

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2020

Mémoire de Master

Filière : Hydraulique

Spécialité : Ouvrages hydraulique

Thème

**ETUDE DE FAISABILITE D'UNE RETENUE
COLLINAIRE SUR OUED TAGHIT COMMUNE
DE AIN ZAATOUTE WILAYA DE –BISKRA-**

Nom et Prénom de l'étudiant :
BENBOUZID Abdelhadi

Encadreur : LOUGHRAICHI Yazid

Année universitaire : 2019 - 2020

Remerciement

Tout d'abord, nous remercions le bon Dieu, notre créateur de nous avoir donné la force, la volonté et le courage afin d'accomplir ce travail modeste.

Nous adressons le grand remerciement à nos parents et à notre encadreur **Mr Loughraichi Yazid** pour ses conseils et dirigés du début à la fin de ce travail.

Nous tenons également à remercier les membres de jury pour l'honneur qui nous ont fait en acceptant de siéger à notre soutenance.

Finalement, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à nos familles qui nous ont toujours soutenues, à nos proches, nos collègues, nos amis et à tous ceux qui ont participé à la réalisation de ce mémoire.

Ainsi que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation.

Dédicace

Merci Allah de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve.

Je dédie ce modeste travail :

A l'homme de ma vie, mon chère papa ;

Pour ton amour, pour tes sacrifices, pour ton soutien tout au long de mes études j'espère être la source de ta fierté .que ce travail soit un modeste témoignage de mon éternelle reconnaissance. Que dieu te garde pour nous mon source de joie et de bonheur.

A ma très chère maman ;

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour moi instruction et mon bien-être .je vous remercie pour tous le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours Puisse Dieu, le très haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie.je t'aime MAMA.

A tous mes amies, mes proches et mes collègues.

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce travail soit possible, je vous dis merci beaucoup.

في إطار الإستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية و ترقيتها، تعمل الدولة على

تخزين أكبر كمية من المياه. لذا تقوم الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات بدراسة و بناء عدد كاف من السدود والحواجز المائية.

إن هذه الدراسة تتعلق بالتقدير الدقيق للمتطلبات الهندسية والاختيار الأمثل للمنشآت و مواقعها وجميع ملحقاتها ومحيطها.

هكتار في مدينة عين زعوط ، والتي 47 في إطار مذكرتنا هذه تناولنا دراسة تفصيلية لحاجز مائي بولاية بسكرة من اجل سقي تتضمن عدة جوانب منها الدراسة الطبوغرافية ، جيولوجية و هيدرولوجية و دراسة للنماذج من أجل تحديد النموذج الأمثل لجسم السد بتنظيم الورشة. الذي سننجزه و دراسة ثباته. ثم أتمنها

Résumé :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de développement du secteur de l'hydraulique par la mobilisation de la ressource en eau, l'ANBT s'est vue attribuer la charge de réaliser des barrages, des retenues collinaires et des transferts.

Pour notre étude, le choix et le dimensionnement des ouvrages de stockage méritent d'être approfondis. Ainsi, les recherches que nous avons menées dans ce mémoire sont une étude d'exécution d'une retenue collinaire dans la Wilaya de Biskra commune d'Ain Zaatout destinée à l'irrigation de 47 ha. Le travail consiste en une étude topographique, géologique, hydrologique et une étude des variantes pour fixer le choix du type de la digue la plus adéquate et vérifier sa stabilité. En fin du travail, une étude est consacrée à l'organisation de chantier.

Abstract:

Within the framework of the national strategy aimed at preserving water resource, the Algerian state works to store the largest quantity of water. Therefore, the National Agency for dams and transfers studies and builds the largest possible number of dams and small dams.

This work considers these facilities in terms of accurate estimate of the engineering requirements and choice of sites and study all the accessories and surroundings. We have made a study of a dam in the State of Biskra – city Ain Zaatout - has for the irrigation of 47 hectares. We studied topographical, geological and hydrological aspects of the models in order to determine the ideal model for the body of the dam and check it stability. The complete the study, We organized the workshop and the protection and security of work accidents.

sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Généralité sur les barrages

| | |
|---|----|
| I -1) Introduction | 1 |
| I -2) Définition du barrage | 1 |
| I -3) Différents types de barrage..... | 1 |
| I -3-1) barrages rigides (en béton ou en maçonnerie) | 2 |
| I -3-1-1) Barrage-poids | 2 |
| I -3-1-2) Barrages voûtes | 4 |
| I -3-1-3) Barrages à contreforts | 5 |
| I -3-2) Barrages souples (en remblai ou digues) | 6 |
| I -3-2-1) Barrages en terre | 7 |
| 1. Barrage en terre homogène | 8 |
| 2. barrage zoné avec noyau étanche | 8 |
| 3. Barrage à masque amont | 9 |
| I -3-2-2) barrages en enrochement | 10 |
| I -4) l'évacuation de crues | 10 |
| I -4-1) Définition d'évacuateur de c rues | 11 |
| I -4-2) Différents types d'évacuateurs de crues de barrages | 11 |
| I -4-2-1) Evacuateur de surface | 11 |
| I-4- 2-1-1) Evacuateur latéral | 12 |
| I-4-2-1-2) Evacuateur frontal | 13 |
| I -4-2-2) Evacuateur en charge | 14 |
| I -4-2-2-1) Evacuateur en puits | 15 |
| I -4-2-2-2) Evacuateur en siphon | 17 |
| I -5) Le déversoir | 17 |
| I -5-1) Classification des déversoirs | 18 |
| I -5-1-1) Déversoirs rectilignes | 18 |

| | |
|--|----|
| I -5-1-1-1) Différentes formes des déversoirs rectilignes | 19 |
| I -5-1-2) Déversoirs non rectiligne | 22 |
| I-5-1-2-1) Différentes formes des déversoirs non rectilignes | 23 |
| I-6) Conclusion | 25 |

Chapitre II : Etude hydrologique

| | |
|--|----|
| II-1 Introduction..... | 28 |
| II-1-1 OBJET DE L'ETUDE..... | 28 |
| II-2 DONNEES HYDROLOGIQUES DISPONIBLES..... | 29 |
| II-2-1Données pluviométriques..... | 29 |
| II-2-2Données hydrométriques | 29 |
| II-3 SITUATION GEOGRAPHIQUE..... | 29 |
| II-4 RELIEF ET PENTE..... | 30 |
| II-5 VEGETATION..... | 30 |
| II-6 Caractéristiques morphologiques du bassin versant étudié..... | 31 |
| II-6-1 Caractéristiques physiographiques du bassin versant..... | 31 |
| II-6-1-1 Surface du bassin versant..... | 31 |
| II-6-1-2 Périmètre du bassin versant..... | 32 |
| II-6-1-3 Longueur du talweg principal..... | 32 |
| II-6-2 Formules morphométriques..... | 32 |
| II-6-2-1 Indice de compacité de Gravelius "KC"..... | 32 |
| II-6-2-2Rectangle équivalent..... | 33 |
| II-6-2-3 Indice de pente globale I_g (m/km)..... | 33 |

| | |
|--|----|
| II-6-2-4 Vitesse de propagation de la crue (km/heure)..... | 34 |
| II-6-2-5 Pente moyenne..... | 34 |
| II-6-3-Répartition Hypsométrique du bassin versant..... | 34 |
| II-6-3-1 Le relief..... | 34 |
| II-6-3-2 Altitude moyenne | 38 |
| II-6-3-3 Altitude médiane | 38 |
| II-6-4 Les indices des pentes..... | 38 |
| II-6-4-1 Indice de pente globale I_g :..... | 38 |
| II-6-4-2 Indice de pente de Roche | 39 |
| II-6-4-3 Indice de pente moyenne I_{pm} | 39 |
| II-6-4-4 Pente moyenne du bassin versant..... | 39 |
| II-6-5 Classification du relief | 40 |
| II-7 Caractéristiques climatiques du bassin versant..... | 40 |
| II-7-1 TEMPERATURES..... | 40 |
| II-7-2 EVAPORATION..... | 42 |
| II-7-3 HUMIDITE..... | 43 |
| II -8 LE VENT..... | 43 |
| II -9 PRECIPITATIONS..... | 44 |
| II -9-1 Données disponibles :..... | 44 |
| II -9-2 Pluies annuelles :..... | 44 |
| II-10 ETUDE DES CRUES..... | 45 |

| | |
|---|----|
| II-10-1 Temps de concentration : T_c | 45 |
| II-10-2 Etude des pluies journalières de différentes fréquences..... | 45 |
| II-11 Pluies de courte durée..... | 51 |
| II-11-1 Débits maximums..... | 52 |
| II -12 VOLUMES ET HYDROGRAMMES DE CRUE..... | 54 |
| II -13 Etude des apports | 55 |
| II -13 -1 Apports moyens annuels..... | 55 |
| II-13-2 Variabilité de l'apport: coefficient de variatio..... | 58 |
| II-13-3 Etude fréquentielle des apports liquides..... | 58 |
| II-14 ETUDE DES APPORTS SOLIDES..... | 59 |
| II-15 ETUDE DE LA REGULARISATION..... | 60 |
| II-15 -1 Objectifs et méthodologie..... | 60 |
| II-15 -2 Paramètres de base de l'étude de la régularisation..... | 60 |
| II-15 -2-1 Apports liquides mensuels..... | 60 |
| II-15 -2-3 Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation | 63 |
| II-15 -2-4 Répartition de l'évaporation (en %)...... | 63 |
| II-15 -2-5 Régularisation de la retenue | 65 |
| II-15 -3 RESULTATS ET CONCLUSIONS..... | 67 |
| II-16 ETUDE DE LAMINAGE DES CRUES..... | 68 |
| II-16-1 Paramètres utilisés dans le calcul de laminage | 68 |
| II-16-1 -1 Courbe surface capacité..... | 68 |

| | |
|--|----|
| II-16-1 -2 Type de déversoir..... | 68 |
| II-16-2 RESULTATS ET CONCLUSIONS DU LAMINAGE..... | 69 |
| II-17 Résultats de Laminage de la crue centennale | 71 |
| II-17-1 Résultats de Laminage de la crue MELLENNALE..... | 75 |
| Conclusion | 79 |

Chapitre III étude de la digue

| | |
|---|----|
| III -1) Introduction..... | 81 |
| III -1-2) Choix du site de la retenue..... | 81 |
| III -2) ANALYSE ET SYNTHESE DE L'ETUDE DU LAMINAGE DES CRUES | 81 |
| III -3) DIMENSIONNEMENT DE LA CRETE..... | 82 |
| III -3-3) Calcul du niveau de la crête de la digue en prenant en considération les contraintes dues au séisme :..... | 82 |
| III -3-2) Calcul de la hauteur de montée de la vague (revanche) : | 83 |
| III -3-1) Niveau en crête de la digue..... | 83 |
| III -3-4) Largeur en crête de la digue..... | 84 |
| III -4) Protection de la digue..... | 86 |
| III -4-1) Protection des talus..... | 86 |

| | |
|---|-----|
| III -4-3) Protection du talus amont : | 87 |
| III -4-2) Pentes des talus amont et aval de la digue..... | 88 |
| III -4-4) Protection du talus aval : | 89 |
| III -5) TASSEMENT DE LA RETENUE COLLINAIRE..... | 89 |
| III -6) DRAINAGE ET INFILTRATION DE LA DIGUE..... | 89 |
| III -6-1) Drainage..... | 89 |
| III -6-1-1) Choix Du Type De Drainage | 90 |
| III -6-1-2) Dimensionnement du prisme de drainage | 90 |
| III 6-2) Noyaux et diaphragmes..... | 90 |
| III -7) Infiltration | 92 |
| III -7-1) introduction : | 92 |
| III -7-2) Règles générales de dimensionnement des filtres | 93 |
| III -7-3) Vérification de la résistance d'infiltration..... | 95 |
| III -7-3-1) Corps de la digue..... | 95 |
| III -8) Etude de stabilité..... | 96 |
| III -8-1) Généralités sur la stabilité des barrages (Talus) | 97 |
| III -8-2) Ordre de calcul (Méthode de Fandeer) | 99 |
| III -8-3) Calcul des forces appliquées à chaque tranche | 101 |
| III -8-4) Calcul du coefficient de sécurité par FELLENIUS pour les différents types de fonctionnement | 102 |
| Conclusion | 104 |

Chapitre IV : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

| | |
|---|-----|
| IV-1) Introduction | 106 |
| IV-2) Les évacuateurs de crues | 106 |
| IV-2-1) Critères de choix de l'évacuateur de crue | 106 |
| IV-2-2) Différents types des évacuateurs de crues. | 107 |
| IV-2-3) Choix de la variante | 107 |
| IV-3) CALCUL HYDRAULIQUE DE L'EVACUATEUR DE CRUE..... | 107 |
| IV-3-1) Calcul hydraulique du canal d'approche | 107 |
| IV-3-2) Calcul hydraulique du Seuil..... | 109 |
| IV-3-2-1) Débit de déversement du seuil..... | 110 |
| IV-3-2-2 Dimensionnement de seuil déversoir | 110 |
| IV-3-3) Calcul hydraulique de Coursier..... | 110 |
| IV-3-3-1) La longueur « L » du convergent..... | 110 |
| IV-3-3-2) Détermination de la hauteur normale h_n , h_c et I_c de coursier..... | 111 |
| IV-3-3-3) La pente critique | 112 |
| IV-3-4) Calcul hydraulique de bassin d'amortissement..... | 112 |
| IV-3-4-1) Dimensionnement de bassin d'amortissement | 112 |

| | |
|---|-----|
| IV-3-5) Canal de fuite..... | 113 |
| IV-3-6) CALCUL HYDRAULIQUE DE LA PRISE D'EAU ET VIDANGE DE FOND..... | 115 |
| IV-3-6-1) Calcul de la grille principale du puisard d'entrée..... | 115 |
| IV-3-6-2) Calcul du temps de vidange de la retenue..... | 116 |
| Conclusion | 117 |

CHAPITRE V : ORGANISATION DE CHANTIER

| | |
|--|-----|
| V-1)Introduction..... | 120 |
| V-2) Installation de chantier..... | 120 |
| 1-Installations destinées au personnel..... | 120 |
| 2- Installations destinées au stockage des matériaux..... | 120 |
| 3- Installations destinées à la réparation des engins..... | 121 |
| 4- Installations pour la préfabrication..... | 121 |
| V-3) Ordre d'exécution des travaux..... | 121 |
| V.3-1) Successions des opérations du chantier..... | 121 |
| V-4) Besoins mécaniques des principaux travaux..... | 122 |
| 1. Travaux de terrassement..... | 122 |
| 2. Excavation de la fouille..... | 122 |
| 3. Exécution de la digue..... | 123 |
| 4. Exécution de l'évacuateur de crues..... | 123 |
| V-5) Rendement des différents engins..... | 123 |

| | |
|---|------|
| V-6-) Planification..... | 126 |
| V-6 -1) Définition..... | 126 |
| V-6-2) Techniques de la planification..... | 126 |
| V-6-2-1) Méthodes basées sur le réseau..... | 126 |
| V-6-2-1-1) Définition du réseau..... | 126 |
| V-6-2-1-2) Construction du réseau..... | 127 |
| V-6-2-1-3) Différentes méthodes basées sur le réseau..... | 127 |
| V-6-2-1-3-1) Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)..... | 127 |
| V-6-2-1-3-2) Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technic)..... | 128 |
| V-6-2-1-3-3) Methode P.D.M (PROCEDURE DIAGRAM METHOD)..... | 128 |
| V-6.2.2) Méthodes basées sur le graphique..... | 128 |
| V-6.2.2.1) Méthode linéaire (ligne of balance technico)..... | 128 |
| V-6.2.2.2) Methode à barre..... | 128 |
| V-6.2.3) les étapes de la planification..... | 129. |
| V-6.2.3.1) la collecte d'informations..... | 129 |
| V-6.2.3.2) la décomposition du projet..... | 129 |
| VI.6.2.3.3) relations entre les tâches..... | 129 |
| V-6.2.3.4) choix de la méthode de calcul..... | 129 |
| V-6.3) les paramètres de la méthode C.P.M..... | 129 |
| V-6.3.1) Chemin critique (C.C)..... | 130 |
| V-6.3.2) Attribution des durées de chaque opération..... | 131 |
| V-6.4) Les plannings..... | 131 |
| V-6.4.1) Plan de travail au plus tôt..... | 131 |

| | |
|--|-----|
| V-6.4.2) Plan de travail au plus tard : (PTPP)..... | 131 |
| V-6.4.3) Plan de travail intermédiaire..... | 132 |
| V-7) Délai de construction et programme des travaux..... | 132 |
| V-8) SYMBOLES DES DIFFERENTES OPERATIONS..... | 133 |
| V-9) CONCLUSION GENERALE..... | 134 |
| V-9) RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES..... | 135 |
| V-9-1) Abréviations..... | 137 |

LISTE DES FIGURES

| | |
|--|----|
| Figure (I-1) : Les types des barrages..... | 2 |
| Figure (I-2) : Coupe transversale d'un barrage poids | 3 |
| Figure (I-3) : Barrage voûte de Monteynard (Isère, France) | 4 |
| Figure (I-4) : Barrage à contreforts de d'Albertville , Rhône -Alpes, France (1955-1962). | 5 |
| Figure (I-5) : Les différents types de barrage en remblai..... | 7 |
| Figure (I-6) : Barrage homogène. | 8 |
| Figure (I-7) : Barrage zoné avec noyau vertical. | 9 |
| Figure (I-8) : Barrage à masque amont..... | 9 |
| Figure (I-9) : Profil d'un barrage en enrochement. | 10 |
| Figure (I-10) : Évacuateur de crues de surface. | 12 |
| Figure (I-11) : Evacuateur latéral (Barrage Hamam Boughrara)..... | 13 |
| Figure (I-12) : Evacuateur frontal. | 14 |
| Figure (I-13) : Évacuateur de crues en charge. | 14 |
| Figure (I-14) : Evacuateur en puits. | 15 |
| Figure (I-15) : Evacuateur en siphon | 15 |
| Figure (I-16) : Évacuateur en puits circulaire. | 16 |
| Figure (I-17) : Evacuateur en puits marguerite. | 17 |
| Figure (I-18) : Déversoir triangulaire à paroi mince..... | 18 |

| | |
|--|-----------|
| Figure (I-19) : Déversoir rectiligne à échancrure rectangulaire..... | 19 |
| Figure (I-20) : Types de déversoirs : | 19 |
| Figure (I-21) : Déversoir en mince paroi. | 20 |
| Figure (I-22) : Déversoirs à seuil épais. | 21 |
| Figure (I-23) : Déversoirs standard..... | 22 |
| Figure (I-24) : Déversoir non rectiligne (barrage Texas, USA)..... | 23 |
| Figure (I-25) : Déversoir en labyrinthe du barrage de Song Mong (Viêtname). (b) - trapézoïdale (c) – rectangulaire..... | 24 |
| Figure (I-26) : Forme en plan du déversoir en labyrinthe (a) - triangulaire,..... | 24 |
| Figure (I-27) : Piano Key Weir sur barrage Goulours (EDF – France)..... | 25 |
| Figure (II-1) :localisation de la commune d’Ain Zaatout..... | 30 |
| Figure (II-2) Bassin versant Oued Tarhit (cartes d’Etat Major Mena. Feuille n° 260 - l’échelle 1/50.000)..... | 31 |
| Figure (II-3): Courbe hypsométrique..... | 36 |
| Figure (II-4): Diagramme répartition mensuelle des températures Mena..... | 41 |
| Figure (II-5): Diagramme répartition mensuelle d’Evaporations..... | 42 |
| Figure (II-6): Diagramme répartition mensuelle de l’humidité..... | 43 |

| | |
|---|----|
| Figure (II-7): Carte ANRH..... | 45 |
| Figure (II-8): Répartition mensuelle des pluies station Mena..... | 45 |
| Figure (II-9) Ajustement log normal station Mena..... | 49 |
| Figure (II-10): Gumbel station pluviométrique Mena..... | 51 |
| Figure (II-11): Hydrogramme de crue..... | 55 |
| Figure (II-12) : Distribution moyenne annuelle des apports..... | 57 |
| Figure (II-13) : donne la variation du taux de satisfaction par rapport à la demande initiale..... | 67 |
| Figure (III -1) : fuseau du filtre..... | 95 |

Liste des tableaux

| | |
|--|----|
| Tableau (II-1) Répartition de la surface du BV..... | 35 |
| Tableau (II-2) : Caractéristiques Morphométriques..... | 37 |
| Tableau (II-3) : Classification du relief..... | 40 |
| Tableau (II-4) : Températures moyennes mensuelles..... | 41 |
| Tableau (II-5) : Evaporation station barrage de fontaine des gazelle,..... | 42 |
| Tableau (II-6) : Répartition mensuelle de taux d'humidité (bilan ANRH 1990-2000)..... | 43 |
| Tableau (II-7) : caractéristiques des stations pluviométriques..... | 44 |
| Tableau (II-8) : Moyennes mensuelles des précipitations en mm dans la station de Mena. Station Mena (code 061304)..... | 44 |
| Tableau (II-9) : Valeurs des pluies maximales journalières annuelles..... | 47 |
| Tableau (II-10) : Ajustement pluies journalières max..... | 48 |
| Tableau (II-11) : Pjmax fréquentielle..... | 48 |
| Tableau (II-12) : Ajustement pluies journalières max..... | 50 |
| Tableau (II-13) : Pjmax fréquentielle..... | 50 |
| Tableau (II-14) : Pluies de courte durée..... | 52 |
| Tableau (II-15) : Débit Max..... | 54 |
| Tableau (II-16) : Volume de crue..... | 55 |
| Tableau (II-17) : Tableau Récapitulative..... | 57 |

| | |
|---|-----|
| Tableau (II-18): Distribution moyenne annuelle des apports..... | 57 |
| Tableau (II-19): Les apports liquides de différentes fréquent..... | 58 |
| Tableau (II-21) : COURBE/ HAUTEUR/SURFACE RETENUE COLLINAIRE AIN ZAATOUT..... | 61 |
| Tableau (II-23): récapitulatif pour la fréquence 10%..... | 70 |
| Tableau (II-24) : récapitulatif pour la fréquence 1%..... | 70 |
| Tableau (II-25) : récapitulatif pour la fréquence 0.1%..... | 70 |
| Tableau (III -1): valeurs des crues et les niveaux normaux..... | 81 |
| Tableau (III-2): différentes formules de calcul niveau de la crête de la digue..... | 85 |
| Tableau (III -3): différentes formules de calcul largeur en crête de la digue..... | 86 |
| Tableau (III-4) : pentes des talus de la retenue collinaire..... | 87 |
| Tableau (III -5): épaisseur minimum de la couche de l’enrochement..... | 87 |
| Tableau (IV-6): calasse du barrage..... | 96 |
| Tableau (III -7): Coefficient de stabilité admissible des talus..... | 99 |
| Tableau (III -8): valeurs de K1 et K2..... | 100 |
| Tableau (III -9): Valeurs de K1 et K2 choisies..... | 100 |

| | |
|--|-----|
| Tableau (IV-1): Calcul de vitesse de déversement..... | 111 |
| Tableau (IV-2): Calcul hydraulique Seuil..... | 112 |
| Tableau (IV-3): Calcul hydraulique de coursier..... | 113 |
| Tableau (IV-4): calcul hydraulique de canal de fuite..... | 115 |
| Tableau (V-1) à : symboles des opérations..... | 133 |

Introduction générale

Introduction générale

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

L'Algérie se trouve dans une région du monde les plus défavorisée en matière de Disponibilités hydriques. Face à l'explosion démographique et à la sécheresses et vue les conditions topographiques qui ne permettent pas toujours l'implantation de grands barrages, l'Algérie a adopté un vaste programme de petits barrages et de retenues collinaires pour la mobilisation des ressources en eau afin de combler le déficit.

Les retenues collinaires sont des ouvrages de stockage de l'eau qui sont remplis par les eaux de surface, les eaux de ruissellement. Au niveau réglementaire, elles sont considérées comme des barrages.

La construction d'une retenue collinaire sur oued **Oued Tarhit**, dans la willaya de **BISKRA**, s'inscrit dans cette perspective qui vise à mobiliser les eaux de ruissellement et apports naturels de son bassin versant et les exploiter dans l'irrigation des terres avoisinantes.

Dans notre cas, nous avons mené l'étude d'avant-projet détaillé de l'évacuateur de crues de la retenue collinaire **Oued Tarhit** commune d'ain Zaatout dans la wilaya de **BISKRA**.

Dans cette étude, le plan à suivre se scinde en cinq parties séquentielles à savoir :

Chapitre 1 : La première partie sera dédiée à une étude bibliographique détaillée sur les barrages en général et les évacuateurs de crues qui fonctionnent dans des conditions d'écoulement a surface libre et en charge , Cette partie de l'étude a pour objectif de présenter une synthèse des principaux travaux effectués dans cette domaine.

Chapitre 2 : Etude hydrologique, pour quantifier les apports et estimer la capacité de l'ouvrage et estimer en suite les différents volumes de la retenue comme le volume utile et le volume mort et calculé le débit laminé.

Chapitre 3 : On consacrera un chapitre pour l'analyse des variantes de la digue ainsi que les calculs détaillés des filtres et de stabilité.

Chapitre 4 : Etude des ouvrages annexes, pour optimiser les dimensions des ouvrages annexes qui sont considérablement lié à la sécurité et à l'exploitation des

INTRODUCTION GENERALE

barrages, et on a L'ouvrage de l'évacuateur de crues, L'ouvrage de vidage de fond et L'ouvrage de prise d'eau.

Dans le chapitre 5, on détaillera les ouvrages annexes ainsi que leurs caractéristiques et les variantes choisies.

En fin, dans le dernier chapitre, on abordera la problématique de l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux

Chapitre I : Généralité sur les barrag

I -1) Introduction :

Les barrages furent construits afin de répondre aux besoins en approvisionnement en eau potable, pour l'irrigation, pour la production de l'énergie électrique, ainsi que pour d'autres besoins d'ordre secondaires. Avec le développement de mode de vie, les besoins en eau se sont accentués et sont devenus plus importants. Ceci a incité les décideurs du domaine de l'eau de mobiliser une grande partie des ressources hydriques. L'essentiel de cette mobilisation a été assuré par le biais des barrages réservoirs.

Ce chapitre vise dans un premier temps à rappeler les notions et les définitions générales des différents types des barrages selon les matériaux de construction, leur forme et leurs fonctions, les avantages et les inconvénients de chacun et dans un second temps nous allons parler de l'évacuateur des crues et leurs types.

I -2) Définition du barrage :

Les barrages sont par définition des ouvrages hydrauliques disposés en travers d'un cours d'eau pour créer une retenue ou exhausser le niveau en amont, ces types d'ouvrages barrent sur toute la largeur une section d'une vallée et créent ainsi une cuvette artificielle géologiquement étanche.

L'utilisation des barrages peut varier selon leurs types et leurs importances mais les

Principaux objectifs sont :

- Production d'énergie hydroélectrique avec une production annuelle près de 20% de la production électrique totale dans le monde ;
- Alimenter les usines par l'eau ;
- Alimentation en eau potable (A.E.P.) et irrigation ;
- Protection contre le risque de l'inondation et l'incendie.

Les objectifs secondaires sont :

- L'augmentation de tourisme et loisirs ;
- Les travaux de navigation, pêche et pisciculture (élevage des poissons).

I -3) Différents types de barrage :

Plusieurs facteurs sont pris en compte lors de la construction d'un barrage tel que la forme de la vallée, le type de sol et les matériaux disponibles sur le site, le mode de

résistance à la pression exercée par l'eau. On distingue deux grandes familles de barrages selon les matériaux qui les composent :

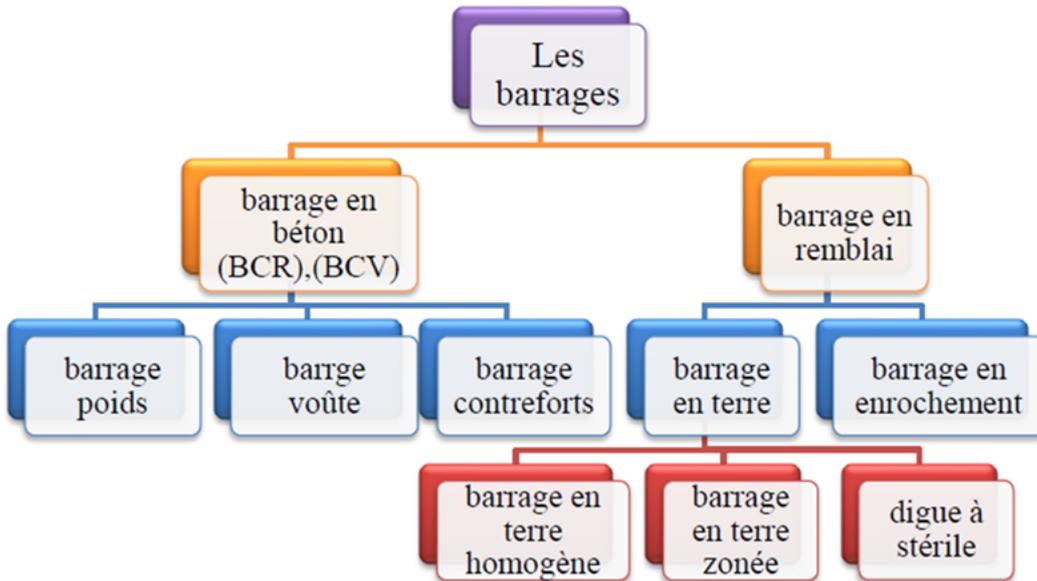


Figure (I-1) : Les types des barrages.

I -3-1) barrages rigides (en béton ou en maçonnerie) :

Les trois types de barrages en béton se distinguent par leur forme, la nature de leur système statique leur manière de s’opposer à la poussée de l’eau.

A part quelques exceptions (p. ex. barrages en rivières), les barrages en béton sont le plus souvent fondés sur une fondation rocheuse, de module de déformation élevé. On distingue trois grandes familles de barrages en béton, chacune comportant un certain nombre de sous-familles (Figure I-1).

I -3-1-1) Barrage-poids :

Le barrage poids, comme son nom l’indique, résiste à la poussée de l’eau par son propre poids (le poids propre s’applique au centre de gravité de l’ouvrage et dépend de la forme de ce dernier et de la densité moyenne des matériaux de construction).

Le barrage-poids est constitué d’éléments massifs juxtaposés, nommés plots. Dans le but de réaliser une économie de béton, il est possible d’aménager des alvéoles entre les plots. Dans ce cas on parle de barrage poids évidé. Une autre solution consiste à

concevoir un barrage poids voûte dont la stabilité est assurée en partie par son poids propre et en partie par ses appuis sur les rives.

Les conditions requises pour pouvoir projeter un barrage poids sont :

- La qualité de la fondation ;
- Disposition de granulats de bonne qualité dans des conditions économiques acceptables.

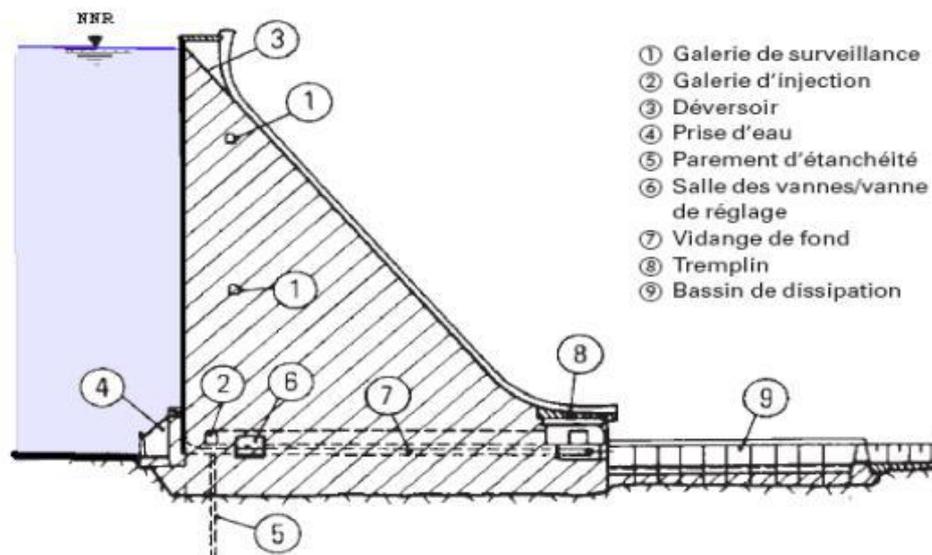


Figure (I-2) : Coupe transversale d'un barrage poids

a) Avantages de barrage poids :

- Faibles contraintes transmises au rocher;
- Faibles contraintes dans le béton ;
- Les variations de températures ne produisent que de faibles variations de contraintes ;
- L'évacuateur de crue peut facilement être intégré ;
- Le gradient des sous-pressions sous la fondation faible ;
- Les points délicats sont : la résistance mécanique et l'étanchéité.

b) Inconvénients de barrage poids :

- Les sous-pressions importantes sous la fondation ;
- Moyen risque de tassement ;
- Le volume du béton important (pour le barrage-poids évidé, il est plus faible) ;
- Le volume d'excavation important ;

- Fragilité au séisme (si les joints entre les blocs ne sont pas faits par injections) ;
- L'échauffement du béton par la prise du ciment est assez problématique.

I-3-1-2) Barrages voûtes :

Il est en généralement en béton dont la forme courbe permet report des efforts de Poussée de l'eau sur les rives rocheuses de la vallée.

Ce type de barrage convient bien lorsque la topographie permet de fermer la vallée par une forme arquée de longueur réduite. (Figure I-3).

Les barrages-voutes sont en effet peu employés pour les retenues de petite hauteur. Les conditions pour adopter une telle solution sont par ailleurs assez strictes. Nous envisageons en effet la construction d'un barrage-voûte que lorsque la vallée est étroite et rocheuse.

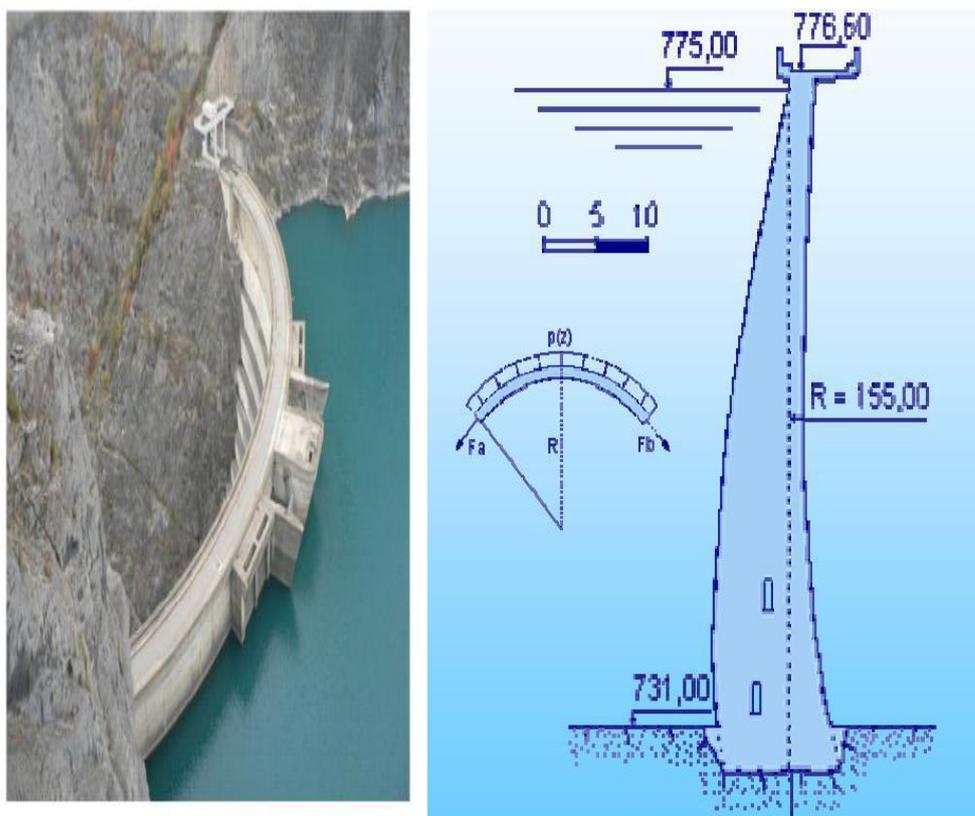


Figure (I-3) : Barrage voûte de Monteynard (Isère, France)

a) Avantages de barrage voûte :

- Le volume du béton est faible ;
- La fouille est assez petite ;
- La résistance au séisme est haute ;
- Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles (la surface de la fondation est petite).

b) Inconvénients de barrage voûte :

- Les contraintes sont importantes dans le béton et dans le rocher sous la fondation ;
- Efforts transmis obliquement aux appuis latéraux ;
- Sensibilité limité aux tassements;
- L'échauffement du béton par la prise du ciment est à considérer ;
- Difficultés d'intégration de l'évacuateur de crues dans le barrage ;
- Gradient de sous-pression sous la fondation important ;
- Les sous-pressions dans les fissures du rocher peuvent provoquer des glissements D'appuis ;
- Drainage des fissures des massifs d'appui devant être rigoureusement traité.

I -3-1-3) Barrages à contreforts :

Les barrages à contreforts résistent également à la poussée de l'eau par son poids propre, mais un certain nombre de disposition permettent de diminuer le volume de béton de 20 à 25 % par rapport au barrage poids.

Ce type de barrage est formé d'éléments juxtaposés, nommés contreforts, dont la Géométrie est complexe. Chaque contrefort est constitué d'un masque continu à l'amont et d'une âme et reprend l'effort exercé par la poussée de l'eau.



Figure (I-4) : Barrage à contreforts de d'Albertville , Rhône -Alpes, France (1955-1962).

a) Avantages de barrage à contreforts :

- Volume de béton plus faible que pour le barrage poids ;
- Faibles sous pressions sous la fondation ;
- Echauffement faible lors de la prise du béton ;
- L'évacuateur de crues peut facilement être intégré ;
- Contraintes moyennes transmises à la roche.

b) Inconvénients de barrage à contreforts :

- Volume d'excavation important ;
- Gradient de sous pressions sous la fondation localement très important ;
- Risque limité de tassements ;
- Grande sensibilité aux séismes ;
- Contraintes de température peuvent être importantes dans la tête.

I -3-2) Barrages souples (en remblai ou digues) :

La plupart de ces barrages ont une structure souple, ils sont construits par des matériaux naturels comme l'argile, les roches et les pierres. On choisit ce type d'ouvrage lorsque la vallée est trop large pour admettre une structure en béton et lorsqu'on trouve les matériaux sur place ou à faible distance. Ses parties principales sont :

- Le noyau : on utilise des sols fins pour assurer l'étanchéité du barrage et sa position est variée, verticale, inclinée, centrée.....etc.
- Les recharges : on les construisent par des sols différents que le sol du noyau pour supporter et protéger le noyau.
- Le drain : à partir de son nom, il assure l'écoulement de l'eau dans le sol et diminue la pression interstitielle pour cela il doit contenir des sols très perméables.
- Les filtres : ce sont des parties peu épaisses, on les place entre les différentes parties contre l'infiltration des eaux et pour éviter le phénomène de renard (l'érosion interne).
- Le rip-rap : couche superficielle constituée par des blocs d'enrochements sur les côtés du remblai pour le protéger contre les vagues.

On distingue deux catégories de barrages en remblai sont :

- Les barrages en terre, réalisés essentiellement à la partie de sol naturel meuble Prélève dans des gravières ;
- Les barrages en enrochements, dont la majeure partie est constituée de carrière

Concassée.

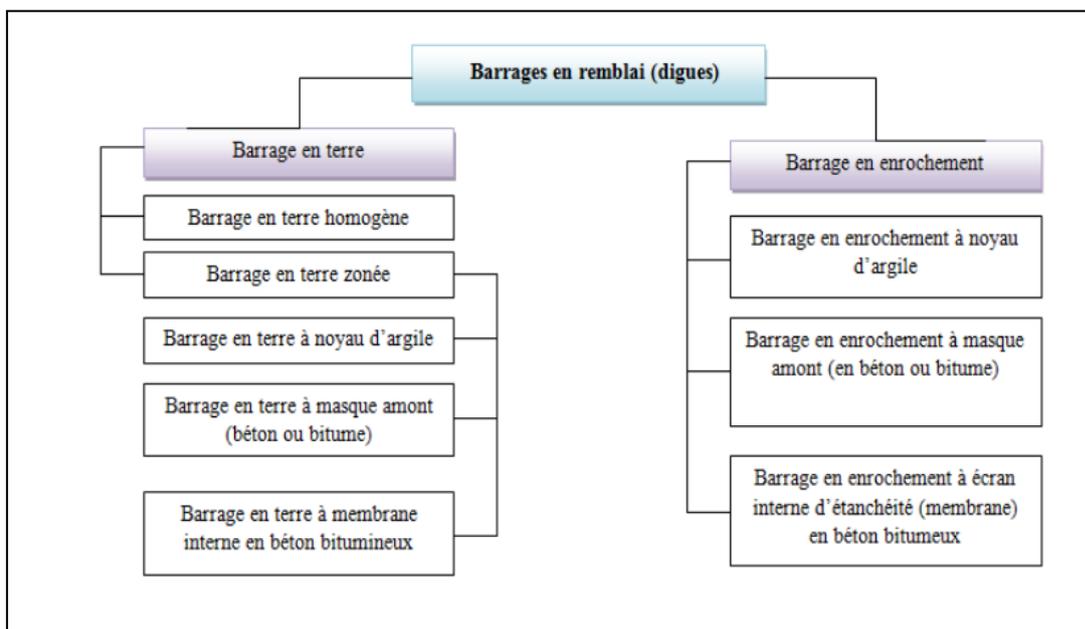


Figure (I-5) : Les différents types de barrage en remblai.

I -3-2-1) Barrages en terre :

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

Les barrages en terre sont des murs de retenue d’eaux suffisamment étanches construits avec la terre et les matériaux du site suivant des mélanges et des proportions bien définies.

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

- Le barrage en terre homogène ;
- Le barrage zoné avec noyau étanche ;
- Le barrage à masque amont.

1. Barrage en terre homogène :

Ce type de barrage est constitué d'un massif en terre compactée imperméable, muni d'un dispositif de drains dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'effet du battillage dans sa partie amont même (Figure I-6).

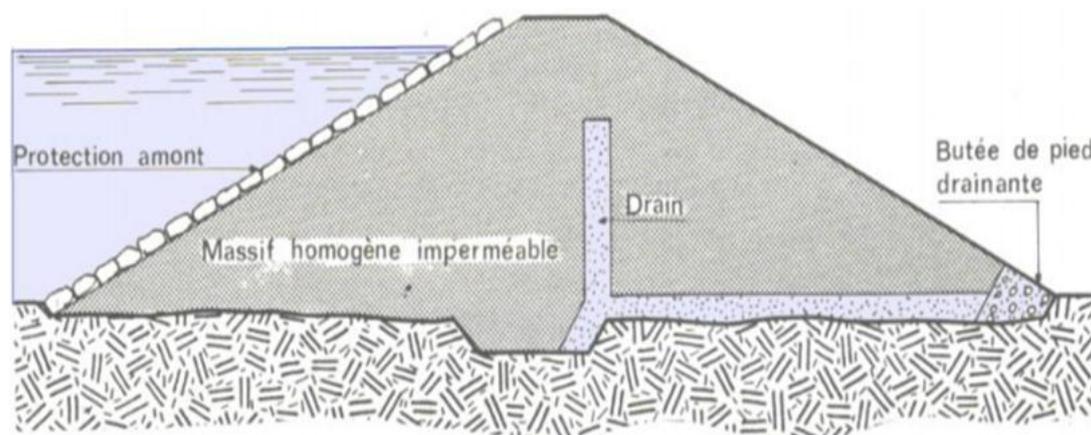


Figure (I-6) : Barrage homogène.

2. barrage zoné avec noyau étanche :

Lorsque les caractéristiques géotechniques des matériaux disponibles ne permettent pas d'envisager un barrage homogène, alors, on adopte un profil zoné. Chaque zone étant constituée d'un matériau différent, choisi en fonction du rôle qu'il doit jouer. Les matériaux imperméables sont disposés dans la partie centrale et les matériaux semi-imperméable et perméable dans les parties amont et aval (recharges) qui ont un rôle stabilisateur.

Le nombre et la disposition des zones qui constituent le barrage à zone peuvent varier selon des schémas très divers, mais la plupart des barrages de ce type ne comportent pas plus de quatre zones de caractéristiques différentes. Le noyau peut être disposé verticalement ou incliné.

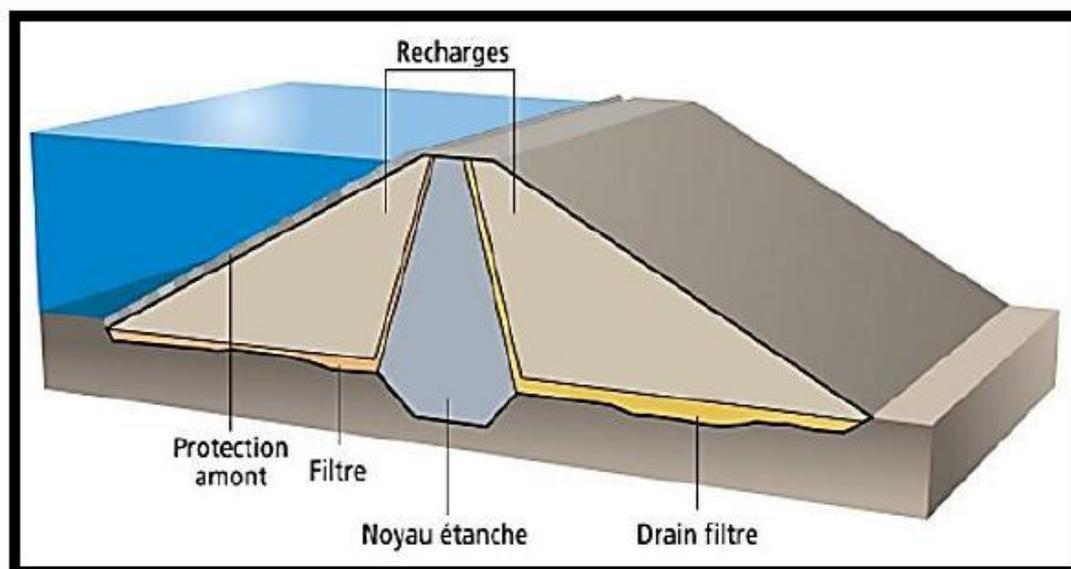


Figure (I-7) : Barrage zoné avec noyau vertical.

3. Barrage à masque amont :

Les barrages à masque amont sont constitués d'un remblai plus ou moins perméable assurant la stabilité d'ensemble. Un écran imperméable, appelé masque, est mis en place sur le parement amont de façon à rendre le barrage étanche et lui permettre de retenir l'eau du réservoir (Figure I-8).

Le masque qui constitue l'organe d'étanchéité amont est classiquement réalisé en béton, avec des produits bitumineux ou encore au moyen d'une géo membrane.

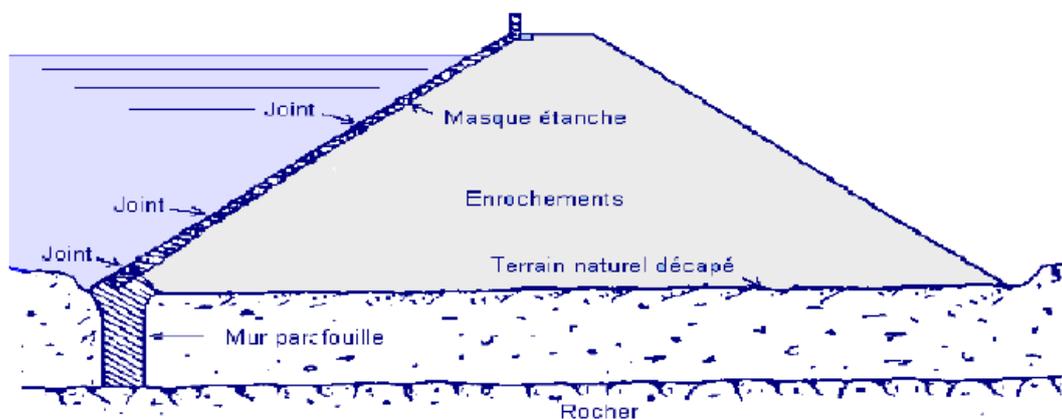


Figure (I-8) : Barrage à masque amont.

I -3-2-2) barrages en enrochement :

Un barrage en enrochement n'est pas autre chose qu'un tas de cailloux à grande échelle, qui résiste par sa masse aux efforts auxquels il est soumis. Mais n'étant pas étanche par lui-même, il faut lui adjoindre un organe d'étanchéité qui constitue la partie la plus délicate, aussi bien au stade du projet qu'à celui de la réalisation.

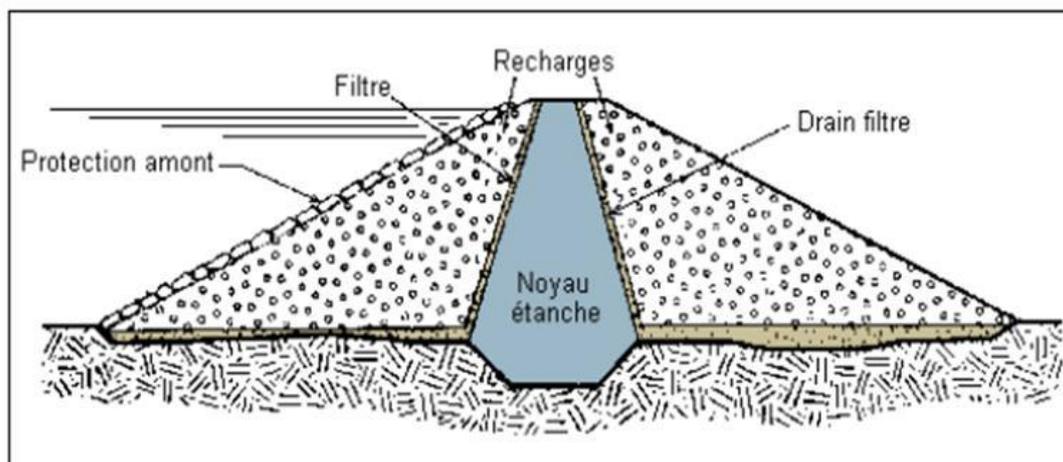


Figure (I-9) : Profil d'un barrage en enrochement.

a) Avantages de barrage des digues en terre / Enrochement à noyau :

- Le corps du barrage est très flexible et adaptable aux conditions de terrain ;
- Structure très peu sensible aux tassements et aux séismes ;
- Excavations limitées ;
- Contraintes très faibles sur le sol de fondation ;
- Gradient hydraulique faible dans le noyau et dans la fondation.

b) Inconvénients de barrage des digues en terre /Enrochement à noyau:

- Volume de matériau à mettre en place très important ;
- Disponibilité de matériau argileux en grande quantité à proximité du site ;
- Mise en place du noyau argileux impossible lors de conditions météorologiques défavorables.

I -4) l'évacuation de crues :

Un barrage est toujours accompagné d'ouvrages annexes qui concernent l'évacuation des crues, la vidange et la prise d'eau.

I -4-1) Définition d'évacuateur de crues :

Les évacuateurs de crue sont des ouvrages annexes aux barrages, qui permettent la Restitution des débits de crue excédentaires (non stockés dans le réservoir) à l'aval du barrage. D'une importance primordiale pour la sécurité du barrage, les évacuateurs doivent être en mesure d'empêcher le débordement de l'eau par-dessus la digue et l'apparition de phénomènes d'érosion à l'aval de la digue dans la zone du rejet dans l'oued.

D'une manière générale, un évacuateur de surface est constitué de :

- Un déversoir : ou seuil au-dessus duquel la lame d'eau peut s'écouler. Il se développe en général linéairement, mais il peut être également curviligne.
- D'un chenal : dans lequel débite le seuil. Son axe peut être parallèle au seuil (Entonnement latéral) ou perpendiculaire à celui-ci (entonnement frontal).
- D'un coursier dont la pente est forte, permettant ainsi à l'eau de rattraper la différence de cote entre le niveau de la retenue et le lit de la rivière à l'aval.
- D'un ouvrage dissipateur qui permet d'abattre l'énergie érosive de l'eau. (fosse de Dissipation, saut de ski, déflecteurs...etc.). Pour certains barrages, les plus grands, il peut s'avérer plus économique d'adopter la solution de la tour au pied amont raccordée à une galerie sous le remblai, ce qui permet, en compartiment cet ouvrage d'assurer les trois fonctions : évacuateur en puits (ou en tulipe), prise d'eau à différents niveaux et vidange de fond.

I -4-2) Différents types d'évacuateurs de crues de barrages :

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

- l'évacuateur de surface.
- les évacuateurs en charge.

I -4-2-1) Evacuateur de surface :

L'évacuateur de surface est constitué au départ de la retenue par un déversoir, dont le seuil se développe en général linéairement. Ce seuil débute dans un chenal dont l'axe peut être parallèle au seuil (entonnement latéral ou perpendiculaire à celui-ci entonnement frontal). Ce chenal à pente faible a même de côte aval de la digue, l'eau empreint en suite un coursier dont la forte pente permet de rattrapé la différence de

cotes entre le niveau de la retenue et le lit de la rivière à l'aval, et aboutit avec une vitesse importante dans un ouvrage dissipateur qui absorbe l'énergie du liquide. L'évacuateur de surface est placé selon les cas, sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre du barrage (évacuateur central).



Figure (I-10) : Évacuateur de crues de surface.

I-4- 2-1-1) Evacuateur latéral :

L'évacuateur du type latéral est adopté dans le cas où la pente du versant est faible. Ce type d'ouvrage repose directement sur le sol pas soumis à des tassements sous l'effet du massif du barrage (Figure I-11).

L'écoulement dans le coursier est parallèle au seuil (latéralement à l'axe du barrage sur une rive).

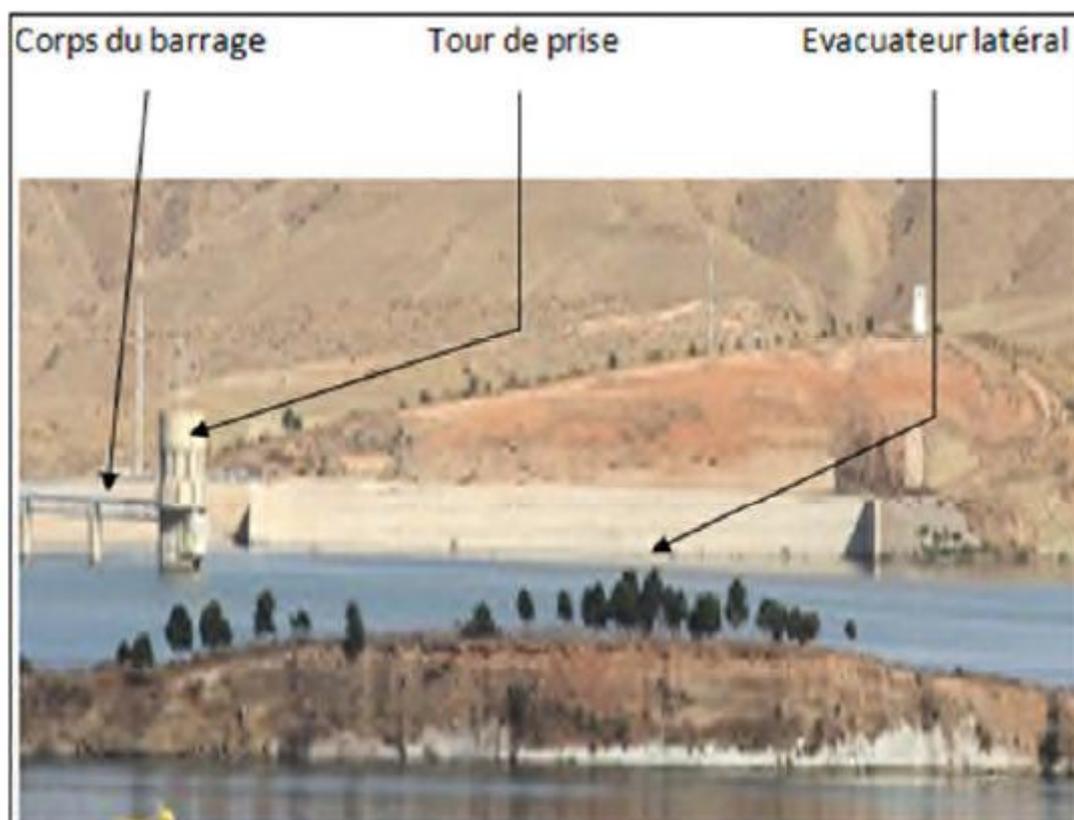


Figure (I-11) : Evacuateur latéral (Barrage Hamam Boughrara).

Si la pente du versant est forte, un déversoir latéral conduit à des déblais importants et un déversoir frontal est alors préférable. Ce type de déversoir est également utilisé dans le cas de débit évacué très important conduisant à une longueur du seuil très importante (Figure I-11).

I-4-2-1-2) Evacuateur frontal :

Le déversoir de type frontal est adopté par des pentes du versant fortes. L'écoulement dans le coursier est perpendiculaire au seuil.

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

Représente les avantages suivants :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet;

- Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- Le coût peu élevé.

- La difficulté de modification.

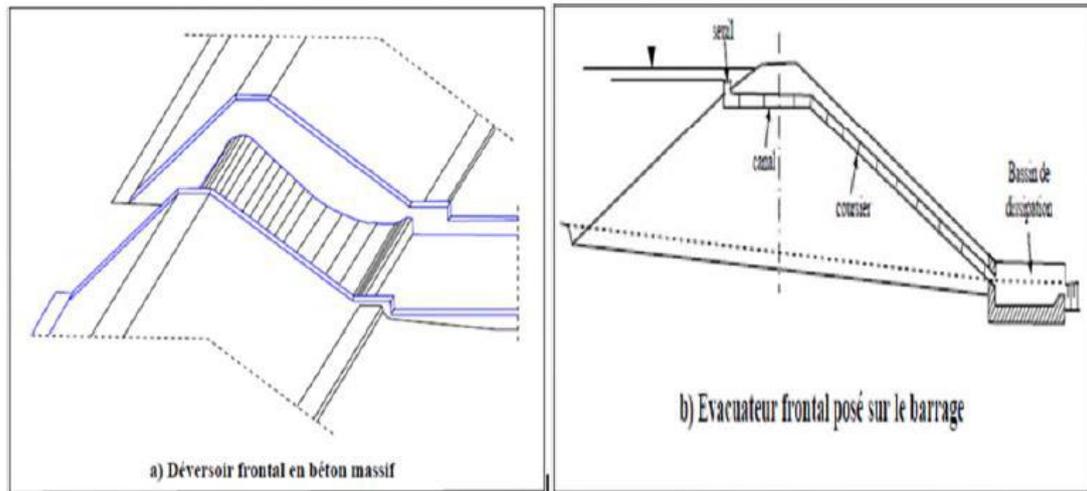


Figure (I-12) : Evacuateur frontal.

I -4-2-2) Evacuateur en charge :

Dans l'évacuateur en charge l'eau transitée vers l'aval du barrage par une galerie ou par une conduite de gros diamètre disposée sous le barrage ou latéralement en rive. Cette conduite est alimentée par l'intermédiaire d'un puits ou d'une tour, ou par un déversoir de surface à crête ronde souvent circulaire appelé tulipe.

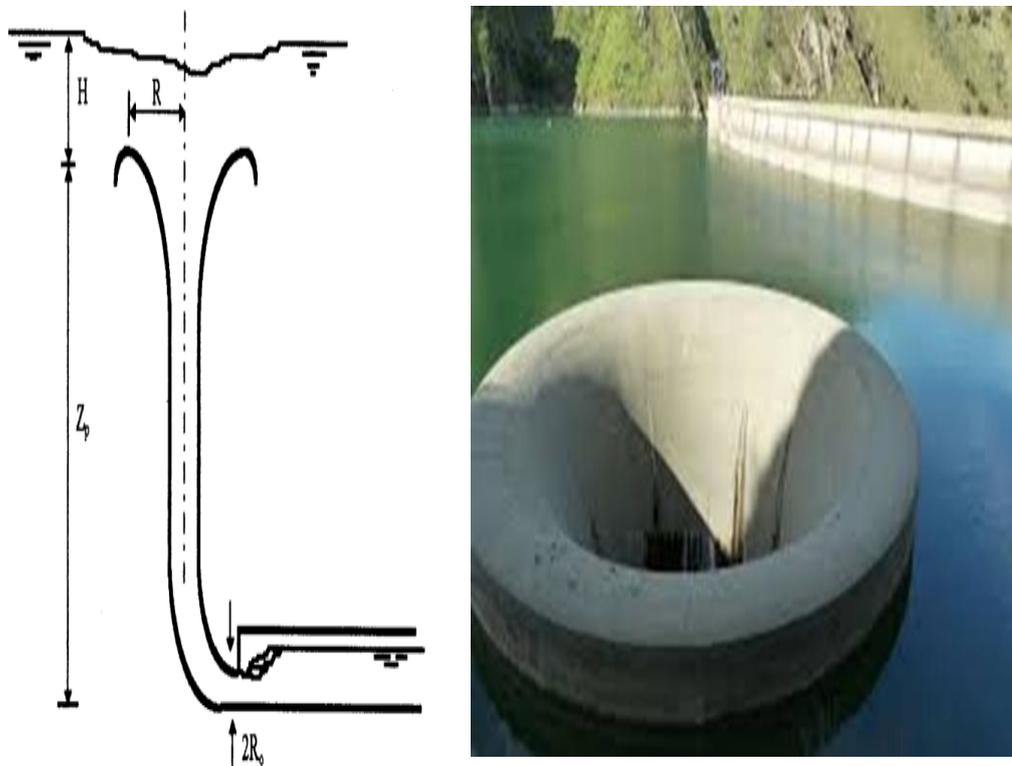


Figure (I-13) : Évacuateur de crues en charge.

Les évacuateurs de crue peuvent être du type puits ou type siphon (Figure I-14 et I-15)

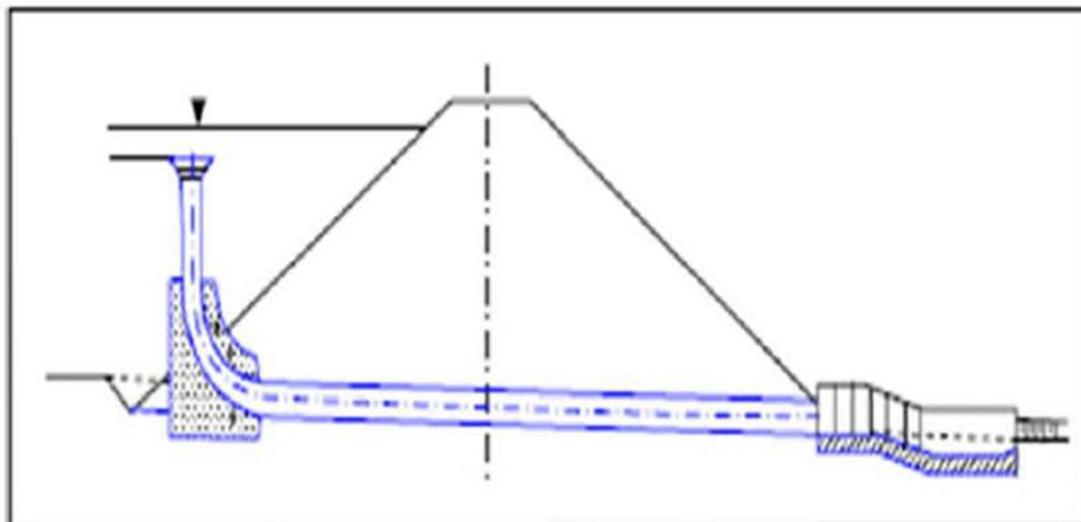


Figure (I-14) : Evacuateur en puits.

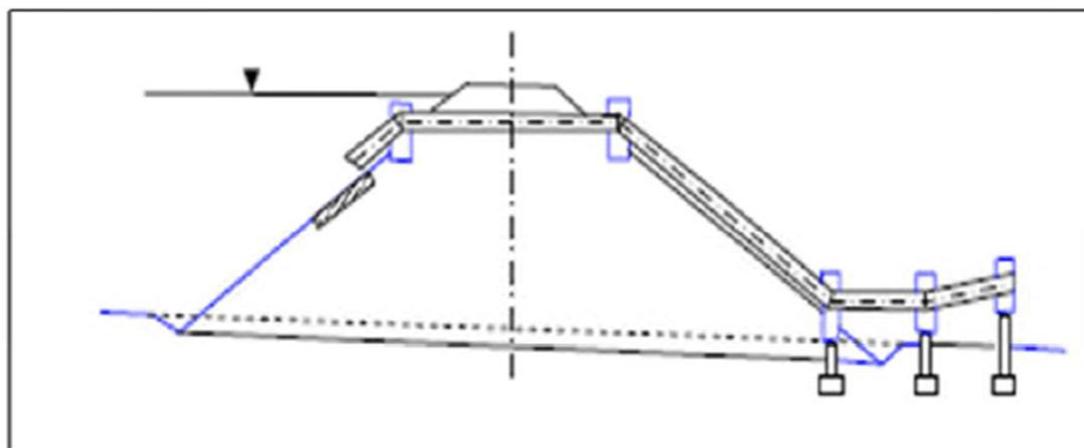


Figure (I-15) : Evacuateur en siphon

I -4-2-2-1) Evacuateur en puits :

L'évacuateur en puits est un ouvrage en béton de forme circulaire. Il évacue l'eau par chute verticale dans la conduite enterrée débouchant à l'aval de la digue dans un bassin de dissipation. Le puits peut servir également de tour de prise d'eau. La conduite d'évacuation joue le rôle de conduite de vidange.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s) ;
- Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateur représente les inconvénients :

- Problème de saturation (débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage) ;
- Problème de vibration ;
- Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie) ;
- Prévoir des protections anti-vortex (coût et entretien) ;
- Dissipation au pied de la digue.



Figure (I-16) : Évacuateur en puits circulaire.



Figure (I-17) : Evacuateur en puits marguerite.

I -4-2-2-2) Evacuateur en siphon :

Les siphons constituent des évacuateurs de superficie capables d'évacuer de très forts débits sous de faibles dénivelés pour un encombrement restreint (chose souhaitable pour toute conception optimale des organes d'évacuation).

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, leurs

Avantage :

- Aucune exigence topographique ;
- Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- Amorçage et le désamorçage ;
- Entretien indispensable ;
- Débit faible à évacuer ;
- Dispositif sur le corps de la digue.

I -5) Le déversoir :

Le déversoir est un organe essentiel intégré dans un aménagement de barrage, par-dessus lequel l'eau s'écoule pendant les périodes ordinaires ou pendant les périodes de crues. Le déversoir est souvent placé à travers un cours d'eau naturel ou artificiel

(rivière, petits cours d'eau, canal d'irrigation, etc.) comme organe de mesure ou de contrôle de débit et de la profondeur d'eau.

Il est utilisé aussi pour assurer le passage des crues exceptionnelles dans des conditions favorables à la sécurité des barrages. Etant donné que la capacité d'évacuation du déversoir est directement proportionnelle à la longueur de sa crête, plusieurs configurations géométriques ont été développées dans le but d'augmenter la longueur de ce type d'ouvrage.



Figure (I-18) : Déversoir triangulaire à paroi mince.

I -5-1) Classification des déversoirs :

Selon l'alignement du seuil déversant, les déversoirs sont classés en deux types, Rectilignes et non rectilignes.

I -5-1-1) Déversoirs rectilignes :

Les déversoirs rectilignes se distinguent par le type d'alignement de la crête qui est Disposée sous forme d'une droite de longueur égale à la largeur de l'emprise du déversoir.

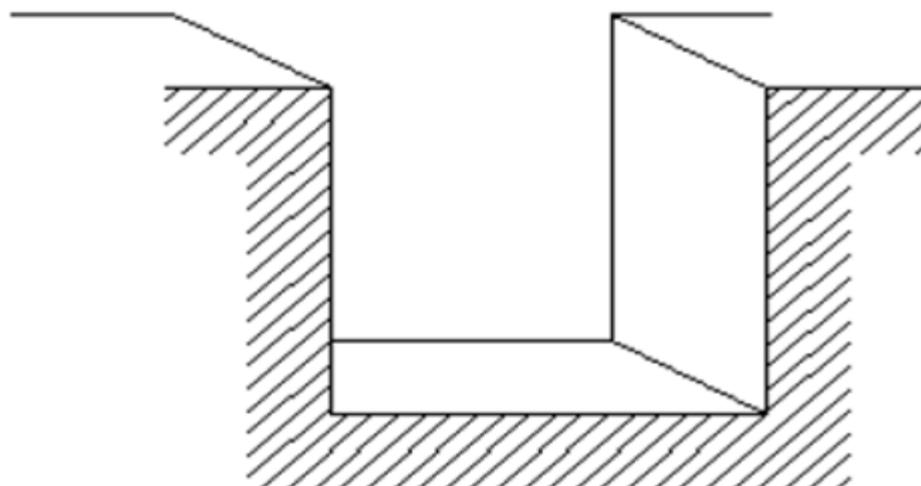


Figure (I-19) : Déversoir rectiligne à échancrure rectangulaire.

I -5-1-1-1) Différentes formes des déversoirs rectilignes :

Selon la géométrie de la crête ce type de déversoir peut-être en mince paroi, seuil épais ou standard.

Les propriétés de l'écoulement d'un déversoir dépendent de sa forme géométrique. Les formes les plus importantes sont représentées à la figure (I-20).

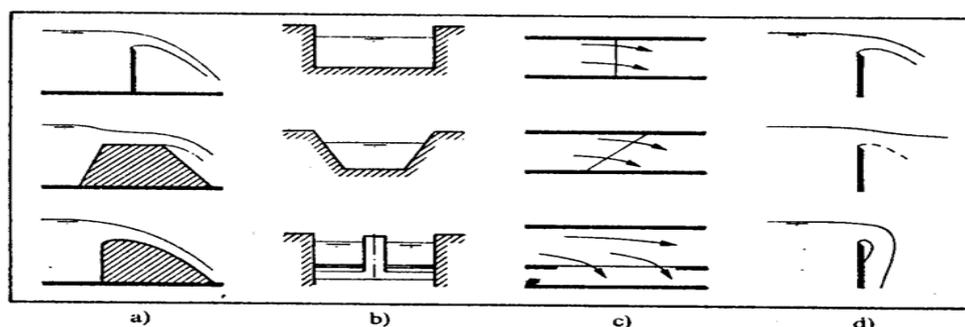


Figure (I-20) : Types de déversoirs :

- a) en mince paroi, à seuil épais, à crête arrondie,
- b) profil rectangulaire, trapézoïdal, rectangulaire avec piliers, c) crête perpendiculaire et oblique à l'axe, déversoir latéral, d) types d'écoulement (dénoyé, noyé, adhérent).

a) Déversoir en mince paroi :

Le déversoir est appelé à mince paroi, si l'épaisseur de la crête est inférieure à la moitié, ou même quelque fois aux deux tiers de la charge d'eau sur le seuil, il peut être placé vertical ou incliné. Ce déversoir est caractérisé par la hauteur w du fond du canal jusqu'à la crête, sa largeur b et sa hauteur d'eau amont h (Figure I-21).

Le débit Q qui transite par le seuil peut être calculé en connaissant uniquement la hauteur d'eau à l'amont de l'ouvrage h .

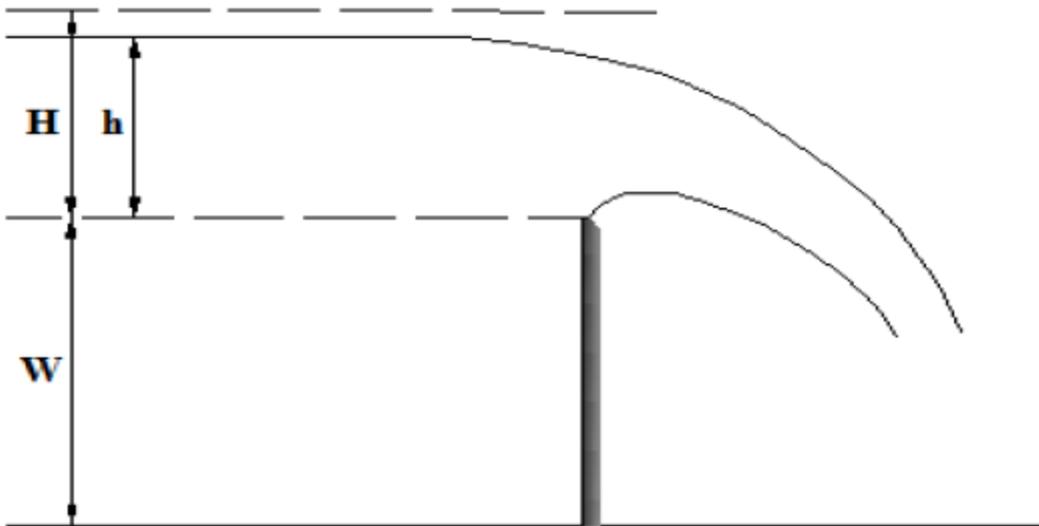


Figure (I-21) : Déversoir en mince paroi.

La charge totale amont sur le déversoir peut être exprimée par la relation de Bernoulli:

$$H = h + \frac{Q^2}{2gB^2(h_0 + W)^2}$$

- H : Charge amont sur le déversoir (m) ;
- h_0 : Hauteur d'eau amont (m) ;
- W : Hauteur de déversoir du fond du canal jusqu' à la crête (m) ;
- Q : Débit qui transite sur le déversoir (m³/s) ;
- B : Largeur de la crête (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²).

Ce type de déversoir fut étudié avec grand intérêt, notamment par Poleni (1683-1761).

En se basant sur diverses simplifications, le débit Q est corrélé avec la hauteur d'eau amont H par :

$$Q = C B \sqrt{2g \cdot h_0}^{3/2}$$

- Q : Débit qui transite sur le déversoir.
- b : Largeur de la crête.
- h : Hauteur d'eau de la pesanteur.

b) Déversoir à seuil épais :

Le déversoir est considéré à seuil épais dans le cas où la largeur du seuil est suffisamment grande pour quelle assure une forme régulière de la nappe déversant le long du seuil, les filets liquides sont parallèles et horizontaux.

Le calcul simplifié introduit un coefficient de correction C_e dans la formule générale du déversoir en mince paroi.

- H : Charge totale sur le déversoir (m) ;
- Q : Débit évacué (m^3/s) ;
- C_d : Coefficient de débit ;
- C_e : Coefficient de correction ;
- B : Largeur du déversoir (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

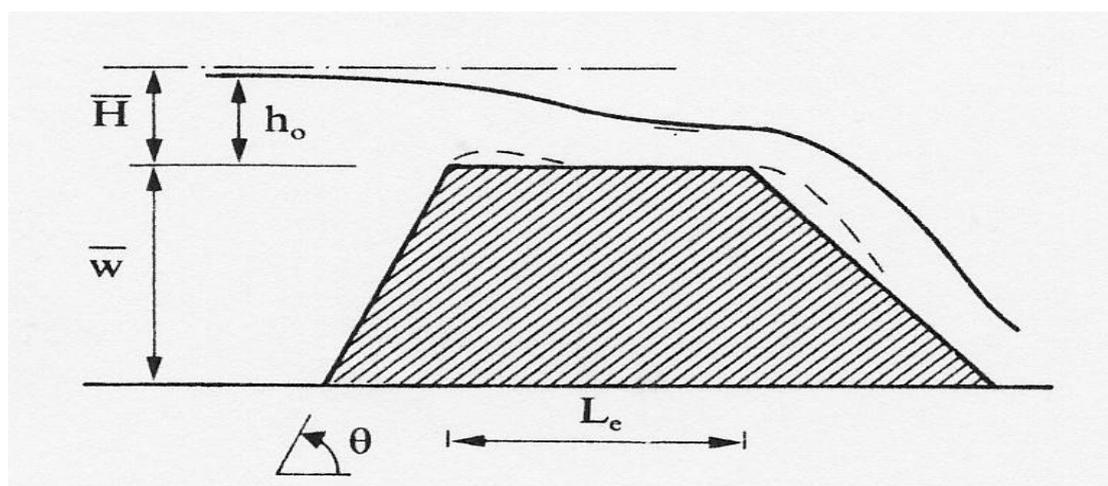


Figure (I-22) : Déversoirs à seuil épais.

c) Déversoir standard : (Greager)

Tous déversoir constitué par une crête fixe qui présente la nappe inférieure de déversoir en mince paroi est appelé déversoir standard. Comme les effets de frottement ne se manifestent pas le long du radier (longueur de crête très limitée), les deux déversoirs correspondants produisent des écoulements pratiquement identiques sous la charge de dimensionnement. Comme la charge H est mesurée à partir de la crête du déversoir standard,

- C_d : est le coefficient de débit du déversoir standard.

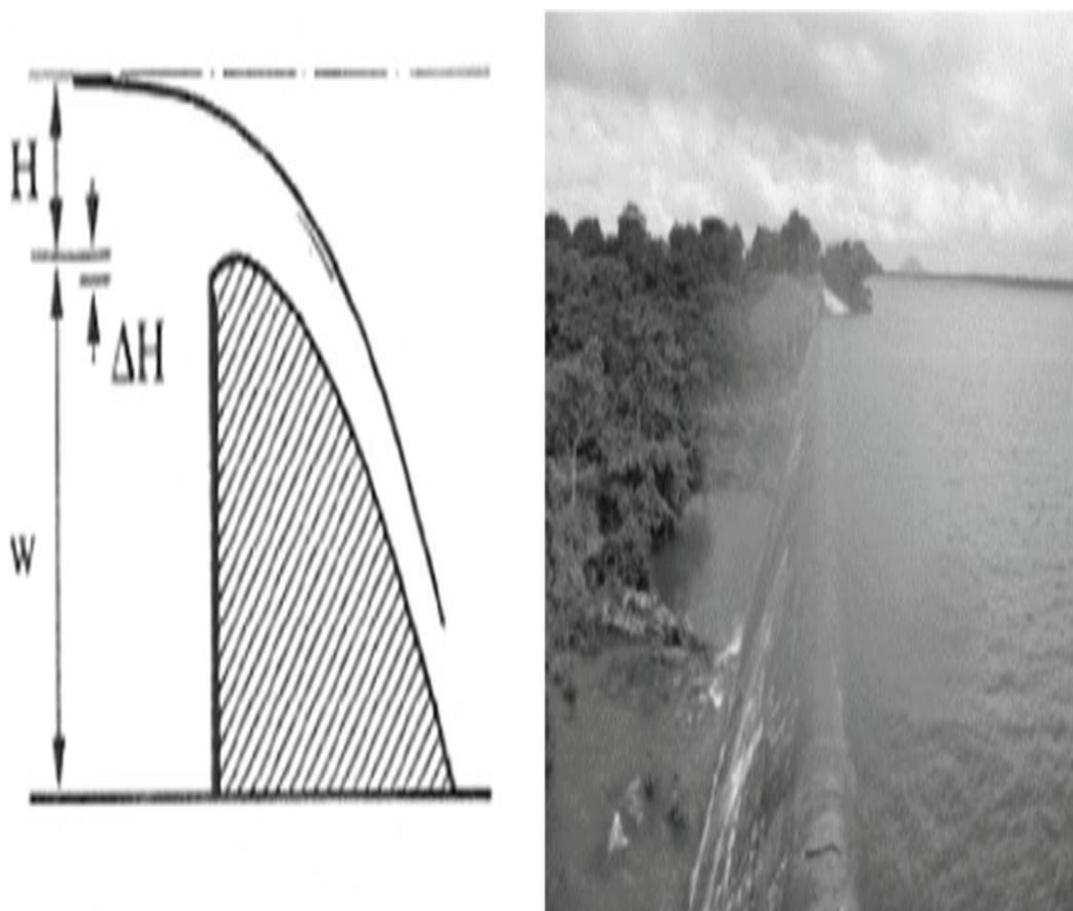


Figure (I-23) : Déversoirs standard.

I-5-1-2) Déversoirs non rectiligne :

Sont caractérisés par un seuil déversant plus long que la largeur de l'emprise du déversoir. Cette caractéristique fait que ce type de déversoir est plus efficace que les déversoirs à crête rectiligne. Ce déversoir permet d'augmenter la longueur de la crête du déversoir ou pour donner une largeur plus à un canal. De ce fait, la capacité de

débit en est augmentée pour une charge en amont donnée, par rapport aux structures de déversoirs linéaires traditionnels.



Figure (I-24) : Déversoir non rectiligne (barrage Texas, USA).

I-5-1-2-1) Différentes formes des déversoirs non rectilignes :

Les déversoirs non rectilignes les plus répandus sont le déversoir en labyrinthe et le déversoir en touches de piano (Piano Key Weir – PK-Weir).

a) Déversoir en labyrinthe :

Le déversoir en labyrinthe (Figure I-25) se caractérise par une forme en plan non linéaire représentée par une répétition de formes en plan le plus souvent trapézoïdale, triangulaire ou rectangulaire. Certainement, cette disposition augmente la longueur de la crête, par conséquent, le débit passant sur un déversoir en labyrinthe devrait augmenter d'une manière significative par rapport à un déversoir rectiligne du même largeur et sous la même charge. Cependant, ceci n'est valable que pour les charges de dimensionnement relativement faibles.



Figure (I-25) : Déversoir en labyrinthe du barrage de Song Mong (Viêtnam).

Ce type de déversoir représente la structure idéale pour faire passer de grandes crues à une charge comparativement faible, ceci, fait que ce type de déversoir représente une solution efficace quand la largeur du déversoir est limitée par la topographie et / ou la hauteur d'eau sur le seuil est limitée. Le déversoir en labyrinthe permet au seuil déversant d'être surélevé pour la même crue et le même niveau maximum, ainsi, il fait augmenter d'une manière significative la capacité de stockage du réservoir. La conception de déversoir en labyrinthe est aussi économiquement avantageuse à cause de la réduction des dépenses structurelles.

Les variations des formes en plan du déversoir en labyrinthe sont possibles, les formes les plus répandues sont les formes symétriques trapézoïdales, triangulaires, rectangulaires, curvilignes ou la combinaison de deux de ces formes (Figure I-26). Cependant, la forme trapézoïdale symétrique est considérée comme la forme la plus avantageuse à cause des facilités de construction et de sa performance hydraulique.

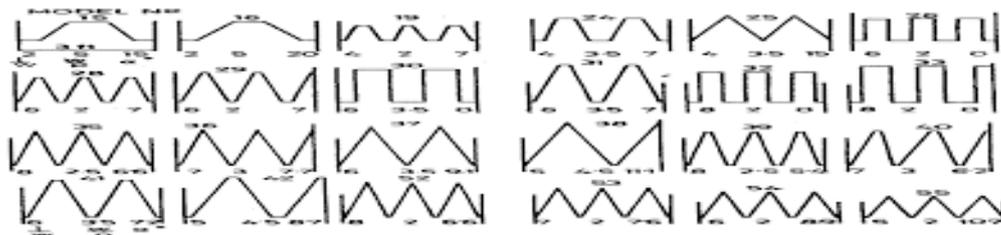


Figure (I-26) : Forme en plan du déversoir en labyrinthe (a) - triangulaire, (b) - trapézoïdale (c) – rectangulaire.

b) déversoir en touches de piano (PK Weir) :

Le déversoir en touches de piano représente une nouvelle forme de déversoir non rectiligne à écoulement libre. Ce type de déversoir a été baptisé Piano Key Weir, il a été développé par François Lempérière d'Hydrocoop (France) et Ahmed Ouamane du Laboratoire Aménagements Hydrauliques et Environnement de l'Université de Biskra (Algérie), il représente une alternative économique et efficace pour l'évacuation des crues et l'accroissement de la capacité des retenues des barrages

Ce nouveau type de déversoir non rectiligne permet l'évacuation d'un débit spécifique multiplié par trois ou plus par rapport à celui d'un déversoir Creager pour la même largeur du déversoir et sous la même charge, il permet ainsi l'évacuation d'un débit jusqu'à 100 m³/s/m.



Figure (I-27) : Piano Key Weir sur barrage Goulours (EDF – France).

Le PK-Weir Peut être utilisé aux barrages en terres et sur des sections réduites de barrages poids existants ou nouveaux, sa construction est simple et facile et peut être réalisé par des ressources locales de chaque pays, il réduit considérablement le coût de construction de la plupart des nouveaux barrages.

I-6) Conclusion :

L'étude bibliographique a eu pour objectif d'identifier les différents travaux de recherche effectués dans le domaine des ouvrages hydraulique (barrages, évacuateurs de crues et déversoirs).

Dans un premier temps, cette étude nous a permis de faire un état de connaissance sur la définition de chaque type de barrage (les barrages rigides, les barrages souples) et leurs avantages et inconvénients.

Les barrages en terre sont les seuls qui conviennent à une fondation non rocheuse
L'inconvénient majeur des barrages en terre est les infiltrations à travers leurs massifs.
Dans un second temps, nous avons abordé les travaux entrepris dans le domaine des
Évacuateurs de crue et des déversoirs fonctionnent dans des conditions d'écoulement
à surface libre et en charge.

Les évacuateurs de crue sont des ouvrages annexes aux barrages, qui permettent la
Restitution des débits de crue excédentaires (non stockés dans le réservoir) à l'aval du
barrage.

L'évacuateur de surface est placé soit : latéralement à l'axe du barrage sur une rive,
ou parallèlement à l'axe du barrage.

Selon l'alignement du seuil déversant, les déversoirs sont classés en deux types,
Rectilignes et non rectilignes.

Chapitre II : Etude hydrologique

II-1 Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle de l'eau, qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines (**Roche, 1963**). C'est une science particulière, car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et a pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles permettent de connaître les potentialités et la capacité du bassin versant pour produire des écoulements, ainsi qu'évaluer, en première approximation, les paramètres pour le dimensionnement des différents objets des ouvrages annexes, leurs coûts, principalement leur capacité de stockage et les caractéristiques des ouvrages d'évacuation de crues (évacuateur de crues, etc.).

Dans l'étude hydrologique des ouvrages, on devra considérer:

- La description du bassin versant ;
- Une analyse de crues: l'estimation du temps de concentration, le débit maximal et le volume de la crue ;
- La détermination de l'apport moyen interannuel et les apports fréquentiels.
- La régularisation des écoulements pour l'estimation des volumes de l'apport solide et la capacité de la retenue.

II-1-1 OBJET DE L'ETUDE

L'objectif de l'étude de la retenue collinaire *Oued Tarhit* commune d'ain Zaatout wilaya de **BISKRA**. Est la mobilisation des ressources superficielles en vue de l'irrigation des terres agricoles limitrophes et protection contre les incendies.

Ce chapitre présent l'étude hydrologique d'une retenue d'eau sur **Oued Tarhit** commune de Ain Zaatout. Dont l'objet est la détermination des conditions actuelles qui caractérisent la zone de l'aménagement, à savoir calculer les caractéristiques

morphométriques, les données climatiques, pluviométriques, de déterminer l'apport de différentes fréquences. Egalement les débits maximums et les apports solides. Ce qui constituera le premier volet de document.

II-2 DONNEES HYDROLOGIQUES DISPONIBLES

II-2-1Données pluviométriques

Le bassin versant étudié appartient au bassin versant chott Melrhir (**06**) et sous bassin oued Djemorah (06-13). Le bassin versant d'étude ne possède pas des stations pluviométriques situées à l'intérieur. Toutes les stations existant sont situées aux alentours du bassin comme la station de Menaâ (061304) série (1971-2013). Après analyser la viabilité des données nous utilisons la station de **Menaâ**.

II-2-2Données hydrométriques

Pour les besoins de l'étude des apports liquides nous utilisons les relations empiriques.

II-3 SITUATION GEOGRAPHIOUE

Le site de la future retenue collinaire sur Oued Tarhit se trouve à **5 km** environ à vol d'oiseau au Sud-Ouest de la commune d'Ain Zaatout, Le site proposé est définie sur la carte d'Etat Major **MENAA** Feuille N° 260 à l'échelle 1/50.000 par les coordonnées LAMBERT suivant :

$$\mathbf{X = 782.200Km.}$$

$$\mathbf{Y = 208.400Km.}$$

$$\mathbf{Z = 651m.}$$

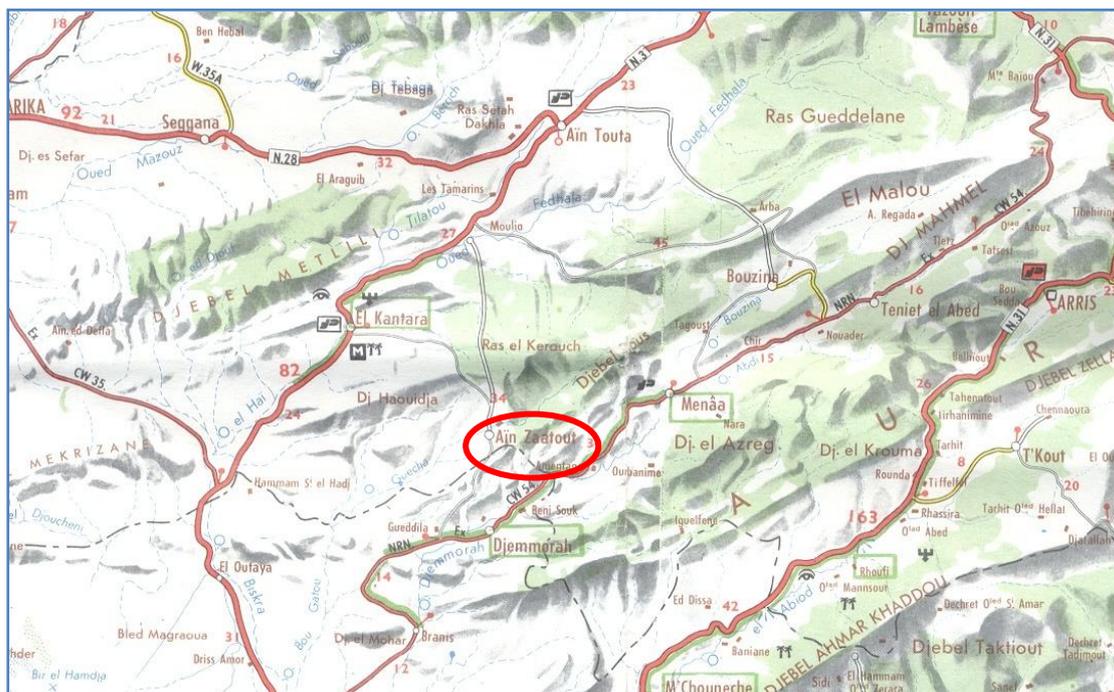


Figure (II-1) :localisation de la commune d’Ain Zaatout

II-4 RELIEF ET PENTE

Le relief est relativement fort entre la cote 1789 m et la cote 651 m, ce qui signifie une pente forte, par voie de conséquence la propagation des crues sera relativement importante.

II-5VEGETATION

Le bassin versant présent un couvert végétal très clairsemé. Cette situation a engendré un taux d’abrasion considérable d’où une durée de vie de la retenue collinaire inévitablement plus courte.

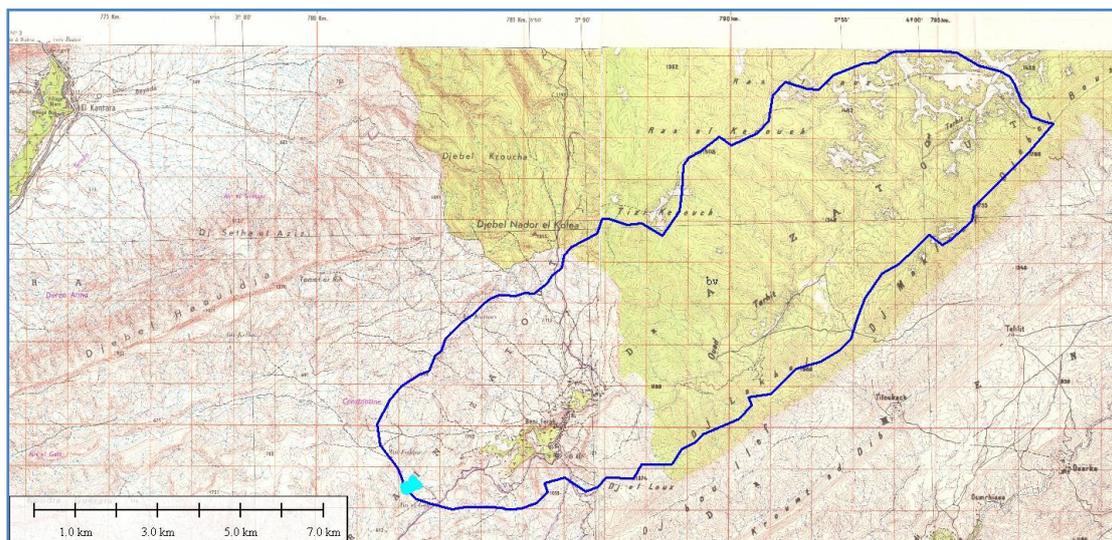


Figure (II-2) Bassin versant Oued Tarhit (cartes d'Etat Major Mena Feuille n° 260 -l'échelle 1/50.000)

II-6 Caractéristiques morphologiques du bassin versant étudié

Le bassin versant de la retenue collinaire sur **oued Tarhit** est délimité à partir de la carte topographique (Figure II-2). Cette même carte a servi comme base à la détermination des différents paramètres morphologiques ainsi qu'à l'élaboration de la courbe hypsométrique et carte hydrographique du bassin versant.

II-6-1 Caractéristiques physiographiques du bassin versant

Les paramètres physiographiques étudiés du bassin versant sont définis comme suit :

II-6-1-1 Surface du bassin versant

La superficie du bassin de l'oued a été obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant :

$$S = 81.56 \text{ Km}^2$$

II-6-1-2 Périmètre du bassin versant

Le périmètre du bassin versant mesuré est de :

$$P=45.18 \text{ Km}$$

II-6-1-3 Longueur du talweg principal

La longueur du thalweg principal a pour valeur :

$$L= 22.84 \text{ Km}$$

II-6-2 Formules morphométriques

II-6-2-1 Indice de compacité de Gravelius "KC"

Cet indice caractérise la forme du bassin versant. Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface, il est calculé comme suit :

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

Avec : KC : indice de Gravelius ;

P : Périmètre du bassin versant (Km) ;

S : surface du bassin versant (Km²).

Dans notre cas, on trouve $K_C=1,35$.

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

-si $K_c = 1 \Rightarrow$ bassin parfaitement circularise

-si $K_c = 1.128 \Rightarrow$ bassin ramassé

-si $K_c > 1.128 \Rightarrow$ bassin allongé

Selon la valeur de $KC = 1,35$ on pourra dire que notre bassin est de **forme allongée**.

-Coefficient d'allongement "C_a":

Ce coefficient est obtenu par la relation : $C_a=L^2/S$

Où L : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant.

$C_a=4.71$.

II-6-2-2Rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est défini comme le rectangle de longueur (L) et de largeur (l) qui a la même surface (S), même périmètre (P), même indice de compacité (Kc) et même répartition hypsométrique que le bassin versant étudié (**Roche, 1963**).

Ce périmètre permet la comparaison facile des bassins entre eux du point de vue de l'influence de leurs caractéristiques sur la courbe ; d'où les dimensions du rectangle équivalent qui sont :

- Longueur du Rectangle équivalent L(km).

$$L = \frac{Kc\sqrt{A}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right]$$

KC : indice de compacité.

A : surface du B.V (km²).

- Largeur du Rectangle équivalent I (km).

$$I = \frac{Kc\sqrt{A}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right]$$

KC : indice de compacité.

A : surface du B.V (km²).

II-6-2-3 Indice de pente globale I_g (m/km).

$$I_g = \frac{D}{L}$$

D : Dénivelée simple H95% - H5%.

L : Long du rectangle équivalent (km).

II-6-2-4 Vitesse de propagation de la crue (km/heure).

$$V_e = \frac{L_p}{T_c}$$

L_p : long du thalweg (km).

T_c : temps de concentration (h).

II-6-2-5 Pente moyenne

$$P_{moy} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L}$$

P_{moy} : pente moyenne du cours d'eau [m/km] ;

ΔH = (h_{max} - h_{min}): dénivellation maximale de la rivière [m] (différence d'altitude entre le point le plus éloigné et l'émissaire) ;

L : longueur du cours d'eau principal [km].

P_{moy} = 49.82m/km

II-6-3-Répartition Hypsométrique du bassin versant

II-6-3-1Le relief

Le relief est un facteur essentiel, il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation, il régit donc la forme de l'écoulement.

C'est un élément capital dans le comportement hydrologique d'un bassin. Le but recherché dans ce volet, est la détermination de la classe de relief, la hauteur

moyenne et le pourcentage des aires partielles entre les différentes courbes de niveau.

La courbe hypsométrique est tracée après avoir estimé par planimètre les surfaces partielles comprises entre les courbes de niveau successives. On obtient les résultats suivants :

Tableau (II-1) Répartition de la surface du BV

| Tranche | Surface | S cuml | Surface | di | ai | RAC(di*ai) | Hi | s*hi |
|------------|-----------------|-----------------|---------|-----------|-------|------------|------|-------|
| d'altitude | Km ² | km ² | % | Dénivelée | | | Km | |
| 1789-1600 | 3,38 | 3,38 | 4,14 | 189 | 0,041 | 2,80 | 1,69 | 5,73 |
| 1600-1500 | 5,63 | 9,01 | 11,05 | 100 | 0,069 | 2,63 | 1,55 | 8,73 |
| 1500-1400 | 10,02 | 19,03 | 23,33 | 100 | 0,123 | 3,51 | 1,45 | 14,53 |
| 1400-1300 | 15,55 | 34,58 | 42,40 | 100 | 0,191 | 4,37 | 1,35 | 20,99 |
| 1300-1200 | 13,83 | 48,41 | 59,36 | 100 | 0,170 | 4,12 | 1,25 | 17,29 |
| 1200-1100 | 10,85 | 59,26 | 72,66 | 100 | 0,133 | 3,65 | 1,15 | 12,48 |
| 1100-1000 | 6,85 | 66,11 | 81,06 | 100 | 0,084 | 2,90 | 1,05 | 7,19 |
| 1000-900 | 4,95 | 71,06 | 87,13 | 100 | 0,061 | 2,46 | 0,95 | 4,70 |
| 900-800 | 5,81 | 76,87 | 94,25 | 100 | 0,071 | 2,67 | 0,85 | 4,94 |
| 800-700 | 4,09 | 80,96 | 99,26 | 100 | 0,050 | 2,24 | 0,75 | 3,07 |
| 700-651 | 0,596 | 81,56 | 100,00 | 49 | 0,007 | 0,60 | 0,68 | 0,41 |
| somme | 81,56 | | | | 1,00 | 31,33 | | 99,64 |

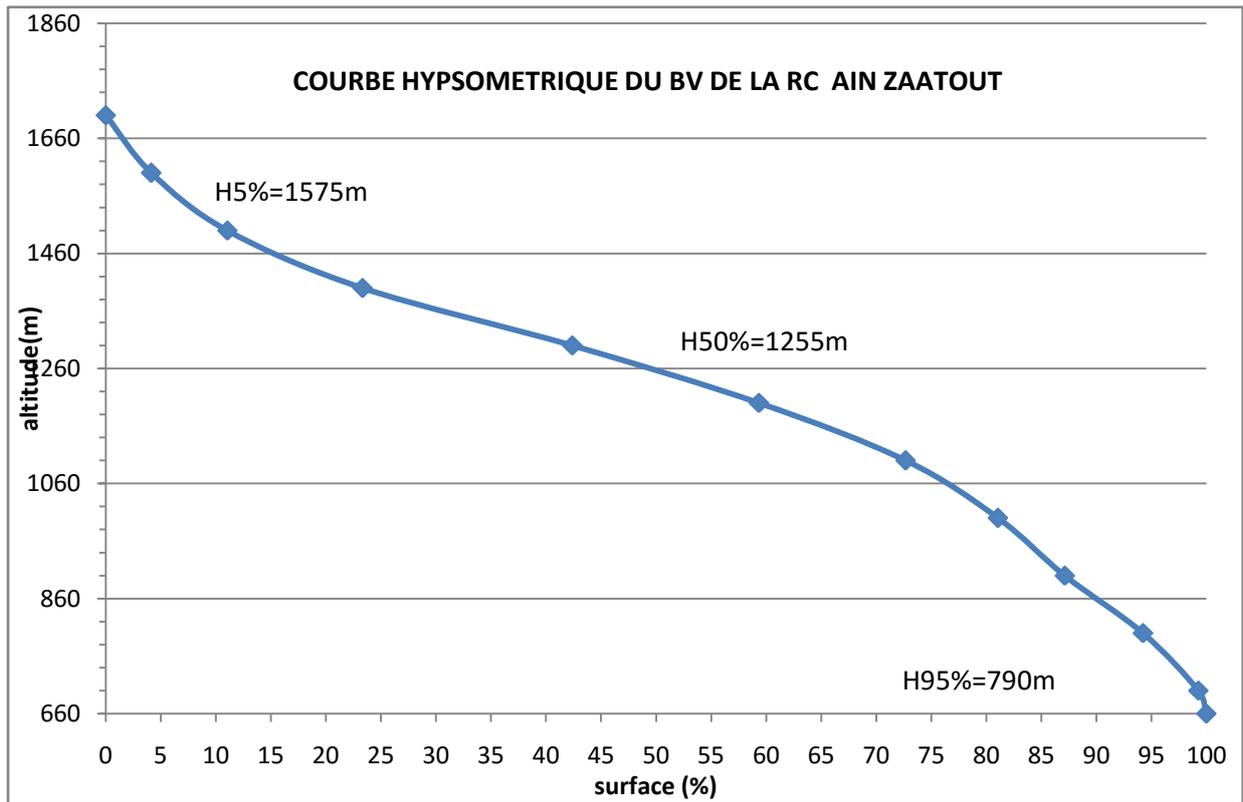


Figure (II-3): Courbe hypsométrique

Tableau (II-2) : Caractéristiques Morphométriques

| N ⁰ | DESIGNATIONS | UNITES | VALEURS |
|----------------|---|-----------------|---------|
| 1 | Coordonnées du site | | |
| | X | Km | 782.200 |
| | Y | Km | 208.400 |
| 2 | Z | m | 651.00 |
| | Superficie du bassin «S» | Km ² | 81.56 |
| 3 | Périmètre du bassin versant « P » | Km | 45.18 |
| 4 | Kc | | 1.41 |
| 5 | L(longueur équivalent) | Km | 18.29 |
| 6 | I(largeur équivalent) | Km | 4.46 |
| 7 | IPR | | 0.23 |
| 8 | Ig | m/Km | 42.91 |
| 9 | Altitudes caractéristiques | | |
| | Hmax | m | 1789,00 |
| | Hmoy | m | 1221.7 |
| 10 | Hmin | m | 651.00 |
| | Dénivelée brute « h » | m | 1129.00 |
| 11 | Dénivelée utile (H5%-H95%) | m | 785.00 |
| 12 | Longueur du thalweg principal Lp | Km | 22.84 |
| 13 | Temps de concentration Tc | H | 3.68 |
| 14 | Vitesse moyenne de propagation de la crue | Km/h | 6.20 |

II-6-3-2 Altitude moyenne

L'altitude moyenne H_m est calculée par la méthode pondérale, par la formule suivante

$$:H_{moy} = \sum \frac{S_i H_i}{S}$$

Où S_i : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km^2)

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m) et S : Superficie du bassin versant (Km^2)

$$H_{moy}=1016m \quad h_{max}+h_{min}/2$$

II-6-3-3 Altitude médiane

L'altitude médiane correspond à celle lue au point de l'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière, dans ce cas le bassin est dit symétrique. D'après la courbe hypsométrique, on obtient :

$$H_{med}=H_{50\%}=1020 m.$$

II-6-4 Les indices des pentes

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et permettre ainsi des comparaisons et des classifications. Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique du bassin.

II-6-4-1 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.

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L}$$

Avec :

L : longueur du rectangle équivalent ;

$$H_{5\%} =1230 m$$

$$H_{95\%} = 915 \text{ m}$$

$$L = 10.23 \text{ km}$$

$$AN \dots \dots \dots \mathbf{I_g = 3.6 \text{ m/km}}$$

Donc on a : un relief **Assez modéré**

II-6-4-2 Indice de pente de Roche

L'indice de pente de Roche (**Roche, 1963**) sert à déterminer la pente moyenne avec les données réelles du bassin versant.

Il est déterminé par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})}$$

Où : **L** est la longueur de rectangle équivalent (m)

Si : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives Hi et Hi-1

II-6-4-3 Indice de pente moyenne I_{pm}

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur du rectangle Équivalent. Il est donné par la formule suivante :

$$I_{pm} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L}$$

Dans notre cas on trouve **I_{pm} = 4.6%**

II-6-4-4 Pente moyenne du bassin versant

Elle est donnée par la formule suivante :

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

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

$L_1 L_2 \dots L_n$: les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S: superficie du bassin versant (Km²).

La pente moyenne du bassin est : **$I_{moy}=141 \text{ m/km}$**

II-6-5 Classification du relief

Il s’agit de caractériser le relief du bassin en se basant sur l’indice de pente globale selon la classification de l’ORSTOM.

Tableau (II-3): Classification du relief

| Relief | | Ig |
|--------|--------------|----------------------|
| 1 | Très faible | $Ig < 0.002$ |
| 2 | Faible | $0.002 < Ig < 0.005$ |
| 3 | Assez faible | $0.005 < Ig < 0.01$ |
| 4 | Modéré | $0.01 < Ig < 0.02$ |
| 5 | Assez modéré | $0.02 < Ig < 0.05$ |
| 6 | Fort | $0.05 < Ig < 0.1$ |
| 7 | Très fort | $0.05 < Ig$ |

II-7 Caractéristiques climatiques du bassin versant

II-7-1 TEMPERATURES

Ce paramètre joue un rôle essentiel dans l’évaluation du déficit d’écoulement, nous utilisons la station de Mena sur une période de 10ans (1986-1996) [BNEDER.1998] figure dans le tableau ci-dessous.

$T_{oc \text{ min}}$ = Températures moyennes mensuelles et annuelles des minima ;

$T_{oc \text{ moy}}$ = Températures moyennes mensuelles et annuelles ;

$T_{oc \text{ max}}$ = Températures moyennes mensuelles et annuelles des maxima

Tableau (II-4): Températures moyennes mensuelles

| | Jan | Fev | Mar | Avr | Mai | Juin | Jui | Aou | Sep | Oct | Nov | Dec | année |
|-----------------------|-------|------|-------|-------|-------|-------|-------|------|-------|-------|-------|-------|-------|
| T° moy _{max} | 10.9 | 12.6 | 16.57 | 19.49 | 25.77 | 31.08 | 33.46 | 35.3 | 29.13 | 22.42 | 14.91 | 10.58 | - |
| T° moy _{min} | 0.82 | 2.29 | 5.63 | 8.11 | 13.43 | 17.92 | 19.94 | 21.5 | 16.27 | 10.58 | 4.21 | 0.54 | - |
| T ° moy | 5.868 | 7.46 | 11.1 | 13.8 | 19.6 | 24.5 | 26.7 | 28.4 | 22.7 | 16.5 | 9.56 | 5.56 | 15.97 |

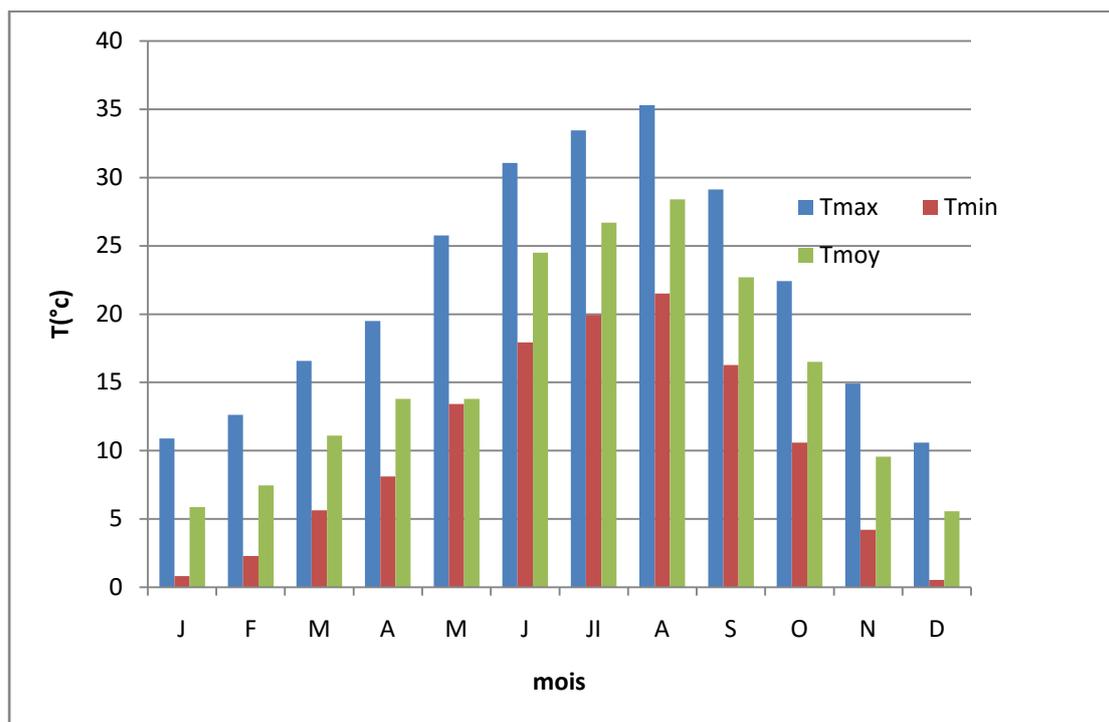


Figure (II-4): Diagramme répartition mensuelle des températures Mena

Les températures les plus élevées sont observées de juin à septembre, et les plus basses de mois de décembre à février.

Les moyennes des minima restent faibles de novembre à Mars.

On remarque que le mois le plus froid est décembre avec une moyenne de 0.54 °C

Pour la moyenne des maxima, les mois les plus chauds sont juillet et août avec des valeurs de 33.46 et 35.3 °C.

II-7-2EVAPORATION

L'estimation de ce paramètre a été faite en utilisant les données disponibles pour la station barrage de fontaine des gazelles, où elle est mesurée par le bac Colorado. Le tableau N° 17 donne les valeurs sur une période de 17 ans.

L'évaporation moyenne annuelle retenue est donc de 2483.60 mm / an, comme on le remarque dans le tableau N° 4 ci-après. Elle est minimale durant les mois d'hiver (décembre, janvier et février), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (juin, juillet et août) (Fig N°5).

Tableau (II-5): Evaporation station barrage de fontaine des gazelle,

| Mois | Sep | oct | nov | Déc | Jan | fév | Mar | avr | mai | jui | juill | Août | Som |
|------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|
| Min (mm) | 164.03 | 118.80 | 88.69 | 52.42 | 67.39 | 63.57 | 93.05 | 122.46 | 165.91 | 198.35 | 245.93 | 68.427 | 1619.28 |
| Max (mm) | 312.31 | 210.99 | 151.48 | 189.46 | 190.40 | 131.20 | 207.40 | 306.77 | 363.40 | 518.47 | 453.10 | 44.335 | 3462.42 |
| E Moy (mm) | 259.27 | 162.24 | 116.30 | 97.11 | 90.40 | 104.36 | 155.69 | 200.23 | 259.51 | 336.34 | 366.52 | 238.63 | 2483.60 |

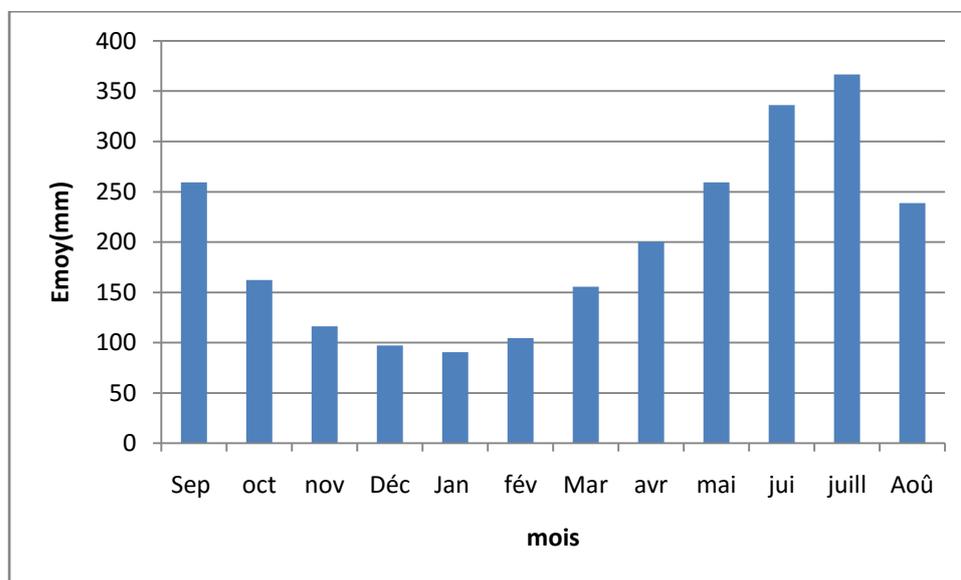


Figure (II-5): Diagramme répartition mensuelle d'Evaporations

II-7-3HUMIDITE

La commune de Ain Zaatout est considérée comme une zone semi aride, qui est caractérisé par un climat sec et chaud, il est cependant constater des pourcentages d’humidité moins importants, mais une légère augmentation est remarquable ces dernières années et ça est du au site du barrage des fontaine des gazelle dont l’influence est directe sur le taux d’humidité de la région .

D’après la série de données des 10 dernière années d’observation on constate que :

- La moyenne minimale annuelle est de 29.09%
- La moyenne maximale annuelle est de 58.18%

Tableau (II-6): Répartition mensuelle de taux d’humidité (bilan ANRH 1990-2000).

| mois | janvier | février | mars | avril | mai | juin | juillet | août | septembre | octobre | novembre | décembre |
|--------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|---------|-------|-----------|---------|----------|----------|
| moy(%) | 58,182 | 48,818 | 43,45 | 37,55 | 32,54 | 28,82 | 26,55 | 29,09 | 38,45 | 45,45 | 52,36 | 57,18 |

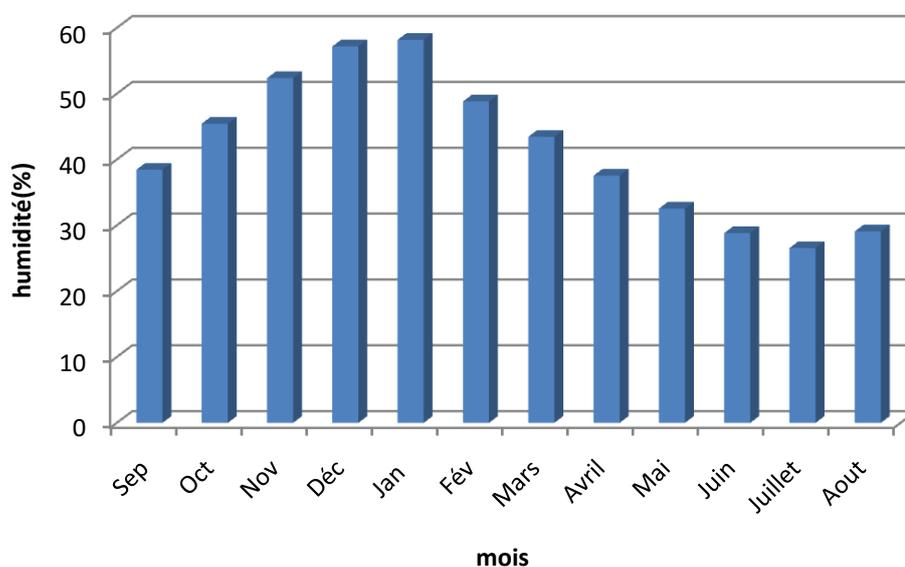


Figure (II-6): Diagramme répartition mensuelle de l’humidité

II -8 LE VENT

Les vitesses du vent sont presque homogènes pendant plusieurs mois de l’année, la vitesse moyenne annuelle est de l’ordre de 5,23 m/s .

- La vitesse moyenne minimale est de 4,26 m/s ;
- La vitesse moyenne maximale est de 5,26 m/s (ressource ANRH Biskra).

II -9 PRECIPITATIONS

II -9-1 Données disponibles :

Les caractéristiques de la station pluviométrique disponible pour cette étude est donnée dans le Tableau N°7. Dans le cadre de cette étude, on utilisera principalement les données pluviométriques de la station de Menaâ est la station le plus proche de la zone de l'étude. Les autres stations pluviométriques servent à conclure quant à l'homogénéité de la pluviométrie de la région.

II -9-2 Pluies annuelles :

La station pluviométriques la plus proche du bassin versant sont la station de MENAA possède une série de (1971-2012).

| Nom de la station | Code | ALT (m) | Années d'observation |
|-------------------|--------|---------|----------------------|
| MENAA | 061304 | 983 | 41 |

Tableau (II-7): caractéristiques des stations pluviométriques

Par ailleurs, les figures N°7 et montre la carte pluviométrique de la région de **BISKRA** l'A.N.R.H EN 1993.

Le tableau N°7 montre la distribution moyenne mensuelle des pluies dans le bassin de l'étude (Fig. N°8).

| Mois | Sep | oct | nov | Déc | Jan | fév | Mar | avr | mai | jui | juill | Aoû | Som |
|--------------------|-------|-------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|---------------|
| P(mm) MENAA | 26,04 | 16,67 | 5,62 | 14,77 | 27,24 | 21,16 | 28,90 | 24,73 | 20,83 | 18,67 | 23,31 | 16,18 | 244,12 |
| P(%) | 10,67 | 6,83 | 2,30 | 6,05 | 11,16 | 8,67 | 11,84 | 10,13 | 8,53 | 7,65 | 9,55 | 6,63 | 100,00 |

Tableau (II-8): Moyennes mensuelles des précipitations en mm dans la station de Menaâ.

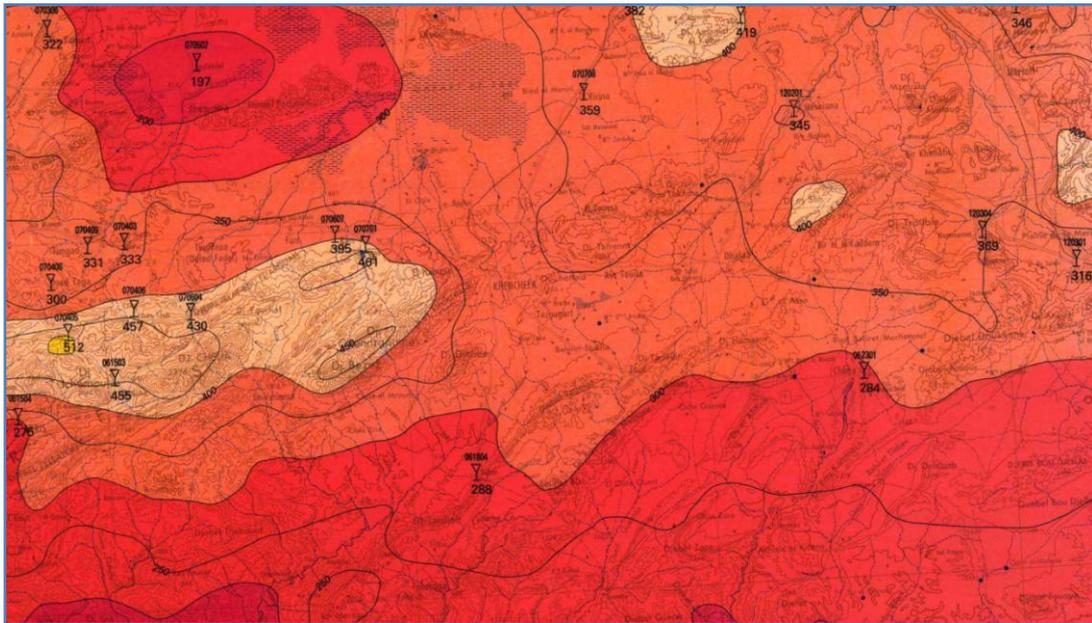


Figure (II-7): Carte ANRH

Afin de détailler la notion de pluie annuelle et de pluie mensuelle, le bureau a analysé les données de la station de Mena.

Nous constatons que la moyenne annuelle des pluies à la station de Mena est de 244.12mm. Le mois le plus pluvieux est Mars (28.9 mm).

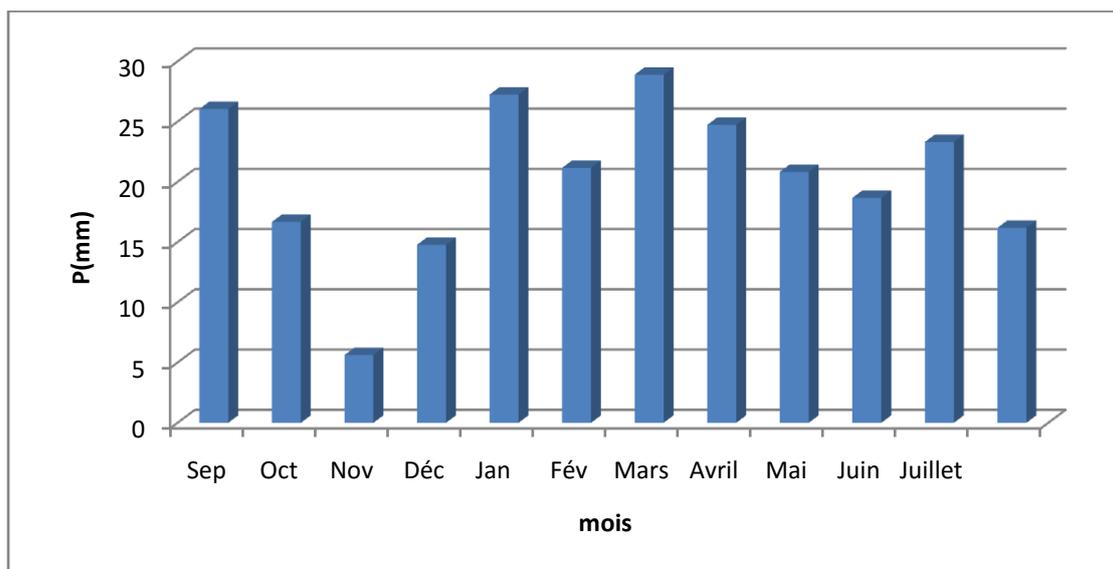


Figure (II-8): Répartition mensuelle des pluies station Mena

II-10 ETUDE DES CRUES

L'étude des crues nécessite la détermination des paramètres conditionnant le comportement hydrologique du bassin versant tels que :

- Le temps de concentration
- La pluie maximale journalière de différente fréquence.
 - La pluie de courte durée de même fréquence.

II-10-1 Temps de concentration : Tc

Le temps de concentration est calculé selon la formule de **GIANDOTTI**:

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$$

Tc=3,68heure

S : surface du bassin versant, **Km²**

L : longueur du thalweg principal, **Km**

H_{moy} : altitude moyenne, **m**

H_{min} : altitude à l'exutoire, **m**

II-10-2 Etude des pluies journalières de différentes fréquences

Pour l'étude des pluies journalières maximales, les données relevées à la station de Mena est prise en compte. Un traitement statistique a été appliqué à la série des P_{jmax} et plusieurs lois sont utilisées afin de tester l'ajustement et de choisir celle qui est la plus représentative pour l'estimation des valeurs fréquentielle Tab (N°13 ,14,16) et Fig N° 10 et 11. Les valeurs des pluies journalières maximales sont portées dans le tableau N⁰¹ 12.

- La loi de Galton (loi Log-normale)

Classer l'échantillon Par ordre croissant ou décroissant, l'ordre de classement, la fréquence expérimentale calculée par la formule :

$$\hat{F}(x_i) = \frac{i - 0.5}{n} \quad (\text{i rang de classement, n taille de l'échantillon})$$

Les valeurs de la variable sont toujours portées en ordonnées et les fréquences au non dépassement en abscisses, selon les échelles adaptées à la loi.

La loi théorique est matérialisée par une droite en trait fort. La plus part du temps vous verrez également deux courbes en trait fin limitant un intervalle de confiance à 80% (intervalle que vous pourrez modifier).

La fonction de répartition est $F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du$ avec $u = \frac{\log(x - x_0) - a}{b}$; ici nous considérerons que c'est la variable $\log(x-x_0)$ qui suit une loi de Gauss à deux paramètres :

a : la moyenne des $\log(x-x_0)$;

b : l'écart-type des $\log(x-x_0)$.

$$a = \frac{\sum_{i=1}^n \log(x_i - x_0)}{n} \quad b = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \log^2(x_i - x_0) - n a^2}{n - 1}}$$

| N° | Pjmax | N° | Pjmax |
|----|-------|----|-------|
| 1 | 24,7 | 13 | 27,9 |
| 2 | 10,7 | 14 | 36,3 |
| 3 | 30,9 | 15 | 35,2 |
| 4 | 31,2 | 16 | 32,8 |
| 5 | 24,6 | 17 | 50,2 |
| 6 | 47,5 | 18 | 41,3 |
| 7 | 42,5 | 19 | 41,2 |
| 8 | 33,1 | 20 | 39,3 |
| 9 | 37,1 | 21 | 43 |
| 10 | 21,8 | 22 | 60,7 |
| 11 | 98,4 | 23 | 19.1 |
| 12 | 28,6 | - | - |

Tableau (II-9): Valeurs des pluies maximales journalières annuelles Station Menaa (code 061304)

- Ajustement pluies journalières max

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations: 23

Paramètres

mu 3.51539

sigma 0.443371

Quantiles

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

$T = 1/(1-q)$

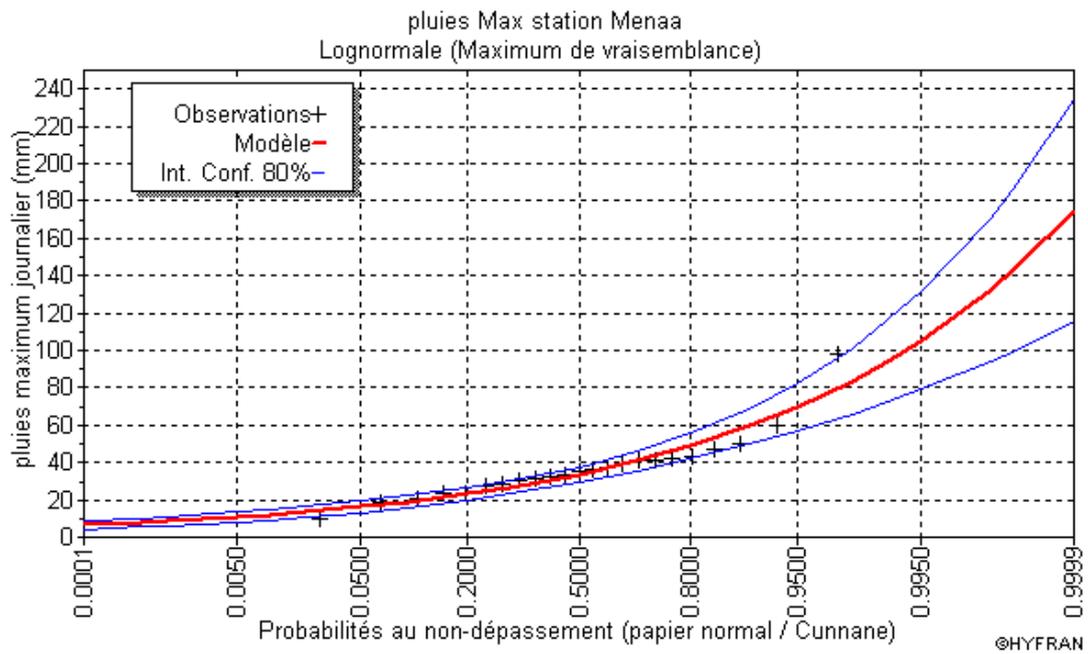
| T | q | XT | Ecart-type | Intervalle de confiance (80%) |
|--------|--------|-----|------------|-------------------------------|
| 1000.0 | 0.9990 | 130 | 30 | 94 - 170 |
| 200.0 | 0.9950 | 110 | 21 | 79 - 130 |
| 100.0 | 0.9900 | 94 | 17 | 72 - 120 |
| 50.0 | 0.9800 | 84 | 14 | 66 - 100 |
| 20.0 | 0.9500 | 70 | 10 | 57 - 83 |
| 10.0 | 0.9000 | 59 | 7.5 | 50 - 69 |

Tableau (II-10): Ajustement pluies journalières max

| PERIODE DE RETOUR (années) | 1000 | 200 | 100 | 50 | 10 |
|----------------------------|------|-----|-----|----|----|
| FREQUENCE (%) | 0,1 | 0.5 | 1 | 2 | 10 |
| Pjmax | 130 | 110 | 94 | 84 | 59 |

Tableau (II-11): Pjmax fréquentielle

Figure (II-9) Ajustement log normal station Mena



-Ajustement Gumbel

Résultats de l'ajustement

Gumbel (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations: 23

Paramètres

u 29.6161

alpha 12.6707

Quantiles

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

T = 1/(1-q)

| T | q | XT | Ecart-type | Intervalle de confiance (80%) |
|--------|--------|-----|------------|-------------------------------|
| 1000.0 | 0.9990 | 120 | 16 | 97 - 140 |
| 200.0 | 0.9950 | 97 | 12 | 81 - 110 |
| 100.0 | 0.9900 | 88 | 11 | 74 - 100 |
| 50.0 | 0.9800 | 79 | 9.5 | 67 - 91 |
| 20.0 | 0.9500 | 67 | 7.6 | 57 - 77 |
| 10.0 | 0.9000 | 58 | 6.2 | 50 - 66 |

Tableau (II-12): Ajustement pluies journalières max

| PERIODE DE RETOUR (années) | 1000 | 200 | 100 | 50 | 10 |
|-----------------------------------|-------------|------------|------------|-----------|-----------|
| FREQUENCE (%) | 0,1 | 0.5 | 1 | 2 | 10 |
| Pjmax | 120 | 97 | 88 | 79 | 58 |

Tableau (II-13): Pjmax fréquentielle

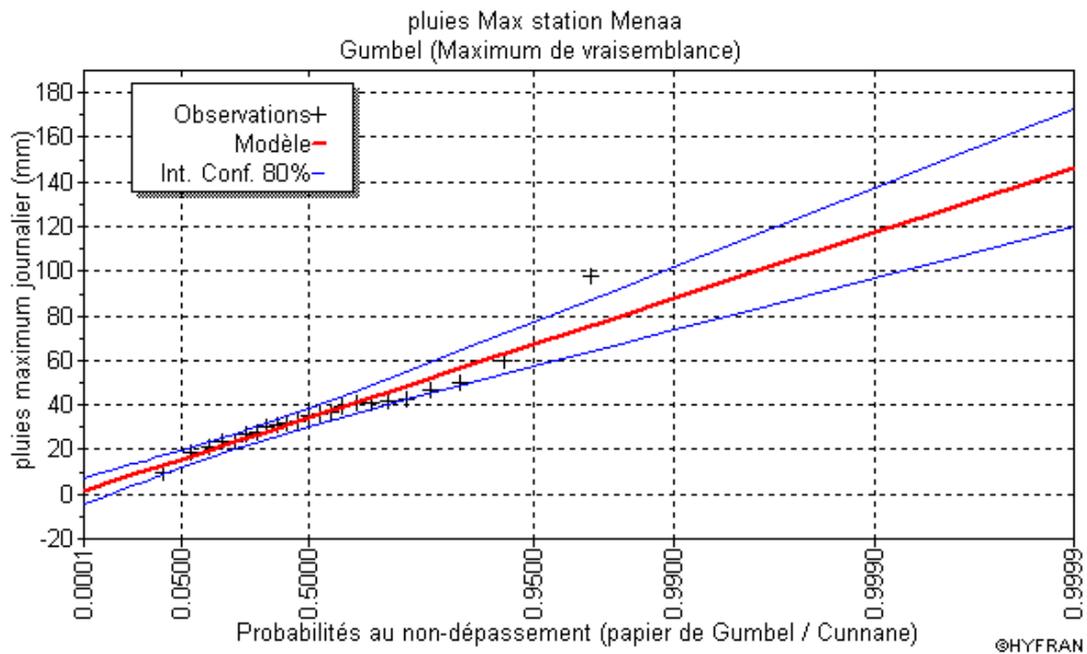


Figure (II-10): Gumbel station pluviométrique Menaa

Conclusion:

D’après les résultats obtenus on remarque qu’à partir les deux méthodes (Gumbel et Galton, on trouve que la série de pluies maximale journalière de la station de Menaa suit la loi de Galton par ce que presque tous les points sont à l’intérieure de l’intervalle.

II-11 Pluies de courte durée

A partir des pluies journalières maximales nous calculons les pluies de courte durée de même fréquence en utilisant la relation suivante:

$$P_{tc} = P_{jmax} \left[\frac{T_c}{24} \right]^b$$

Où:

P_{tc} : pluie de courte durée de fréquence donnée, mm

P_{j max.}: pluie max. journalière de même fréquence, mm

T_c : temps de concentration, heure

B : coefficient climatique 0.25

| PERIODE DE RETOUR (années) | 1000 | 200 | 100 | 50 | 10 |
|-----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| FREQUENCE (%) | 0,1 | 0.5 | 1 | 2 | 10 |
| Pluies de courte durée (mm) | 81.90 | 69.30 | 59.22 | 52.22 | 37.17 |

Tableau (II-14): Pluies de courte durée

II11-1 Débits maximums

En raison de l’absence de mesures hydrométriques, la détermination des crues de projet a nécessité l’utilisation des formules de **Turazza** et de **Giandotti** qui donnent des résultats acceptables concernant les débits estimés de l’Oued de la retenue collinaire.

- FORMULE DE TURAZZA

La formule de TURAZZA tient compte des pluies maximales de courte durée, de l’intensité des pluies, de la superficie et du temps de concentration.

$$Q_{max} = \frac{C * P_{tc} * S}{3,6 * T_c} = \frac{1}{3,6} S * I_t * C$$

Où

P_{tc} : pluie de courte durée pour un temps t = **T_c**

S: superficie du bassin versant, Km²

T_c : temps de concentration, heure

I_t: intensité de la pluie, mm/h

C: coefficient de ruissellement (0.8-0.3).

- FORMULE DE GIANDOTTI

La formule de Giandotti représente le rapport entre le débit instantané et le débit

moyen journalier.

$$\frac{Q_{inst}}{Q_T} = \frac{P_{tc}}{P_{jmax}} * \frac{24}{T_c}$$

Avec Q_T : débit moyen journalier de temps de retour T

Q_T : est calculé par la formule de SAMIE:

$$Q_T = \frac{Cr * PT * S}{108}$$

Cr : coefficient de ruissellement en grande crue $Cr=0,90$

S : surface du BV 81.56 km².

- FORMULE DE SOKOLOVSKY

Elle est donnée sous la forme suivante :

$$Q_{max} = (0.28 * P_{tc} * C * S * F) / T_c$$

P_{tc} pluie de courte durée pour un temps.

C : coefficient de ruissellement (0,8-0,6).

S : superficie du bassin versant 81.56 Km²

T_c : temps de montée de la crue $T_m=T_c=3.68$ heure.

F : Coefficient de la formule de l'hydrogramme 4.

$$F = \frac{12}{4+3\gamma} (\gamma = 2.5).$$

Les résultats obtenus par les trois formules citées ci-dessus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau (II-15): Débit Max

| PERIODE DE RETOUR (années) | 1000 | 200 | 100 | 50 | 10 |
|-----------------------------------|--------|---------|--------|--------|--------|
| Formule de TURAZZA | 352.96 | 298.65 | 255.21 | 162.90 | 114.42 |
| Formule de GIANTOTTI | 228.71 | 193.523 | 165.52 | 147.78 | 103.79 |
| FORMULE DE SOKOLOVSKY | 226.86 | 191.95 | 164.03 | 146.58 | 102.95 |
| Débit proposé (m ³ /s) | 228.71 | 193.523 | 165.52 | 147.78 | 103.79 |

II -12 VOLUMES ET HYDROGRAMMES DE CRUE

La forme de l’hydrogramme de crue est déterminée selon la méthode de SOKOLOVSKY qui assimile l’hydrogramme à deux équations paraboliques, l’une traduisant la montée de la crue et qui s’écrit:

$$Q(t) = Q_{max} \left[\frac{T}{T_m} \right]^p$$

Et l’équation de décrue:

$$Q(t) = Q_{max} \left[\frac{T_d - T}{T_d} \right]^p$$

Où:

T_m : temps de montée de la crue

T_d : temps de décrue

Avec T_d = δ T_m et δ=2.5

Les volumes de crue pour différentes fréquences calculés d’après l’équation et les hydrogramme sont dans le tableau ci-après:

$$V_T = (1,8 * Q_t * T_b) / 1000$$

$$T_b = 2 * T_c$$

V_T : Volume de crue hm³.

Q_t : Débit maximal m³

Tc : Temps de concentration heure.

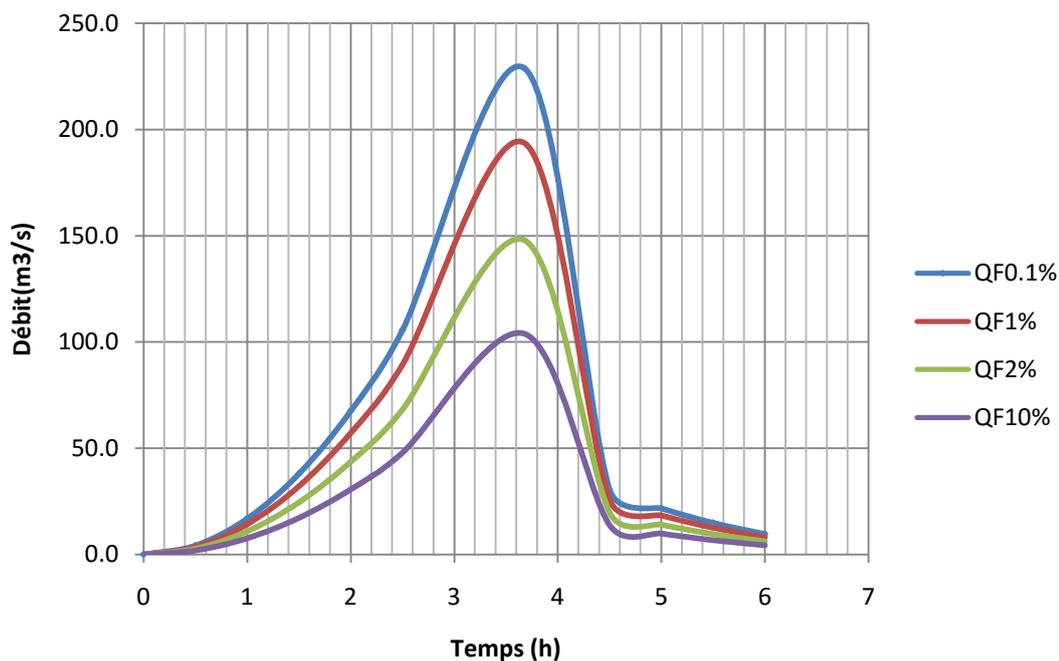


Figure (II-11): Hydrogramme de crue

Tableau (II-16): Volume de crue

| PERIODE DE RETOUR (années) | 1000 | 500 | 100 | 50 | 10 |
|-----------------------------------|------|------|------|------|------|
| VOLUME DE CRUE (Hm ³) | 3.03 | 2.56 | 2.19 | 1.95 | 1.37 |

II -13 Etude des apports

II -13 -1 Apports moyens annuels

En raison de l'absence des stations hydrométriques sur l'Oued, l'estimation de l'apport moyen annuel est faite moyennant les formules empiriques:

- Formule DERI 1977
- Formule de MALLET et GAUTHIER
- Formule ANRH

-Formule de DERI 1977

$$Le = 11,8*(Pa/1000)^{2,82}*31,536$$

$$A = Le \times S \times 10^{-3}$$

Pa : Pluie moyenne annuel, (mm)

Le : lame d'eau ruisselée (mm).

A : apport moyen annuel (hm³/an)

S : surface de bassin versant (m²)

Le = 6.97mm.

$$A = 0.569124hm^3$$

- Formule de MALLET et GAUTHIER

$$Le=0.6*P*\left(1-10^{-0.36p^2}\right)*10^3$$

P : pluie annuelle, exprimée en m.

Le = 7.06 mm.

$$A = 0.57580 \text{ hm}^3$$

- Formule ANRH

$$Le = P*\left(1-10^{-KP^2}\right)*10^3$$

Où:

$$K = a - 0,01 \log S \quad \text{avec } a=0,18$$

P: pluie en(m)

Le = 5.33 mm.

$$A = 0.434777 \text{ hm}^3$$

Tableau (II-17): Tableau Récapitulative

| FORMULES | DERI 1977 | MALLETET GAUTHIER | ANRH |
|--|-----------|-------------------|----------|
| Lame d'eau écoulee Le (mm) | 6.97 | 7.06 | 5.33 |
| Apport moyen annuel (hm ³) | 0.56912 | 0.57580 | 0.434777 |

Après analyse des résultats des différentes formules nous considérons que la valeur de la lame d'eau ruisselée est de **6.45 mm** engendrant un apport liquide moyen de **0.526568 Hm³ / an.**

La distribution moyenne mensuelle des apports liquides sur l'Oued de la retenue est portée dans le tableau n°09

Les apports baissent considérablement durant la période s'étendant du mois de juin au mois d'Août (**Figure 09**).

Tableau (II-18): Distribution moyenne annuelle des apports

| Mois | Sept | Oct | Nov | Déc | Jan | Fév | Mar | Avr | Mai | Juin | Juil | Août | ΣA |
|-------------------|-------|------|------|------|-------|------|-------|-------|------|-------|-------|------|----------|
| % | 10,67 | 6,83 | 2,30 | 6,05 | 11,16 | 8,67 | 11,84 | 10,13 | 8,53 | 7,65 | 9,55 | 6,63 | 100% |
| A Hm ³ | 0,06 | 0,04 | 0,01 | 0,03 | 0,06 | 0,05 | 0,06 | 0,05 | 0,04 | 0,040 | 0,050 | 0,03 | 0.526568 |

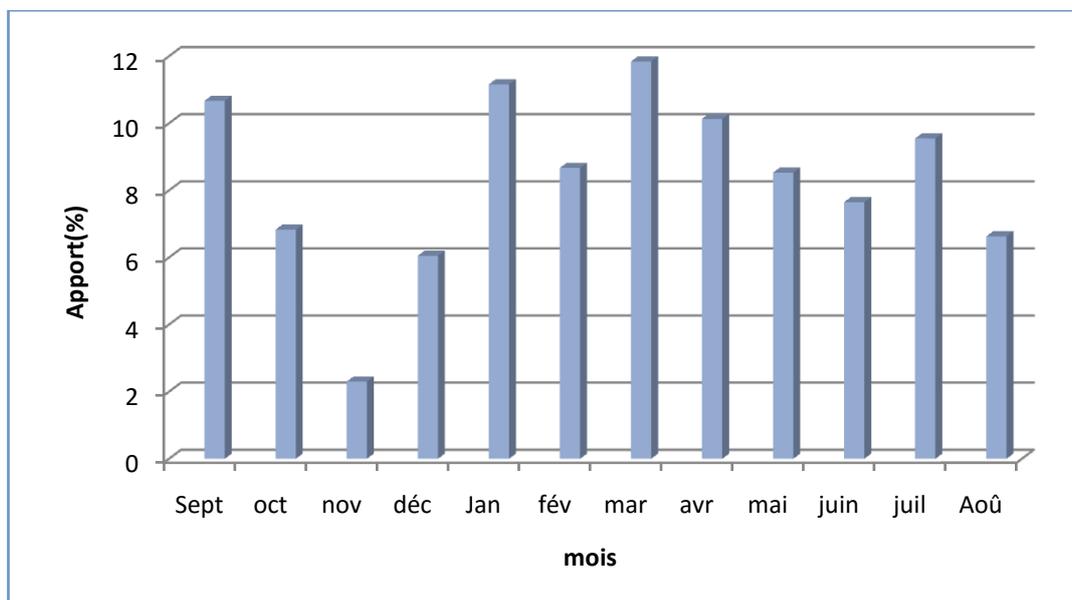


Figure (II-12) : Distribution moyenne annuelle des apports.

II-13-2 Variabilité de l'apport: coefficient de variatio

Pour les cours d'eau non jaugés, on à recours généralement soit à l'analogie des Oueds observes, soit aux formules empiriques.

Où
$$Cv = \frac{0,70}{Mo^{0,125}} * Ks$$

Mo: module spécifique l/s/Km²

Ks: coefficient de réduction qui tient compte de la pérennité de l'oued (Ks= 1 pour les oueds temporaires et Ks = 0,25 pour les oueds pérennes).

Dans notre cas : Ks = 1 ce qui donne un Cv =0,85.

II-13-3 Etude fréquentielle des apports liquides

Nous adoptons la distribution **LOG NORMALE** (GALTON) qui s'ajuste bien en général aux séries observées, l'expression de la loi s'écrit:

$$Af\% = \frac{Ae^{u\sqrt{\ln(Cv^2+1)}}}{\sqrt{Cv^2+1}}$$

Où:

A: Apport moyen annuel

Af % : Apport liquide de fréquence donnée

Cv: Coefficient de variation

u: variable de Gauss

Tableau (II-19): Les apports liquides de différentes fréquent

| PERIODE DE RETOUR (ANNEES) | 2 | 5 | 10 | 20 | 5sèche | 10sèche |
|----------------------------|----|----|----|----|--------|---------|
| FREQUENCE | 50 | 20 | 10 | 5 | 80 | 90 |

| | | | | | | |
|-----------------------------------|-------|-------|-------|-------|--------------|-------|
| % | | | | | | |
| U | 0 | 0.84 | 1.28 | 1.65 | -0.84 | -1.28 |
| APPORT LIQUIDE (hm ³) | 0.402 | 0.747 | 1.033 | 1.35 | 0.216 | 0.156 |
| LAME D'EAU RUISSELLEE (mm) | 4.92 | 9.15 | 12.56 | 16.56 | 2.65 | 1.92 |
| Debits (m ³ /s) | 0.013 | 0.024 | 0.033 | 0.043 | 0.007 | 0.005 |

II-14 ETUDE DES APPORTS SOLIDES

L'estimation du volume d'envasement du barrage a été faite en utilisant la relation de

-SOGREAH -TIXERONT (1969):

$$Ta = 350 R^{0,15}$$

Où

R: lame d'eau écoulée, mm (**R =Le = 6.45mm**)

Ta: taux d'abrasion, T/Km²/an

On trouve un taux d'abrasion égal à:

$$Ta = 99.19 T/Km^2/an$$

En considérant un poids spécifique de **1,6T/m³** , le volume mort ou garde d'envasement se calcule comme suit:

$$Vs = \frac{S * Ta * t}{1,6}$$

Où:

t: est la durée de vie du barrage en années

(Dans notre cas on prendra **t = 10année**)

$$Vmort = 235 971,328m^3$$

II-15 ETUDE DE LA REGULARISATION

II-15 -1 Objectifs et méthodologie

L’objet de cette étude est d’établir la capacité de la retenue sur l’Oued de la retenue collinaire de façon à la régularisation annuelle des apports de l’oued soit optimum. La retenue étant destinée strictement à l’irrigation.

La méthode utilisée est celle du bilan hydrique qui est basée sur les données suivantes:

- Répartition mensuelle de l’évaporation.
- Répartition mensuelle de l’infiltration
- Répartition mensuelle des apports moyens mensuels.
- Besoin en eau.

II-15 -2 Paramètres de base de l’étude de la régularisation

II-15 -2-1 Apports liquides mensuels

Compte tenue de l’absence de station hydrométrique sur le bassin versant d’étude

.la répartition mensuelle est celle de l’Oued Tarhit (voir ci dessous).

Les calculs ont été réalisés sur des bases mensuelles

Tableau (II-20)

| Mois | Sept | oct | nov | Déc | jan | fév | mar | avr | mai | juin | juil | Aoû | ΣA (mm) |
|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----------|-----------|------|--------------|
| A% | 0,06 | 0,04 | 0,01 | 0,03 | 0,06 | 0,05 | 0,06 | 0,05 | 0,04 | 0,04 0 | 0,05 0 | 0,03 | 0.5265 68 |

II-15 -2-2 Courbes Hauteur / Surface / Capacité.

Après les levées topographiques du surface de la retenue collinaire, et à partir de l'équation suivante.

On trace la courbe, HAUTEUR /SURFACE /CAPACITE.

$$\Delta V = 1/3 \Delta h (S1 + S2 + \sqrt{S1 * S2}).$$

où :

ΔV : volume partiel de la retenue collinaire.

Δh : la hauteur entre $h_n - h_{n+1}$.

S1 : surface partielle 1.

S2 : surface partielle 2.

L'établissement du Plan d'eau en courbe de niveau donne d'une part les variations du volumes de la retenue en fonction de la cote du Plan d'eau, ce qui permettra de fixer la variation de la retenue normale et d'autre part la variation de la surface submergée de la retenue en fonction de la cote du Plan d'eau, ce qui permettra de calculer les pertes par évaporation.

Les résultats sont portés dans le tableau n° 19 , Fig ° 10.

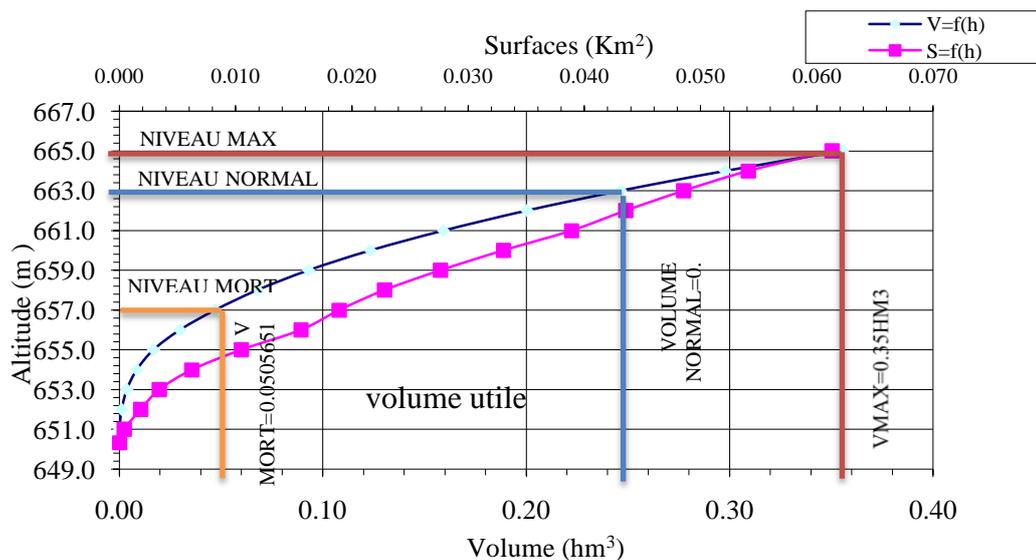
Tableau (II-21)

COURBE/ HAUTEUR/SURFACE RETENUE COLLINAIRE AIN ZAATOUT

| Altitude | Δh | Superficie (Km ²) | Volume Partiel (hm ³) | Volume Cumulé (hm ³) |
|----------|------------|-------------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|
| 650,34 | | 0 | | |
| | 0,66 | | 0,000095 | 0,000095 |
| 651 | | 0,0004332 | | |
| | 1 | | 0,001056186 | 0,001151 |
| 652 | | 0,00184206 | | |
| | 1 | | 0,00260434 | 0,003756 |

| | | | | |
|------------|----------|-------------------|--------------------|-----------------|
| 653 | | 0,00345002 | | |
| | 1 | | 0,004780598 | 0,008536 |
| 654 | | 0,0062487 | | |
| | 1 | | 0,008281556 | 0,016818 |
| 655 | | 0,01049703 | | |
| | 1 | | 0,012970343 | 0,029788 |
| 656 | | 0,01561232 | | |
| | 1 | | 0,017236013 | 0,047024 |
| 657 | | 0,0189124 | | |
| | 1 | | 0,020836928 | 0,067861 |
| 658 | | 0,02282265 | | |
| | 1 | | 0,025189292 | 0,093051 |
| 659 | | 0,02763253 | | |
| | 1 | | 0,030284447 | 0,123335 |
| 660 | | 0,03301617 | | |
| | 1 | | 0,035906927 | 0,159242 |
| 661 | | 0,03887746 | | |
| | 1 | | 0,041203497 | 0,200445 |
| 662 | | 0,04357416 | | |
| | 1 | | 0,046044236 | 0,246490 |
| 663 | | 0,0485593 | | |
| | 1 | | 0,051308671 | 0,297798 |
| 664 | | 0,0485593 | | |
| | 1 | | 0,057668992 | 0,355467 |
| 665 | | 0,06130479 | | |

FIG 13: COURBE DE REMPLISSAGE DE LA RETENUE COLLINAIRE AIN ZAATOT



II-15 -2-3 Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation (en %).

II-15 -2-4 Répartition de l'évaporation (en %)

Tableau (II-22)

| Mois | Sept | Oct | Nov | Déc | Jan | Fév | Mar | Avr | Mai | Juin | Juil | Août | ΣA |
|------|--------|--------|--------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|
| Emm | 259.27 | 162.24 | 116.30 | 97.11 | 90.40 | 104.36 | 155.69 | 200.23 | 259.51 | 336.34 | 366.52 | 238.63 | 2483.60 |

Niveau normal égal 662m et volume niveau normal 0.200445 m³

Niveau max 663m volume niveau max 0,355467 m³

Principe de calcul

La méthode du bilan hydrique basée sur la formule suivante:

$$Cr = V_{\text{initial}} + A_1 - \Sigma \text{pertes}$$

Où:

Cr: Capacité de la retenue.

V_{initial} : Volume au début du mois.

A₁: apport mensuel.

B_i : besoin mensuel.

$$\Sigma \text{pertes} = V_{\text{eva}} + V_{\text{inf}} + B_i$$

$$V_{\text{eva}} = \text{Eva} * s$$

Où:

Eva : évaporation en (mm).

S : surface du plan d'eau qui correspond au volume initial en m².

$$V_t = V_u + V_{\text{mort}}$$

Où:

V_t: volume total.

V_u: volume utile en m³

V_{mort}: volume mort (50565m³).

Besoins =7000m³

$$S_{\text{irrigué}} = \frac{V_u}{\text{Besoin}} * 100$$

Eva : évaporation en (mm).

S : surface du plan d'eau qui correspond au volume initial en m².

$$V_t = V_u + V_{mort}$$

$$V_{u2} = 195\,925\,m^3$$

Où:

V_t : volume total (246 490,0) m³

V_u : volume utile en m³

V_{mort} : volume mort (50565m³).

Besoins =7000m³

II-15 -2-5 Régularisation de la retenue

Niveau normal égal 662m et volume niveau normal 0.200445 m³

Niveau max 665m volume niveau max 0,355467 m³

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant

ETUDE DE LA REGULARISATION

NNR = 662m - VNNR = 200445 m³

Données de bases:

Titre : **RC GUEDILI - Commune AIN ZAATOUT - W.BISKRA**
 Nombre d'année : 1
 Première année : 2015
 Volume mort : 50565 m³
 Infiltration mensuelle de la capacité annuelle : 0,50 %
 Parametre Wa de la courbe capacité /surface : **0,002**
 Parametre Wb de la courbe capacité /surface : **0,581**
 Evaporation annuelle : 2,39 m

Capacité maximale du barrage : **200445 m³**
 Capacité Utile : **149880 m³**

Besoin annuel : **475000 m³**

71,76

| Mois | Apport mensuel m ³ | Besoin net m ³ | Déversement m ³ | Surface plan d'eau m ² | Pertes evaporation m ³ | Pertes infiltration m ³ | Retenue m ³ | Niveau plan d'eau m, NGA |
|------|----------------------------------|------------------------------|-------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------|-----------------------------|
| 9 | 56185 | 28975 | 0 | 25140 | 6517 | 389 | 70869 | 658,13 |
| 10 | 35965 | 8028 | 0 | 28891 | 4551 | 494 | 93760 | 659,03 |
| 11 | 12111 | 0 | 0 | 30073 | 3496 | 529 | 101846 | 659,32 |
| 12 | 31857 | 0 | 0 | 34440 | 3346 | 669 | 129689 | 660,20 |
| 1 | 58765 | 0 | 0 | 42040 | 3803 | 942 | 183709 | 661,62 |
| 2 | 45653 | 0 | 28917 | 43574 | 4545 | 1002 | 194898 | 661,87 |
| 3 | 62346 | 0 | 56798 | 43574 | 6781 | 1002 | 192661 | 661,82 |
| 4 | 53341 | 22515 | 23043 | 43574 | 8726 | 1002 | 190716 | 661,78 |
| 5 | 44916 | 61465 | 0 | 40158 | 10420 | 871 | 162877 | 661,10 |
| 6 | 40282 | 100083 | 0 | 29610 | 9959 | 515 | 92603 | 658,99 |
| 7 | 50287 | 92325 | 0 | 19577 | 7178 | 253 | 43134 | 656,76 |
| 8 | 34911 | 27481 | 0 | 19577 | 4673 | 253 | 45639 | 656,90 |

Balance annuelle

| Année | Apport m ³ | Besoin net m ³ | Déversement m ³ | Evaporation m ³ | Infiltration m ³ | Retenue m ³ | Capacité m ³ |
|-------|--------------------------|------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|--------------------------------|---------------------------|----------------------------|
| 2015 | 526621 | 340871 | 108758 | 73996 | 7922 | 45639 | 200445 |

Volume mort dans la periode de 1 année : 2 Mois
 Retenue > Volume mort : 83,33 % du temps
 Besoin régularisé : 340871 m³
 Efficience de la régularisation : **71,76 %**
 Efficience du barrage : 170,06 %
 Efficience hydrologique : 64,73 %

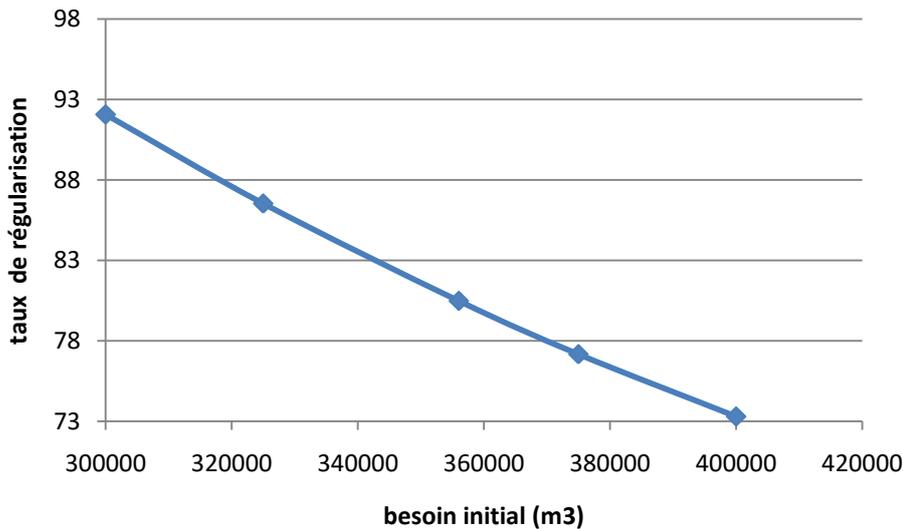


Figure (II-13) : donne la variation du taux de satisfaction par rapport à la demande initiale.

II-15 -3 RESULTATS ET CONCLUSIONS

Pour l'étude de la régularisation nous avons considéré la cote du niveau de retenue normale et le volume correspondant suivants:

Niveau normal égal 662m et volume niveau normal 0.200445 m³

Niveau max 665m volume niveau max 0,355467 m³ Volume mort : **50 565 m³**.

Ainsi, La retenue sera dimensionnée pour un apport de fréquence 80% ; c'est -à -dire huit année sur dix .

Les résultats sont exprimés en terme de :

- Besoins régularisables : Les volumes qui représentent les besoins initiaux.
- Besoins régularisés ou volume régularisé net.
- Taux de satisfaction : c'est le rapport entre le volume régularisé et le volume régularisable.
- Nombre de mois déficients : c'est la période où le barrage est déficient entre volume régularisé et l'apport liquide.
- Nombre de mois rejet : c'est la période où le barrage est évacué ou déversé les eaux des crues.
- Efficience du barrage : c'est le rapport entre volume régularisé et lcapacité.

Pour l'irrigation, si nous prenons une dose d'irrigation de 7000 m³/ha/an, la superficie irrigable sera environ de 41 ha avec un taux de satisfaction 80%

S

$$S_{\text{irrigué}} = \frac{\text{volume régularisé}}{\text{Besoin}} * 100$$

-

$$S_{\text{irrigué}} \approx 47h$$

II-16 ETUDE DE LAMINAGE DES CRUES

Après l'identification des crues et la définition de leurs paramètres représentatifs, nous décrivons à présent les conditions hydrologiques de l'amortissement des crues et en particulier l'effet de laminage engendré par la retenue qui réduit le volume et la pointe des débits instantanés déversés par l'évacuateur.

La définition de la longueur définitive de l'évacuateur de crue est un problème en relation avec l'avant projet. De ce fait, l'étude du laminage de crue a été réalisée pour des valeurs variables de longueurs du déversoir.

II-16-1 Paramètres utilisés dans le calcul de laminage

II-16-1 -1 Courbe surface capacité

$$H_b(T) = V * K + A$$

Relation qui rend compte d'une droite linéaire

Cette dernière relation a été prise en considération dans le calcul du laminage des crues, car au delà de la cote 661m devient approximativement linéaire.

II-16-1 -2 Type de déversoir

Le déversoir considéré est du type droit avec un coefficient de débit égal à 0,49.

L'expression du débit sortant est montrée par la relation suivante:

$$Q(T) = Md * \sqrt{2g} * B * [H(T) - Hcrit]^{3/2}$$

Avec,

B : longueur du déversoir, m

Hcrit : cote du seuil du déversoir, m

H(T): variation de la lame d'eau au-dessus du seuil du déversoir, m

Q(t) : variation du débit laminé, m³/s.

II-16-2 RESULTATS ET CONCLUSIONS DU LAMINAGE

Le laminage de crues est effectué en considérant la cote du niveau normal de retenue soit **NNR = 662 m** , et un volume correspondant de **V.NNR 0,200 Hm³** Tableau N°19.

Par ailleurs, la hauteur maximale des hautes eaux prise en compte est de **665m** (cote correspondant à la crête de la retenue) à laquelle correspond le volume maximal de **0,355Hm³**.

Les calculs proprement dits ont été réalisés sur ordinateur et les résultats de laminage de crue pour des longueurs de déversoir considérées sont présentés dans les tableaux du **N°40** jusqu'au **N°57**.

L'étude du laminage fait apparaître un effet de laminage très faible. En effet, si nous prenons une longueur de déversoir **B =28 m** la crue centennale (**Q=165.52m³/s**) est réduite par effet de laminage à un débit de **159.75m³/s** soit une (réduction) efficience de laminage de **3.48%** ,

Il en est de même pour la crue millénaire, (**Q=228.71 m³/s**) qui est réduite par effet de laminage à la crue de Qlam **221.63m³/s** soit une efficience de **3.09%**. A l'issue de cette étude de laminage, nous constatons que les ouvrages d'évacuation seront importants par rapport à la retenue elle-même.

Les résultats de laminage des crues pour des longueurs **b (26,28,30)** sont montrés par des figures.

Tableau (II-23): récapitulatif pour la fréquence 10%

| <i>B</i> (m) | <i>Vb</i> (hm ³) | <i>Hb</i> (m) | <i>T</i> (Mn) | <i>Q0</i> (m ³ /s) | <i>Hbmax-Hc</i> |
|--------------|------------------------------|---------------|---------------|-------------------------------|-----------------|
| 26 | 0.28 | 663.46 | 3.80 | 99.42 | 1.46 |
| 28 | 0.27 | 663.39 | 3.80 | 99.50 | 1.39 |
| 30 | 0.27 | 663.33 | 3.80 | 99.71 | 1.33 |

Tableau (II-24) : récapitulatif pour la fréquence 1%

| <i>B</i> (m) | <i>Vb</i> (hm ³) | <i>Hb</i> (M) | <i>T</i> (Mn) | <i>Q0</i> (m ³ /s) | <i>Hbmax-Hc</i> |
|--------------|------------------------------|---------------|---------------|-------------------------------|-----------------|
| 26 | 0.31 | 664.00 | 3.78 | 159.43 | 2.00 |
| 28 | 0.30 | 663.90 | 3.78 | 159.75 | 1.90 |
| 30 | 0.30 | 663.82 | 3.77 | 160.01 | 1.82 |

Tableau (II-25) : récapitulatif pour la fréquence 0.1%

| <i>B</i> (m) | <i>Vb</i> (hm ³) | <i>Hb</i> (m) | <i>T</i> (Mn) | <i>Q0</i> (m ³ /s) | <i>Hbmax-Hc</i> |
|--------------|------------------------------|---------------|---------------|-------------------------------|-----------------|
| 26 | 0.33 | 664.49 | 3.77 | 221.21 | 2.49 |
| 28 | 0.33 | 664.37 | 3.77 | 221.63 | 2.37 |
| 30 | 0.32 | 664.27 | 3.77 | 222.19 | 2.27 |

II-17 Résultats de Laminage de la crue centennale

Tableau (II-26) : LAMINAGE DE LA CRUE CENTENNALE B=26m

Type du Deversoir : DROIT
 Courbe : LINEAIRE
 Temps de Concentration : 3.68 Heure(s)
 Gamma : 2.50
 Hauteur Max : 665.00 M,NGA
 Volume Correspondant : 0.36 Hm3
 B=26m
 Qf1%

| T (Min) | Q(M3/s) | Qo(M3/s) | Vb(Hm3) | Hb (M, NGA) |
|---------|---------|----------|---------|-------------|
| 0 | 0 | 0 | 0,2 | 662 |
| 40 | 5,43 | 1,16 | 0,2 | 662,08 |
| 81 | 22,28 | 14,18 | 0,22 | 662,4 |
| 121 | 49,71 | 41,04 | 0,24 | 662,81 |
| 161 | 88 | 78,93 | 0,26 | 663,25 |
| 201 | 137,17 | 127,68 | 0,28 | 663,72 |
| 241 | 148,01 | 152,71 | 0,29 | 663,94 |
| 280 | 117,77 | 122,93 | 0,28 | 663,68 |
| 320 | 91,36 | 96,15 | 0,27 | 663,43 |
| 360 | 69,22 | 73,64 | 0,26 | 663,19 |
| 400 | 50,99 | 55,02 | 0,25 | 662,98 |
| 440 | 36,27 | 39,91 | 0,24 | 662,79 |
| 480 | 24,7 | 27,94 | 0,23 | 662,63 |
| 520 | 15,9 | 18,72 | 0,22 | 662,48 |
| 560 | 9,48 | 11,89 | 0,22 | 662,35 |
| 600 | 5,08 | 7,06 | 0,21 | 662,25 |
| 640 | 2,3 | 3,86 | 0,21 | 662,17 |
| 681 | 0,76 | 1,88 | 0,21 | 662,1 |
| 721 | 0,14 | 0,86 | 0,2 | 662,06 |
| 761 | 0 | 0,39 | 0,2 | 662,04 |

Temps Max : 227.00 Min
 Qo Max : 159.43 M3/s
 Vb Max : 0.31 Hm3
 Hb Max : 664.00 M,NGA

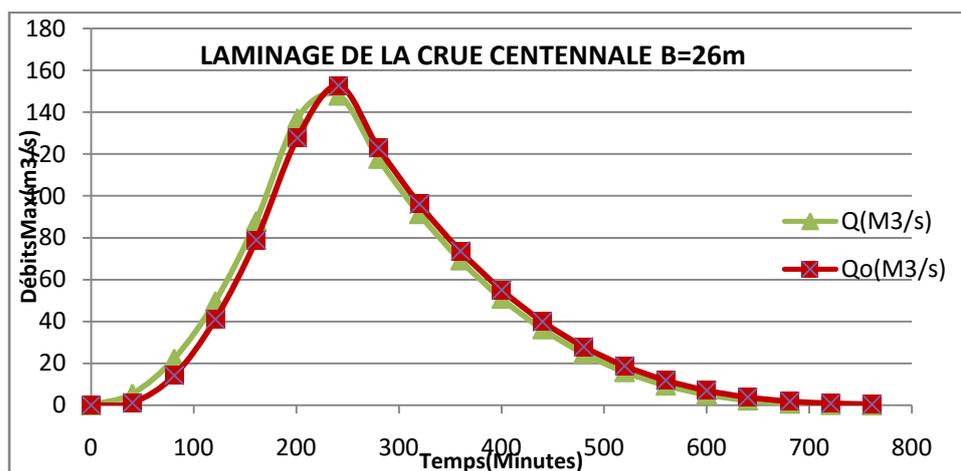


Figure (II-14)

Tableau (II-27) : LAMINAGE DE LA CRUE CENTENNALE B=28m

Type du Deversoir : DROIT
 Courbe : LINEAIRE
 Temps de Concentration : 3.68 Heure(s)
 Gamma : 2.50
 Hauteur Max : 665.00 M, NGA
 Volume Correspondant : 0.36 Hm³
 B=28m
 Qf1%

| T (Min) | Q(M ³ /s) | Qo(M ³ /s) | Vb(Hm ³) | Hb (M, NGA) |
|---------|----------------------|-----------------------|----------------------|-------------|
| 0 | 0 | 0 | 0,2 | 662 |
| 40 | 5,43 | 1,23 | 0,2 | 662,07 |
| 81 | 22,28 | 14,6 | 0,22 | 662,39 |
| 121 | 49,71 | 41,53 | 0,24 | 662,78 |
| 161 | 88 | 79,43 | 0,26 | 663,2 |
| 201 | 137,17 | 128,22 | 0,28 | 663,64 |
| 241 | 148,01 | 152,56 | 0,29 | 663,85 |
| 280 | 117,77 | 122,65 | 0,28 | 663,6 |
| 320 | 91,36 | 95,89 | 0,27 | 663,36 |
| 360 | 69,22 | 73,4 | 0,26 | 663,13 |
| 400 | 50,99 | 54,81 | 0,25 | 662,93 |
| 440 | 36,27 | 39,72 | 0,24 | 662,75 |
| 480 | 24,7 | 27,77 | 0,23 | 662,59 |
| 520 | 15,9 | 18,58 | 0,22 | 662,45 |
| 560 | 9,48 | 11,77 | 0,22 | 662,33 |

| | | | | |
|-----|------|------|------|--------|
| 600 | 5,08 | 6,96 | 0,21 | 662,24 |
| 640 | 2,3 | 3,78 | 0,21 | 662,16 |
| 681 | 0,76 | 1,82 | 0,21 | 662,1 |
| 721 | 0,14 | 0,82 | 0,2 | 662,06 |
| 761 | 0 | 0,37 | 0,2 | 662,03 |

Temps Max : 227.00 Min

Qo Max : 159.75 M3/s

Vb Max : 0.30 Hm3

Hb Max : 663.90 M,NGA

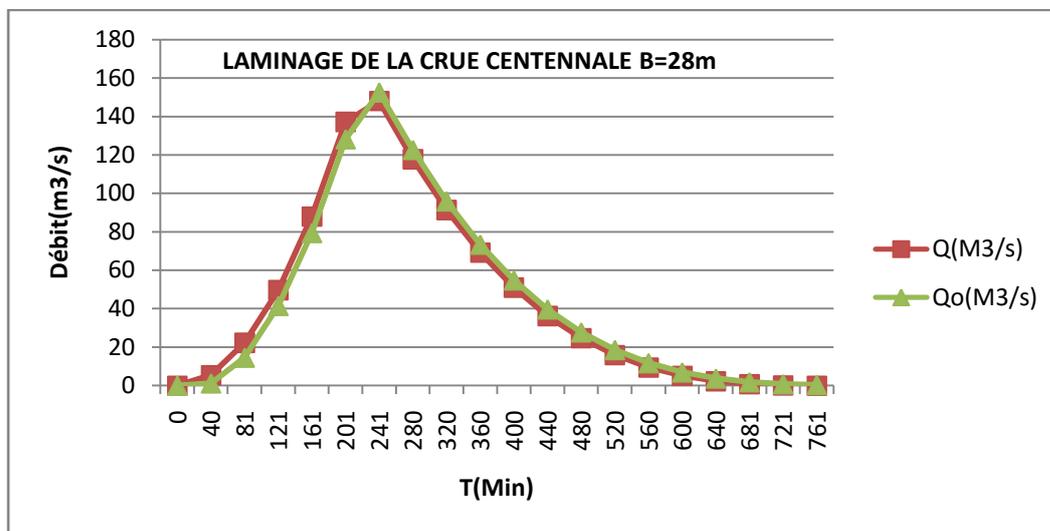


Figure (II-15)

Tableau (II-28) : LAMINAGE DE LA CRUE CENTENNALE B=30m

Type du Deversoir : DROIT
 Courbe : LINEAIRE
 Temps de Concentration : 3.68 Heure(s)
 Gamma : 2.50
 Hauteur Max : 665.00 M,NGA
 Volume Correspondant : 0.36 Hm3
 B=30m
 Qf1%

| T (Min) | Q (M3/s) | Qo (M3/s) | Vb (Hm3) | Hb (M, NGA) |
|---------|----------|-----------|----------|-------------|
| 0 | 0 | 0 | 0,2 | 662 |
| 40 | 5,43 | 1,3 | 0,2 | 662,07 |
| 81 | 22,28 | 14,97 | 0,22 | 662,38 |
| 121 | 49,71 | 41,96 | 0,24 | 662,75 |
| 161 | 88 | 79,88 | 0,26 | 663,15 |
| 201 | 137,17 | 128,69 | 0,28 | 663,57 |
| 241 | 148,01 | 152,41 | 0,28 | 663,76 |
| 280 | 117,77 | 122,4 | 0,27 | 663,52 |
| 320 | 91,36 | 95,66 | 0,26 | 663,29 |
| 360 | 69,22 | 73,19 | 0,25 | 663,08 |
| 400 | 50,99 | 54,62 | 0,24 | 662,89 |
| 440 | 36,27 | 39,55 | 0,24 | 662,72 |
| 480 | 24,7 | 27,62 | 0,23 | 662,56 |
| 520 | 15,9 | 18,45 | 0,22 | 662,43 |
| 560 | 9,48 | 11,66 | 0,22 | 662,32 |
| 600 | 5,08 | 6,87 | 0,21 | 662,22 |
| 640 | 2,3 | 3,71 | 0,21 | 662,15 |
| 681 | 0,76 | 1,77 | 0,2 | 662,09 |
| 721 | 0,14 | 0,78 | 0,2 | 662,05 |
| 761 | 0 | 0,34 | 0,2 | 662,03 |

Temps Max : 226.00 Min
 Qo Max : 160.01 M3/s
 Vb Max : 0.30 Hm3
 Hb Max : 663.82 M, NGA

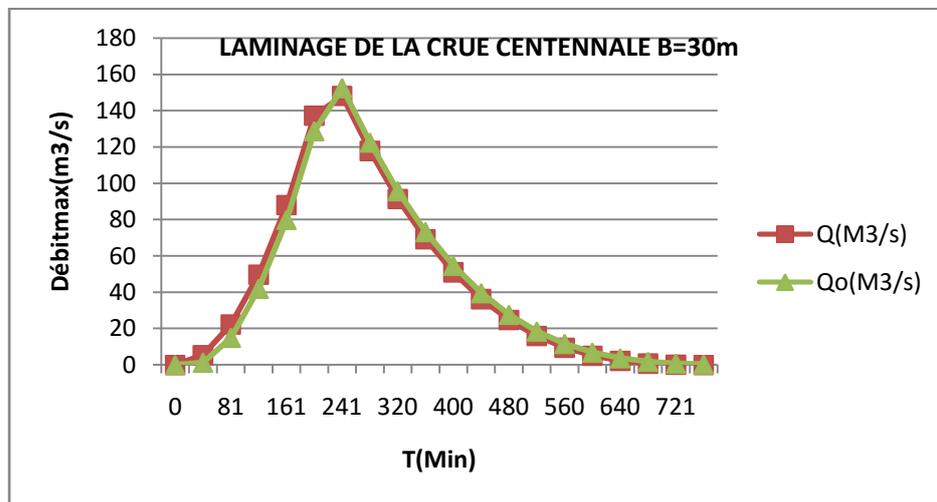


Figure (II-16)

II-17-1 Résultats de Laminage de la crue MELLENNALE

Tableau (II-29) :LAMINAGE DE LA CRUE MELLENNALE B=26m

Type du Deversoir : DROIT
 Courbe : LINEAIRE
 Temps de Concentration : 3.68 Heure(s)
 Gamma : 2.50
 Hauteur Max : 665.00 M,NGA
 Volume Correspondant : 0.36 Hm3
 B=26m
 Qf0.1%

| T (Min) | Q(M3/s) | Qo(M3/s) | Vb(Hm3) | Hb (M, NGA) |
|---------|---------|----------|---------|-------------|
| 0 | 0 | 0 | 0,2 | 662 |
| 40 | 7,51 | 1,83 | 0,21 | 662,1 |
| 81 | 30,78 | 20,82 | 0,23 | 662,51 |
| 121 | 68,68 | 58,14 | 0,25 | 663,02 |
| 161 | 121,6 | 110,54 | 0,28 | 663,57 |
| 201 | 189,53 | 177,99 | 0,3 | 664,15 |
| 241 | 204,51 | 210,54 | 0,32 | 664,41 |
| 280 | 162,73 | 169,03 | 0,3 | 664,08 |
| 320 | 126,24 | 132,1 | 0,29 | 663,76 |
| 360 | 95,65 | 101,06 | 0,27 | 663,47 |
| 400 | 70,45 | 75,4 | 0,26 | 663,21 |
| 440 | 50,12 | 54,59 | 0,25 | 662,98 |
| 480 | 34,13 | 38,11 | 0,24 | 662,77 |
| 520 | 21,97 | 25,45 | 0,23 | 662,59 |
| 560 | 13,1 | 16,07 | 0,22 | 662,43 |
| 600 | 7,02 | 9,46 | 0,22 | 62,3 |
| 640 | 3,18 | 5,1 | 0,21 | 662,2 |
| 681 | 1,05 | 2,43 | 0,21 | 662,12 |
| 721 | 0,19 | 1,07 | 0,2 | 662,07 |
| 761 | 0 | 0,47 | 0,2 | 662,04 |

Type du Deversoir : DROIT
 Courbe : LINEAIRE
 Temps de Concentration : 3.68 Heure(s)
 Gamma : 2.50
 Hauteur Max : 665.00 M,NGA

Volume Correspondant : 0.36 Hm3
 B=26m
 Qf0.1%

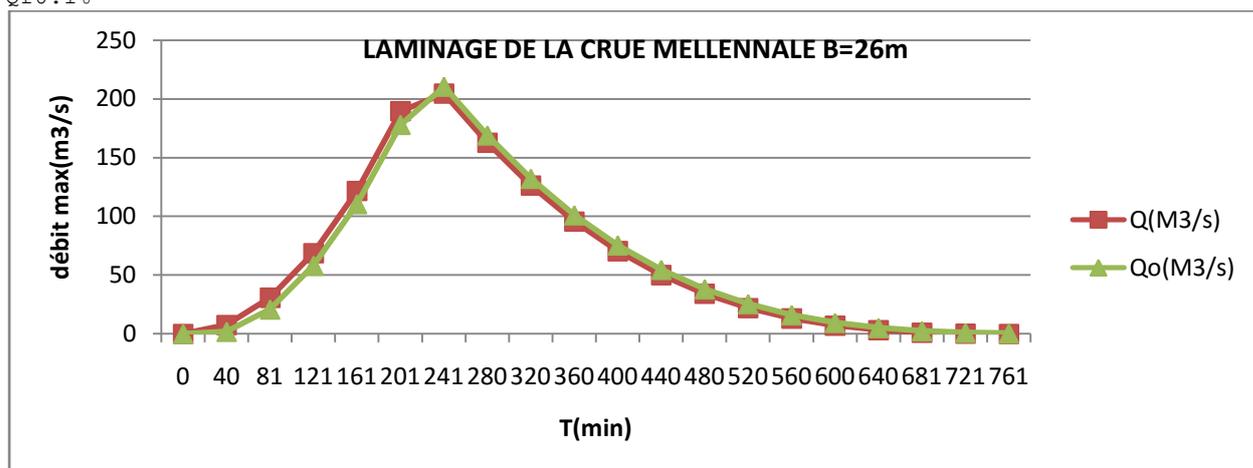


Figure (II-17)

Tableau (II-30) : LAMINAGE DE LA CRUE MELLENNALE B=28m

Type du Deversoir : DROIT
 Courbe : LINEAIRE
 Temps de Concentration : 3.68 Heure(s)
 Gamma : 2.50
 Hauteur Max : 665.00 M, NGA
 Volume Correspondant : 0.36 Hm3
 B=28m
 Qf0.1%

| T (Min) | Q(M3/s) | Qo(M3/s) | Vb(Hm3) | Hb (M, NGA) |
|---------|---------|----------|---------|-------------|
| 0 | 0 | 0 | 0,2 | 662 |
| 40 | 7,51 | 1,94 | 0,21 | 662,1 |
| 81 | 30,78 | 21,35 | 0,23 | 662,5 |
| 121 | 68,68 | 58,73 | 0,25 | 662,98 |
| 161 | 121,6 | 111,16 | 0,27 | 663,5 |
| 201 | 189,53 | 178,64 | 0,3 | 664,05 |
| 241 | 204,51 | 210,31 | 0,31 | 664,29 |
| 280 | 162,73 | 168,68 | 0,3 | 663,98 |
| 320 | 126,24 | 131,78 | 0,28 | 663,68 |
| 360 | 95,65 | 100,77 | 0,27 | 663,4 |
| 400 | 70,45 | 75,13 | 0,26 | 663,15 |

| | | | | |
|-----|-------|-------|------|--------|
| 440 | 50,12 | 54,35 | 0,25 | 662,93 |
| 480 | 34,13 | 37,9 | 0,24 | 662,73 |
| 520 | 21,97 | 25,26 | 0,23 | 662,56 |
| 560 | 13,1 | 15,91 | 0,22 | 662,41 |
| 600 | 7,02 | 9,33 | 0,21 | 662,29 |
| 640 | 3,18 | 5 | 0,21 | 662,19 |
| 681 | 1,05 | 2,36 | 0,21 | 662,11 |
| 721 | 0,19 | 1,2 | 0,2 | 662,07 |
| 761 | 0 | 0,43 | 0,2 | 662,04 |

Temps Max : 226.00 Min
 Qo Max : 221.63 M3/s
 Vb Max : 0.33 Hm3
 Hb Max : 664.37 M,NGA

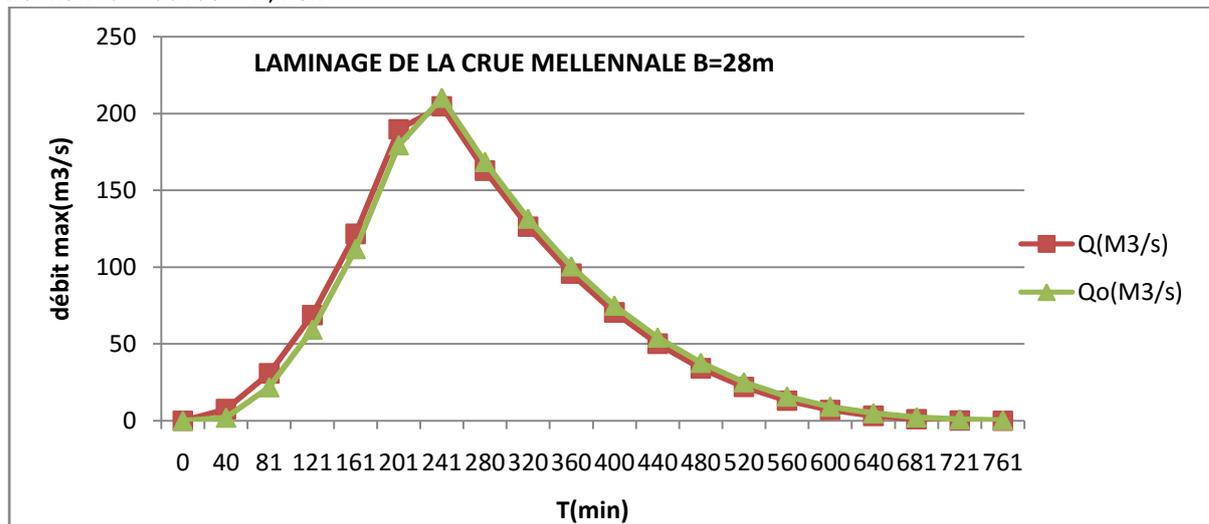


Figure (II-18)

Tableau (II-31) : LAMINAGE DE LA CRUE MELLENNALE B=30m

Type du Deversoir : DROIT
 Courbe : LINEAIRE
 Temps de Concentration : 3.68 Heure(s)
 Gamma : 2.50
 Hauteur Max : 665.00 M,NGA
 Volume Correspondant : 0.36 Hm3
 B=30m
 Qf0.1%

| T (Min) | Q(M3/s) | Qo(M3/s) | Vb(Hm3) | Hb (M, NGA) |
|---------|---------|----------|---------|-------------|
| 0 | 0 | 0 | 0,2 | 662 |
| 40 | 7,51 | 2,05 | 0,21 | 662,1 |
| 81 | 30,78 | 21,83 | 0,22 | 662,48 |
| 121 | 68,68 | 59,26 | 0,25 | 662,94 |
| 161 | 121,6 | 111,71 | 0,27 | 663,43 |
| 201 | 189,53 | 179,23 | 0,29 | 663,96 |
| 241 | 204,51 | 210,08 | 0,3 | 664,18 |
| 280 | 162,73 | 168,37 | 0,29 | 663,88 |
| 320 | 126,24 | 131,49 | 0,28 | 663,6 |
| 360 | 95,65 | 100,5 | 0,27 | 663,34 |
| 400 | 70,45 | 74,9 | 0,25 | 663,1 |
| 440 | 50,12 | 54,14 | 0,24 | 662,88 |
| 480 | 34,13 | 37,72 | 0,23 | 662,69 |
| 520 | 21,97 | 25,1 | 0,23 | 662,53 |
| 560 | 13,1 | 15,78 | 0,22 | 662,39 |
| 600 | 7,02 | 9,22 | 0,21 | 662,27 |
| 640 | 3,18 | 4,91 | 0,21 | 662,18 |
| 681 | 1,05 | 2,29 | 0,21 | 662,11 |
| 721 | 0,19 | 0,97 | 0,2 | 662,06 |
| 761 | 0 | 0,41 | 0,2 | 662,03 |

Temps Max : 226.00 Min

Qo Max : 221.97 M3/s

Vb Max : 0.32 Hm3

Hb Max : 664.27 M, NGA

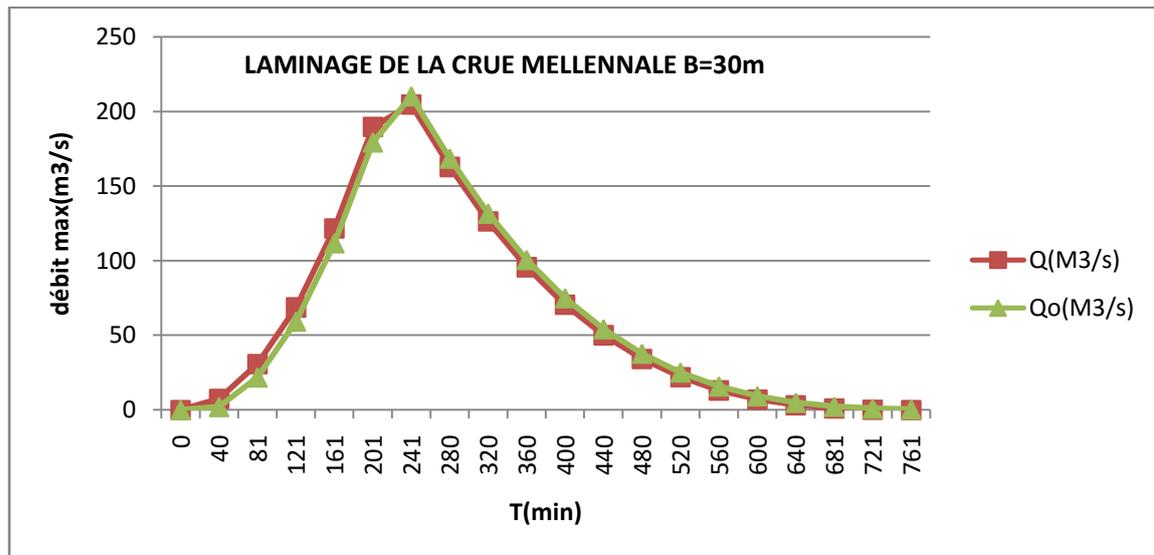


Figure (II-19)

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons analysé pratiquement tous les paramètres hydrologiques régissant la réalisation de la retenue collinaire, à savoir les données pluviométriques, les débits, la régularisation de l'écoulement et le laminage de crue effectué. Ce qui nous permet de calculer les principales caractéristiques hydrologiques qui sont présentées dans ce chapitre, tel que notre retenue est d'une capacité de stockage de 200445 m³ (NNR) et Hauteur totale de 14m.

Chapitre III : étude de la digue

III -1) Introduction

Avant lancer toute opération de construction, il faudra savoir qu'un barrage n'est pas un tas de terre à édifier en poussant simplement les matériaux au buteur à la pente naturelle du talus, mais il faut prendre en considération certains paramètres qui sont primordiales pour le choix du site et du type de barrage à réaliser.

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

Dans ce chapitre on va choisir le type de la digue et par la suite on va calculer les différents paramètres de la variante choisie et la vérification de la stabilité de la digue.

III -1-2) Choix du site de la retenue

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

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

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

III -2) ANALYSE ET SYNTHÈSE DE L'ETUDE DU LAMINAGE DES CRUES

Dans l'étude de l'écrêtement des crues, nous avons considéré trois cas de fréquences des crues :

-La crue de fréquence 1%, période de retour 100 ans est considérée pour la vérification contre la submersion de la digue.

Les valeurs numériques des crues et les niveaux normaux considérés sont résumées dans le tableau suivant :

- Débit Centennale naturelle $Q_{1\%} = 44.11 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit Millénaire naturelle $Q_{0.1\%} = 72.02 \text{ m}^3/\text{s}$

- Largeur du seuil déversant (droit) $b = 28$ m.

Tableau (III -1): valeurs des crues et les niveaux normaux

| Désignations | Variante Retenue |
|--|------------------|
| Niveau normal de la retenue NNR -m- | 662.00 |
| Volume correspondant V_{N.N.R} -hm³- | 0.200 |
| Crue Centennale laminée Q_i1% -m³/s - | 165.52 |
| Crue Millénale laminée Q_L0.1% - m³- | 228.71 |
| Niveau des plus hautes eaux PHE 1% -m- | 663.90 |
| Volume correspondant V_{PHE 1%} -hm³- | 0.297 |
| Niveau des plus hautes eaux PHE 0.1% -m- | 664.23 |
| Volume correspondant V_{PHE 0.1%} -hm³- | 0.305 |

III -3) DIMENSIONNEMENT DE LA CRETE

III -3-1) Niveau en crête de la digue

Pour la détermination du niveau de la crête de la digue, on peut utiliser la relation suivante :

$$\text{Côte}_{\text{crête}} = \text{PHE} + \text{R} + \text{a} \quad \text{Sans séisme.}$$

PHE - niveau de plus hautes eaux pour la probabilité de conception.

R_v- hauteur de montée de la vague ou revanche.

a - hauteur libre de sécurité (réserve constructive) ; dans le cas des petits

Barrages entre 0.40 et 0,60 m.

III -3-2) Calcul de la hauteur de montée de la vague (revanche) :

Selon l'étude effectuée, pour cela on utilise plusieurs formules. Les plus employées sont :

-Formule de STEVENSON :

Pour F (fetch) < 18 km

$$Rv = 0,75hv + \frac{Vv^2}{2g}$$

$$hv = 0,75 + 0,34F^{1/2} - 0,26F^{1/4}$$

$$Vv = 1,5 + 0,66hv^{1/2}$$

Où:

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

F = longueur maximale de la surface d'eau du lac en suivant la direction du vent (km). On l'appelle "fetch".

hv = hauteur de la vague (m).

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

g = accélération de la gravité (9.81 m / s²).

- Formule de MALLET et de PAQUANT :

$$Rv = hv + \frac{Vv^2}{2g}$$

$$hv = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} F^{1/2}$$

$$Vv = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} hv$$

-Formule de l'U.S.B.R :

$$Rv = 0,75hv + \frac{Vv^2}{2g}$$

$$Vv = 1,5 + 2hv$$

$$hv = 0,75 + 0,34F^{1/2} - 0,26F^{1/4}$$

Où F est la longueur du FETCH. En (Km) = 0,40Km

Remarque :

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de revanche 1.20 m à 1.50 m pour les ouvrages de moins de 10 m de haut et 1.50 à 2 m pour les ouvrages de 10 à 20 m de haut.

Tableau (III-2): différentes formules de calcul niveau de la crête de la digue

| Formule utilisé | PHE 1% | Hauteur des vagues Hv | Vitesse (m/s) Vv | Revanche (m) Rv | Crete (m) Cr | PHE 0.1% | ∇ crête définitif |
|-------------------|--------|-----------------------|------------------|-----------------|--------------|----------|-------------------|
| STEVENSON | 663.90 | 0.76 | 2.07 | 0.79 | 665.09 | 664.23 | 665.00 |
| MALLET ET PAQUANT | 663.90 | 0.71 | 1.97 | 0.91 | 665.21 | 664.23 | |
| L'U.S.B.R | 663.90 | 0.76 | 3.02 | 1.03 | 665.33 | 664.23 | |

Pour notre cas on adopte le niveau de crête 665.00m.

III -3-3) Calcul du niveau de la crête de la digue en prenant en considération les contraintes dues au séisme :

$$Côte_{crête} = NNR + Rs + a \quad \text{Avec séisme.}$$

Quand l'ouvrage est situé dans une zone d'activité sismique significative, on a alors :

$$Rs = h_1 + h_2$$

Où :

Rs= Hauteur de montée de la vague en tenant compte un séisme.

$h_1 = 5\%$ de la hauteur du barrage (due au tassement)= $0.05 \times 14 = 0.7m$.

$$h_2 = 0,75(k_s H^2)^{1/3}$$

Où :

$$h_2 = 1.07$$

H = hauteur du barrage jusqu'au niveau normale de la retenue=12m.

$$K_s = \frac{a}{g} \quad K_s = 0.020 \quad a = (0.20).$$

Le coefficient sismique noté K définissant la fraction de l'accélération de la pesanteur utilisée dans le calcul de stabilité des digues de barrages ou retenues collinaires peut être déterminé en fonction de l'accélération maximale horizontale (A) dépendant de la zone sismique et du degré d'usage de la structure. Il est donné par la formule empirique $K = 2/3 \times A$, laquelle est basée sur les observations faites sur le comportement de nombreux digues de barrages en terre et en enrochement.

Donc, notre site de la retenue collinaire AIN ZAATOUT, situé dans la zone sismique II et appartient au groupe d'usage n°1B. Ces deux paramètres permettent de calculer le coefficient sismique $K = 2/3 \times A$

$$K = 2/3 \times 0.20 = 0.13$$

g = accélération de la gravité (9.81 m/s²)

$$R_s = h_1 + h_2 = 0.7 + 1.07 = 1.77m$$

$$Côte_{crête} = NNR + R_s + a = 664.17m$$

III -3-4) Largeur en crête de la digue

La largeur en crête de la digue, doit assurer une sécurité suffisante contre tous risque de submersion par les vagues aussi, elle doit assurer une circulation facile le long de la crête du retenue collinaire.

$$b_c = 1.65\sqrt{H}$$

T.T KNAPPEN

$$b_c = 1.1\sqrt{H} + 1$$

E.F PREECE

$$b_c = 1/3Hb$$

FORMULE ITALIENNE

$$bc = 3.6\sqrt[3]{H} - 3$$

FORMULE SIMPLIFIE

$$bc = 5/3\sqrt{H}$$

FORMULE PRATIQUE

H: hauteur de la retenue collinaire

Synthèse

Tableau (III -3): différentes formules de calcul largeur en crête de la digue

| FORMULE UTILISE | LARGEUR EN CRETE DU BARRAGE "m" |
|------------------------------|---------------------------------------|
| <u>Formule de KNEPEN</u> | 6.17 |
| <u>Formule de E.F FREECE</u> | 5.12 |
| <u>Formule ITALIENE</u> | 4.67 |
| <u>Formule SIMPLIFIE</u> | 5.67 |
| <u>Formule PRATIQUE</u> | 6.24 |

Suivant les caractéristiques techniques de la Retenue Collinaire, nous avons adopté une largeur = **6,0** m, Pour faciliter une bonne circulation sur la crête de la digue.

III -4) Protection de la digue

III -4-1) Protection des talus

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

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

- **Talus aval** : Pour les barrages en sol homogène la solution la plus répandue et la plus économique consiste à réaliser un enherbement sur une couche de terre végétale d'une épaisseur de 40 cm, ou bien une couche d'enrochement d'épaisseur de 40cm pour plus de sécurité.

- **Talus amont** : Il est protégé contre les effets des vidanges rapides, le batillage des vagues et les averses violentes. On rencontre différents types de protection :

- en béton ; - en béton armé ;
- aspartique ; - en enrochement.

On opte pour une protection en enrochement, cette protection consiste à la réalisation de couches d'épaisseurs prédéterminées de blocs de pierre de dimensions appropriées (rip-rap).

Le matériau devra être sain, d'un poids capable de résister à la poussée des vagues.

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

Le matériau devra être sain, d'un poids capable de résister à la poussée des vagues.

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

III -4-2) Pentés des talus amont et aval de la digue

Les pentes des talus de la retenue collinaire en terre sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ces fondations.

Tableau (III-4) : pentés des talus de la retenue collinaire

| Hauteur de la digue | Type du retenue collinaire | Pente des Talus | |
|---------------------|--|-----------------|-------|
| | | Amont | Aval |
| 3<H<5 | <ul style="list-style-type: none"> • Homogène à fort • Zoné | 1/2.5 | 1/2 |
| | | 1/2 | 1/2 |
| 5<H<10 | <ul style="list-style-type: none"> • Homogène Granulométrique étendue • Homogène à fort pourcentage d'argile • Zoné | 1/2 | 1/2 |
| | | 1/2.5 | 1/2.5 |
| | | 1/2 | 1/2.5 |
| 10<H<20 | <ul style="list-style-type: none"> • Homogène Granulométrique étendue • Homogène à fort pourcentage d'argile • Zoné | 1/2.5 | 1/2.5 |
| | | 1/3 | 1/2.5 |
| | | 1/2 | 1/3 |

Les pentés proposés sont suivants :

- Pente de talus amont : 1/2

- Pente de talus aval : 1/3

III -4-3) Protection du talus amont :

Méthode : (Utilisé par U.S Army)

L'épaisseur minimum de la couche de l'enrochement ainsi que les dimensions minimales de blocs sont données sous forme d'un tableau, en fonction de la hauteur des vagues (hv).

Nous donnons une partie de ce tableau :

Tableau (III -5): épaisseur minimum de la couche de l'enrochement

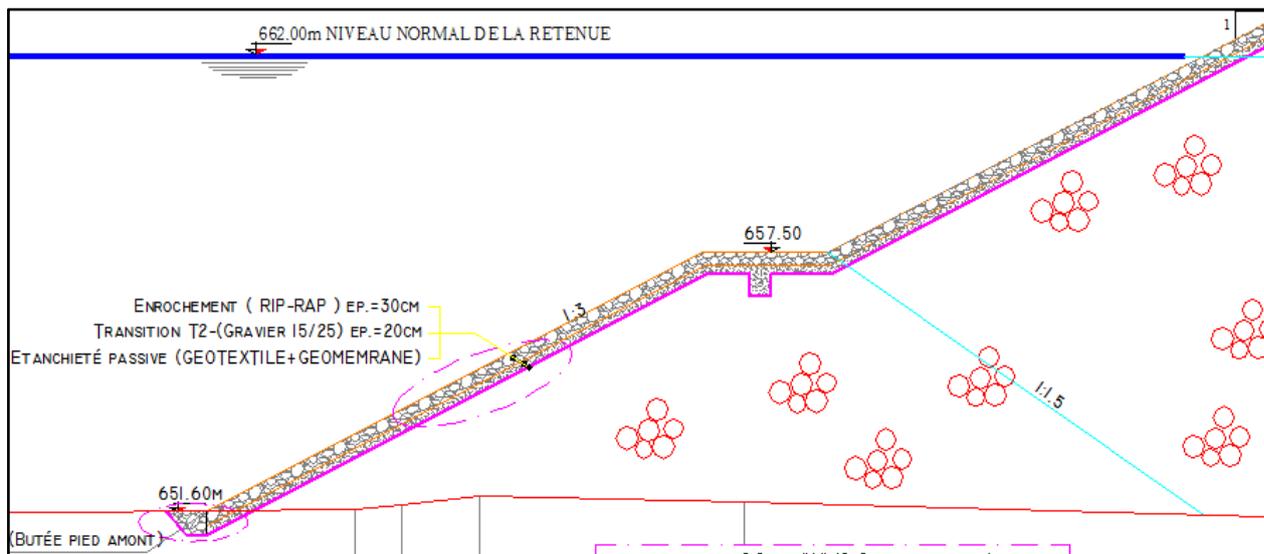
| Hauteur des vagues Hv (m) | Epaisseur minimale de couche D'enrochement : min (m) | Dimensions minimales des blocs D50 min (m) |
|---------------------------|--|--|
| 0,0-0,3 | 0,30 | 0,20 |
| 0,30-0,60 | 0,40 | 0,25 |
| 0,60-1,20 | 0,45 | 0,30 |
| 1,20-1,40 | 0,55 | 0,40 |
| 1,80-2,40 | 0,70 | 0,45 |
| 2,40-3,00 | 0,80 | 0,55 |

D'après L'U.S.B.R on déduit hv 0.74m par conséquent a partir du tableau ci-dessus

on a : **$e_{min}=0.45m$ D50 $_{min}=0.30 m$.**

Les valeurs adoptées sont :

- Épaisseur de la couche enrochement(RIP-RAP) D50= (20-25) cm, ép.=30cm
- Gravier (15/25) cm, ép.=20cm.
- Etanchéité passive (Géotextile et Géomenbrane)



III -4-4) Protection du talus aval :

Le talus aval sera protégé par une seule couche :

- Couche végétale ép.=20cm

III -5) TASSEMENT DE LA RETENUE COLLINAIRE

Le tassement du retenue collinaire dépend essentiellement des caractéristiques géotechnique des sols du retenue collinaire et de la fondation qui se traduit par :

- Déformation du tas sous l'effet de son propre poids.
- Déformation du tas sous l'effet de la pression de l'eau.
- Déformation de la fondation.

Pour les retenues collinaires de faible hauteur, la valeur du tassement est prise généralement (0,5 - 1,5) % de la hauteur de la retenue collinaire.

Pour notre cas: $H_b = 14,00m$; $t = 0,015 H_b = 21cm$.

On prend la valeur du tassement $t = 21 cm$, donc pendant la construction, on devra prévoir une contre flèche de 21cm, au milieu de la digue

III -6) DRAINAGE ET INFILTRATION DE LA DIGUE

III -6-1) Drainage

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

Les conditions des drainages :

- a. Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.
- b. Ne pas permettre l'effet de renard ; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes.
- c. On doit contrôler son fonctionnement.

III -6-1-1) Choix Du Type De Drainage

Comme le corps de la retenue collinaire est zoné, cela mettra en évidence la nécessité d'un dispositif de drainage. (Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued.)

III -6-1-2) Dimensionnement du prisme de drainage

- **L'auteur de prisme : $h_{dr} = (0.1-0.2) H_d$**
 h_{dr} : hauteur du prisme de drainage.
 H_d : hauteur de la digue.
 $h_{dr} = (0.1-0.2) H_d = 0.2 \times 14.0 = 2.8m$. **$h_{dr} = 2.8m$**
- **largeur de prisme : $b_{dr} = 1/3 h_{dr}$**
 $b_{dr} = 1/3 h_{dr} = (1/3) \times 2.8 = 0.924$, mais pour raisons constructives on prend **$b_{dr} = 1.0m$**
- **Pente des talus du prisme :**
 $m_1 = 1.5$ et $m_2 = 1.5$

III 6-2) Noyaux et diaphragmes.

Les barrages avec noyaux ou diaphragmes sont construits quand il n'existe pas de sols argileux peu perméables. Dans ce cas, la retenue sera composée d'une digue hétérogène avec noyau ou diaphragme peu perméable qui fait diminuer significativement la courbe de filtration. L'épaisseur du noyau peut aussi être déterminée à partir de l'analyse de la fissuration. La largeur de la partie supérieure du noyau d'un barrage est déterminée en tenant compte les conditions de construction de l'ouvrage et varie entre 3 et 4 m. Pour les petits barrages, le bord supérieur du noyau doit dépasser le niveau normal de la retenue (plus de 0,50 m).

L'épaisseur du noyau dans la base de la digue est définie tout en sachant que les gradients du flux de filtration ne soient pas supérieurs à dix (10) ni inférieurs à quatre (4). Le gradient hydraulique pour le noyau est déterminé comme suivant :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta m} \leq I_{adm}$$

Où :

I = gradient hydraulique.

I_{adm} = gradient hydraulique admissible entre 1.50 et 1.80.

ΔH = charge hydraulique dans le noyau.

γm = largeur moyenne du noyau.

La hauteur du noyau peut être déterminée comme suivant :

$$H_n = H_b - 1$$

où :

H_n = hauteur du noyau.

H_b = hauteur du barrage.

La largeur de la base est déterminée comme suit :

$$L_{base} = 2mH_n + b$$

Où :

m = talus du noyau.

b = largeur de la partie supérieure.

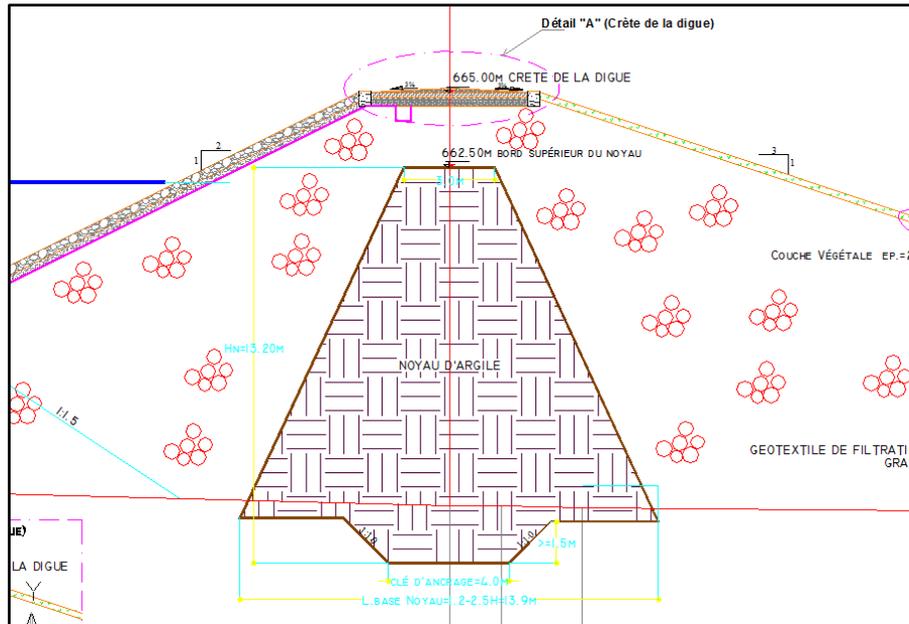
H_n = hauteur du noyau. Cette largeur de la base doit remplir la condition suivante :

$$L_{base} > \frac{\Delta H}{I_{adm}} \text{ Où :}$$

H = Charge Hydraulique dans le noyau.

I_{adm} = Gradient admissible.

La profondeur d’ancrage dans le terrain de fondation varié en fonction de la profondeur de la couche perméable qui doit être traversée. On recommande une profondeur > 1.5 m ; la base de la clé d’ancrage doit avoir une largeur de 3.0 à 4.0 m pour permettre le travail de compactage.



III -7) Infiltration

III -7-1) introduction :

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

Ces filtres peuvent être situés :

- Entre deux couches du sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols puissent migrer dans l'autre sol ;
- Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituant les drains;

- A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;
- Sous et au-delà du pied aval du barrage ;
- Sous les recharges drainantes.

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

De nos jours, on remplace souvent ces filtres granulaires naturels ou concassés par des géotextiles issus de l'industrie du textile et se présentent en rouleaux de longueur variable offrant ainsi l'avantage d'être économique et une facilité de mise en œuvre par rapport aux filtres à base de plusieurs couches de matériaux calibrés.

III -7-2) Règles générales de dimensionnement des filtres

La référence usuelle en la matière est celle des règles de Terzagui.

Elles s'énoncent comme suit :

Soit d_x la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre $x\%$ en poids dépassant lors du tamisage granulométrique.

Soit D_x celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

Critères de conception

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{85}^{sol}} \leq 4 \div 5 : \text{Condition d'entraînement des particules fines pour le phénomène de}$$

renard. IV-1

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{15}^{sol}} > 4 \div 5 : \text{Condition de perméabilité}$$

$$\frac{D_{50}^{filtre}}{d_{50}^{sol}} < 25 : \text{Condition de parallélisme des courbes granulométriques}$$

$$\frac{D_{60}^{filtre}}{D_{10}^{filtre}} \leq 20 : \text{Condition d'uniformité du filtre}$$

Ces règles étant établies, nous allons procéder au dimensionnement de ces différents composants du système de drainage à savoir les filtres et les drains.

Pour construire le fuseau granulométrique nous allons déterminer le D_{15} , D_{50} et D_{60} du filtre.

$$D_{15 \text{ filtre}} < 4 \times d_{85 \text{ sol}}$$

$$D_{15 \text{ filtre}} < 4 \times 0,11 ; D_{15 \text{ filtre}} < \mathbf{0,44 \text{ mm}}$$

$$D_{15 \text{ filtre}} > 4 \times d_{15 \text{ sol}}$$

$$D_{15 \text{ filtre}} > 4 \times 0,00045 ; D_{15 \text{ filtre}} > \mathbf{0,0018 \text{ mm}}$$

$$D_{50 \text{ filtre}} < 25 \times d_{50 \text{ sol}}$$

$$D_{50 \text{ filtre}} < 25 \times 0,021 ; D_{50 \text{ filtre}} < \mathbf{0,525 \text{ mm}}$$

$$D_{60 \text{ filtre}} < 20 \times d_{10 \text{ filtre}}$$

$$D_{60 \text{ filtre}} < 20 \times 0,040 ; D_{60 \text{ filtre}} < \mathbf{0,8 \text{ mm}}$$

Avec :

D_{xx} : diamètre caractéristiques des filtres.

D_{xx} : diamètre caractéristique du noyau.

Le fuseau granulométrique est présenté dans l'annexe IV

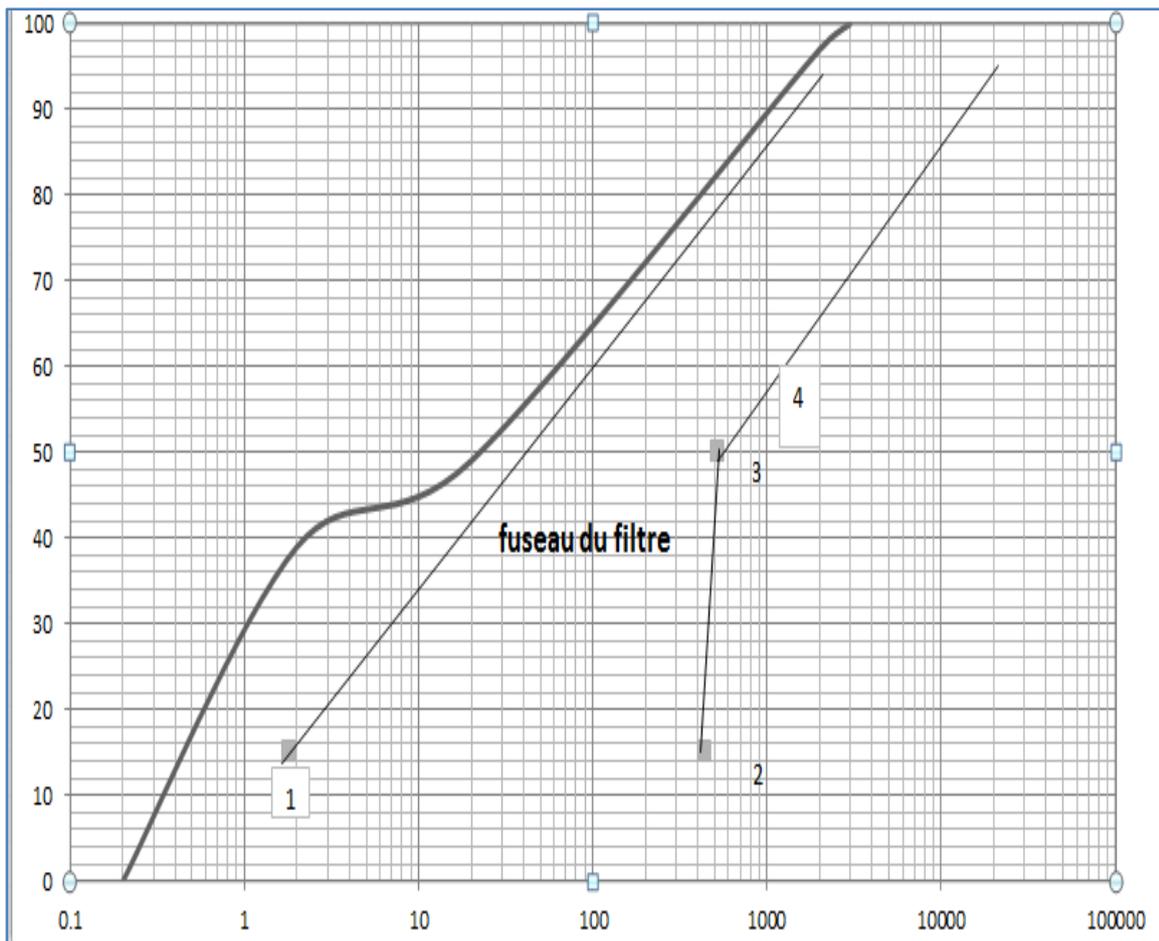


Figure (III -1) fuseau du filtre

- Couches horizontales de sables : 0,15 m
- Couches horizontales de graviers : 0,30 m
- Couches verticales ou inclinées : 1,00 m

Notre filtre est constitué du gros sable et sable fin, donc il faut utiliser une épaisseur minimale de 0,15 m pour la couche du filtre horizontale et 1 m pour la couche du filtre inclinée.

III -7-3) Vérification de la résistance d'infiltration

III -7-3-1) Corps de la digue

La vérification de la résistance d'infiltration générale est effectuée d'après la condition :

$T_c < l_{adm}$.

l_{adm} : gradient admissible de l'écoulement d'infiltration déterminé d'après le tableau :

Tableau (IV-6): calasse du barrage

| Terre du corps | CALASSE DU BARRAGE | | | |
|------------------|--------------------|-----|-----|------|
| | I | II | III | IV |
| Argile compactée | 1.5 | 1.6 | 1.8 | 1.95 |

$l_{adm} = 1.5$ pour l'argile compactée,

$$I_c = \text{tg}\alpha = \frac{h}{L}$$

$h=3.0\text{m}$, $L=32\text{ m}$

$$I_c = \frac{3.0}{32} = 0.09$$

$$I_c = 0.09(1.5)$$

La condition étant largement vérifié, donc il n'ya pas risque de déformation par infiltration.

III -8) Etude de stabilité

L'étude de dimensionnement d'un barrage en terre nécessite la vérification de la stabilité de l'ouvrage aux principaux stades de sa réalisation, et notamment lorsque ses conditions de service sont les plus défavorables, c'est-à-dire lorsque l'eau de la retenue atteint son niveau maximal. L'étude de stabilité correspondante comporte généralement l'étude de l'écoulement permanent à travers la digue et sa fondation et l'étude de stabilité en rupture circulaire du talus aval, cette dernière étant faite à partir des contraintes effectives et prenantes en compte les pressions interstitielles obtenues à partir de l'étude d'écoulement.

III -8-1) Généralités sur la stabilité des barrages (Talus) :

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

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique de **Fellenius** et la méthode de **Bishop** dite « méthode des tranches », qui est un calcul en rupture circulaire (Méthode conservative). (Voir planche N°05)

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

1/ Soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et/ou déterminées à priori.

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

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

- Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

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

a-2. Glissement en cascade.

a-3. Glissement, puits renard

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

- l'instabilité mécanique en fondation.

Conséquences de l'instabilité des talus :

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

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

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

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

La vérification des talus du barrage par la méthode grapho-analytique consiste à déterminer le coefficient de stabilité « K », qui est le rapport des moments des efforts de stabilité sur les moments des efforts de basculement (forces motrices), par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau IV.12.

Tableau (III -7): Coefficient de stabilité admissible des talus

| Combinaison des charges et des actions. | Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe | | | |
|---|--|------------|------------|------------|
| | I | II | III | IV |
| Fondamentales (sans séisme). | 1,2 _ 1,3 | 1,15 _ 1,2 | 1,1 _ 1,15 | 1,05 _ 1,1 |
| Spéciales (avec séisme) | 1,05 _ 1,1 | | 1,05 | |

Notre barrage fait partie de la IV classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{SS,adm} = 1,05 - 1,1$

- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05$.

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

III -8-2) Ordre de calcul (Méthode de Fandeer) :

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

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b = 14.4m$).

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

Tableau (III -8): valeurs de K1 et K2

| Pente de talus | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|----------------|------|------|-----|------|-----|-----|
| $K_1 = R_1/Hb$ | 0,75 | 0,75 | 1,0 | 1,5 | 2,2 | 3 |
| $K_2 = R_2/Hb$ | 1,5 | 1,75 | 2,3 | 3,75 | 4,8 | 5.5 |

Pour notre cas :

Tableau (III -9): Valeurs de K1 et K2 choisies

| Talus | Pente du talus | K1 | K2 | R1 (m) | R2 (m) |
|-------|----------------|-------|-------|--------|--------|
| Aval | 3 | 1,0 | 2,3 | 14.4 | 33.12 |
| Amont | 2,5 | 0,875 | 2,025 | 12.6 | 29.16 |

Le centre des rayons étant le point « B ». L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles.

On trace ensuite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval, c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

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

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

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

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

❖ Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$

❖ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$

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

III -8-3) Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

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

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

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

h_1, h_2, h_3 : hauteurs des tranches;

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

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

γ_3 : densité de l'assise;

b : largeur de la tranche.

- Force de pression interstitielle :

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

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl$$

U : Pression interstitielle;

dl : Longueur de l'arc délimitant la base de la tranche;

γ_w : Poids volumique de l'eau $\delta w = 10 \text{KN/m}^3$;

h : Hauteur de la tranche.

c- Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl.$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d- Forces dues au séisme :

$$T = a \cdot G_n$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

- Force de pression interstitielle :

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

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl$$

U : Pression interstitielle;

dl : Longueur de l'arc délimitant la base de la tranche;

γ_w : Poids volumique de l'eau $\delta w=10\text{KN/m}^3$;

h : Hauteur de la tranche.

c- Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl.$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d- Forces dues au séisme :

$$T = a \cdot G_n$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

III -8-4) Calcul du coefficient de sécurité par FELLENIUS pour les différents types de fonctionnement :

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

Retenue pleine :

$$K_{SS} = \frac{\sum (Nn - pi)tg\phi_i + \sum Ci \cdot dl}{\sum Gn \text{Sin}\alpha_n} \geq K_{adm}$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - p_i) \operatorname{tg} \phi_i + \sum C_i \cdot dl}{(1/R) \sum G_n \cdot a_n \cdot d_n} \geq K_{adm}$$

K_{ss} : Coefficient de sécurité sans séisme ;

K_{as} : Coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction) :

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n}$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n}$$

c) Vidange rapide :

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

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi_i + \sum C_i \cdot dl}{\sum T_n} \geq K_{adm}$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi_i + \sum C_i \cdot dl}{\sum T_n + (1/R) \sum G_n \cdot a_n \cdot d_n} \geq K_{adm}$$

Remarque :

Pour la Méthode de BISHOP simplifiée (1954)

Dans cette méthode on considère que :

- La ligne de glissement est toujours de forme circulaire.
- Les efforts verticaux inter-tranches sont nuls ($V_n - V_{n+1} = 0$).
- Les efforts horizontaux inter-tranches sont non nuls ($H_n - H_{n+1} \neq 0$).

Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante :

$$K = \frac{(\sum (N_n - p_i) \operatorname{tg} \phi + \sum CdL) \frac{1}{1 + \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \phi / K}}{\sum T_n + 1/R \sum a \cdot G_i \cdot d_i}$$

- ❖ Pour déterminer K il faut procéder par itération successive. La première itération est faite en adoptant comme valeur K_0 le coefficient de sécurité obtenue par la méthode de FELLENIUS.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus dans le tableau (III -9), on remarque que les coefficients de sécurité minimum calculés pour les différents cas de sollicitation et selon les deux méthodes Fellenius et Bishop, sont strictement supérieurs aux coefficients de sécurité admissibles, ceci pour les cas avec séisme ou sans séisme.

On conclue donc que la stabilité des talus de notre ouvrage est assuré

Chapitre IV : ETUDE DES OUVRAGES ANNEX

IV-1) Introduction

Pendant d'élaboration d'un projet de barrage, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes qui sont considérablement lié à la sécurité et à l'exploitation des barrages. La conception de ces ouvrages doit tenir compte du type de barrage, sa fondation, la géologie des rives de la vallée, ainsi que la topographie du site et l'occupation du site en aval.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue seront.

- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de vidage de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.

Chaque catégorie d'ouvrages comporte différentes variantes, présentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrages le plus adéquat en fonction des considérations technico-économiques.

IV-2) Les évacuateurs de crues

L'évacuateur de crues doit être en mesure de débiter, sans que le barrage soit submergé, la plus grande crue calculée, survenant lorsque la retenue est à son niveau maximal et sans créer d'érosion en aval risquant d'endommager l'ouvrage.

IV-2-1) Critères de choix de l'évacuateur de crue

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

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

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories :

- a. Les évacuateurs à surface libre appelés déversoirs.
- b. Les évacuateurs vannés, ils peuvent être de fond ou de demi fond : par puits noyé.

IV-2-2) Différents types des évacuateurs de crues.

Selon leur forme et leur emplacement on distingue :

A – Les évacuateurs de crues de surface ou latéral : Les déversoirs à seuils libre se révèlent la meilleure option en terme de fiabilité, simplicité, sécurité, coûts de construction et maintenance. Ils ne nécessitent aucune intervention humaine pour leur fonctionnement et ne sont donc pas susceptible de tomber en panne en cas de crue, ou bien de s'ouvrir intempestivement en période normale. L'évacuateur de surface est le plus répandu en raison de sa facilité d'implantation et ses avantages hydrauliques, on distingue :

A1- Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal :

L'Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal a un seuil disposé face à la rivière : l'écoulement ne change pas de direction. Il présente les avantages suivants:

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet, ainsi que la facilité de réalisation.
- Le coût de réalisation est peu élevé.

Cependant, ils ne permettent aucune maîtrise du débit déversé (et donc des variations de débit à l'aval), ils exigent donc une protection telle qu'un dissipateur d'énergie en aval.

A2-Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral :

L'évacuateur est à entonnement latéral lorsque le seuil est disposé parallèlement à la rivière : l'écoulement change de direction à 90°. Lorsque le débit de crue est important, le seuil est en principe très long, ce qui conduit en général à choisir ce type d'évacuateur.

L'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral présente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

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

B- Les évacuateurs vannés de fond ou de demi fond :

Les évacuateurs de crues de demi-fond ou de fond comportent une partie verticale en forme de puits qui se prolonge par une galerie ou une conduite qui passe sous l'ouvrage ou sous l'un de ses appuis et rejoint la vallée au pied du barrage.

Ils fonctionnent en charge normalement sur tout ou partie de leur longueur.

De manière générale, les pertuis de fond comprennent deux vannes : une vanne de garde et une vanne de contrôle du débit.

B1- Evacuateur de crues en puits (tulipe) :

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval. La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice.

Ce type d'ouvrage équipe le plus souvent les grands barrages vu les avantages suivants:

- a) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs présente les inconvénients suivants :

- a) Problème de saturation (débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- b) Problème de vibration.
- c) Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- d) Prévoir des protections antivortex (coût et entretien).
- e) Dissipation au pied de la digue.

B2-Evacuateur de crues en siphon :

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages suivants:

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ses inconvénients sont :

- Amorçage et le désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.

IV-2-3) Choix de la variante :

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles.

Ceci nous conduit à rejeter cette variante en plus des difficultés d'implantation.

L'évacuateur de crue latéral s'adapte rigoureusement à notre site, du faite que les excavations seront réduites.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal peut être envisagé, puisque la largeur déversant n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.

Le bon fonctionnement et la sûreté de celui si pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique.

IV-3) CALCUL HYDRAULIQUE DE L'EVACUATEUR DE CRUE

La sauvegarde de la retenue vis à vis des crues sera assurée par un évacuateur de crues (À seuil déversant Frontale) situé sur la rive gauche de la vallée.

L'évacuateur de crues débitera 165.52 m³ / s (100 ans de période de retour) lorsque le plan atteindra les plus hautes eaux (P.H.E) à 663.90 m

La débitante de l'ouvrage a été vérifiée pour une crue Millénaire de 228.71 m³/ s qui peut être évacuée sans débordement.

IV-3-1) Calcul hydraulique du canal d'approche

Le canal d'approche dispose d'une largeur constante de 28,00 m sur toute sa longueur. La vitesse d'approche est calculée suivant la formule suivante :

$$V_o = V_{\text{approche}} = Q / B \cdot H_n$$

$$Q = Q_{\text{laminé 1\%}} = 159.75 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le coefficient de débit pris dans l'étude hydrologique est de $m=0,49$ qui correspond au seuil projeté.

La vitesse d'approche au niveau du canal est :

$$H_n = P + H$$

$$H - \text{Hauteur de la lame d'eau près du seuil} = PHE - NNR = (663.9 - 662.00) = 1.90 \text{ m}$$

$$P - \text{Hauteur de pelle} = 1,9 \text{ m}$$

$$H_n = 0.5 + 1.90 = 2.40 \text{ m}$$

$$V_o = 159.75 / 28 \times 2.40 = 2.38 \text{ m/s}$$

$$V_o \approx 2.4 \text{ m/s}$$

IV-3-2) Calcul hydraulique du Seuil

IV-3-2-1) Débit de déversement du seuil

Le seuil du déversoir projeté se développe linéairement avec un profil Trapézoïdale. Il débite directement dans un canal dont l'axe est perpendiculaire à celui-ci. La capacité d'évacuation du seuil est exprimée selon l'équation suivante :

$$Q = m \times B \times \sqrt{2g} \times H0^{3/2}$$

Donc le débit de déversement est :

$$Q = 0,49 \cdot B \cdot \sqrt{19,62} \times H0^{3/2}$$

$$Q = 0,49 \times 28,00 \sqrt{19,62} \times H0^{3/2}$$

$$Q = 60.77 (H0)^{3/2}$$

La vitesse de déversement est :

$$V = Q \text{ déversé} / S = Q \text{ déversé} / (b \cdot H)$$

Tableau (IV-1):Calcul de vitesse de déversement

| | | | | | | | | | | |
|----------|-----|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|
| H(m) | 0.2 | 0.4 | 0.6 | 0.8 | 1 | 1.2 | 1.4 | 1.6 | 1.8 | 1.9 |
| Q (m3/s) | 5.4 | 15.3 | 28.2 | 43.4 | 60.7 | 79.8 | 100.6 | 122.9 | 146.7 | 159.1 |
| V (m/s) | 4 | 7 | 4 | 8 | 7 | 8 | 7 | 9 | 6 | 5 |
| | 0.9 | 1.37 | 1.68 | 1.94 | 2.17 | 2.38 | 2.57 | 2.75 | 2.91 | 2.99 |
| | 7 | | | | | | | | | |

IV-3-2-2 Dimensionnement de seuil déversoir

Pour le dimensionner le seuil du déversoir on utilise la formule du débit :

$$\text{Débit de déversoir : } Q = CLH^{3/2}$$

L : longueur déversant.

H : la charge sur le déversoir.

$$C = u\sqrt{2xg} \text{ ou } g = 9.81 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$C = 4.43xu$$

U : coefficient de débit U=0.5

$$C = 2.22$$

$$Q = 159.75 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H = 1.90$$

$$Q = CLH$$

$$L = Q / (C \times H^{3/2})$$

$$L=(159.75/(2.22 \times (1.90^{1.5}))=27.48\text{m (alors la longueur de Chenal est de 27.50m)}$$

Tableau (IV-2): Calcul hydraulique Seuil

| Données | | | | | Résultats | | | | | | | |
|------------|-----------|----------|-------|-------------------------|--------------|----|-------|------|------|--------------|-----|-----------|
| Géom | largeur | Rugosité | Pente | débit m ³ /s | Géométriques | | | | | Hydrauliques | | |
| type | <i>b</i> | K | I | Q | <i>hn</i> | Lm | Pm | Sm | Rh | V | Fr | <i>Yc</i> |
| Rec | 28 | 71.42 | 0.005 | 159.75 | 1.18 | 28 | 30.40 | 33.3 | 1.09 | 4.80 | 1.4 | 1.49 |

Suivant les valeurs ci-dessus on constate que $h_n < h_c$ Alors le régime d'écoulement est torrentiel.

IV-3-3) Calcul hydraulique de Coursier

Le coursier fiat suite du chenal il est le plus souvent construit en béton et il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

En général le coursier commence par un convergent amenant à la section de contrôle (section ou atteinte la hauteur critique) à partir de laquelle la pente augmente.

IV-3-3-1) La longueur « L » du convergent

$$L_{con}=2.5 \times (b_1-b_2)$$

b_1 : largeur au plafond du bief amont.

b_2 : largeur au plafond de la section de contrôle (largeur de coursier).

$$b_1=28\text{m} ; b_2=20\text{m}$$

$$L_{con}= 2.5 \times (28-20)=20\text{m.}$$

IV-3-3-2) Détermination de la hauteur normale h_n , h_c et I_c de coursier

On applique la formule de « CHEZY » on aura

$$Q=CS\sqrt{RI}$$

S : surface en m²

$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$ coefficient de CHEZY.

$Q = 159.75 \text{ m}^3/\text{s}$

$n = 0.014$ (revêtement en béton).

Tableau (IV-3): Calcul hydraulique de coursier

| Données | | | | Résultats | | | | | | | | | | |
|------------|-----------|----------|-------|------------|--------------|----|-------|-------|------|--------------|------|------|-----------|--|
| Géom | | Rugosité | Pente | Débit m3/s | Géométriques | | | | | Hydrauliques | | | | |
| type | <i>b</i> | K | I | Q | <i>hn</i> | Lm | Pm | Sm | Rh | V | Fr | Hsc | <i>hc</i> | |
| Rec | 20 | 71.42 | 0.022 | 159.75 | 0.87 | 20 | 21.75 | 17.46 | 0.80 | 9.15 | 3.12 | 2.80 | 1.87 | |

Suivant les valeurs ci-dessus on constate que $I > I_c$ et $hn < hc$

Alors le régime d'écoulement est torrentiel.

IV-3-3-3) La pente critique :

$$Q = \frac{1}{n} \frac{S^{5/3}}{P^{2/3}} \sqrt{I_c}$$

$$I_c = \frac{Q^2 n^2 P^{4/3}}{S^{10/3}} = \frac{(159.16)^2 (0.014)^2 (20 + 2 * 2.0)^{4/3}}{(20 * 2.0)^{10/3}} = 1.58\%$$

IV-3-4) Calcul hydraulique de bassin d'amortissement

C'est un moyen très efficace pour réduire la vitesse de sortie à une valeur compatible avec la stabilité des berges à l'aval.

Les procédés de dissipation d'énergie les plus utilisées pour protéger le pied de l'ouvrage contre les affouillements sont les suivants :

- Ressaut hydraulique :

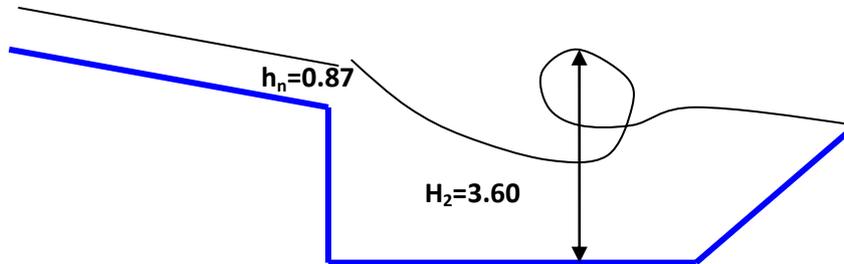
La production d'un ressaut au pied de la lame déversant permet de dissiper une grande partie de l'énergie de celle-ci.

- Déflecteurs en « saut de ski » :

Le déflecteur en saut de ski est disposé à la partie inférieure du coursier avec :

- Une extrémité inférieure de coursier à concavité tournée vers le haut (en général en forme de parabole).

- Un déflecteur (cuillère) qui redresse vers le haut les lames liquides, la dissipation d'énergie est produite par :
 - Frottement de l'eau sur l'air.
 - Choc de la lame sur le matelas d'eau à l'aval de la retenue.



IV-3-4-1) Dimensionnement de bassin d'amortissement

- La
longueur du bassin d'amortissement

$$L_{BA} = (0.8-0.9) L_{resaut}$$

$$L_{resaut} = 6 (h_2 - h_n)$$

Calcul h_2 :

h_2 le tirant d'eau après le ressaut

$$h_2 = \frac{h_n}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{hc}{h_n} \right)^3} - 1 \right]$$

$$hc = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} q = \frac{Q}{b} : \text{Débit spécifique en } m^2/s \text{ et } \alpha = (1.0 - 1.1)$$

$$q = \frac{159.75}{20} = 7.98 m^2/s$$

$$\text{Donc : } hc = \sqrt[3]{\frac{1.1 \cdot 7.98^2}{9.81}} = 1.92 m$$

Alors :

$$h_2 = \frac{0.87}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{1.92}{0.87} \right)^3} - 1 \right] = 3.62 \approx 3.60 m$$

$$L_{resaut} = 6 (h_2 - h_n) = 6 (3.62 - 0.87) = 16.51 m$$

$$L_{BA} = (0.8-0.9) L_{resaut} = 0.9 \times 16.5 = 14.86 m \approx 15 m$$

IV-3-5) Canal de fuite

On applique la formule de « CHEZY » on aura

$$Q = CS\sqrt{RI}$$

S : surface en m^2 (forme trapézoïdale)

b=20m, m=1

$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$ coefficient de CHEZY.

Q=159.75m³/s

n=0.03.

Tableau (IV-4): calcul hydraulique de canal de fuite

| Données | | | | | | Résultats | | | | | | | | |
|-----------|----|---|----------|--------|-------------------------|-----------|--------------|-------|------|------|--------------|------|------|------|
| Géométrie | | | Rugosité | Pente | débit m ³ /s | h normal | Géométriques | | | | Hydrauliques | | | |
| type | b | m | K | I | Q | hn | Lm | Pm | Sm | Rh | V | Fr | Hsc | hc |
| Tra | 20 | 1 | 33 | 0.0195 | 159.75 | 1.39 | 22.79 | 23.95 | 29.9 | 1.25 | 5.34 | 1.48 | 2.65 | 1.81 |

IV-3-6) CALCUL HYDRAULIQUE DE LA PRISE D'EAU ET VIDANGE DE FOND

IV-3-6-1) Calcul de la grille principale du puisard d'entrée

La surface nette de la grille principale

$$S_{NGP} = \frac{Q_{max}}{V_{adm}}$$

Q_{max} : Débit maximum de la vidange $Q_{max} = 1,39 \text{ m}^3/\text{s}$.

V_{adm} : Vitesse admissible de l'écoulement de l'eau

V_{adm} (0,5 - 1,0) m/s

On prend pour notre cas $V_{adm} = 0,8 \text{ m/s}$

$$S_{NGP} = \frac{1.39}{0.8} = 1.74 \text{ m}^2$$

La surface brute de la grille principale

$$S_{bGP} = \frac{S_{NGP}}{K}$$

Où :

$$K = \frac{a}{a + t}$$

a: écartement des barreaux a = 5 cm.

t: épaisseur des barreaux t = 3 cm.

$$K = \frac{5}{5 + 3} = 0,625$$

$$S_{bGP} = \frac{1.74}{0.625} = 2.78m^2$$

IV-3-6-2) Calcul du temps de vidange de la retenue

Le débit évacué par la conduite est calculé par la formule :

$$Q_i = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$$

S: surface de la section de la conduite.

$$S(m^2) = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot d^2}{4}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\frac{\lambda L}{D} + \Sigma \xi}} = \frac{1}{\sqrt{\frac{0,02 \cdot 80}{D} + 2,4}}$$

Le temps de vidange de la retenue :

$$t = \frac{H}{2g} \left(\frac{S_1}{H_1} + \frac{2S_2}{H_2} + \frac{3S_3}{H_3} + \dots + \frac{S_i}{H_i} \right)$$

Application pour la conduite 500:

$$S(m^2) = \frac{\pi 0,5^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,5^2}{4} = 0,19625 m^2$$

$$Q_i = 0,37\sqrt{H}$$

N.B : Pour le calcul du temps de vidange voir tableau ci-après.

CALCUL DU TEMPS DE VIDANGE :

Longueur de la Conduite (m) = 80,34
Côte Aval= 649,9

| λ | ϕ | ζ | g | π | S | μ |
|------------|----------------|----------------|---------|-------------------|-------------------|------------|
| 0,02 | 0,5 | 2,4 | 9,81 | 3,14 | 0,19625 | 0,422 |
| Niveau | Volume | Volume | Hauteur | Debit | Debit | Temps |
| d'eau dans | correspondant | evacué | d'eau | èvacué | moyen | de vidange |
| la retenue | | Vi | | | Qmoy | |
| m NGA | m ³ | m ³ | m | m ³ /s | m ³ /s | s |
| 662 | 200445,0 | | 12,1 | 1,42227 | | |
| 661 | 159242,0 | 41203 | 11,1 | 1,36223 | 1,39225 | 29594,49 |
| 660 | 123335,0 | 35907 | 10,1 | 1,29942 | 1,33083 | 26980,94 |
| 659 | 93051,0 | 30284 | 9,1 | 1,23342 | 1,26642 | 23913,06 |
| 658 | 67861,0 | 25190 | 8,1 | 1,16368 | 1,19855 | 21017,10 |
| 657 | 47024,0 | 20837 | 7,1 | 1,08948 | 1,12658 | 18495,83 |
| 656 | 29788,0 | 17236 | 6,1 | 1,00985 | 1,04966 | 16420,52 |
| 655 | 16818,0 | 12970 | 5,1 | 0,92337 | 0,96661 | 13418,07 |
| 654 | 16818,0 | 0 | 4,1 | 0,82791 | 0,87564 | 0,00 |
| 653 | 8536,0 | 8282 | 3,1 | 0,71990 | 0,77390 | 10701,60 |
| 652 | 3756,0 | 4780 | 2,1 | 0,59252 | 0,65621 | 7284,29 |
| 651 | 1151,00 | 2605 | 1,1 | 0,42883 | 0,51067 | 5101,11 |
| 650,34 | 95,00 | 1056 | 0,44 | 0,27122 | 0,35002 | 3016,94 |

$$\Sigma t(s) = 175943,94$$

$$\Sigma t(j) = 2,04$$

Conclusion :

Les ouvrages annexes d'un barrage sont d'une importance capitale puisqu'ils sont liés à la sécurité et à l'exploitation de l'ouvrage. Dans ce cas, on doit éviter tout sous-dimensionnement de chaque ouvrage.

Dans ce chapitre, et après avoir analysé la topographie du site, nous avons opté pour un évacuateur de crues latéral à entonnement frontal qui présente des avantages importants.

Pour le dimensionnement de cet évacuateur, la vitesse d'approche est de 1.27 m/s.

Pour ce qui est du déversoir, il a été dimensionné selon un profil de type Craeger pour mieux anticiper les chutes et éviter l'érosion régressive.

L'évacuateur de crues se termine par un bassin d'amortissement à ressaut de type I, et de longueur égale à 15m avec des blocs noyé dans le béton.

Etant donné la capacité de la retenue (inférieure à un million m³), la vidange de fond (confondue avec la prise d'eau) a été dimensionnée pour un diamètre de 500 mm, ceci pour évacuer un débit de pointe observé durant le mois de Juin.

CHAPITRE V : ORGANISATION DE CHANTIER

V-1) Introduction

L'organisation d'un chantier est l'ensemble de dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions d'un projet ou d'un travail quelconque.

Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

Cette organisation consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter.

Organiser un chantier revient donc à prendre toutes les mesures possibles pour que la réalisation du projet se fassent:

- En conformité avec les plans établis;
- De bonne qualité;
- Aux moindres délais;
- Aux moindres coûts;
- Sans accidents humains.
-

V-2) Installation de chantier**1-Installations destinées au personnel**

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

2- Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents

types d'agrégats pour éviter leur mélange, ce qui facilite le dosage du béton.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits à l'abri d'une forte humidité (baraquements, hangars...).

3- Installations destinées à la réparation des engins

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

4- Installations pour la préfabrication

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ...etc.

V-3) Ordre d'exécution des travaux

- Installation du chantier;
- Implantation des axes des différents ouvrages;
- Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dit et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues;

V.3-1) Successions des opérations du chantier

a- Travaux préparatoires

- Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction;
- Décapage de l'emprise de la digue et des installations du chantier;
- Préparation des zones d'emprunt;
- Déboisement et défrichage de la cuvette.

b- Exécution de l'ouvrage

- Remblaiement de la clé d'encrage et des fondations jusqu'au terrain naturel;
- Mise en place de la conduite de prise d'eau
- Approvisionnement des matériaux filtrants;
- Exécution du remblai de la retenue;
- Génie civil des ouvrages de prise
- Génie civil de l'évacuateur de crues;
- Mise en place de revêtement des talus;
- Mise en place des équipements hydromécaniques;
- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de la crête de la digue et de route d'accès....

V-4) Besoins mécaniques des principaux travaux

Nous prévoyons une route d'accès à tous les ouvrages pendant la construction, les engins utilisés sont:

- Pour l'exécution des déblais et des remblais nous utilisons des **bulldozers**;
- Pour l'extraction des alluvions nous utilisons **des pelles retro**;
- Pour le transport des terres nous utilisons des **camions à benne**;
- Pour les travaux de finition (régalage et compactage) nous utilisons des niveleuses et des **compacteurs à pneus**.

1. Travaux de terrassement

Les travaux de terrassement sont exécutés avec le même matériel utilisé pour les voies d'accès (bulldozers, pelles retro, camions à benne, niveleuses, compacteurs à pneus...)

2. Excavation de la fouille :

L'excavation de la fouille (à ciel ouvert) se fait à l'aide de bulldozers et des pelles; la succession des travaux est comme suite:

- Creusage et déplacement des terres en utilisant un bulldozer;
- Chargement des terres dans des camions à benne à l'aide d'une pelle chargeuse ou en utilisant des chargeurs;

- Le transport des terres se fait à l'aide des camions à benne qui permettent aussi leur déchargement.

3. Exécution de la digue

a- Décapage de la couche végétale

- Pour le creusage et le déplacement des terres nous utilisons des bulldozers;
- Des chargeurs sont utilisés pour le chargement des terres;
- Le transport des terres est assuré par des camions à bennes.

b- Exécution de la fouille du noyau

- Les terrains meubles seront excavés à l'aide des pelles;
- Les terrains rocheux à l'aide d'explosifs.

c- Exécution du noyau de la digue

- 1- Déchargement: se fait à l'aide des camions à bennes;
- 2- Régalage : se fait à l'aide de niveleuses;
- 3- Humectage : à l'aide des camions citernes;
- 4- Compactage : s'effectue en utilisant des compacteurs à pied de mouton jusqu'à atteindre la densité optimale.

4. Exécution de l'évacuateur de crues

Il est nécessaire que les coffrages aient une raideur suffisante pour résister à la pression du béton, lors de sa mise en place et surtout au cours de la vibration. Les coffrages doivent être également suffisamment bien ajustés entre eux afin d'éviter les pertes de mortiers. Les fixations de coffrage intérieur au béton doivent être conçues de façon à ce que le démontage des coffrages puisse être effectué sans destruction du béton.

V-5) Rendement des différents engins

a) Engin de prélèvement

L'engin utilisé est la "chargeuse-pelleteuse", munie d'une pelle rétro et d'un chargeur. Nous pourrons utiliser aussi l'excavateur; son rendement est estimé à:

$$R_{ex} = g.n.\frac{K_r.K_u}{K_a},$$

n: nombre de cycles de l'excavateur = 3600/T;

T: durée d'un cycle= f (distance et volume de la carrière);

g: capacité du godet= (2,15 ÷ 2,5)m³;

K_r: coefficient de remplissage du godet= (0,8 ÷ 0,9);

K_u: coefficient d'utilisation = (0,7 ÷ 0,9);

K_a: coefficient d'ameublissement du sol = (1,14 ÷ 1,25).

b) Engin de transport

L'engin le plus souvent utilisé est le camion à benne. Son rendement est estimé à:

$$R_b = 60.Q.\frac{K_i.K_u}{T},$$

Q: capacité du camion benne = (5 ÷ 7)g;

K_i: coefficient d'uniformité de présentation du camion

de charge Ki=0,9;

K_u: coefficient d'utilisation =0,85;

T : durée du cycle de travail = f(chargement, transport,

Déchargement, retour à vide).

Le nombre de camions à benne qui doit être utilisé se déduit de la manière suivante:

$$n = \frac{R_{ex}}{R_b}$$

c) Engin de nivellement

L'engin qui est utilisé souvent est la niveleuse.

Son rendement est estimé à:

$$R_n = q \cdot n \cdot K_u \cdot K_p$$

D' ou :

Q : volume du sol devant la lame de niveleuse;

n : nombre de cycle pour une opération complète;

K_u : coefficient d'utilisation;

K_p : coefficient de perte du sol.

d) Engin de compactage

Les engins de compactage sont diversifiés et interviennent suivant la nature du sol à compacter et la profondeur. Leur rendement est évalué suivant cette formule:

$$R = K \cdot \frac{V \cdot L \cdot H}{N},$$

K: coefficient d'efficience;

V: vitesse du compacteur;

L: largeur traitée;

H: épaisseur de la couche;

N: nombre de passes.

V-6-) Planification :

V-6 -1) Définition :

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

V-6-2) Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.
-

V-6-2-1) Méthodes basées sur le réseau :

V-6-2-1-1) Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

➤ **Réseau à flèches :**

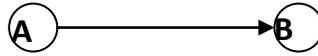
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

➤ Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

V-6-2-1-2) Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

❖ *Etablissement d'une liste des tâches :*

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

❖ **détermination des tâches antérieures :**

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

❖ **Construction des graphes partiels :**

❖ **Regroupement des graphes partiels :**

❖ **Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage :**

❖ **Construction du réseau.**

V-6-2-1-3) Différentes méthodes basées sur le réseau :

V-6-2-1-3-1) Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

V-6-2-1-3-2) Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technic):

C'est-à-dire une 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.

V-6-2-1-3-3) Methode P.D.M (PROCEDURE DIAGRAM METHOD):

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

- Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B) ;
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

V-6.2.2) Méthodes basées sur le graphique :

V-6.2.2.1) Méthode linéaire (ligne of balance technico):

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

V-6.2.2.2) Methode à barre :

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail).

V-6.2.3) les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

V-6.2.3.1) la collecte d'informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

V-6.2.3.2) la décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VI.6.2.3.3) relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

V-6.2.3.4) choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M**

V-6.3) les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

| | |
|-------------|-------------|
| DCP | TR |
| DFP | DCPP |
| DFPP | MT |

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

V-6.3.1) Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

V-6.3.2) Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
Dimensions du projet.
- En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q.N}{n}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

V-6.4) Les plannings :

Il existe trois types de plan de travail :

V-6.4.1) Plan de travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

V-6.4.2) Plan de travail au plus tard : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

V-6.4.3) Plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date u 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).

V-7) Délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes taches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne nescience la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir :

-La mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié;

-Le bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport;

-La combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

V-8) SYMBOLES DES DIFFERENTES OPERATIONS :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau (V-1) à : symboles des opérations

| Phases des Travaux | Opérations | Duré (mois) |
|---|-------------------|------------------------|
| Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier; | A | 1 |
| Phase 02 : décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ; | B | 1 |
| Phase 03 : décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage ; | C | 2 |
| Phase 04 : préparation des zones d'emprunt ; | D | 2 |
| Phase 05 : déboisement de la cuvette ; | E | 3 |
| Phase 06 : remblai de la tranche d'ancrage et des fondations | F | 1 |
| Phase 07 : approvisionnement du filtre | G | 2 |
| Phase 08 : mise en place un système de | H | 1 |
| Phase 09 : remblai compacté | I | 4 |
| Phase 10 : excavations de l'évacuateur de | J | 1 |
| Phase 11 : génie civil de l'évacuateur de | K | 3 |
| Phase 12 : revêtements de talus | L | 3 |
| Phase 13 : équipements hydraulique | M | 2 |
| Phase 14 : travaux des finitions | N | 3 |

V-9) CONCLUSION GENERALE

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons étudié l'ensemble des aspects qui concernent le dimensionnement de la digue et les ouvrages annexes de la retenue collinaire Oued Tarhit dans la wilaya de Biskra

L'ensemble des éléments qui sont étudiés concernent les données de la morphologie du site, la topographie, la géologie, l'hydrologie et la mécanique des sols, permettent à établir une étude complète, tout en assurant sa stabilité.

Dans les différents chapitres du mémoire, nous avons traité et étudié en détail les principales caractéristiques de la digue. Ce travail nous a permis de conclure du point de vue géologique et géotechnique que le site proposé est favorable à l'implantation d'une retenue sans aucun risque.

On a choisi une digue en terre homogène et on a constaté que les zones d'emprunts prospectées ont des propriétés adéquates à la réalisation de la retenue, en plus les volumes sont relativement importants et suffisants pour la réalisation du corps de la digue.

Après les calculs détaillés de l'étude hydrologique, on a trouvé que la retenue a une capacité de stockage de **200445 m³** et la Hauteur totale de la retenue égale à **14m**.

Les ouvrages annexes sont étudiés et dimensionnés selon plusieurs méthodes, et le calcul de stabilité a été vérifié en se basant sur la méthode de FELLENIUS.

La retenue est destinée à l'irrigation des terres agricoles, permettant de développer le secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres.

Sur le plan environnemental, l'implantation de la retenue collinaire n'aura pas d'impacts négatifs de grande importance.

V-9) RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- *Bureau d'étude Moyens d'Applications et Techniques de l'Hydraulique et de l'Environnement **M.A.T.H.E Cité Ben Boulaid Bt 12 N° 10 – Constantine –**
- *Adjani .A, Contribution à la vérification de la stabilité d'un barrage (cas du barrage de Soubella), Présenté en vue de l'obtention du diplôme de Master.
- *Anton.J.Schles. & Henri.pougatsch., traité de génie civil, volume 17, les barrages, du projet à la mise en service 2011.
- *Amara, Optimisation du largueur en crête des petits barrages et retenues collinaires, En vue de l'obtention du diplôme master en hydraulique 2018.
- *Bayou.N., Etude détaillée de l'évacuateur de crue d'une retenue collinaire, En vue de l'obtention du Diplôme de Master Académique, 2016 .
- *Bouamara.I., Etude de protection de la commune d'El-Ouldja contre l'inondation (wilaya de Sétif), Mémoire de fin d'étude, (E .N.S.H), Blida, Septembre 2005.
- *Carlier., Hydraulique générale et appliquée, 1980.
- *Ministère de l'agriculture française, Technique des barrages en aménagement rural, édition, 1977.
- *Touaibia.B ., manuel pratique d'hydrologie ,(E.N.S.H),Blida,Mars2004.
- *Lempérière, F. & Ouamane, A., the piano keys weirs :a new cost-effective solution for spillways,Journal of Hydropower & Dams, 10(5) :144-149,2003.
- ***Bernardo A. R. ; SANTOS. L (2004).** Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger.
- ***Mihoubi M.K, (2014).**Ouvrages Hydrotechniques, Polycopie de cours, ENSH, Blida.
- ***Degoutte Gerard : (1997)** petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemegref. France.
- ***Laborde J. (2009),** Éléments d'hydrologie de surface. École polytechnique de l'université Sophia Antipolis, Nice France.
- *Richard.O.Sinniger & Willi.H.Hager.,Construction Hydraulique,volume 15,2015.

***Touaibia. B et Benlaoukli. B (2004).** Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. Presses Madani Frères. Blida.

***Sayah Lembarek. M.** Les barrages. Université Hama Lakhdar. El oued

Sekkour.I., Contribution à l'étude des déversoirs auto-stables, Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de Magister.

V-9-1) Abréviations

APD : Avant-projet Détaillé.

AEP : Alimentation en Eau Potable.

PKW: Piano Key Weir.

U.S.C.S: Unified Soil Classification System.

LP : Limons peu plastiques.

LT : Limons très plastiques.

ANRH : Agence Nationale Des Ressources Hydrauliques.

DRE : Direction des Ressources en Eau.

NNR : cote au Niveau Normale de la Retenue.

NPHE : Niveau de Plus Haut d'Eau.

USBR : The United States Bureau of Réclamation (Etats-Unis bureau de réclamation).

RPA : Règle Parasismiques Algériennes.

NGA : Niveau Géographique Algérien.

ONM : Office National Météorologique.