamètre inférieur à 0.486 × 9 = 4.374 mm.

**Tableau IV.8 : La répartition des couches du filtre avec l'ordre de grandeur et perméabilité.**

| Couches | Diamètre supérieur des 15 % des grains les plus fins (mm) |
|---|---|
| Massif | 0.006 |
| Sable fin | 0.054 |
| Gros sable | 0.486 |
| Gravier | 4.374 |

Pour l'épaisseur de chaque couche filtrante pour être très faible, mais pour des raisons raisonnable, il est nectaire pour avoir la certitude que pendant la construction on adopte une épaisseur égale à cinquante fois la diamètre supérieur à 15 % des grains les plus fins, sans toutefois descendre en dessous de 30 cm.

On a choisi comme épaisseur respectivement pour sable fin, sable gros, gravier : 30, 45, 100 cm.

### IV.5.3 Variante 3 : Barrage zoné

- **Pente de talus :**

  Fruits de talus d'après le tableau IV.2 :
  - Parement amont $m_1$ :3
  - Parement aval $m_2$ :3
- **Recharge** : Sable moyen
- **Protection de talus :**
  - ✓ **Parement amont :**

Le revêtement de talus est protégé par une couche de rip-rap.

- ➢ **Détermination de l'épaisseur de la couche d'enrochement :**

**a) Tennessee Valley Authority (T.V.A):**

Selon (Mihoubi, 2019) « Le bureau d'étude Tennessee Valley Authority (T.V.A) préconise une formule empirique pour déterminer l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement pour le protection du talus amont ».

**$e = C.V^2$ …… …….. ……. (IV.14)**

Avec :

V : vitesse des vagues déterminées par formule de Gaillard en (m/s).

C : coefficient qui dépond du fruit du talus et du poids spécifique $\gamma p$ de l'enrochement utilisé en ($t/m^3$).

D'après le tableau IV.6, et en appuyant sur les informations retenue à partir de l'étude géologique-géotechnique qui a conclu que $\gamma_p = 2.5\ t/m^3$ et m= 3, on trouve C = 0.028, donc nous obtenons e = 0.34 ~ 0.4 m.

**d) Formule de Chankine :**

$$t = 1.7 * h_v * \frac{\gamma w}{\gamma p - \gamma w} * \frac{\sqrt{1+m1^2}}{m1*(2+m1)} \quad \text{…… ……..} \quad \textbf{(IV.15)}$$

Avec :
t : épaisseur de la protection (m).
$h_v$ : hauteur des vagues (m).
$\gamma_w$ : poids volumique d'eau (t/m$^3$).
$\gamma_p$ : poids volumique des pierres (t/m$^3$).
$m_1$ : fruit talus amont.

Donc, on opte à choisir une épaisseur de la couche rip-rap est e=50 cm pour des causes de sécurité et d'après le tableau IV.5, un diamètre moyen de $D_{50}$ =30cm.

On prévoit comme zone de transition un géotextile polypropylène 100 gr/m² d'une épaisseur de 20 mm.

✓ **Parement aval :**

On adopte une couche de géotextile de séparation 100 gr/m$^2$ d'épaisseur de 20 mm et une autre couche d'enrochement de même caractéristique de la couche de protection amont avec une épaisseur de 50 cm.

- **Les bermes :**

On prévoir des bermes de 3 m de largueur avec 2 bermes pour le parement aval, et une berme de largueur de 3 m au parement amont de hauteur de 20 m.

**Tableau IV.9 : Détermination des caractéristiques des bermes.**

| Les bermes | Talus amont | Talus aval | Largueur (m) |
|---|---|---|---|
| 1 | 843 m NGA | 833 m NGA | 3 |
| 2 | - | 848 m NGA | 3 |

**Dimensionnement du noyau argileux :**

➢ **Largueur moyenne du noyau :**

Le gradient hydraulique pour le noyau est déterminé comme suite :

$$\mathbf{I_{moy}} = \frac{\Delta H}{bmoy} \leq \mathbf{I_{adm}} \quad \text{..... ..... (IV.16)}$$

Avec :
$I_{adm}$ : gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériaux.
$b_{moy}$ : largeur moyenne du noyau.
ΔH : la différence de charge d'eau ($H_{NNR}$ = 33 m).

D'après le tableau IV.4, dans le cas de notre barrage**, $I_{adm}$ = 1.5**.

$$\mathbf{b_{moy}} = \frac{B\,base,n + Bcrete,n}{2} \quad \text{..... ..... (IV.17)}$$

Avec :
$B_{base,n}$ : largeur de base du noyau (m).

$B_{crête,n}$ : largueur en crête du noyau (m).

$$B_{moy,adm} > 22\ m \text{ ,on prend } B_{moy,n\ adm} = 23\ m.$$

- **Hauteur de noyau :**

$$H_n \sim 38\ m.$$

- **Largueur en crête du noyau :**

$$B_{crête,n} \sim 7m.$$

- **Largueur de base du noyau :**

$$B_{base,n} = 2*m_n*H_n + B_{crête,n} \quad \text{..... ..... (IV.18)}$$

Avec :

$m_n$ : fruit de talus de noyau, varie de 0.15 à 0.85 ($m_n$=0.6).

$H_b$ : hauteur de barrage (m).

$$B_{base,n} = 52.6\ m \sim 53\ m.$$

Pour garder la stabilité de noyau argileux, on doit assurer de la relation suivante :

$$B_{moy,n\ calculé} > B_{moy,n\ adm} \quad \text{..... ..... (IV.19)}$$

Cette condition est vérifiée pour $m_n$=0.6.

$$B_{moy,calculé} = 30\ m > B_{moy,adm} = 23\ m$$

On a choisi fruit de talus 0.6 pour concevoir un noyau large de telle sorte garantir l'étanchéité et la stabilité et avoir à la fois un noyau large.

- **Protection du noyau :**

  - **Parement amont du noyau :**

On prévoit un géotextile de filtration de **100 gr/m²** qui va nous protéger le noyau contre exfoliation, Le conditionnement de ce type de géotextile est 1 m × 25 m avec épaisseur de 20 mm.

  - **Parement aval du noyau :**

On adopte un géotextile de drainage qui va acheminer les eaux d'infiltration tout au long de parement aval du noyau aller jusqu'à l'extrémité de talus aval de barrage et ces eaux-là seront colletés dans le prisme de drainage. Le **Géotextile PP 180 gr/m².**

Le conditionnement de ce type de géotextile est 1 m × 20 m avec épaisseur de 20mm.

La protection de la crête de noyau argileux est faite par un géotextile de protection d'une épaisseur de 20 mm.

- **Calcul des drains :**

**A – Dimensionnement de drain tapis :**

$$L_d = \frac{Lb}{3} \quad \text{..... ..... (IV.20)}$$

Avec :

$L_b$ : longueur transversale de la retenue, $L_b$ = 224 m.

Donc :

$$L_d = 75\ m$$

Le drain tapis va être protégé par un géotextile de séparation 100 gr/m$^2$, le but est de séparer entre le matériau de recharges (sable moyen) et le matériau de drain tapis (gravier).

- **Dimensionnement de prisme de drainage :**

Nous prévoyons aussi un prisme de drainage à l'aval du barrage qui a les caractéristiques suivantes :

**Tableau IV.10 : Caractéristiques de prisme de drainage.**

| Caractéristiques | Valeurs (m) | |
|---|---|---|
| Hauteur de prisme | 10 | |
| Largueur en crête de prisme | 3 | |
| Largueur en base de prisme | 63 | |
| Fruits de talus | $m_1$ | $m_2$ |
| | 3 | 3 |

- **Clé d'étanchéité :**

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité du noyau en argile. Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau imperméable.

**Tableau IV.11 : Caractéristiques de la clé d'étanchéité.**

| **Fruit de talus** | | **Hauteur (m)** | **$B_{g,\ base}$ (m)** | **$B_{p,base}$ (m)** | **Côte (m NGA)** |
|---|---|---|---|---|---|
| **Amont** | **Aval** | 5 | 14 | 4 | 818 |
| 1 | 1 | | | | |

- **Ecran para fouille :**

En raison du débit de fuite qui est important qui est dû une perméabilité élevée au niveau de la fondation, on a envisagé l'exécution d'un écran para-fouille en paroi moulée rempli en béton, cette paroi aura une épaisseur de 1m. Ce traitement doit atteindre une profondeur de 5 m jusqu'au substratum.

## IV.6 Coût de différentes variantes :

**Tableau IV.12 : Récapitulatif de calculs des volumes et des coût s des dernières variantes étudiées.**

| Variante | Matériaux | Quantité | Unité | Prix unitaire (DA) | Coût (DA) | Montant totale (DA) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Barrage homogène** | Recharge (argile) | 2 125 464,00 | $m^3$ | 750,00 | 1 594 098 000,00 | **3 184 419 624,00** |
| | Rip-Rap | 11 198.256 | $m^3$ | 4 000,00 | 1 457 528 600,00 | |
| | Drains et filtres | 662 513,00 | $m^3$ | 2 200,00 | 44 793 024,00 | |
| | Géotextile | 220 000,00 | $m^2$ | 400,00 | 88 000 000,00 | |
| **Barrage en enrochement à noyau argileux** | Recharges (enrochement) | 1 524 593,16 | $m^3$ | 4 000,00 | 6 098 372 648,00 | **6 666 983 505,43** |
| | Rip-Rap | 11 198,26 | $m^3$ | 4 000,00 | 44 793 024,00 | |
| | Noyau argileux | 446 871,38 | $m^3$ | 750,00 | 335 153 533,43 | |
| | Filtre et Drain | 85 756,50 | $m^3$ | 2 200,00 | 188 664 300,00 | |
| **Barrage zoné** | Recharge (sable moyen) | 1 738 280,93 | $m^3$ | 3500 | 6 083 983 255,00 | **6 967 170 020,00** |
| | Noyau argileux | 509 138,62 | $m^3$ | 750 | 381 853 965,00 | |
| | Rip-Rap | 15 333,20 | $m^3$ | 4000 | 61 332 800,00 | |
| | Filtre et Drain | 20 000,00 | $m^3$ | 2200 | 44 000 000,00 | |
| | Géotextile | 360 000,00 | $m^2$ | 1 100,00 | 396 000 000,00 | |

**Conclusion :**

- On constate d'après l'étude technico-économique que la variante (digue en enrochement à noyau argileux) est la plus adéquate que les autres variantes car le barrage homogène coté économique est validé pour son coût minimum mais côté technique n'est pas accepté à cause la zone où il va être implanté, elle est connue comme une zone séismique, pour des raisons de sécurité et de stabilité (digue+ drain vertical) cette variante n'est pas accepté.
- Le barrage en enrochement à noyau argileux consomme moins de quantités d'argiles par-rapport au barrage zoné et barrage homogène.
- La variante retenue est digue en enrochement à noyau argileux.

# Chapitre V
# Etude de la variante détaillée

# CHAPITRE V ETUDE DE LA VARIANTE DÉTAILLÉE

## Introduction

La variante retenue pour le barrage Boukmouri est " barrage en enrochement à noyau argileux", d'une hauteur totale de 39 m.
La largeur en crête est de 10 m, et les fruits hypothétiques des talus amont et aval sont donnés respectivement ($m_{am}$=3 , $m_{av}$=2.5).
Une fois le choix de la variante est déterminé, une étude détaillée de la digue s'impose et cela pour aborder tous les éléments en détail et pouvoir établir les pièces graphiques d'exécution du projet.

## V.1 Les dimensions de la variante choisie :

- La hauteur de barrage : $H_b$ = 39 m
- Largeur en crête : $b_{crête}$ = 10 m
- Longueur en crête : $L_{crête}$ = 894 m
- Largeur en base (emprise de barrage) : $B_{base}$ = 224 m
- Pente de talus :
  - ✓ Parement amont : $m_1$ = 3
  - ✓ Parement aval : $m_2$ =2.5
- **Noyau** :
  - ✓ Pente de noyau amont et aval : $m_n$ =0.5
  - ✓ Largeur en crête : $b_{crête}$ = 7 m
  - ✓ Largeur en base : $B_{base}$ = 45 m
  - ✓ Hauteur de noyau : $H_n$ =38m

- **Les bermes** :
  On prévoit une berme chaque les 10 m de largeur 3 m de côté amont, et une berme de hauteur 20 m de largeur 3 m coté aval.

## V.2 Protection de talus :

Pour la protection de talus amont, nous avons opté pour la solution de revêtement en enrochements, ainsi que l'épaisseur est estimé à 50 cm pour des causes de sécurité et un diamètre moyen de $D_{50}$ =30cm.

## V.3 Dimensionnement de protection du noyau :

En ce qui concerne le moyen de protection, on a une solution, c'est utilisation d'un filtre (Le filtre ne doit ni se dégrader par entrainement de ses éléments, ni se colmater**)** et qui nous garantit protection de la crête de noyau contre les fissures qui apparaîtra en cas de saison d'été ou la température atteint son maximale ce qui engendre l'apparition de fissures et qui risque de provoquer l'effondrement du noyau. Le drain-filtre va acheminer l'eau jusqu'au le prisme de drainage.

### V.3.1.1 Détermination du fuseau granulométrique de filtre :

- **Filtre en amont du noyau argileux :**

Les filtres sont de minces couches successives de matériaux perméables dont la grosseur des éléments augmente dans la direction de l'écoulement. Ces filtres doivent assurer une transition entre une couche à granulométrie donnée vers une couche à granulométrie plus grossière. Si un filtre est constitué par plusieurs couches chacune doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente.

Le rôle des filtres est très important dans le fonctionnent d'un barrage en terre, particulièrement sur la plan de la sécurité de l'ouvrage, parmi leurs rôles on peut citer :

- ✓ Entreposés entre deux couches à granulométrie différentes, ils évitent que les grains fins de la première couche ne soient entraînés par les eaux d'infiltration à travers les matériaux de gros diamètres.
- ✓ Intercalés entre un massif de barrage et sa fondation, si elle est argileuse, contribue grandement à activer sa consolidation grâce à leur rôle drainant qui réduit les pressions internes.

Les filtres, pour être efficaces ne doivent pas se colmater ni se dégrader par entraînement de leurs propres grains. Ils doivent jouer le rôle pour lequel ils sont prévus à savoir éviter que les particules fines du matériau de base ne soient entraînées à travers les vides des couches perméables.

Le choix de filtre doit répondre au critère de Terzaghi :

$\frac{\mathbf{D_{15}^{Filtre}}}{\mathbf{d_{15}^{Sol\ à\ protéger}}} > \mathbf{4}$ : Condition de perméabilité.

L'US Bureau of réclamation préconise les relations suivantes pour le choix de filtre :

$\frac{\mathbf{D_{15}^{Filtre}}}{\mathbf{d_{85}^{Sol\ à\ protéger}}} \leq \mathbf{5}$ : Condition d'entrainement des particules fines pour le phénomène de renard.

$\frac{\mathbf{D_{60}^{Filtre}}}{\mathbf{D_{10}^{filtre}}} \leq \mathbf{20}$ : Condition d'uniformité.

$\frac{\mathbf{D_{50}^{Filtre}}}{\mathbf{d_{50}^{Sol\ à\ protéger}}} < \mathbf{25}$ : Condition de parallélisme des courbes granulométriques.

Avec :

$D_{xx}$ : diamètre caractéristiques des filtres.

$d_{xx}$ : diamètre caractéristique du noyau.

A partir de ces conditions, on peut facilement déterminer le fuseau granulométrique de filtre :

**Tableau V.1 : Détermination de fuseau granulométrique du filtre.**

| Granulométrie matériaux de sol à protéger | | Granulométrie de filtre | |
|---|---|---|---|
| Dimensions | Valeurs (mm) | Dimensions | Valeurs (mm) |
| $d_{15}$ | 0.0064 | $D_{15}$ | $> 0.0256$ |
| $d_{50}$ | 0.012 | $D_{15}$ | $\leq 0.3$ |
| $d_{85}$ | 0.06 | $D_{50}$ | $< 0.3$ |

- **Détermination de fuseau granulométrique de filtre :**

A partir de la courbe granulométrique du matériau du noyau (voir courbe granulométrique des argiles), on détermine une zone tampon entre l'organe d'étanchéité et la recharge (filtre).

Les dimensions granulométriques du filtre se déterminent selon les critères suivants :

$$\mathbf{12 < \frac{F_{15}}{B_{15}} < 40} \quad \textbf{…….. …….. (V.1)}$$

$$\mathbf{12 < \frac{F_{50}}{B_{50}} < 58} \quad \textbf{…… ……. (V.2)}$$

Avec :

$F_{15\%}$ : la dimension des grains du filtre qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 15%.

$F_{50\%}$ : la dimension des grains du filtre qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 50%.

$B_{15\%}$ : la dimension des grains du matériau de base (sol à protéger) qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 15%.

$B_{50\%}$ : la dimension des grains du matériau de base (sol à protéger) qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 15%.

D'après le tableau V.1, on a les dimensions de sol à protéger (Argile), donc on peut tirer le domaine de variation de fuseau granulométrique de filtre.

On va déterminer deux fuseau de filtre, le premier pour la protection de talus amont et le deuxième pour la protection de talus aval ou c'est un filtre drainant.

- Première plage de variation :

$$\mathbf{12.B_{15} < F_{15} < 40.B_{15}}$$

AN : $0.096 \text{ mm} < F_{15} < 0.256 \text{ mm}$

$$\mathbf{12.B_{50} < F_{50} < 58.B_{50}}$$

AN : $0.144 \text{ mm} < F_{50} < 0.696 \text{ mm}$

**A – Vérification de la condition de l'absence de phénomène de renard :**

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard. Pour qu'il n y a pas le phénomène de RENARD il faut que :

$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\mu f}\,(1+0.05\mu_f)\,\frac{n}{1-n}$ **……. …… (V.3)**

Avec :

$\mu_f$ : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\mu_f = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.59}{0.145} = 4.068 < 20$

n : porosité en fonction d'unité, $n=n_0-0.1 \log \mu f$ et $n_0$ =0.45 pour les sols argileux.

D'où : n=0.389

$D_5$ = 0.009 mm

$D_{17}$ = 0.016 mm

$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.56 \geq 0.309$ **.**

Il n'y a pas de risque de l'apparition du phénomène du renard dans le filtre.

- **Drain-Filtre en aval du noyau :**

En suivant la même procédure de premier fuseau, on passe au calcul de dimension de deuxième fuseau ce dernier représente le filtre inverse d'autre terme le drain-filtre de parement aval du noyau.

- Deuxième plage de variation :

$12 < \frac{F'_{15}}{B'_{15}} < 40$ **…….. ……... (V.4)**

$12 < \frac{F'_{50}}{B'_{50}} < 58$ **…… ……. (V.5)**

Avec :

$B'_{15\%}$ : la dimension des grains du matériau de premier fuseau qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 15%.

$B'_{50\%}$ : la dimension des grains du matériau de premier fuseau qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 15%.

$F'_{15\%}$ : la dimension des grains du filtre inverse (2$^{éme}$ fuseau) qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 15%.

$F'_{50\%}$ : la dimension des grains du filtre inverse (2$^{éme}$ fuseau) qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 50%.

$$\mathbf{12.B'_{15} < F'_{15} < 40.B'_{15}}$$

AN : $12*0.176 < F'_{15} < 40*0.176$

$$\mathbf{2.112 < F'_{15} < 7.04\ mm}$$

$$\mathbf{12.B'_{50} < F'_{50} < 58.B'_{50}}$$

AN : $12*0.42 < F'_{15} < 58*0.42$

$5.04\ mm < F'_{15} < 24.36\ mm$

La condition d'absence de renard est vérifiée pour le drain-filtre (filtre-inversé) car :

$\frac{D_5}{D_{17}} = 2.31$ et n= 0.37 avec $\mu_f = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 6.14 < 20$.

$\frac{D_5}{D_{17}} = 2.31 \geq 0.32 \sqrt[6]{\mu f}\,(1+0.05\mu_f)\,\frac{n}{1-n} = 0.33$

**B - Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

Pour cela, il suffit de vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \quad \text{…….. ……. (V.6)}$$

Avec:

$d_{85}$ : Diamètre du sol à protéger correspondant à 85% , $d_{85}$ =0.06 mm.

$D_{15}$ : Diamètre du sol de drain correspondant à 15% , $D_{15}$ =0.176 mm.

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = 2.93 < 4$$

La condition de Terzaghi est vérifié donc le filtre suffira, ce n'est pas important de mettre une zone de transition.

En conclusion, on opte pour :

- Filtre, de matériaux sable fin d'après la courbe granulométrique d'épaisseur 1 m en amont de noyau.
- Drain-Filtre, de matériaux gravier d'épaisseur 1 m en aval de noyau jusqu'au la fin de talus aval de noyau après ce dernier rencontre le drain tapis.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- Couches horizontales de sables : 0.15 m.
- Couches horizontales de graviers : 0.30 m.
- Couches verticales ou inclinées : 1.00 m.

## V.4 Drainage à l'aval :

Le drain est un organe fortement perméable incorporé dans le barrage en terre. Il est généralement constitué de graviers et d'enrochements avec des caractéristiques de non altération au contact de l'eau et résistant aux grandes compressions. Il est admis que la présence de drain dans les barrages en terre est indispensable pour leur stabilité.

On revanche, le rôle de drain se résume dans les lignes suivantes :

- Intercepter les eaux d'infiltration et les évacuer à l'aval du barrage.
- Abaisser la ligne de saturation et éviter les résurgences sur le talus aval.
- Abaisser la ligne de saturation, pour garder une grande partie du remblai non saturé afin de conserver les caractéristiques géotechniques du matériau utilisé.
- La présence du drain dans un barrage en terre sert à minimiser le débit de fuite sur l'ouvrage.
- Il sert aussi à décompresser la fondation et donc à minimiser les pressions interstitielles.

Le drain-filtre à l'aval de noyau doit être relié à un drain tapis de même matériaux que le précédent et ce dernier doit acheminer les eaux infiltrées jusqu'à le prisme de drainage.

- **Dimensionnement de drain tapis :**
  - **Longueur de drain tapis :**

$$L_{dt} = \frac{Lb}{(3 \div 4)} \quad \text{……. …….. (V.7)}$$

Ou : $L_b$ : longueur transversale de barrage (224 m)

Le drainage de la digue est assuré par un tapis drainant d'une longueur de 75 m une épaisseur de 1m de matériaux drainant en gravier adjacente au prisme de drainage.

## V.5 Les bermes :

Les bermes servent à augmenter la stabilité des talus, les protéger contre les affouillements et à faciliter les travaux au cours de construction, (Faciliter l'accès à tout endroit de bief). Pour notre cas on va prévoir une berme chaque 15m, leur largeurs varient de (2 ÷ 3) m, avec des pentes de l'ordre de (1‰) au talus aval pour favoriser l'évacuation des eaux pluviales.

**Tableau V.2 : Détermination des caractéristiques des bermes.**

| Les bermes | Talus amont | Talus aval | Largueur (m) |
|---|---|---|---|
| 1 | 843 m NGA | 833 m NGA | 3 |
| 2 | - | 853 m NGA | 3 |

## V.6 Dimensionnement de clé d'étanchéité et écran par-fouille :

### V.6.1 Clé d'étanchéité :

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité du noyau en argile. Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau imperméable.

**Tableau V.3 : Caractéristiques de la clé d'étanchéité.**

| Fruit de talus | | Hauteur (m) | $B_{g,\ base}$ (m) | $B_{p,base}$ (m) | Côte (m NGA) |
|---|---|---|---|---|---|
| Amont | Aval | 5 | 14 | 4 | 818 |
| 1 | 1 | | | | |

### V.6.2 Ecran para-fouille :

En raison du débit de fuite qui est important qui est dû une perméabilité élevée au niveau de la fondation, on a envisagé l'exécution d'un écran para-fouille en paroi moulée rempli en béton, cette paroi aura une épaisseur de 1m. Ce traitement doit atteindre une profondeur de 5 m jusqu'au substratum.

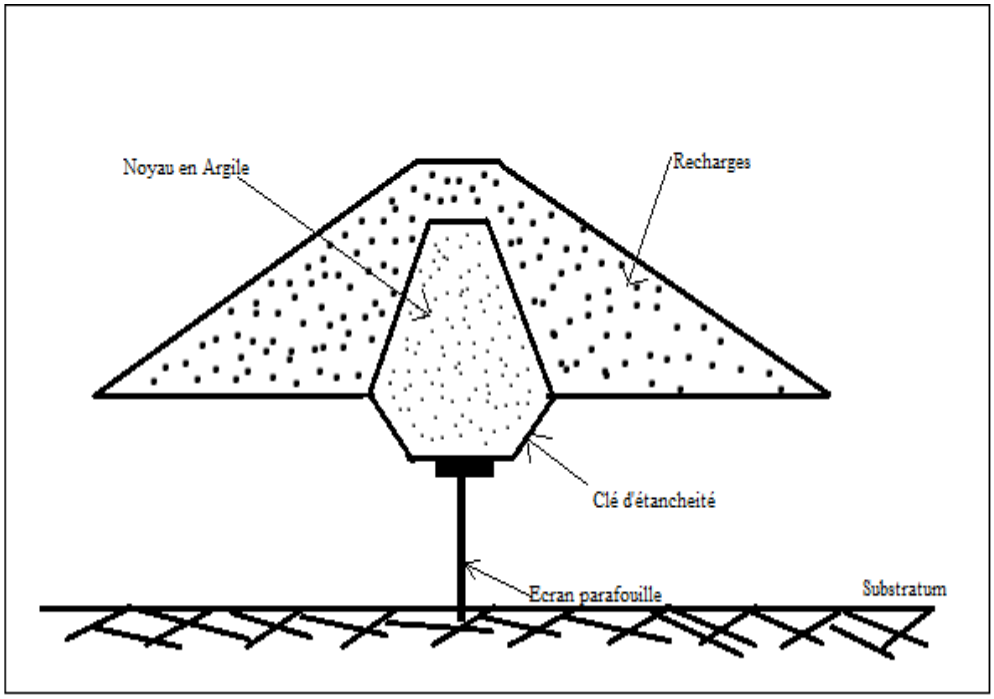



**Figure V.1 : Schématisation du dispositif d'étanchéité de la fondation.**

## V.7 Etude des infiltrations :

Dans l'étude des infiltrations dans les barrages en terre on doit aboutir à :

- Déterminer la zone submergée du corps de la digue.
- Le tracé de la ligne de saturation.
- Le débit de fuite à travers le corps de la digue et la fondation.

**Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre :**

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

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

### V.7.1 Tracé de la ligne de saturation :

KOZENY a montré que, dans un barrage en terre, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal. Le barrage en terre est muni d'un drain qui rabat la ligne phréatique. La parabole de KOZENY a pour foyer l'extrémité amont du drain auquel se raccord la ligne de saturation. L'équation de cette parabole est donnée par :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad \text{..... (V.8)}$$

Avec

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad \text{..... (V.9)}$$

Avec :

d: étant la largeur en base du barrage diminuée de 0.7 b.

b: étant la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont, elle est donnée par cette formule ou bien déterminer graphiquement b=m*h = 99 m.

h : la hauteur d'eau en amont de barrage.

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

**h = 33m, b =99 m, d =69.3 m**

AN :

$y_0 = \sqrt{33^2 + 69.3^2}$-69.3 = 7.456 m.

**$y_0$ = 7.456 m**

**$y^2$ = 14.91 x + 55.6**

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau suivant :

**Tableau V.4 : Coordonnées de la parabole de KOZENY.**

| X (m) | Y (m) | $Y^2$ (m) |
|---|---|---|
| 5 | 11.41 | 130.15 |
| 7 | 12.65 | 159.97 |
| 9 | 13.78 | 189.79 |
| 11 | 14.82 | 219.61 |
| 13 | 15.79 | 249.43 |
| 15 | 16.71 | 279.25 |
| 17 | 17.58 | 309.07 |
| 19 | 18.41 | 338.89 |
| 21 | 19.20 | 368.71 |
| 23 | 19.96 | 398.53 |
| 25 | 20.70 | 428.35 |
| 27 | 21.40 | 458.17 |
| 29 | 22.09 | 487.99 |
| 31 | 22.76 | 517.81 |
| 33 | 23.40 | 547.63 |

### V.7.2 Détermination du point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval :

La ligne de saturation coupe le parement aval en un point qui ne coïncide pas avec le point de passage de la parabole théorique de KOZENY. Généralement la ligne de saturation passe à deux tiers de la distance séparant le point de passage de la parabole théorique en partant du pied aval du barrage.

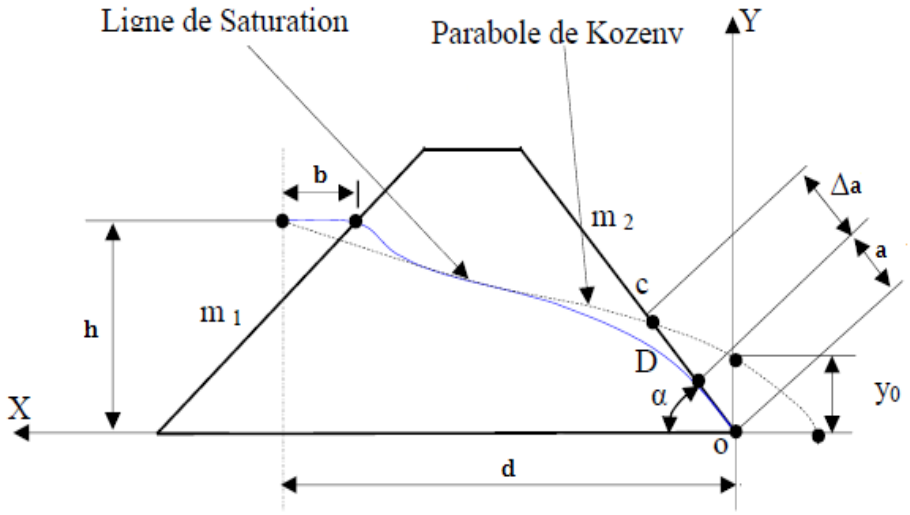



**Figure V.2 : Schéma explicatif de la ligne de saturation.**

CASAGRANDE a démontré que **a** ne dépend que de la distance focale de la parabole de base de KOEZNY et de l'angle du talus aval du barrage ce qui lui a permis de dresser une courbe de variation.

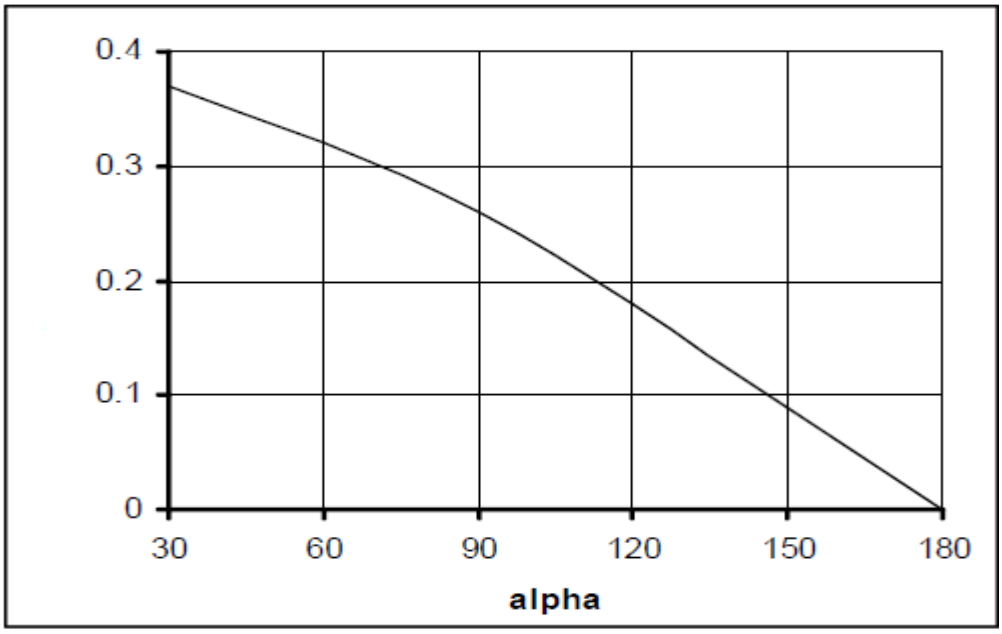



**Figure V.3 : Abaque de Casagrande.**

Le point C de la parabole avec la face aval du noyau traduit en coordonnées polaire, L'origine étant au foyer O par la relation :

$$\rho = \frac{y_0}{1-cos\alpha} \quad \text{..... .....} \quad \textbf{(V.10)}$$

ρ : rayon polaire.

Soit a=OD, avec D point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval, et Δa=CD.

α : angle de face aval du noyau avec l'horizontal.

Nous avons alors un système d'équation :

$$\begin{cases} \rho = a + \Delta a \\ \Theta = \alpha \end{cases}$$

On aura :

$a+\Delta a = \frac{y_0}{1-cos\alpha}$ **……. ……..…… (V.11)**

A partir de l'abaque de CASAGRANDE (1937) l'angle est en fonction du rapport $\frac{\Delta a}{a+\Delta a}$.

On a : **$\alpha$ = 64°**

Comme : 30°<α<180° ⟶ $a=y_0 * (\frac{1-C}{1-cos\alpha})$, avec C un coefficient déterminé de l'abaque de Casagrande en fonction de α, ou C = 0.32.

AN: **a =9.027 m**

D'où : $\frac{\Delta a}{a+\Delta a} = 0.32$ ⟶ **Δa = 4.248 m**

Donc, ρ = a + Δa = 13.275 m

**ρ = 13.275 m**

### V.7.3 Calcul du débit d'infiltration :

#### V.7.3.1 Calcul débit d'infiltration à travers la digue :

Selon la loi de Darcy (1865), le débit d'infiltration est :

**Q= K.I.A ……. …….. (V.12)**

Avec :

q : Débit d'infiltration ($m^3$/s/ml).

I=$\frac{dy}{dx}$ : Gradient hydraulique.

A : Aire soumise à l'infiltration par unité de longueur ou A= y.I.

K : Coefficient de perméabilité de la digue $3 \times 10^{-10}$ m/s.

Donc :

**q= K.y. $\frac{dy}{dx}$ …… ……. (V.13)**

Avec :

y. $\frac{dy}{dx}$ = $y_0$

On aura :

**q= K.$y_0$ …… ……..... (V.14)**

Le débit total qui traverse la digue sera :

**Q =q.L …….. …… (V.15)**

**Tableau V.5 : Débit de fuite à travers la digue.**

| $Y_0$ (m) | K (m/s) | q ($m^3$/s/ml) | L (m) | Q ($m^3$/s) |
|---|---|---|---|---|
| 7.456 | $3.10^{-10}$ | $2.24.10^{-9}$ | 224 | $5.017.10^{-7}$ |

#### V.7.3.2 Calcul débit d'infiltration à travers la fondation :

Le débit d'infiltration à travers la fondation est donné par la formule de Darcy (V.8) :

**Q= K.I.A**

Avec :

q : Débit d'infiltration en ($m_3$/s/ml).

K : Coefficient de perméabilité à travers la fondation ( $K=1,88.10^{-4}$ m/s).

I : Gradient hydraulique **$I=H_1/L_b$ ……(V.16)**

$H_1$: Charge d'eau dans la retenue (m).
$L_b$: Emprise de l'ouvrage .
A: Section d'infiltration par unité de longueur. A=T.1, (T=10 m profondeur du sol de la fondation perméable).

**Tableau V.6 : Débit d'infiltration à travers la fondation.**

| H (m) | I | K (m/s) | q ($m^3$/s/ml) | Q ($m^3$/s) |
|---|---|---|---|---|
| 33 | 0.145 | $1.88.10^{-4}$ | $2.726.10^{-5}$ | $6.106.10^{-3}$ |

### V.7.3.3 Calcul débit d'infiltration à travers le barrage :

Le débit total d'infiltration à travers le barrage est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{Q_T = Q_{Digue} + Q_{Fondation}} \quad \text{..... ..... (V.17)}$$

$$\mathbf{Q_T = 6.106 \times 10^{-3}\ m^3/s}$$

### V.7.4 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :

- **Etanchéité de barrage :**

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

$$\mathbf{I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm}} \quad \text{..... ..... (V.18)}$$

Avec:
ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.
δn : épaisseur moyenne de la digue.
$I_{adm}$ : gradient hydraulique admissible, déterminé à partir de tableau (IV.3) :

$$\mathbf{I_{adm} = 1.5}$$

Donc : $I = \frac{33}{26} = 1.27 < 1.5$

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

- **Fondation de barrage :**

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

$$\mathbf{I_f < \frac{Ic_r}{Ks}} \quad \text{..... ..... (V.19)}$$

Avec :
$I_{cr}$ : Gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation, il est donné par le tableau (V.7).

**Tableau V.7 : Gradient d'infiltration admissible en fonction de la nature du sol.**

| Sols de fondation | $I_{cr}$ |
|---|---|
| Argiles | 1.2 |
| Limons | 0.65 |
| Sable gros | 0.45 |
| Sable moyen | 0.38 |
| Sable fin | 0.29 |

$K_s$: Coefficient de sécurité en fonction de la classe du barrage d'après le tableau (V.9).

**Tableau V.8 : Coefficient de sécurité en fonction de la classe de l'ouvrage.**

| **Classe du barrage** | I | II | III | IV |
|---|---|---|---|---|
| **$K_s$** | 1.25 | 1.20 | 1.15 | 1.10 |

$I_f$ : Gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, il est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88 Tc}} \quad \text{…… …….. (V.20)}$$

Avec :

$T_c$ : Profondeur de calcul de la zone d'infiltration de la fondation, ($T_c$=10m).

ΔH : Charge d'eau, (ΔH=31m).

$L_b$ : Largeur de base du barrage, ($L_b$=224 m).

$$\mathbf{I_f = 0.133}$$

Notre barrage appartient à la classe II, ce qui donne ($K_s$ =1.2).

La fondation est marneuse, la généralité des teneurs en carbonates reste au-dessous de la valeur limite de 30% du domaine des marnes, d'après ces résultats il s'agit d'argiles.

Donc, $I_{cr}$ =1.2

AN : $\mathbf{I_f = 0.14 < \frac{Ic_r}{Ks} = 1}$

La condition de résistance d'infiltration est vérifiée et la résistance d'infiltration à travers la fondation est assurée.

## V.8 Etude de stabilité :

Lorsqu'on parle de stabilité des barrages en terre, on fait systématiquement allusion à la stabilité des talus.

On cherche à vérifier l'état du talus relativement dans le temps, c'est-à-dire définir l'inclinaison qui permet de garder le parement en équilibre stable.

La chose la plus importante et qui est primordiale se résume dans la détermination de coefficient de sécurité F.

Le coefficient de sécurité F obtenu suite aux résultats des calculs caractérise l'état de stabilité du talus. D'ailleurs la valeur minimale du facteur de sécurité est caractérisée par un centre de cercle critique qui définit en fin de compte la valeur à prendre en considération. On doit tenir que le coefficient de sécurité min doit être impérativement égal ou supérieur au coefficient de sécurité admissible préalablement défini. Ce centre critique est généralement définit par itérations successives demandant ainsi énormément de temps. Dans ce sujet, diverses méthodes ont été établies pour définir rapidement le centre du cercle critique et de ce fait définir

la valeur minimale du facteur de sécurité. A travers les recherches et la pratique la méthode de **Fandeev** est placée parmi les méthodes fiables et assez pratiques.

Par la suite, on citera les choses qu'on doit tenir compte lors la détermination de ce facteur :

- Localisation de centre du cercle critique.
- Préparatifs au calcul et collection des données.
- Le traitement.

On commence par l'explication de méthode de **Fandeev**, les étapes de détermination de centre du cercle critiques sont :

- Il faut avoir la coupe en travers de la digue.
- Simplifier la coupe en travers, c'est-à-dire enlever tous les cotations ainsi que les textures et les dimensions.
- Joindre les deux extrémités de talus amont ou aval (dépond de cas d'étude).
- Définir le point A situé au milieu de cette droite oblique, et tracer une droite verticale à partir de A.
- Tracer une droite oblique à partir du point A faisant un angle de 85° avec la droite qui lie les deux extrémités de talus.
- Fandeev recommande de disposer les centres des cercles du glissement dans une zone dont les limites sont définies par deux arcs de cercles de rayons, $R_{min}$ et $R_{max}$ donnés par le tableau suivant :

**Tableau V.9 : Limite définie par Fandeev.**

| Fruits de parement | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $R_{min}$ / $H_b$ | 0.75 | 0.75 | 1.0 | 1.50 | 2.2 | 3.0 |
| $R_{max}/H_b$ | 1.50 | 1.75 | 2.3 | 3.75 | 4.8 | 5.50 |

- Après la détermination des arcs suivant tableau V.10, après la liaison entre ces deux arcs trouvés, on se retrouve avec une zone ou on a tous les centres des cercles, centre critique est parmi ces derniers. Chaque zone sur chaque talus représente la zone de Fandeev.

Pour l'étape 'Préparatifs au calcul et collection des données', cette partie consiste à utiliser la méthode de **Fellenius** (1927), le principe de cette méthode repose sur l'équilibre de forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies. Un facteur qui influe très fortement sur la stabilité est la pression interstitielle qui peut s'installer de façon durable dans le remblai :

- En raison des écoulements permanents à travers le remblai.
- En conséquence des variations des contraintes résultantes de la construction d'une vidange rapide ou bien de séismes.

La digue doit être vérifiée en principe pour les cas de figure suivants :

- Fin de construction.
- Régime permanent.
- Vidange rapide.

➢ **Méthode de Fellenius :**

Cette méthode se base sur l'hypothèse que la surface de glissement BC voir Figure V.04 est voisine de celle d'un arc de cercle supposé passant par le pied du talus C (arc de cercle de **Fellenius**). Elle consiste à décomposer le volume de sol limité par le contour ABC en tranches verticales de même épaisseur, et de chercher à établir une relation qui traduit son équilibre en supposant que les interactions entre les différentes tranches sont négligeables.

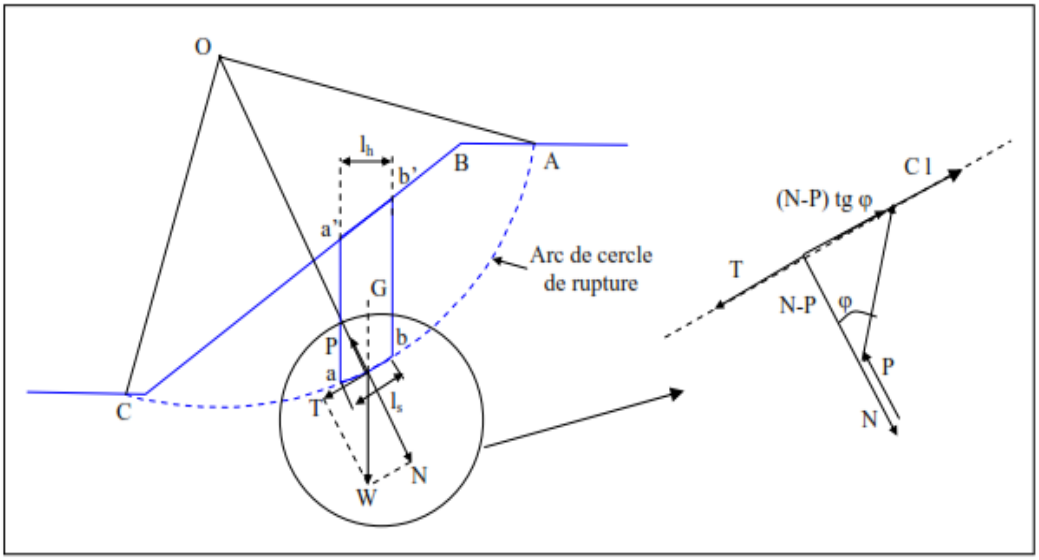



**Figure V.4 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenuis.**

On citera par la suite, les différents étapes qui vont nous acheminées à trouver le centre du cercle critique.

- La répartition des centres des cercles de glissement doit être faite de sorte à cerner le centre du cercle critique qui nous donnera en fin de compte le coefficient de sécurité minimal.
- Nous allons prendre un centre des centres qui se trouvent dans la zone de **Fandeev** et faire les calculs jusqu'à l'aboutissement du facteur de stabilité F, et on fait cette opération pour chaque centre jusqu'à avoir le facteur de stabilité le minimal.
- A partir de ce centre choisi, on dessine un arc de cercle contenant une bonne partie du talus (cas d'étude), caractérisé par un rayon R.
- A partir de ce centre on descend verticalement jusqu'à l'intersection avec l'arc du cercle de rayon R déjà établie. Cette droite verticale en tiret caractérise le milieu de la tranche zéro.
- De part et d'autre de cette verticale, on dessine les limites de la tranche zéro (méthode des tranches). Cette tranche a une largeur b=R/10.

- Toutes les tranches ont une même largeur b, excepté les tranches des extrémités. La numérotation à droite positive, à gauche négative par-rapport la tranche 0. La droite de zéro est la zone active (motrice), alors que la gauche de zéro est une zone passive (résistante). Contrairement aux autres tranches dont b=R/10, les tranches d'extrémités se mesurent (par cotation à l'Autocad), ou à la règle.
- Chaque cas de sollicitations a des caractéristiques géotechniques différentes de l'autre car ces derniers change vis-à-vis le cas de sollicitations (Fin de construction, vidange rapide, Fonctionnement normale).

A partir de tableau V.10 et en fonction de fruits de talus de chaque parement, nous allons prendre :

**Tableau V.10 : Valeur de $R_{max}$ et $R_{min}$.**

| Talus | Pente de talus | $R_{min}/H_b$ | $R_{max}/H_b$ | $R_{min}$ (m) | $R_{max}$ (m) |
|---|---|---|---|---|---|
| Amont | 3 | 1 | 2.3 | 39 | 89.7 |
| Aval | 2.5 | 0.875 | 2.025 | 34.125 | 78.975 |

### V.8.1 Les forces agissant sur une tranche :

**A- Force de pesanteur (poids de la tranche) :**

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche, elle est donnée par la formule suivante :

$$G_i = b \sum(\gamma_i h_i) \quad \text{..... .....} \quad \textbf{(V.21)}$$

Avec :

$G_i$ : poids propre de la tranche (tonne).

$\gamma$ : poids volumique du massif correspondant (en dessous, au-dessus de la ligne de saturation et des fondations).

b : largeur d'une tranche (b=R/10).

$h_i$ : la hauteur de la tranche (m).

Le poids volumique du sol d'humidité naturelle est déterminé selon l'expression suivante :

$$\gamma_h = (1-n)^* \gamma_s {}^*(1+W) \quad \text{..... .....} \quad \textbf{(V.22)}$$

Avec :

$\gamma_h$ : poids volumique humide du sol ($t/m^3$).

$\gamma_s$ : poids volumique spécifique des grains solides ($t/m^3$).

n : porosité du sol en fraction d'unité.

W : teneur en eau en fraction d'unité.

Le poids volumique du sol saturé est déterminé selon l'expression suivante :

$$\gamma_{sat} = 1+ (1-n)^*(\gamma_s - \gamma_w) \quad \text{..... .....} \quad \textbf{(V.23)}$$

Avec :

$\gamma_{sat}$ : poids volumique saturé du sol (t/m$^3$).

$\gamma_s$ : poids volumique des grains solides (t/m$^3$).

$\gamma_w$ : poids volumique d'eau (t/m$^3$).

n : porosité en fraction d'unité.

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 :

**$\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$ …… …… (V.24)**

Le poids « Gi » étant une force qui présente deux composantes :

**$N_n = G_i \cos(\alpha) = b\gamma_i \sum h_i \cos(\alpha)$ …….. ……... (V.25)**

**$T_n = G_i \sin(\alpha) = b\gamma_i \sum h_i \sin(\alpha)$ …… ……. (V.26)**

Avec:

$N_n$ : composante normale stabilisatrice.

$T_n$ : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

Ou :

$\sin(\alpha) = \frac{Numéro\ d'ordre\ de\ la\ section}{nombre\ totale\ des\ tranches}$ et $\cos(\alpha) = \sqrt{1 - \sin^2(\alpha)}$

**B- Force de pressions inertielles :**

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

**$U_i = \gamma_w * h * dl$ …….. …… (V.27)**

Avec :

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

**C- Force de cohésion :**

La force de cohésion est donnée par la formule suivante :

**$F_f = (N_n - U_i dl)tg\varphi = (G_i * \cos(\alpha) - U_i dl)tg\varphi$ …… …… (V.28)**

Avec :

**$\varphi$ :** 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.

**D- Force séismique :**

La force séismique est donnée par la formule suivant :

**$T'_n = a * G_i$ …… …… (V.29)**

Avec :

a : coefficient de séisme (0.25 tiré à partir de règlement para-séismique de l'Algérie).

$G_i$ : poids de la tranche (tonne).

### V.8.2 Classement des forces :

#### V.8.2.1 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 :

$$\sum \mathbf{M^t_{résistant}} = \sum_{i=1}^{n} \mathbf{R} * (\mathbf{C_i} * \mathbf{l_i} + (\mathbf{W_i}\cos(\alpha) - \mathbf{U_i l_i})\mathbf{tg}\varphi_i) \text{ ……. ……. (V.30)}$$

#### V.8.2.2 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 :

$$\sum \mathbf{M^t_{moteur}} = \sum_{i=1}^{n} \mathbf{R} * \mathbf{W_i} * \mathbf{sin}(\alpha) = \mathbf{R} \sum_{i=1}^{n} \mathbf{W_i} * \mathbf{sin}(\alpha) \text{ …….. …….. (V.31)}$$

**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 V.11 : Valeurs des coefficients de stabilité admissibles.**

| Combinaison de charges et d'actions | Classe d'ouvrage | | | |
|---|---|---|---|---|
| | I | II | III | IV |
| Fondamentale (sans séisme) | 1.20÷1.30 | 1.15 ÷1.20 | 1.1 ÷1.15 | 1.05 ÷1.10 |
| Spéciale (avec séisme) | 1.05 ÷1.10 | | 1.05 | |

Notre barrage appartient à la classe II, le coefficient admissible sera donc : Sans séisme : $F_{ss}$=1 ,15÷1,2 Avec séisme : $F_{as}$=1,05÷1.10.

### V.8.3 Détermination de coefficient $F_{ss}$ et $F_{as}$ pour les différents cas de sollicitations :

- **Cas de Fin de construction (Retenue vide) :**

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.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos\alpha (tg\varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin\alpha} \geq K_{adm} \text{ …….. (V.32)}$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos\alpha (tg\varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin\alpha) + \frac{1}{R}\sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \quad \text{..... (V.33)}$$

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.

- **Retenue plaine (cas d'exploitation) :**

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.

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum (G_i \cos\alpha - U_i l_i) tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin\alpha} \geq K_{adm} \quad \text{.... ..... (V.33)}$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum (G_i \cos\alpha - U_i l_i) tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin\alpha) + \frac{1}{R}\sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \quad \text{..... ..... (V.34)}$$

- **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.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos\alpha (tg\varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin\alpha} \geq K_{adm} \quad \text{..... (V.33)}$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos\alpha (tg\varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin\alpha) + \frac{1}{R}\sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \quad \text{..... (V.34)}$$

Le tableau suivant montre les valeurs des coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement :

**Tableau V.12 : Détermination de coefficient Fss et Fas pour les différents cas de sollicitations.**

| Cas de sollicitation | | Coefficients de sécurité | |
|---|---|---|---|
| | | $K_{ss}$ | $K_{as}$ |
| Fin de construction | **Talus amont** | | |
| | $R_1$= 91.39 | 3.09 | 1.81 |
| | $R_2$=102.69 | 3.12 | 1.77 |
| | $R_3$= 106.596 | 2.93 | 1.68 |
| | **Talus aval** | | |
| | $R_1$= 90.342 | 2.88 | 1.70 |
| | $R_2$ = 99.199 | 2.60 | 1.51 |
| | $R_3$= 60.128 | 2.91 | 1.74 |
| Fonctionnement normal | **Talus aval** | | |
| | $R_1$= 99.199 | 1.16 | 0.75 |
| | $R_2$= 90.342 | 1.26 | 0.67 |
| | $R_3$= 75.952 | 1.70 | 1.07 |
| Vidange rapide | **Talus amont** | | |
| | $R_1$=106.598 | 2.43 | 1.42 |
| | $R_2$= 67.199 | 2.77 | 1.66 |
| | $R_3$= 91.937 | 2.35 | 1.34 |

## Conclusion

D’après les résultats obtenus pour différents types de fonctionnements, nous remarquons que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme. Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

# Chapitre VI
# Organisation De Chantier

# CHAPITRE VI ORGANISATION DE CHANTIER (O.D.C)

**Introduction :**

L'organisation de chantier a pour objectif de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- ✓ Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
- ✓ Repartir et coordonner les taches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée.
- ✓ Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée.
- ✓ Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier du barrage Boukmouri tout en assurant :

- ✓ Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux…etc.).
- ✓ La rapidité des diverses opérations.
- ✓ Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- ✓ Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

## VI.1 Organisation et techniques de préparation :

Les opérations essentielles de préparation dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réaliser les travaux de construction.

L'organisation passe par les étapes suivantes :

1- Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.

2- Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

## VI.2 Travaux d'installation de chantier :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégageant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail. , donc on peut distinguer les installations suivantes :

### VI.2.1 Installation destinées au personnelle :

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

### VI.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciment nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars .....).

### VI.2.3 Installations destinées à la réparation des engins :

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

### VI.2.4 Installation destinée pour la préfabrication :

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc

### VI.2.5 Les moyens de chantier :

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci-après :

- ✓ Les compacteurs à pneus.
- ✓ Les rouleaux à pieds dameurs pour le compactage des sols fins.
- ✓ Les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux.

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- ✓ la décapeuse automotrice (motor scraper) .
- ✓ la pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou à un relief très marqué.

#### VI.2.5.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :

- ➢ **Le maître de l'ouvrage :**

C'est une personne physique ou morale qui est l'ANBT pour 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.

- **Le maître d'œuvre :**

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de concevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation pour les 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.

- **L'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 Figure suivante :

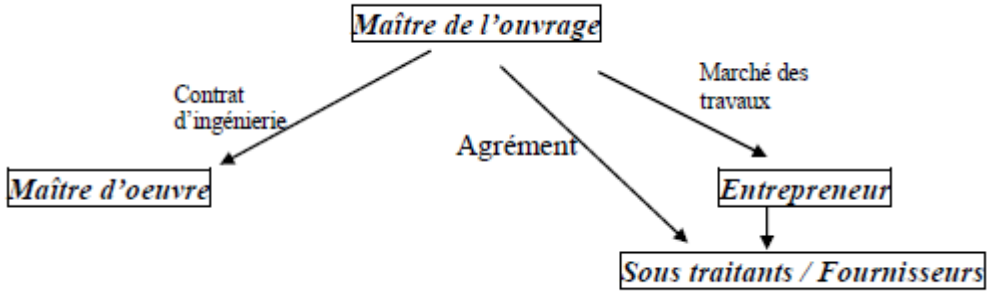



**Figure VI.1 : Le lien contractuel entre les intervenants sur chantier.**

## VI.3 Travaux de réalisations :

### VI.3.1 Travaux de terrassements :

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques. En ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

### VI.3.2 Travaux d'excavations :

Les différentes opérations d'excavation doivent être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux. Ces derniers comprennent le décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

### VI.3.3 Travaux secondaires :

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- L'aménagement de la zone d'emprunt.
- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

## VI.4 Moyens de chantier :

### VI.4.1 Moyens humains :

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences. Le personnel nécessaire pour le projet du barrage est :

- Conducteur des travaux : pour le suivi de chantier et le suivi d'ouvriers.
- Contre maître.
- Chauffeurs pour les engins et les camions.
- Ouvriers.
- Ferrailleurs.
- Soudeurs.
- Coffreurs.
- Topographes.

### VI.4.2 Les engins de terrassement :

En général, le matériel de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction, le transport des matériaux et la réalisation des finitions se fait appel aux engins suivants :

- **Bulldozer :** pour les terrassements de masse et les voies d'accès.
- **Chargeur (à pneus et à chenilles) :** pour le chargement des déblais.
- **Camion benne :** pour le transport des déblais et les matériaux de construction.
- **Pelle hydraulique :** Cet engin de chantier est aussi connu sous le nom de pelleteuse, pelle ou excavatrice. Elle est constituée d'un châssis porteur à chenilles ou à pneus et surmontée d'une tourelle dotée d'une rotation continue de 360 degrés. Cette tourelle porte le moteur, les organes hydrauliques (pompes, moteur, vérins), le poste de conduite et l'équipement (flèche, balancier, godet).
- **Décapeuse :** Est généralement utilisée pour l'arasement des sols. Cet engin possède une benne avec tiroir éjecteur pouvant se surbaisser et qui, par l'effet du déplacement de la machine, permet d'extraire les matériaux. Ceux-ci seront ensuite transportés sur le lieu de déchargement pour finalement y être répandus en couches.
- **Pompe immergée :** pour l'évacuation des eaux de chantiers en période hivernale.

Le compactage des remblais est une tâche très importante du moment que cette opération est liée de façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. Pour cela, on fait appel aux engins suivants :

- **Les compacteurs à pneus :** Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol. C'est un engin de compactage anciennement à traction animale, aujourd'hui motorisé, caractérisé par des roues cylindriques lisses ou à relief dit « pied de mouton ».
- **Les compacteurs à rouleaux vibrant :** Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.

- **Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) :** Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

## VI.5 Planification :

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'exploitation de la main d'œuvre, son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- ✓ Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- ✓ A temps (sans retard).
- ✓ Economique.

### VI.5.1 Techniques de planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- ✓ Méthodes basées sur le réseau.
- ✓ Méthodes basées sur le graphique.

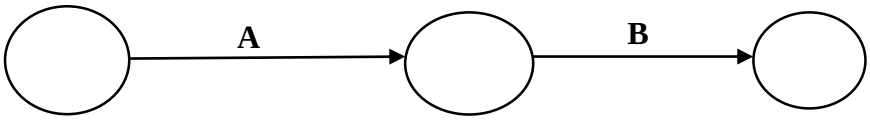
Dans notre cas on va utiliser la méthode basée sur le réseau.

#### VI.5.1.1 Méthodes basées sur le réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

- ✓ **Réseau à flèches :**

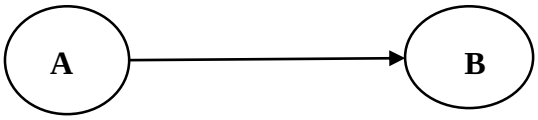
  L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".




- ✓ **Réseau à nœuds :**

  L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.

  L'opération **(B)** ne peut commencer que si l'opération **(A)** est complètement achevée.




- **Construction du réseau :**

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (06) opérations suivantes :

- **Etablissement d'une liste des tâches :**

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

- **Détermination des tâches antérieure :**

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- Construction du réseau.

**A- Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical) :**

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

**B- Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method):**

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (03) relations à savoir :

- Commencement de l'opération (A) et (B).
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B).
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

**C- Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :**

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

- 1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.
- 2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue.
- 3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

L'utilisation de cette méthode nécessite les étapes suivantes :

- Collection des informations.
- Décomposition du projet.
- Définition de la relation entre les tâches.
- Attribution des durées.
- Construction du réseau.

**Les paramètres de la méthode C.P.M :**

Les paramètres indispensables pour l'exécution de cette méthode sont les suivants :

- TR: Temps de réalisation.
- DCP: Date de commencement au plus tôt.
- DCPP: Date de commencement au plus tard.
- DFP: Date de finition au plus tôt.
- DFPP: Date de finition au plus tard.
- MT: Marge totale.

| DCP | TR |
|---|---|
| DFP | DCPP |
| DFPP | MT |

Avec :

**DFP = DCP + TR**

**DCPP = DFPP – TR**

- **Chemin critique (C.C) :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

MT =0

$\sum TR_{C.C}$ = DTP

- **Attribution des durées de chaque opération :**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

a) Le nombre de ressources (moyens humains et matériels).

b) Dimensions du projet.

On applique la formule suivante :

$$\mathbf{T} = \frac{\boldsymbol{Q.N}}{\boldsymbol{n}}$$

Avec :

Q : Quantité de travail

N : Rendement

n : Nombre d'équipe

Il existe trois plans de travail :

- **Plan de travail au plus tôt :**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

- **Plan de travail au plus tard (PTPP) :**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (Plus économique).

- **Plan de travail intermédiaire :**

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard, l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

## VI.6 Programme des travaux :

Le programme de travaux pour la construction du réservoir et de transfert, a été établi sur des bases réalistes qui tiennent compte des problèmes qui pourront surgir durant les travaux. Le tableau ci-dessous montre la durée des différents travaux et leurs symboles :

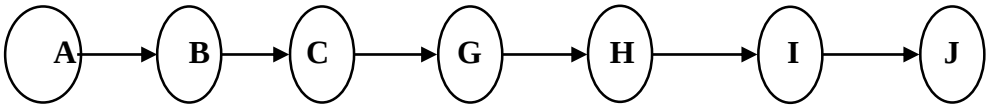
**Tableau VI.1 : Liste, symbole et durée des opérations.**

| Travaux | Opération | Durées (Mois) |
|---|---|---|
| Installation de chantier | A | 5 |
| Route d'accès du barrage et pistes de chantier | B | 4 |

| | | |
|---|---|---|
| Excavation du barrage | C | 10 |
| Prise d'eau et Vidange de fond | D | 21 |
| Évacuateur de crues | E | 19 |
| Équipements hydromécaniques | K | 5 |
| Travaux de bétonnage | F | 16 |
| Batardeau amont | G | 14 |
| Construction de la digue : Recharge du barrage et du noyau | H | 18 |
| Dispositif contre les infiltrations | I | 11 |
| Travaux de finition et mise en eau | J | 3 |

**VI.7 Détermination de chemin critique :**

À partir de la planche N°6 on a obtenu le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).




DTR=∑TR =5+4+10+14+18+11+3 = 65 mois

D'après le chemin critique, le temps de réalisation est égal à **65** mois.
En conclusion, la construction du barrage de Boukmouri devrait durer environ 5 années et 5 mois.

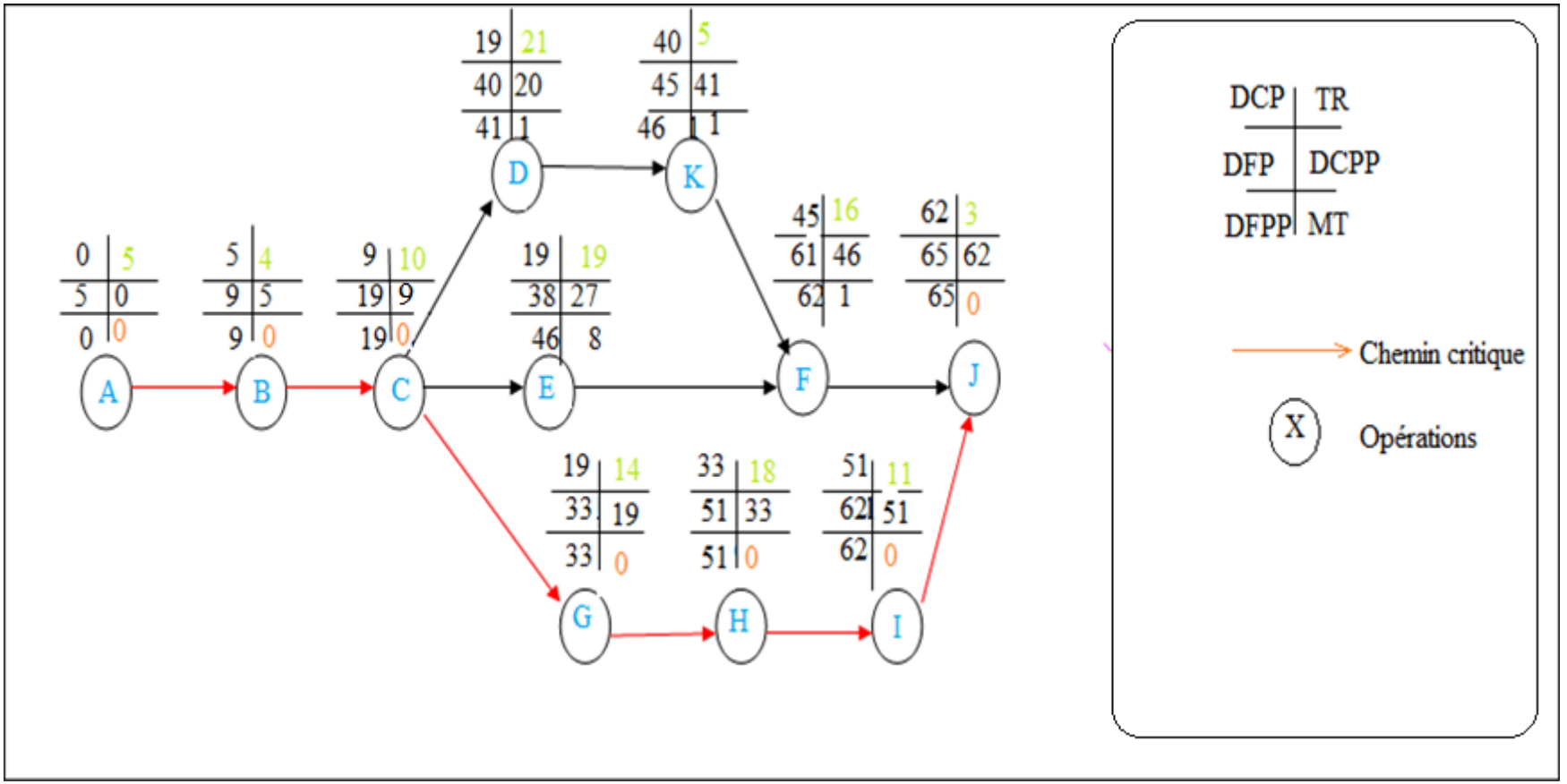



**Figure VI.2 : Réseau à nœuds.**

## Conclusion

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possibles d'un travail pour abaisser les coûts de productions en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité ce qui est le but de ce chapitre.

On a conclus que l'organisation de chantier à comme but :

- La rapidité d'exécution selon les moyennes existantes
- La rapidité d'exécution selon les moyennes existantes
- La rapidité d'exécution selon les moyennes existantes

# Chapitre VII
# Protection et Sécurité au travail

# CHAPITRE VII PROTECTION ET SÉCURITÉ AU TRAVAIL

## Introduction

Sur un chantier, les risques sont nombreux. Ils sont à la fois encourus par les travailleurs du BTP, mais aussi par les personnes non impliquées dans les travaux.

Les accidents de travail peuvent être graves et avoir de lourdes conséquences. C'est pourquoi l'application de règles de sécurité sur un chantier est primordiale. Par définition d'accident au travail et selon le code de la sécurité sociale, « Est considérer comme accident du travail qu'elle qu'en soit la cause, l'accident survenue par le fait ou à l'occasion du travail de toute personne salarié ou travaillant, à quelque titre, soit des employeurs ou bien chefs d'entreprise ».

Alors, comment assurer la sécurité des ouvriers (mains d'œuvre) sur un chantier ? Qui est responsable ? Quels sont les équipements de protection à déployer pour assurer cette prévention ?

## VII.1 Accident au travail :

Lors d'un chantier, les ouvriers et travailleurs encourent des risques. En effet, les accidents de travail sont élevés notamment en raison du nombre important de travailleurs présents simultanément, de l'utilisation des engins de chantier et des machines, mais aussi du travail en altitude ou de la dénivellation du terrain.

On citera deux types d'accident au travail :

- ✓ Accident du travail avec arrêt :

C'est un accident qui entrainera incapacité temporaire (IT), donnant lieu à une indemnisation d'au moins une journée.

- ✓ Accident du travail avec incapacité permanente :

C'est un accident qui entrainera incapacité permanente (IP), donnant lieu à l'attribution d'un capital ou une rente.

Parmi ces caractéristiques :

- ✓ Soudain.
- ✓ Provoque une lésion du corps.
- ✓ Se produit à l'occasion du travail :
  - Lieu
  - Temps
  - Lien de subordination

On peut remarquer selon la répartition des accidents suivant l'âge élabore par Mr Kahlerass, que l'accident de travail s'amplifient par-rapport les employeurs d'âge 40 à 49 ans.

Cependant, les risques ne se limitent pas seulement aux travailleurs. Des personnes étrangères et non impliquées sur le chantier peuvent également se retrouver sur les lieux et encourir des risques. La réglementation et les mesures de sécurité vont ainsi permettre d'empêcher l'irruption de ces personnes sur le chantier.

La cause d'accident de travail n'est jamais le fait d'un hasard, y'a des causes et ces derniers sont lié au :

- ✓ Facteur matériel
- ✓ Facteur humain

## VII.2 Mise en place des règles de sécurité :

Le plan de prévention chantier a donc pour but de réduire les risques liés à la présence de plusieurs travailleurs.

Le plan de prévention mentionne les noms et les coordonnées de chaque entreprise, les dates de début et de fin de travaux, ainsi que leur nature. Ce document sera ensuite utilisé tout au long des travaux, et archivé par chaque entreprise, ce plan est réalisé souvent par le chef de projet.

### VII.2.1 Les obligations de l'employeur :

La grande partie des responsabilités pèsent tout d'abord sur les épaules de l'employeur. Ce dernier est en effet tenu d'une obligation de résultat en ce qui concerne la sécurité de ses employés.

L'employeur doit également mettre à disposition de ses ouvriers les équipements de protection et matériels nécessaires pour assurer leur entière sécurité. Pour cela, il doit procéder à une vérification continue de l'ensemble des installations et des machines, ainsi que de leur maintien aux normes.

### VII.2.2 La responsabilité de salarié :

Bien que ce soit l'employeur le premier responsable de la sécurité collective du chantier, les salariés ont également pleine responsabilité pénale en regard de leur sécurité et de celle de leurs collègues.

En effet, les ouvriers doivent respecter les différentes consignes de sécurité du chantier, si l'employeur a bien fait son devoir d'information et de formation. Ils doivent utiliser les équipements fournis par l'employeur sur leur chantier d'intervention.

Ils ont également pour devoir de signaler l'usure et l'obsolescence des divers équipements de sécurité. En cas de manquement au respect de ces consignes, le salarié est passible d'une faute disciplinaire, même s'il n'a pas entraîné d'accident. En cas d'accident, le salarié met en jeu sa responsabilité pénale pour mise en danger de sa personne et d'autrui.

## VII.3 Equipement de protection individuelle :

Equipement de protection individuelle, définie comme une pièce d'équipement porté à la tenue par une personne contre un ou plusieurs risques, dont le but est diminué considérablement le risque de lésion.

### VII.3.1 Vêtements et accessoires : les équipements de protection individuelle (EPI) :

- ✓ **Combinaisons de travail** : elles doivent être résistantes à l'usure, aux déchirures et doivent être conformes aux obligations du marquage CE.
- ✓ **Lunettes de protection** : les accidents des yeux représentant 3 % des accidents du travail, le port des lunettes est primordial.
- ✓ **Gants adaptés à chaque type de risques** : en effet, les mains sont les plus exposées aux dangers de coupures, perforations, allergies aux produits, etc.
- ✓ **Chaussures de sécurité** : elles doivent être efficaces contre les chocs et les agents agressifs tels que le feu ou les produits chimiques.
- ✓ **Masques de chantier** : efficaces contre les aérosols, les particules solides, les vapeurs et les gaz nocifs.
- ✓ **Dispositifs antichute** : tels que les cordes, enrouleurs, harnais, mousquetons, etc.

## VII.4 Equipement de protection collective :

C'est un équipement, un dispositif, mécanisme, appareil ou une installation qui a pour but d'assurer la protection des employeurs en milieu de travail contre un ou plusieurs risques.

Par la suite, on citera quelques exemples de protection collective :

- Chute des hauteurs.
- Chute sur un sol glissant.
- Bruits.
- Risque d'exposition à des poussières.

### VII.4.1 Matériels et objets : les équipements de protection collective (EPC) :

Pour assurer la sécurité du chantier de construction, délimiter les zones stratégiques et les abords, le matériel adéquat doit être déployé. Il pourra s'agir de plots, de bandes de sécurité, ou encore de panneaux de signalisation.

Pour réduire les émissions, l'employeur doit fournir des capots, des caissons acoustiques ou des systèmes d'aspiration. Il doit également mettre à disposition des extincteurs, des filets de sécurité, des échafaudages et des garde-corps pour éliminer le danger.

Enfin, pour abriter les personnes et le matériel, des tentes et des hangars doivent être disponibles.

## VII.5 Autres obligations liées à la sécurité des chantiers :

Outre les équipements de protection individuelle et collective vus précédemment, l'employeur doit également veiller à :

- ✓ la propreté du chantier.
- ✓ le roulement des équipes.
- ✓ l'aménagement des emplois du temps afin d'éviter aux employés de travailler aux heures les plus chaudes, ou les plus froides.
- ✓ la mise en place d'une salle de pause.
- ✓ la surveillance du chantier grâce à des dispositifs de sécurité électronique.
- ✓ l'installation d'une clôture autour du site.

## Conclusion

A partir les informations qui sont indispensable de savoir, soit pour employeur ou salarié ou chefs d'entreprise, les règles de sécurité sur un chantier de construction ou de travaux publics sont primordiales et tous les protagonistes doivent les respecter scrupuleusement.

# Chapitre VIII
# Etude d’impact sur l’environnement

# CHAPITRE VIII ETUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT

## Introduction :

Le bassin versant de l'Oued Boukmouri fait partie du grand bassin hydrologique du Cheliff de code 01.

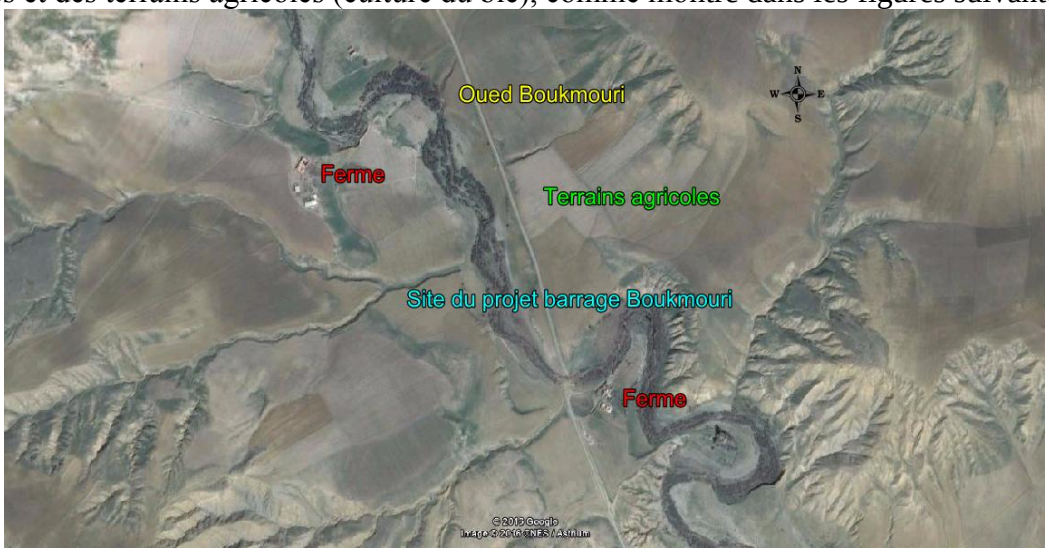
Le site du barrage se situe à environ 150 km au sud-ouest de la ville de Médéa et à 23 km à l'ouest de la ville de Ksar El Boukhari (Figure VI.1). L'accès au site du barrage se fait à partir du chemin de la wilaya CW19, prenant une piste carrossable 5 km avant la ville d'Aziz.

De forme allongée et un relief accidenté, le bassin versant génère une superficie de 128,7 $km^2$ pour un cours d'eau de 32,10 km.

Le bassin versant est caractérisé par un contour quelconque, il est déterminé sur la carte topographique à l'échelle 1/50.000, en suivant la ligne conventionnelle de partage des eaux. Il se caractérise par un relief relativement accidenté dans sa partie Sud avec un dense réseau hydrographique. Les pentes du versant et du thalweg principal sont assez importantes ce qui entraîne de vitesse de ruissellement relativement élevées.

La couverture végétale occupe 15,0% de la superficie totale et occupe les hauteurs du bassin versant.

On note que sur le terrain consacré pour le projet, il y a la présence de quelques fermes (trois fermes), un petit cimetière familial, une ligne électrique moyen tension, des ruches d'abeilles et des terrains agricoles (culture du blé), comme montré dans les figures suivantes.




**Source : ANBT**

**Figure VIII.1 : Plan de situation du site du barrage Boukmouri.**



**Source : ANBT**

**Figure VIII.2 : Site du projet de construction du barrage.**



**Source : ANBT**

**Figure VIII.3 : Une ferme sur le terrain du projet.**

## VIII.1 Qualité d'oued Boukmouri :

Dans le cadre de l'Etude d'Impact sur l'Environnement et Qualité des Eaux, deux compagnes de mesures en était réalisées pour la détermination de la qualité d'Oued Boukmouri.

D'après l'ANBT, Les résultats des analyses sont donnés par le tableau suivant, dont les bulletins sont présentés dans le rapport de l'EIE.

**Tableau VIII.1 : Résultats des analyses des deux campagnes de mesures.**

| Paramètres | Unité | Résultats 1er campagne | Résultats 2ième campagne | Norme |
|---|---|---|---|---|
| pH | / | 7,8 | 8,1 | ≥ 6,5 et ≤ 9 |
| Conductivité spécifique | ms/cm | 2,67 | **23,8** | 2,8 |
| Saturation en O2 | mg/l | 70,8 | 71 | 30 |
| MES | | 21 | 16 | 25 |
| Azote Kjeldahl | | **7,8** | 2,8 | 3 |
| Phosphore total | | <0,05 | <0,05 | 10 |
| Indice de phénols | | <0,1 | <0,1 | 0,002 |
| DCO | | **81** | <30 | 30 |
| DBO5 | | **29** | **22** | 7 |
| Chlorures | | 410 | 330 | 600 |
| Ammonium | | <0,05 | <0,05 | 4 |
| Nitrates | | 1,4 | 0,2 | 50 |
| Hydrocarbures totaux | | 0,0046 | / | 1 |
| Sulfates | | **810** | 110 | 400 |
| Chrome | | <0,2 | <0,2 | 0,1 |
| Fer | | <0,2 | 0,53 | 1 |
| Plomb | | **0,6** | <0,2 | 0,5 |
| Zinc | | <0,03 | <0,03 | 5 |
| Cuivre | | 0,13 | <0,1 | 2 |
| Cadmium | | **0,2** | <0,03 | 0,005 |
| Manganèse | | <0,03 | <0,03 | 1 |

**Source : ANBT**

➢ Analyse des résultats de tableau :

On remarque d'après les résultats de la 1ér compagne qu'il y'a des dépassements de la norme établit par le décret exécutif précité des paramètres suivants : conductivité spécifique, Azote Kjeldahl, DCO, $DBO_5$, Sulfates, Plomb et Cadmium.

La deuxième campagne n'avait connu que deux dépassement de la norme des paramètres suivants : Conductivité spécifique et DBO5.

D'après les résultats des analyses la source principale de la pollution du bassin versant est le déversement des eaux usées domestiques dans les oueds par la population vue l'absence d'un réseau d'assainissement.

Les terrains agricoles à proximité des oueds et du bassin versant peuvent aussi être une source de pollution. Cette pollution peut être engendrée par l'utilisation des engrais chimiques (nitrates et nitrites) qui sera transporté par les eaux pluviales vers les oueds limitrophes.

➢ Lutter contre la pollution du cour d'eau :

- Au premier lieu, réaliser épuration d'eaux usées avant rejet d'oued Boukmouri.
- D'après l'ANBT, la zone d'oued Boukmouri n'appartient pas à un périmètre de protection et pour cela il est indispensable de protéger le site d'oued.

## VIII.2 L'évaluation des impacts prévisibles et effets cumulatifs :

### VIII.2.1 Air :

Les polluants atmosphériques engendrés par les activités des travaux de construction peuvent avoir un impact sur l'environnement et sur la santé humaine. Les particules fines et poussières peuvent pénétrer jusqu'aux voies respiratoires inférieures, véhiculant à leur surface, d'autres polluants pouvant être toxiques.

Les effets de la poussière sont très dangereux, on cite quelqu'un :

- Une gêne respiratoire (poussières dites inertes, c'est-à-dire sans toxicité particulière).
- Des effets fibrogènes (prolifération de tissus conjonctifs au niveau des poumons (silicose, sidérose…).

### VIII.2.2 Eau :

Les effluents liquides générés pendant les travaux de construction seront acheminés obligatoirement vers une fosse septique.

Lors de vidage périodique de cette fausse, il faut faire des analyses pour la caractérisation de la qualité des effluents liquides. Si ces effluents dépassent la norme algérienne de rejets, elles doivent obligatoirement acheminé vers une station de traitement des effluents liquides.

### VIII.2.3 Déchets :

Les déchets ménagers et assimilés sont transportés vers la décharge contrôlée par l'entreprise chargée par la réalisation du barrage où ils doivent être acheminés vers un lieu de stockage des déchets inertes.

### VIII.2.4 Bruit :

Les activités de constructions du barrage vont engendrer de grand niveau des émissions sonore. L'agglomération la plus proche se trouve à environ 10 km. La population de cette agglomération ne va subir aucune gêne à cause de :

- La grande distance qui la sépare du projet
- Les écrans naturels de protection contre le bruit (les montagnes).

## VIII.3 Mesures envisagées :

### VIII.3.1 Air :

L'arrosage des poussières aux niveaux du site sera indispensable pour réduire les quantités des poussières émises dans l'air surtout pendant les journées où il y a de grands vents.

### VIII.3.2 Eau :

Les eaux de la fausse septique doivent obligatoirement passer par des analyses avant leurs rejets.

### VIII.3.3 Déchets :

Un plan d'évacuation de collecte doit être établit pour assurer leurs acheminements vers les lieux d'élimination périodiquement surtout pendant la phase de construction où il y aura la génération de grandes quantités de déchets inertes (déblais, gravât, etc.).

### VIII.3.4 Bruits :

Des écrans de protection contre le bruit peuvent être installés du côté où il y a de la population limitrophe.

## VIII.4 Plan de gestion de l'environnement :

Le plan de gestion de l'environnement implique trois engagements :

- L'amélioration continue.
- La prévention des pollutions.
- La conformité réglementaire.

Un programme environnemental doit être établi par l'exploitant. Ce programme environnemental va rappeler les objectifs, les cibles visées, les performances d'amélioration souhaitées, les moyens à mettre en œuvre, les responsables et les délais retenus pour atteindre les objectifs.

## Conclusion :

D'après l'étude d'impact sur l'environnement le fonctionnement du barrage Boukmouri :

- Il n'aura aucun effet dommageable direct sensible sur l'environnement et en particulier sur les sites et paysages, la faune, la flore, les milieux naturels et les équilibres biologiques, sur la commodité du voisinage (bruits, vibrations, fumées, émissions lumineuses....).
- il aura des impacts sociaux sur la population concerné par le déplacement forcé et ça concerne environ 20 familles.

## CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce projet s'est révélé très enrichissant ou il a consisté en une approche concrète du métier d'ingénieur. Le thème de travail intitulé 'Etude des variantes de la digue de barrage BOUKMOURI wilaya de Médéa', nous a permis d'appliquer nos connaissances en hydraulique, hydrologie, géologie, hydrogéologie et géotechnique à un domaine pratique (Construction des ouvrages hydrotéchnique), le long de ce travail nous avons pris le chapitre synthèse de l'étude de faisabilité de projet comme notre appuie, car il présente une vision générale de toutes les parties d'étude d'ailleurs il décrit les résultats trouvées de l'étude préliminaire. Ce qu'on a pu développer dans cette étude est bien détailler (détailles de chaque variante proposé), analyser (percoler dans la variante choisie (côté technique)) et estimer (voir le coté économique, quantitatif de la variante choisie).

Selon (Mounia, 2020), « les barrages Beni Slimane et Boughezoul ne sont pas suffisant pour alimenter les citoyens de la wilaya de Médéa car y'on a 9 nouvelles commune, parmi ces communes ; Slimane Rai cite Bouaichoune, El-Aissaouia, Derrag, Azziz, Oum-Djellil et Ouled Bouachraa, ce que l'ANBT a déclaré : 9 nouvelles communes seront alimentées prochainement à partir d'un système de transfert des eaux du barrage de "Koudiate Acerdoune" (Bouira), dans le but de "sécuriser" l'approvisionnement en eau potable ». Ce qui visualise l'importance de la construction de barrage Boukmouri, avec l'augmentation de la demande en eaux potable de la wilaya de Médéa, et pour avoir un équilibre entre demande et offre il est indispensable de prendre en considération l'idée d'implanter un nouveau barrage qui va diminuer le stress hydrique et encore qui va baisser la charge de barrage de Koudiate Acerdoune (Bouira). On ne peut pas oublier que la wilaya de Médéa est une région agricole, cette localité dispose d'une surface agricole totale de l'ordre de 773.541 Ha donc on peut voir l'ampleur de construction de barrage Boukmouri.

Nous avons opté pour une digue en enrochement à noyau argileux d'une hauteur de 39 m correspondants à un volume du réservoir de l'ordre 23.97 $Mm^3$. Pour assumer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité de citoyen Algérien, nous avons fait un calcul de stabilité de la digue face aux infiltrations dans le but est prévenir contre phénomène de renard.

A savoir :

- Grâce à la capacité de sa retenue, le barrage peut assurer la pérennité de l'alimentation en eau, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures, l'amélioration de la production, et le développement des industries induites.
- Les résultats de calculs confirment que la digue du barrage ne pose aucun problème ou difficulté technique.
- La réalisation du barrage de Boukmouri offrira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, que ce soit à court terme durant la phase de construction ou à long terme une fois le barrage en exploitation.

En fin, On peut dire que cette étude nous a permis de toucher tout ce qui concerne l'étude de la digue tout en se basant sur les théories acquises tout le long de notre cursus universitaire. On souhaite que ce travail présente vraiment les efforts qu'on a mis à disposition pour l'effectuer.

# Référence bibliographique

*Livre PDF | Manuel Pratique d'hydrologie Touaibia bénina*. (s. d.). Consulté 10 mai 2021, à l'adresse https://www.hydraulicspot.online/2020/05/manuel-pratique-dhydrologie-touaibia.html

Meddi, M. (2015). CONTRIBUTION A L'ETUDE DU TRANSPORT SOLIDE EN ALGERIE DU NORD. *Larhyss Journal*, *24*, 315‑336.

Mihoubi, M. K. (2019). *MANUEL DE DIMENSIONNEMENT DES BARRAGES EN MATERIAUX LOCAUX* (2.02.5980). Office des Publications Universitaires: 03- 2020.

Mounia, B. (s. d.). *Neuf nouvelles communes à Médéa seront alimentées par le barrage de Koudiate Acerdoune*. Consulté 27 août 2021, à l'adresse https://www.aps.dz/regions/113248-medea-neuf-nouvelles-communes-bientot-alimentees-a-partir-du-barrage-de-koudiate-acerdoune

*Prix en Algérie de $m^3$ de Poutre en béton armé. Générateur de prix de la construction. CYPE Ingenieros, S.A.* (2021). http://www.algerie.prix-construction.info/renovation/Structure_et_gros_oeuvre/Poteaux__poutres_et_ossatures/Beton_coule_en_place/Poutre_en_beton_arme.html

# Annexe

# Annexe I : Etude géotechnique

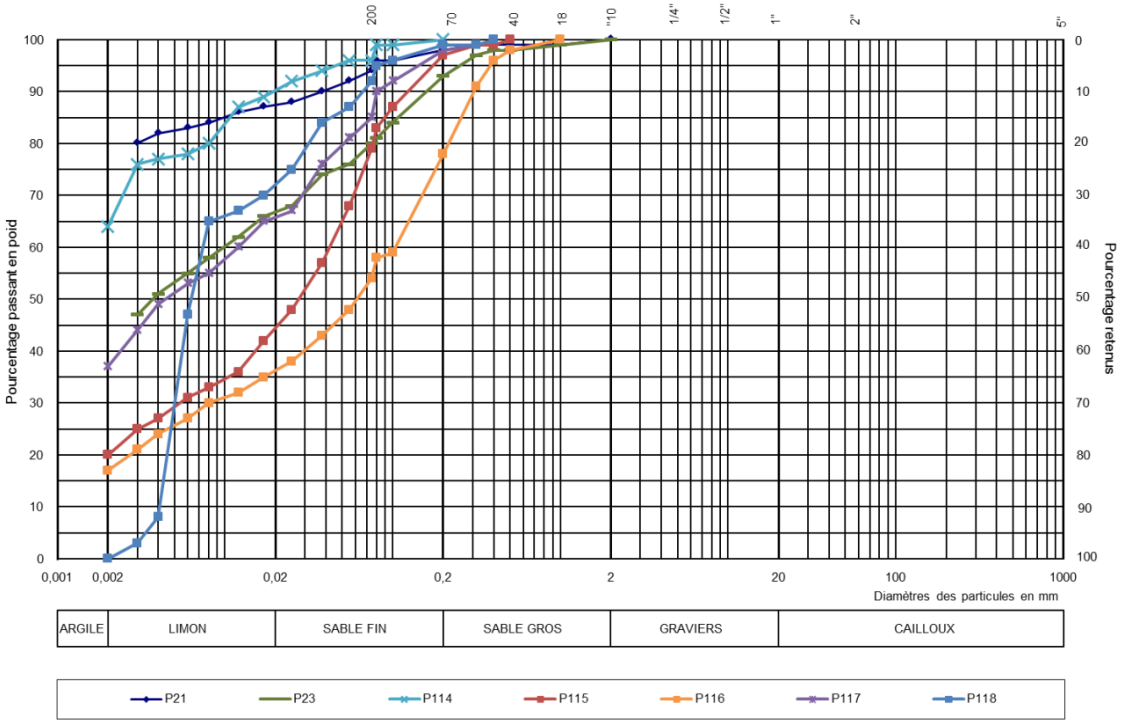



**Figure 01 – Courbes granulométriques des argiles de la zone d'emprunt EA1**

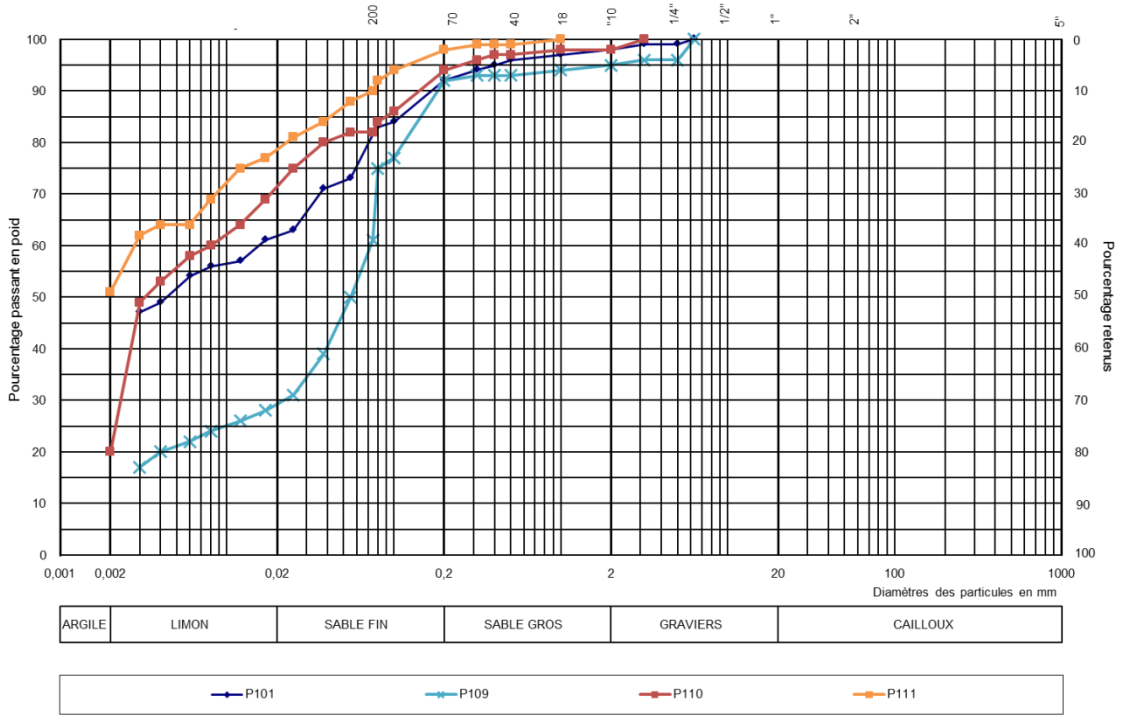



**Figure 02– Courbes granulométriques des argiles de la zone d'emprunt EA2**

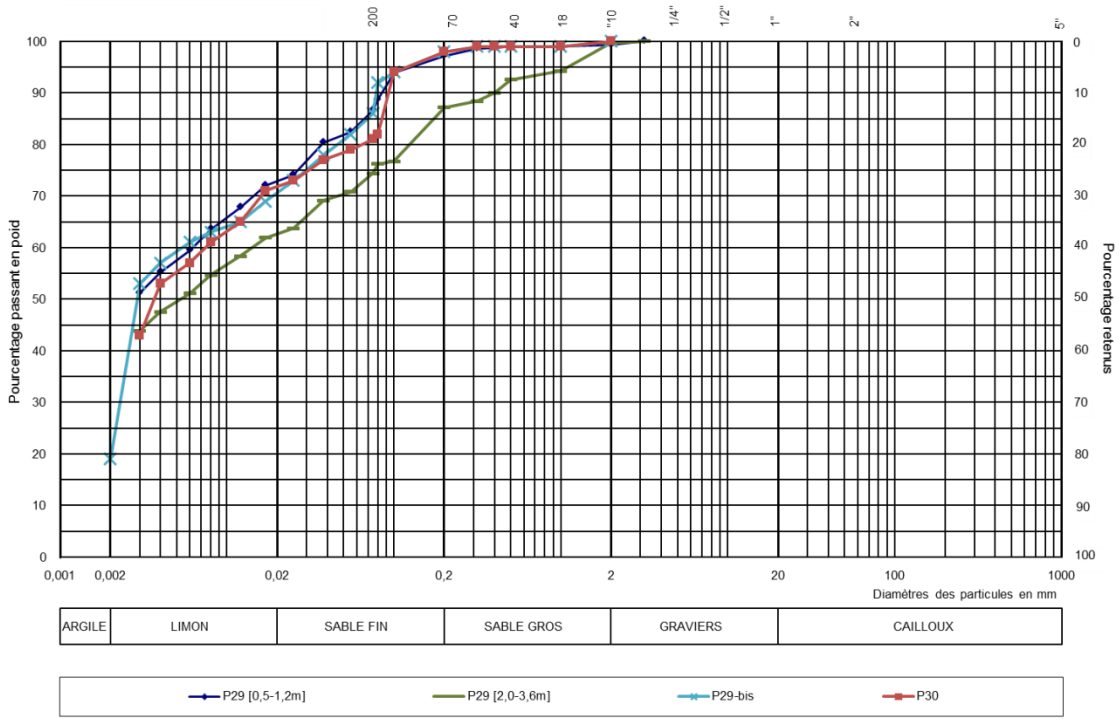



**Figure 03 – Courbes granulométriques des argiles de la zone d'emprunt EA3**

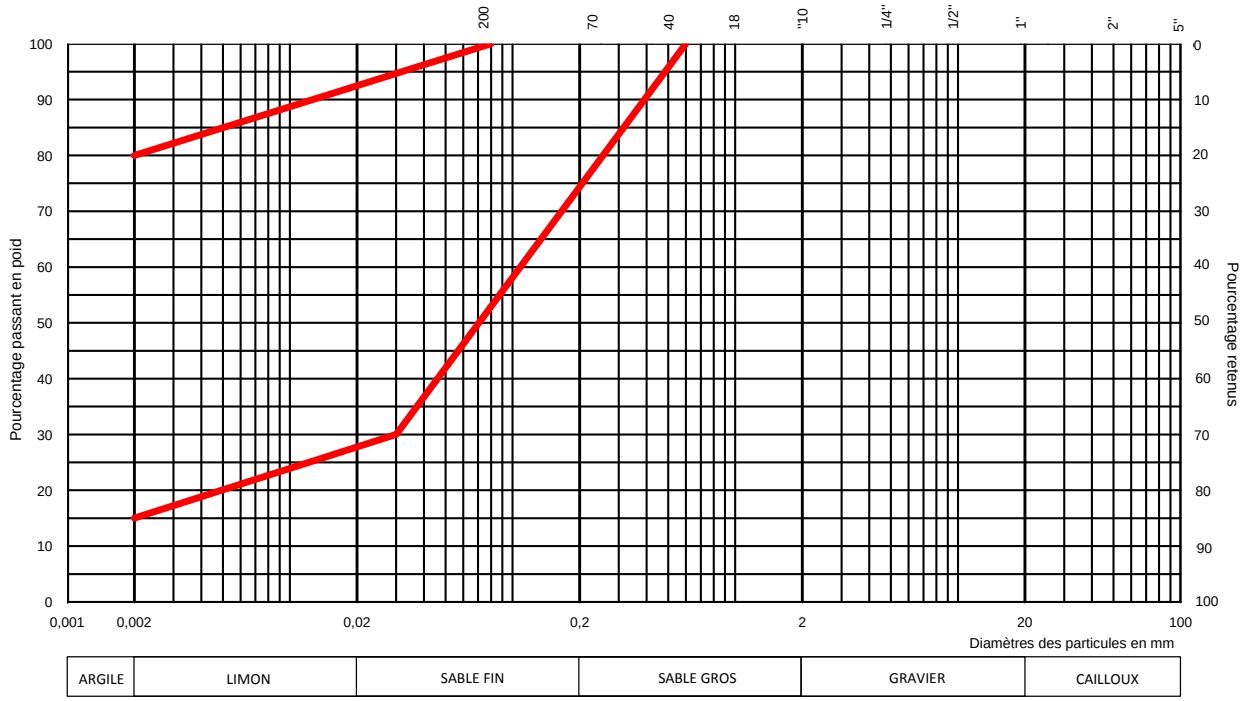



**Figure 04 – Fuseau granulométrique des matériaux pour le noyau**

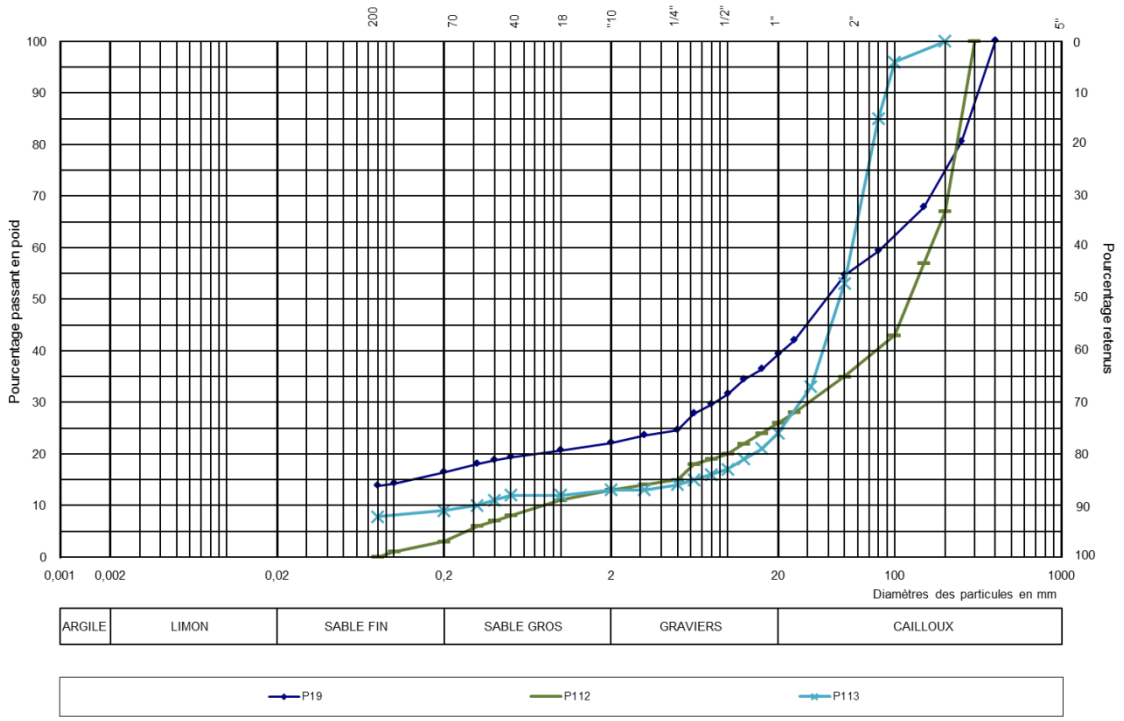



*Figure 05 – Courbes granulométriques des échantillons de la zone d'emprunt ER1*

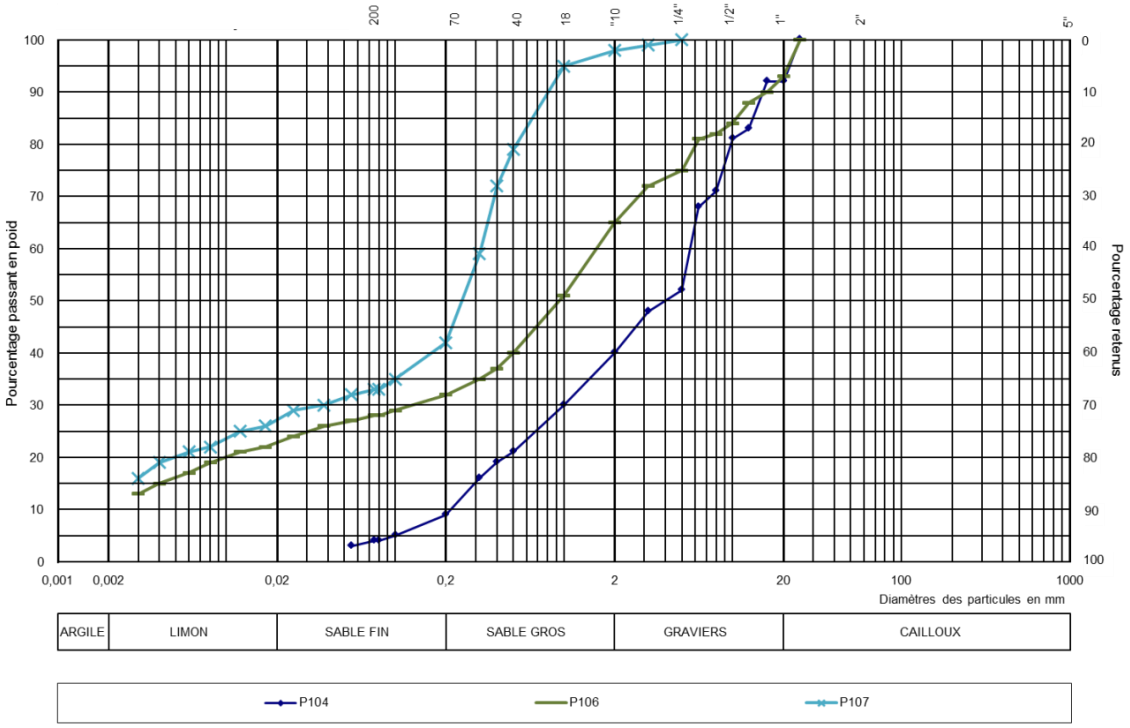



*Figure 06 – Courbes granulométriques des échantillons de la zone d'emprunt ES1*

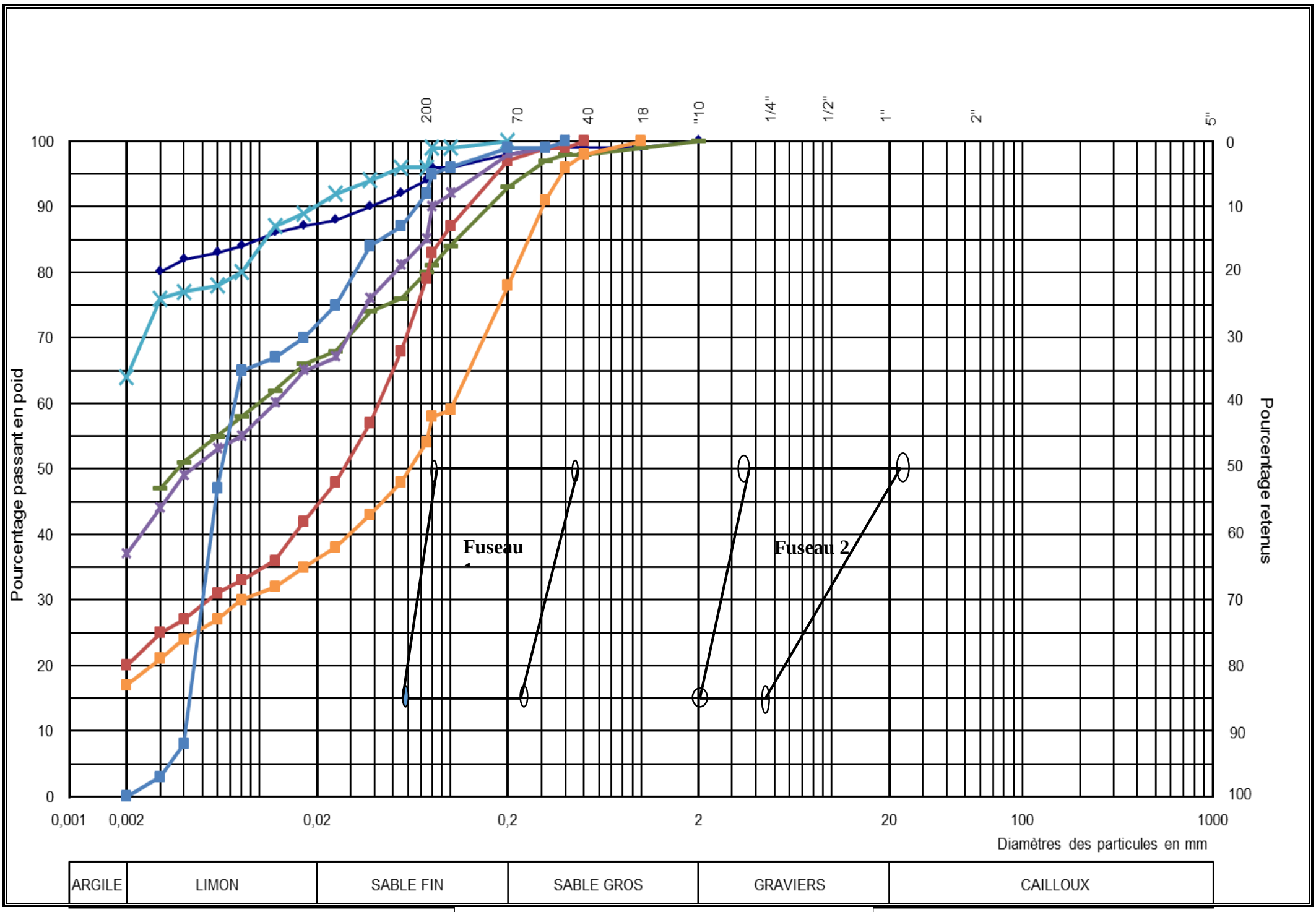



**Figure 07 : Fuseaux granulométrique de filtre**

# *Annexe II : Etude hydrologique*

**Tableau 01: Apports annuels du barrage Deurdeur**

| Année | Sep | Oct | Nov | Déc | Jan | Fev | Mar | Avr | Mai | Juin | Juil | Aout | Moyenne |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1995-1996 | 0.187 | 0.813 | 0.031 | 0.031 | 0.031 | 6.618 | 8.23 | 5.521 | 7.895 | 1.807 | 0.000 | 0.025 | 31.19 |
| 1996-1997 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.533 | 0.028 | 0 | 2.511 | 0.338 | 0 | 0 | 0 | 3.41 |
| 1997-1998 | 1.654 | 1.004 | 4.578 | 2.929 | 0.194 | 0.028 | 0.031 | 0.394 | 4.323 | 3.796 | 6.417 | 11.131 | 36.48 |
| 1998-1999 | 12.974 | 4.058 | 3.189 | 0.144 | 5.085 | 6.184 | 14.844 | 2.322 | 7.679 | 10.5 | 9.385 | 9.46 | 85.82 |
| 1999-2000 | 4.331 | 5.106 | 2.671 | 4.281 | 0.893 | 0.6 | 2.6 | 1.76 | 4.029 | 1.422 | 0.297 | 5.777 | 33.77 |
| 2000-2001 | 1.872 | 3.996 | 6.404 | 1.192 | 11.857 | 4.117 | 1.648 | 3.777 | 2.699 | 2.002 | 1.742 | 2.402 | 43.71 |
| 2001-2002 | 2.396 | 4.39 | 1.41 | 0 | 0.213 | 0.369 | 0.369 | 0.679 | 3.446 | 4.455 | 2.275 | 0.415 | 20.42 |
| 2002-2003 | 1.01 | 0.227 | 1.548 | 0.906 | 9.97 | 16.589 | 5.875 | 3.867 | 2.171 | 1.958 | 2.433 | 4.668 | 51.22 |
| 2010-2011 | 0.034 | 0.513 | 0.549 | 0.999 | 1.109 | 6.56 | 3.833 | 0.32 | 4.311 | 0.867 | 0.419 | 0.102 | 19.62 |
| 2011-2012 | 0.083 | 0.213 | 0.871 | 0.586 | 0.711 | 5.702 | 6.934 | 19.225 | 2.192 | 1.542 | 0.027 | 1.239 | 39.33 |
| 2012-2013 | 1.033 | 0.875 | 1.691 | 1.177 | 3.157 | 6.829 | 5.182 | 4.471 | 4.164 | 0.908 | 0.276 | 1.294 | 31.06 |
| 2013-2014 | 1.158 | 4.33 | 1.775 | 1.026 | 2.337 | 2.042 | 19.061 | 2.167 | 0.803 | 2.321 | 1.626 | 1.72 | 40.37 |
| Moyenne | 2.23 | 2.13 | 2.06 | 1.11 | 3.01 | 4.64 | 5.72 | 3.92 | 3.67 | 2.63 | 2.07 | 3.19 | 36.40 |

## Annexe III : Etude de stabilité

### Fin de construction (Talus amont)

**R = 106.596**

| N° | b | $h_1$ | $h_2$ | $h_3$ | $h_4$ | Sina | Cosa | G | N | T | N,tgj | l | C | CL |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| -1 | 11 | 4,64 | 0 | 6,04 | 0 | -0,10 | 0,99 | 238,74 | 237,54 | -23,87 | 191,47 | 11,06 | 3,43 | 37,97 |
| 0 | 11 | 9,03 | 0 | 6,6 | 0 | - | 1,00 | 352,34 | 352,34 | 5,00 | 287,04 | 11,00 | 3,58 | 39,36 |
| 1 | 11 | 13,43 | 0 | 6,02 | 0 | 0,10 | 0,99 | 441,35 | 439,14 | 44,13 | 360,72 | 11,06 | 3,69 | 40,80 |
| 2 | 11 | 17,83 | 0 | 4,31 | 0 | 0,20 | 0,98 | 505,74 | 495,53 | 101,15 | 410,45 | 11,23 | 3,81 | 42,72 |
| 3 | 11 | 20,81 | 0 | 1,41 | 0 | 0,30 | 0,95 | 511,42 | 487,86 | 153,43 | 407,95 | 11,53 | 3,94 | 45,39 |
| 4 | 11 | 21,64 | 0 | 0 | 0 | 0,40 | 0,92 | 499,88 | 458,15 | 199,95 | 384,85 | 12,00 | 4,00 | 48,01 |
| 5 | 11 | 19,57 | 0 | 0 | 0 | 0,50 | 0,87 | 452,07 | 391,50 | 226,03 | 328,86 | 12,70 | 4,00 | 50,81 |
| 6 | 11 | 15,71 | 0 | 0 | 0 | 0,60 | 0,80 | 362,90 | 290,32 | 217,74 | 243,87 | 13,75 | 4,00 | 55,00 |
| 7 | 11 | 9,33 | 0 | 0 | 0 | 0,70 | 0,71 | 215,52 | 153,91 | 150,87 | 129,29 | 15,40 | 4,00 | 61,61 |

### Fin de construction (Talus aval)

**R = 99.199**

| N° | b | $h_1$ | $h_2$ | $h_3$ | $h_4$ | Sina | Cosa | G | N | T | N,tgj | l | C | CL |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| -1 | 10 | 3,71 | 0 | 7,28 | 0 | -0,1 | 0,99 | 222,05 | 220,94 | -22,21 | 176,81 | 10,05 | 3,34 | 33,54 |
| 0 | 10 | 7,71 | 0 | 7,79 | 0 | 0 | 1,00 | 316,15 | 316,15 | 5,00 | 256,03 | 10,00 | 3,50 | 34,97 |
| 1 | 10 | 10,52 | 0 | 7,28 | 0 | 0,1 | 0,99 | 365,06 | 363,23 | 36,51 | 296,20 | 10,05 | 3,59 | 36,09 |
| 2 | 10 | 14,51 | 0 | 5,75 | 0 | 0,2 | 0,98 | 418,56 | 410,10 | 83,71 | 337,50 | 10,21 | 3,72 | 37,93 |
| 3 | 10 | 18,51 | 0 | 3,14 | 0 | 0,3 | 0,95 | 450,88 | 430,11 | 135,26 | 357,55 | 10,48 | 3,85 | 40,41 |
| 4 | 10 | 21,88 | 0 | 0 | 0 | 0,4 | 0,92 | 459,48 | 421,12 | 183,79 | 353,74 | 10,91 | 4,00 | 43,64 |
| 5 | 10 | 20,77 | 0 | 0 | 0 | 0,5 | 0,87 | 436,17 | 377,73 | 218,09 | 317,30 | 11,55 | 4,00 | 46,19 |
| 6 | 10 | 17,58 | 0 | 0 | 0 | 0,6 | 0,80 | 369,18 | 295,34 | 221,51 | 248,09 | 12,50 | 4,00 | 50,00 |
| 7 | 10 | 12,19 | 0 | 0 | 0 | 0,7 | 0,71 | 255,99 | 182,81 | 179,19 | 153,56 | 14,00 | 4,00 | 56,01 |

## Vidange rapide (Talus amont)

**R = 91.837**

| N° | b | $h_1$ | $h_2$ | $h_3$ | $h_4$ | Sina | Cosa | G | N | T | N,tgj | l | C | CL | (N-U*L)tgphi |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| -2 | 9,19 | 0 | 0 | 7,41 | 4,27 | -0,20 | 0,98 | 122,25 | 119,78 | -24,45 | 60,36 | 9,38 | 0,00 | 0 | 60,36 |
| -1 | 9,19 | 0 | 0 | 8,8 | 7,94 | -0,10 | 0,99 | 181,57 | 180,66 | 5,00 | 101,45 | 9,24 | 0,00 | 0 | 101,45 |
| 0 | 9,19 | 0 | 0 | 9,27 | 11,64 | 0,00 | 1,00 | 232,81 | 232,81 | 0,00 | 140,89 | 9,19 | 0,00 | 0 | 140,89 |
| 1 | 9,19 | 0 | 0 | 9,15 | 15,31 | 0,10 | 0,99 | 278,25 | 276,86 | 27,83 | 177,70 | 9,24 | 0,00 | 0 | 177,70 |
| 2 | 9,19 | 0 | 0 | 7,41 | 18,99 | 0,20 | 0,98 | 308,93 | 302,69 | 61,79 | 209,26 | 9,38 | 0,00 | 0 | 209,26 |
| 3 | 9,19 | 0 | 0 | 5,04 | 21,22 | 0,30 | 0,95 | 315,43 | 300,90 | 94,63 | 222,17 | 9,63 | 0,00 | 0 | 222,17 |
| 4 | 9,19 | 0 | 0 | 1,6 | 24,28 | 0,40 | 0,92 | 322,63 | 295,69 | 129,05 | 238,70 | 10,03 | 0,00 | 0 | 238,70 |
| 5 | 9,19 | 0 | 0 | 0 | 24,31 | 0,50 | 0,87 | 308,30 | 267,00 | 154,15 | 224,28 | 10,61 | 0,00 | 0 | 224,28 |
| 6 | 9,19 | 0 | 0 | 0 | 21,31 | 0,60 | 0,80 | 270,26 | 216,21 | 162,15 | 181,61 | 11,49 | 0,00 | 0 | 181,61 |
| 7 | 9,19 | 0 | 0 | 0 | 16,49 | 0,70 | 0,71 | 209,13 | 149,35 | 146,39 | 125,45 | 12,87 | 0,00 | 0 | 125,45 |