

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique

Université Mohamed Seddik Ben Yahia Jijel
Faculté de la Technologie



Département de génie civil et Hydraulique

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme de Master en hydraulique
Option : Hydraulique urbaine

Présenté par :

ZEGHBIB AMIRA
ADJEROUD DJAMILA

**Etude d'avant-projet détaillé de l'évacuateur de crue
d'une retenue collinaire El Hamra. "W.Constantine".**

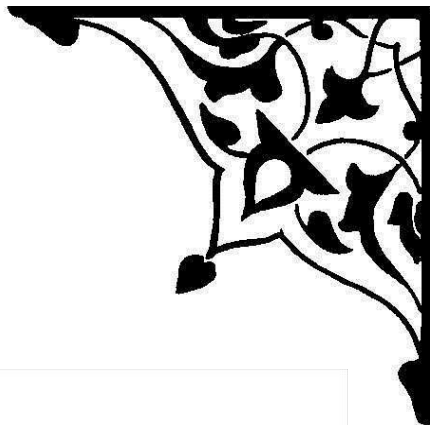
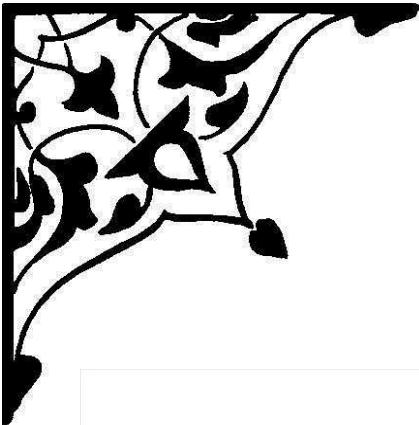
Dirigé par :

M^r Bellaabed Faris

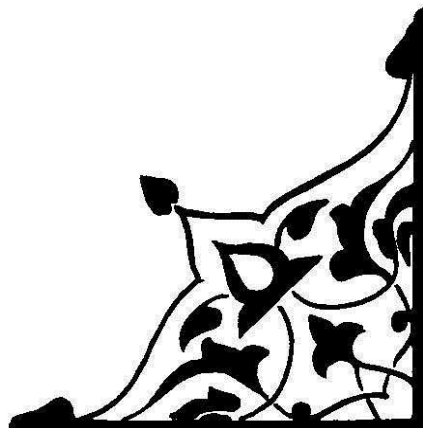
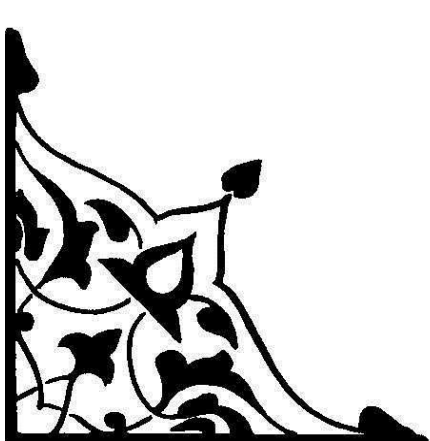
Soutenu publiquement le 16/07/2019 devant les jurys composé de :

- **Présidente : krimil.F**
- **Examineur : Boudjerda. M**

Promotion 2019



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



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 BELAABED FARIS 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.

Djamila, Amira

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 mes chères sœurs ;

A ma chère sœur et amie **Maissa** qui m'a toujours soutenu et encouragée, à la bougie de la maison ma petite sœur **ANFAI**

A mes chers frères ;

A ceux que j'aime beaucoup, qui m'ont toujours soutenu : **RACIM** et **AYMEN**.

A mon fiancé et ma belle-famille ;

Pour ta compréhension, ta confiance, ta patience et ta tendresse, tu m'as toujours soutenu et réconforté .Merci énormément.

A mes chers oncles ; tantes, leurs époux et épouses ;

Qui sont toujours à coté de mois, merci pour vous soutien. Tentant **SALAH, TATA RADIA, MANEL, CHIRAZ, DJIHAN.....**, sans oublier ma **grand-mère**. A la famille **ZEGHBIB** et **SOUADI**.

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.

ZEGHBIB AMIRA

Dédicace

Merci à dieu, à qui je dois tout, d'avoir guidé mes pas et de m'avoir donné la volonté pour accomplir ce travail.

J'ai le plaisir de dédier ce modeste travail :

À mon père qui est ma référence dans la vie.

À ma chère mère la plus que j'aime dans ce monde (الله يرحمها).

À mes frères " *Abdelmadjid, Ahssen, Okba et Abdelhak* "

À mes sœurs " *Nadira, Sabrina, Hanane et Mounya* "

À la femme de mon frère et de ma cinquième sœur " *Louiza* "

À la femme du mon père " *Malika* "

Aux petits lapins de notre famille " *Rania, Sondose, Alaa, Aridje et Amira* "

À toutes la famille *Adjeroud et Bouleghioute*

À mes amis et à toutes les personnes qui me connaissent de loin ou de près.

Adjeroud Djamila

Résumé

L'objectif de la réalisation de la retenue collinaire El Hamra sur Chaabet el Haouch commune de Beni Hamidène, wilaya de Constantine et s'inscrit dans le cadre du développement de l'agriculture et la croissance économique du notre pays. Afin de mobiliser les ressources superficielles en vue de l'irrigation des terres agricoles. Il s'agit d'un retenue collinaire en remblai avec un évacuateur de crue sur la rive droite permettant d'évacuer un débit de $25.84 \text{ m}^3/\text{s}$. Avec un volume utile de stockage de 131940 m^3 .

Ce travail englobe une étude détaillée d'APD de l'évacuateur de crue de la retenue el Hamra, dont l'étude de faisabilité de ce projet a été présentée par le Bureau d'Etudes d'Hydraulique M A T H (Moyens d'Application des Techniques de l'Hydraulique) la Wilaya de Constantine.

Mots- clés: Retenue collinaire, évacuateur de crue, débit, ressource superficielles.

Abstract

The objective of the realization of the impounding reservoir El Hamra on Chaabet el Haouch municipality Beni Hamidène, situated in Constantine. Is a part of the development oagriculture and economic growth in our country. In order to mobilize surface resources for the irrigation of agricultural land. It is a hilly embankment dam with a spillway on the right bank to evacuate a flow of $25.84 \text{ m}^3/\text{s}$. With a useful storage volume of 131940 m^3 .

This work encompasses a detailed ODA study of the El Hamra reservoir spillway, whose feasibility study of this project was presented by the Hydraulic Engineering Office MATH (Means of Application of the Techniques of Hydraulics) Wilaya of Constantine.

Keywords: Impounding reservoir, spillway, flow, surface resources.

ملخص :

إن الهدف من إنشاء الحاجز المائي الحمرا على شعبة الحوش في بلدية بني حميدان (ولاية قسنطينة), هو جزء من التنمية الزراعية والنمو الاقتصادي لبلدنا. وذلك من أجل تعبئة الموارد السطحية لري الأراضي الزراعية. وهو عبارة عن حاجز من تراب مزود بجهاز لإلغاء الفيضانات على الضفة اليمنى للحاجز المائي بكمية تدفق تقدر بحوالي 25.84 متر مكعب في الثانية، حيث يبلغ حجم التخزين لهذا الحاجز ب 131940 متر مكعب.

يشتمل هذا العمل على دراسة تفصيلية لما قبل انجاز جهاز الغاء الفيضانات الحمرا , حيث ان دراسة الجدوى للمشروع انجزت من قبل مكتب الهندسة الهيدروليكية (وسائل تطبيق التقنيات), مديرية الري لولاية قسنطينة .

الكلمات المفتاحية : الحاجز المائي , جهاز الغاء الفيضانات, التدفق , الموارد السطحية.

Sommaire

Sommaire

Introduction générale :.....	1
------------------------------	---

Chapitre I : Généralité sur les barrages

I -1) Introduction :.....	3
I -2) Définition du barrage :	3
I -3) Différents types de barrage :	3
I -3-1) Les barrages rigides (en béton ou en maçonnerie) :.....	4
I -3-1-1) Barrage-poids :	4
a) Avantages de barrage poids :	5
b) Inconvénients de barrage poids :	5
I -3-1-2) Barrages voûtes :	6
a) Avantages de barrage voûte :	6
b) Inconvénients de barrage voûte :	6
I -3-1-3) Barrages à contreforts :.....	7
a) Avantages de barrage à contreforts :	7
b) Inconvénients de barrage à contreforts :	7
I -3-2) Barrages souples (en remblai ou digues) :	8
I -3-2-1) Barrage en terre :	9
1. Barrage en terre homogène :	10
2. Le barrage zoné avec noyau étanche :.....	10
3. Barrage à masque amont :	11
I -3-2-2) Les barrages en enrochement :	11
a) Avantages de barrage des digues en terre / Enrochement à noyau :	12
b) Inconvénients de barrage des digues en terre /Enrochement à noyau:	12

Sommaire

I -4) l'évacuation de crues :.....	12
I -4-1) Définition d'évacuateur de crues :	12
I -4-2) Différents types d'évacuateurs de crues de barrages :.....	13
I -4-2-1) Evacuateur de surface :.....	13
I-4- 2-1-1) Evacuateur latéral :	14
I-4-2-1-2) Evacuateur frontal :	15
I -4-2-2) Evacuateur en charge :.....	15
I -4-2-2-1) Evacuateur en puits :	17
I -4-2-2-2) Evacuateur en siphon :	18
I -5) Le déversoir :.....	18
I -5-1) Classification des déversoirs :.....	19
I -5-1-1) Déversoirs rectilignes :	19
I -5-1-1-1) Différentes formes des déversoirs rectilignes :	20
a) Déversoir en mince paroi :	20
b) Déversoir à seuil épais :	22
c) Déversoir standard : (Greager).....	22
I -5-1-2) Déversoirs non rectiligne :.....	23
I-5-1-2-1) Différentes formes des déversoirs non rectilignes :	24
a) Déversoir en labyrinthe :	24
b) déversoir en touches de piano (PK Weir) :	25
I-6) Conclusion :.....	26

Sommaire

Chapitre II : Révision des données naturelles

II -1) Introduction :	28
II -2) Situation géographique de la zone d'étude :	28
II-2-1) L'objectif du projet :	29
II-2-2) Choix de l'axe de la retenue collinaire :	29
II -3) Etude géologique :	29
II -3-1) Géologie régionale :	29
II -3-2) Sismicité de la région d'étude :	31
II -3-3) Géologie de la zone d'emprise de la digue :	32
II-3-4) Fondation de la digue est ouvrages annexes :	32
II -3-5) Matériaux de construction de la retenue collinaire :	33
II-4) Etude géotechnique :	33
II-4-1) Prospection géotechnique de terrain :	33
II-4-2) Prospection géotechnique de laboratoire :	34
a. Essais physiques d'identification et de classification :	34
b. Essais mécaniques :	34
c. Essais chimiques :	34
II-4-3) Résultats géotechnique du terrain et des essais au laboratoire :	34
II-4-3-1) Terrains d'assise et de fondation de la digue :	34
a- Colluvions (argiles et limons sableux)	34
b- Argiles miocènes :	35
II-4-3-2) Matériaux de construction de la digue :	36
a- Matériaux d'étanchéité :	36
II-4-4) Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue :	37

Sommaire

II-4-4-1) Terrains de fondation de la digue :	37
II-4-4-2) Remblai de la digue (argile) :	37
II-5) Conclusion :	38

Chapitre III : Etude hydrologique et régularisation des débits

III-1) Introduction :	39
III -2) Caractéristiques du bassin versant :	39
III -2-1) Paramètres géométriques :	39
III -2-1-1) Superficie du bassin versant :	39
III -2-1-2) Périmètre du bassin versant :	39
III -2-1-3) La longueur du thalweg principal :	39
III -2-1-4) Indice de compacité de Gravellius "Kc":	39
III -2-1-5) Rectangle équivalent :	41
III -2-2) Paramètres du relief :	41
III-2-2-1) Courbe hypsométrique :	41
III -2-2-2) Altitude médiane du bassin versant :	43
III -2-2-3) Altitude moyenne du bassin versant :	43
III -2-2-4) Indice de pente globale Ig :	43
III -2-3) Réseau d'écoulement :	43
III-2-3-1) Temps de concentration :	43
III -2-3-2) Vitesse de ruissellement :	44
III -2-3-3) La densité de drainage Dd :	44
III -2-3-4) Le coefficient de torrentialité Ct :	44
III -3) Caractéristiques climatiques :	44

Sommaire

III -3-1) La température :	44
III -3-2) Humidité de l'air :.....	45
III -3-3) La vitesse du vent :.....	45
III -3-4) L'évaporation :.....	45
III -3-5) La pluviométrie :	46
III -3-6) Analyse statistique des pluies maximales journalières :	47
III -3-6-1) Paramètres statistiques de l'échantillon :.....	47
III -3-6-2) Ajustement des pluies maximales journalières :.....	47
A- Test d'hypothèses	47
B- Test d'homogénéité à l'échelle annuelle.....	48
1) °Ajustement à la loi log normal.....	49
2) °Ajustement à la loi de Gumbel	50
III-3-6-3) Conclusion :	52
III -4) Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :.....	52
III -5) Etudes des apports :	55
III -5-1) Apport moyen annuel (A0) :	55
III -5-2) Caractéristiques de l'écoulement :	56
III -5-3) Estimation fréquentielle des apports :	58
III -5-4) Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel :	58
III -6) Etude des crues :.....	59
III -6-1) Formules empiriques pour la détermination de la crue :.....	59
III -6-2) Hydrogramme de crue :.....	61
III -7) Estimation de la crue de projet :	64
III -8) Apports solides :	65

Sommaire

III -9) Calcul du volume mort :	66
III -10) Régularisation des débits :	66
III -10-1) Les courbes Caractéristiques du bassin :	67
III -10-2) Répartition mensuelle de l'apport A% et de la consommation U% :.....	70
III -10-3) Calcul du volume utile :	70
III -10-3-1) Régularisation saisonnière	70
III-10-3-1-1) Pertes par évaporation :	71
III-10-3-1-2) Pertes par infiltration :	71
III -11) Laminage des crues :	73
III-12) Conclusion :	76

Chapitre IV: Etude d'évacuateur de crue

IV-1) Introduction :	77
IV-2) Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues :	77
IV-3) Dimensionnement hydraulique :	77
IV-3-1) Canal d'amenée :	78
IV-3-2) Déversoir :	78
IV-3-3) Chenal d'écoulement :	79
IV-3-4) Calcul du convergent :	80
IV-3-5) Le coursier :	80
IV-3-6) Calcul du bassin d'amortissement :	83
IV-3-7) Canal de restitution :	84
IV-3-8) Hauteur des murs bajoyers :	85
1- Hauteur des murs à l'entrée du déversoir	85

Sommaire

2- Hauteur des murs du chenal	85
3- Hauteur des murs à l'entrée du coursier	85
4- Hauteur des murs à la fin du coursier	85
5- Hauteur des murs dans le bassin de dissipation	86
IV-4) Calcul de stabilité :	86
IV-4-1) Stabilité de déversoir :	86
IV-4-1-1) Détermination des forces qui surgissent autour du déversoir :	86
a- Poids propre de déversoir	86
b- Force de poussé hydrostatique amont F_h	86
c- Force des sous pressions	87
d- Force de poussée de sol amont	88
IV-4-1-2) Stabilité de déversoir au renversement :	88
IV-4-1-3) Stabilité de déversoir au glissement :	89
IV-4-2) Stabilité des murs bajoyers :	89
IV-4-2-1) Les combinaisons des charges :	89
a- Les forces verticales	90
b- Les forces horizontales	91
IV-4-2-2) Stabilité au renversement :	92
IV-4-2-3) Stabilité au glissement :	92
IV-4-2-4) Stabilité des murs à l'entrée du déversoir :	93
IV-4-2-4-1) Calcule des forces :	93
a- Les forces verticales par 1 m de longueur	93
b- Les forces horizontales	94
IV-4-2-4-2) Stabilité au renversement :	94
IV-4-2-4-3) Stabilité au glissement :	94
IV-4-2-5) Stabilité des murs à l'entrée du coursier :	95

Sommaire

IV-4-2-5-1) Calcule des forces :.....	95
a- Les forces verticales par 1 m de longueur	95
b- Les forces horizontales	96
IV-4-2-5-2) Stabilité au renversement :	96
IV-4-2-5-3) Stabilité au glissement :.....	96
IV-4-2-6) Stabilité des murs à la section D-D :	97
IV-4-2-6-1) Calcule des forces :.....	97
a- Les forces verticales par 1 m de longueur	97
b- Les forces horizontales.....	98
IV-4-2-6-2) Stabilité au renversement :	98
IV-4-2-6-3) Stabilité au glissement :.....	98
IV-4-2-7) Stabilité des murs dans le bassin de dissipation :	99
IV-4-2-7-1) Calcule des forces :.....	99
a- Les forces verticales par 1 m de longueur	99
b- Les forces horizontales	100
IV-4-2-7-2) Stabilité au renversement :	100
IV-4-2-7-3) Stabilité au glissement :.....	100
IV-5) Conclusion :.....	101
Conclusion générale	102
Liste des notations	103
Abréviation	104
Références bibliographiques	105
Annexes	

LISTE DES FIGURES

Liste des figures

Figure (I-1) : Les types des barrages.	4
Figure (I-2) : Coupe transversale d'un barrage poids	5
Figure (I-3) : Barrage voûte.....	6
Figure (I-4) : Barrage à contreforts	7
Figure (I-5) : Les différents types de barrage en remblai.....	9
Figure (I-6) : Barrage homogène.....	10
Figure (I-7) : Barrage zoné avec noyau vertical	10
Figure (I-8) : Barrage à masque amont.....	11
Figure (I-9) : Profil d'un barrage en enrochement.	12
Figure (I-10) : Évacuateur de crues de surface.	14
Figure (I-11) : Evacuateur latéral (Barrage Hamam Bouhrara).	14
Figure (I-12) : Evacuateur frontal.	15
Figure (I-13) : Évacuateur de crues en charge.	16
Figure (I-14) : Evacuateur en puits.	16
Figure (I-15) : Evacuateur en siphon	16
Figure (I-16) : Évacuateur en puits circulaire	17
Figure (I-17) : Evacuateur en puits marguerite.	18
Figure (I-18) : Déversoir triangulaire à paroi mince.	19
Figure (I-19) : Déversoir rectiligne à échancrure rectangulaire.	19
Figure (I-20) : Types de déversoirs	20
Figure (I-21) : Déversoir en mince paroi.	21
Figure (I-22) : Déversoirs à seuil épais.	22
Figure (I-23) : Déversoirs standard.	23
Figure (I-24) : Déversoir non rectiligne (barrage Texas, USA).	23
Figure (I-25) : Déversoir en labyrinthe.	24
Figure (I-26) : Forme en plan du déversoir en labyrinthe	25

LISTE DES FIGURES

Figure (I-27) : Piano Key Weir sur barrage Goulours (EDF – France).	26
Figure (II-01) : carte de situation de la future retenue collinaire	28
Figure (II-02) : Carte géologique de la zone d'étude.	31
Figure (III-01) : Réseau hydrographique du bassin versant.	40
Figure (III-02) : Hypsométrie du bassin versant.	42
Figure (III-03) : Courbe hypsométrique du bassin versant	42
Figure (III-04) : Répartition moyennes mensuelles des pluies	47
Figure (III-05) : Ajustement à la loi de Log normale.....	51
Figure (III-06) : Ajustement à la loi de Gumbel	52
Figure (III-07) : Courbe des intensités des pluies des différentes fréquences	54
Figure (III-08) : Les Hydrogrammes des crues pour les différents périodes de retour	64
Figure (III-09) : Courbes caractéristiques de la retenue.....	69
Figure (III-10) : Courbes $q = f(H)$	76
Figure (IV-01) : profil du seuil déversant	79
Figure (IV-02) : La ligne d'eau dans le coursier	82
Figure (IV-03) : Schéma explicatif des murs bajoyers	89
Figure (IV-04) : les combinaisons des charges	90
Figure (IV-05) : Forces dues à la pousse des terres	91
Figure (IV-06) : Force due à la poussée de la surcharge.....	91
Figure (IV-07) : Stabilité au renversement.....	92
Figure (IV-08) : représentation de plan de rupture.....	92

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau (II-01) : les caractéristiques géotechniques du terrain de fondation de la digue ...	37
Tableau (II-02) : les caractéristiques géotechniques du remblai de la digue	37
Tableau (III-01) : La répartition des surfaces en fonction des cotes	41
Tableau (III-02) : Répartition mensuelle de la température (c°)	45
Tableau (III -03) : Humidité moyenne mensuelle à Constantine	45
Tableau (III-04) : Répartition mensuelle de la vitesse moyenne du vent	45
Tableau (III -05) : Répartition mensuelle de l'évaporation	46
Tableau (III -06) : Station pluviométrique Hamma Bouziane	46
Tableau (III -07) : Répartition mensuelle des pluies.....	46
Tableau (III-08) : Paramètres statistiques de l'échantillon	47
Tableau (III-09) : Résultats de l'Ajustement à loi de Log normal	50
Tableau (III-10) : Résultats de l'Ajustement à la loi Gumbel.....	51
Tableau (III-11) : Les précipitations et les intensités des diffèrent fréquence	53
Tableau (III-12) : Récapitulatif des apports	56
Tableau (III-13) : Récapitulatif des Cv	57
Tableau (III -14) : Les apports de différentes fréquences	58
Tableau (III -15) : Répartition mensuelle de la précipitation et de l'apport	58
Tableau (III -16) : Débits maximums des crues de différentes périodes de retour	60
Tableau (III -17) : Débits maximums des crues des différentes périodes de retour.....	60
Tableau (III -18) : Débits maximums des crues des différentes périodes de retour.....	61
Tableau (III-19) : Récapitulatif des résultats de débit de crue	61
Tableau (III-20) : Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue	63
Tableau (III -21) : Récapitulation pour le choix de la crue de projet.....	65
Tableau (III-22) : Surface et volume en fonction de l'altitude	68
Tableau (III-23) : Répartition mensuelle de l'apport et de la consommation	70
Tableau (III-24) : Régularisation saisonnière.....	72

Liste des tableaux

Tableau (III-25) : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE	74
Tableau (III-26) : Détermination de H_0 et Q en fonction de b	74
Tableau (III -27) : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue.....	75
Tableau (III-28) : Les résultats de l'étude du laminage par la méthode de KOTCHERINE	75
Tableau (IV-01) : Coordonnés de profil de Greager	78
Tableau (IV-02) : Calcul de ligne d'eau	81
Tableau (IV-03) : Calcul des sous pressions	87
Tableau (IV-04) : le Prédimensionnement de mur à l'entrée du déversoir :	93
Tableau (IV-05) : les caractéristiques de sol :	93
Tableau (IV-06) : les forces verticales	93
Tableau (IV-07) : les forces horizontales	94
Tableau (IV-08) : le Prédimensionnement de mur à l'entrée du coursier :	95
Tableau (IV-9) : les caractéristiques de sol :	95
Tableau (IV-10) : les forces verticales	95
Tableau (IV-11) : les forces horizontales	96
Tableau (IV-12): le Prédimensionnement de mur à la fin du coursier :	97
Tableau (IV-13): les caractéristiques de sol :	97
Tableau (IV-14) : les forces verticales	97
Tableau (IV-15) : les forces horizontales	98
Tableau (IV-16): le Prédimensionnement de mur dans le bassin de dissipation :	99
Tableau (IV-17): les caractéristiques de sol :	99
Tableau (IV-18) : les forces verticales	99
Tableau (IV-19) : les forces horizontales	100

Introduction générale

Introduction générale

Introduction générale :

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 remplies 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 Chaabet el Haouch, dans la willaya de Constantine, 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 El Hamra sur Chaabet el Haouch commune de Beni Hamidene dans la wilaya de Constantine.

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

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.

Dans la seconde partie, on s'occupera de l'élaboration du rapport géologique et géotechnique du site, afin d'évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction de la retenue collinaire ainsi que la détermination de la structure géo mécanique du sous-sol de fondation.

Dans la troisième partie, une étude hydrologique par la détermination des apports annuels a été établie, ainsi qu'une étude de la régularisation et laminages des crues. Toutes ces études sont nécessaires au dimensionnement de la retenue et de ses ouvrages annexes tel que le déversoir et la vidange de fond.

Introduction générale

La dernière partie se rapporte à une étude détaillée de l'évacuateur de crues (dimensionnement hydraulique : canal d'amenée, Déversoir, coursier et bassin d'amortissement et vérification de la stabilité de l'évacuateur de crues).

Chapitre I : Généralité sur les barrages

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. [2]

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).

[1]

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 :

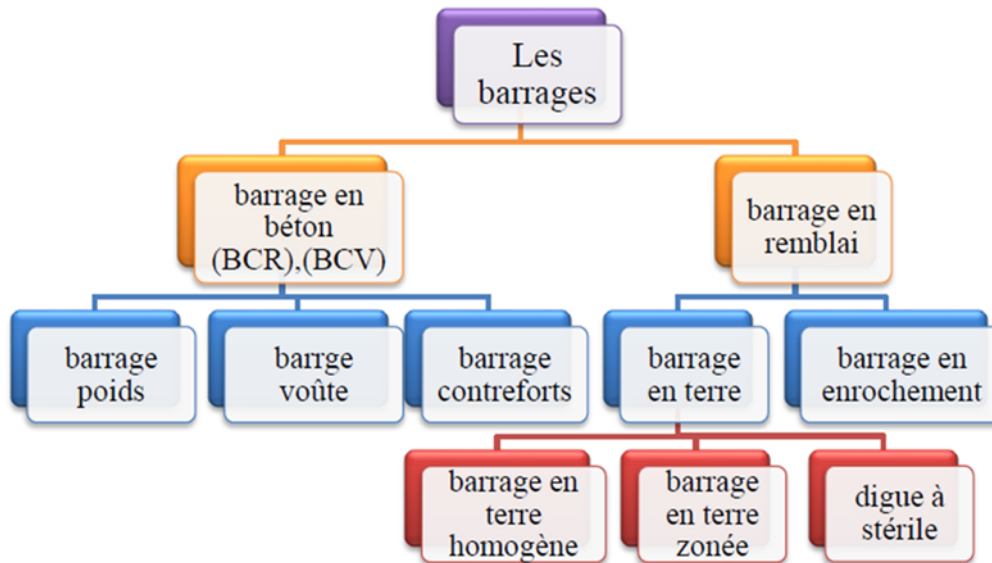


Figure (I-1) : Les types des barrages. [1]

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). [2]

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. [3]

Les conditions requises pour pouvoir projeter un barrage poids sont :

- La qualité de la fondation ;

Chapitre I : Généralité sur les barrages

- Disposition de granulats de bonne qualité dans des conditions économiques acceptables.

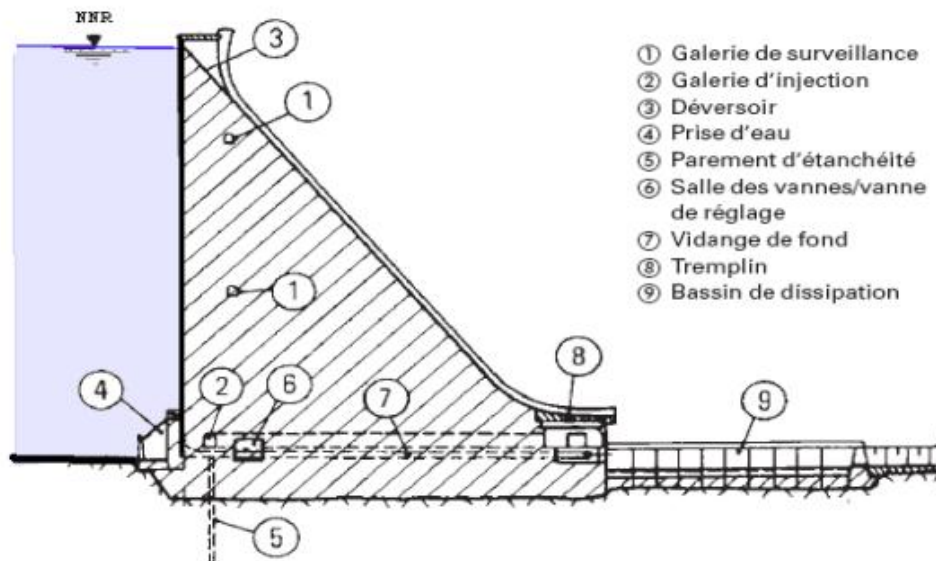


Figure (I-2) : Coupe transversale d'un barrage poids [1]

a) Avantages de barrage poids : [2]

- 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 : [2]

- 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 [9].

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. [19]

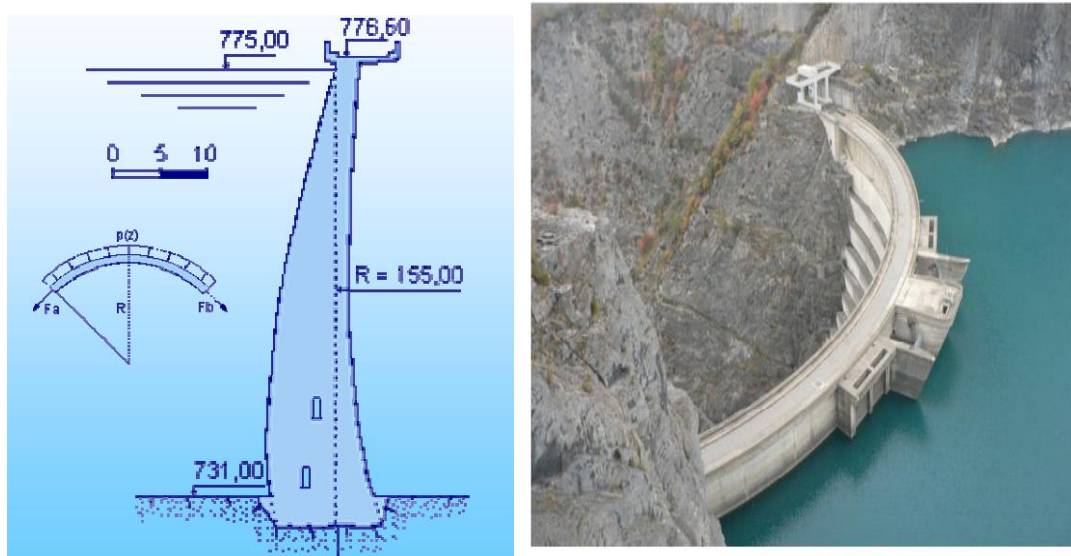


Figure (I-3) : Barrage voûte de Monteynard (Isère, France) [1]

a) Avantages de barrage voûte : [2]

- 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 : [2]

- 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 ;

Chapitre I : Généralité sur les barrages

- 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. [18]

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. [2]



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

a) Avantages de barrage à contreforts : [2]

- 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 : [2]

- Volume d'excavation important ;
- Gradient de sous pressions sous la fondation localement très important ;

Chapitre I : Généralité sur les barrages

- 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 construit 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. [1]

On distingue deux catégories de barrages en remblai sont :

- Les barrages en terre, réalisés essentiellement à la partie de sol naturel meuble prélevé dans des gravières ;
- Les barrages en enrochements, dont la majeure partie est constituée de carrière concassée. [2]

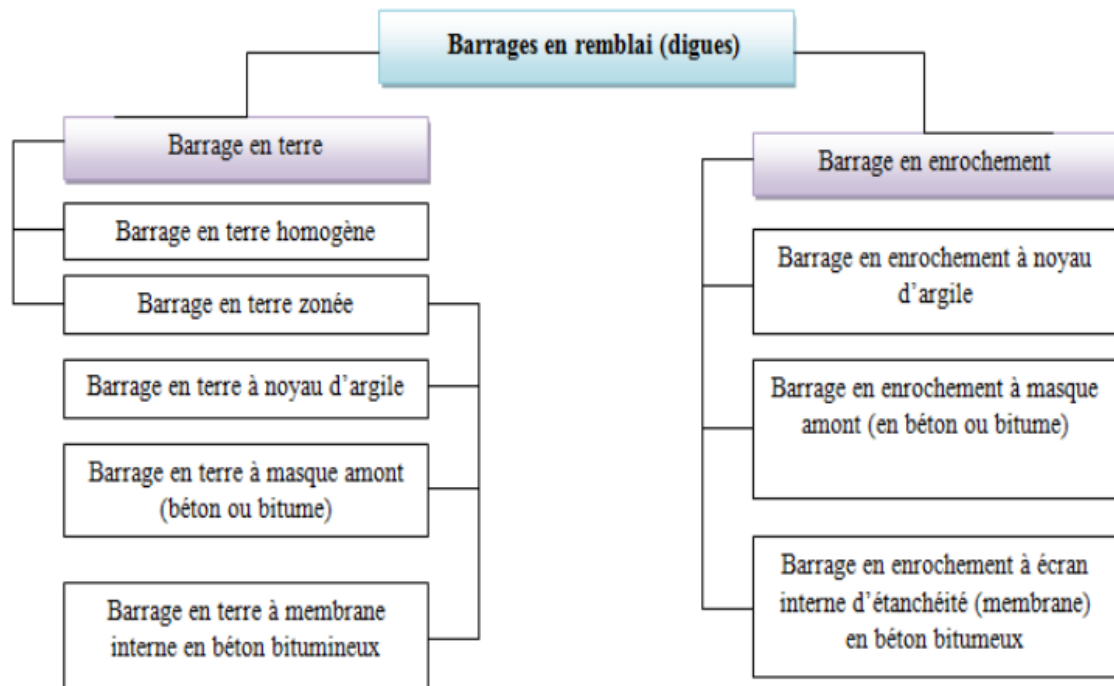


Figure (I-5) : Les différents types de barrage en remblai. [3]

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. [14]

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. [9]

Il existe trois types principaux de structure de barrage en terre: [9]

- 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 batillage dans sa partie amont même (Figure I-6). [9]

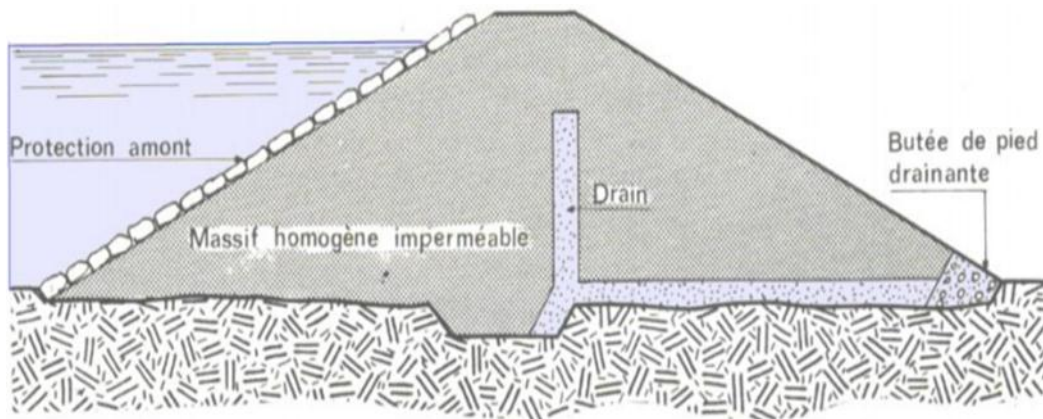


Figure (I-6) : Barrage homogène. [9]

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. [4]

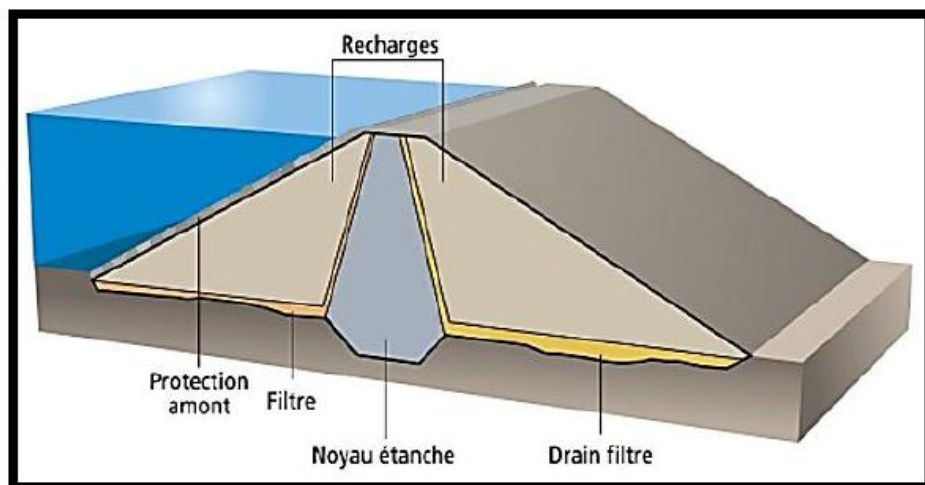


Figure (I-7) : Barrage zoné avec noyau vertical. [1]

Chapitre I : Généralité sur les barrages

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.

[4]

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). [9]

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. [9]

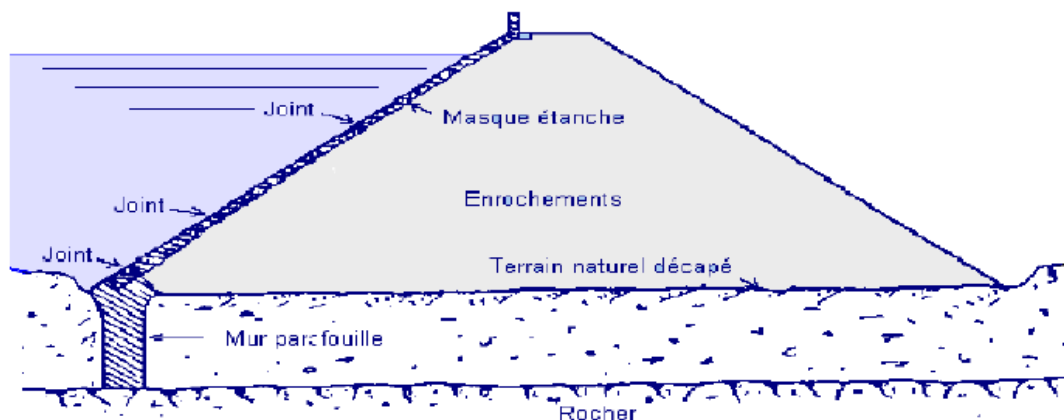


Figure (I-8) : Barrage à masque amont. [9]

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. [9]

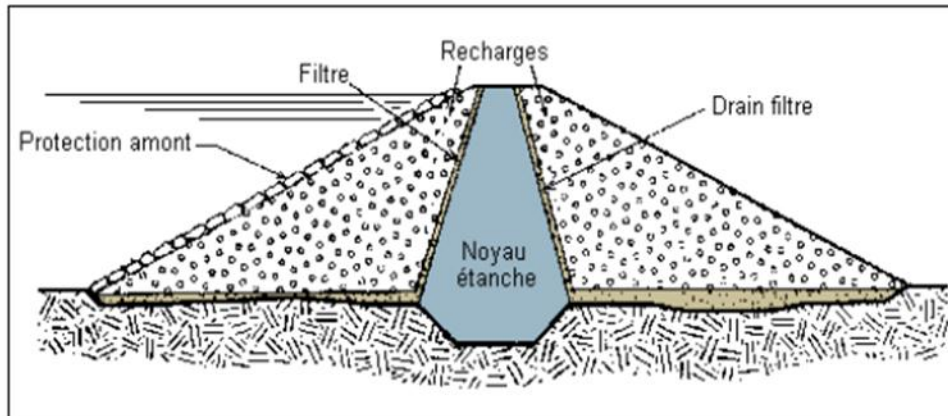


Figure (I-9) : Profil d'un barrage en enrochement. [21]

a) Avantages de barrage des digues en terre / Enrochement à noyau : [2]

- 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: [2]

- 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. [10]

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

Chapitre I : Généralité sur les barrages

- 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.).[21]

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. [21]

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. [4]

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 a l'aval, et aboutit avec une vitesse importante dans un ouvrage dissipateur qui absorbe l'énergie du liquide.

L'évacuateur de surface est place selon les cas, sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre du barrage (évacuateur central). [15]



Figure (I-10) : Évacuateur de crues de surface. [4]

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). [10]

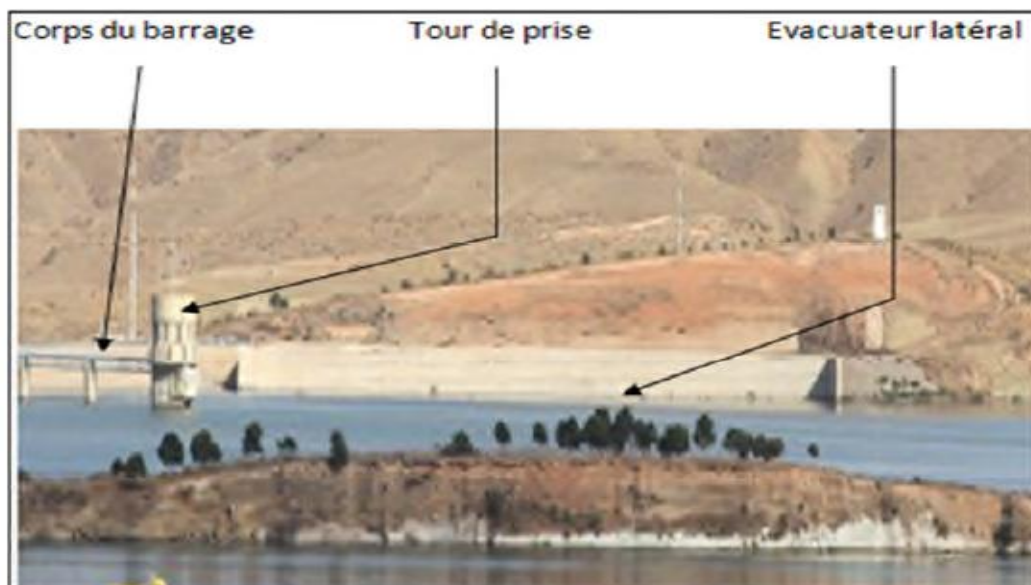


Figure (I-11) : Evacuateur latéral (Barrage Hamam Boughrara). [10]

Si la pente du versant est forte, un déversoir latéral conduit à des déblais important 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 important (Figure I-11). [10]

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. [10]

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages suivants : [13]

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

Ces inconvénients sont :

- Le cout peu élevé.
- La difficulté de modification.

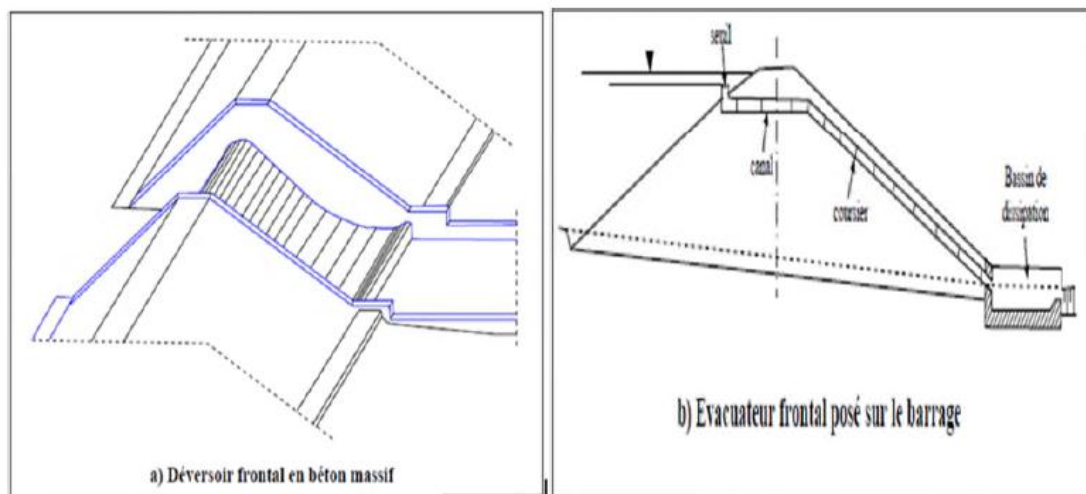


Figure (I-12) : Evacuateur frontal. [10]

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. [15]

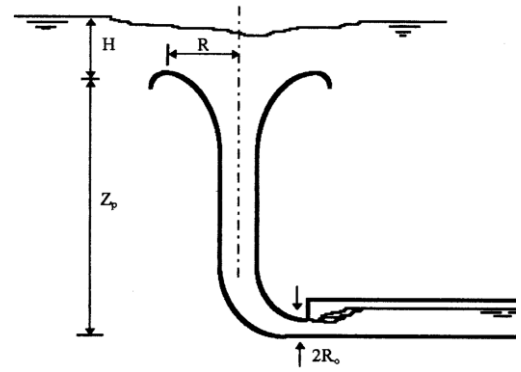


Figure (I-13) : Évacuateur de crues en charge. [4]

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

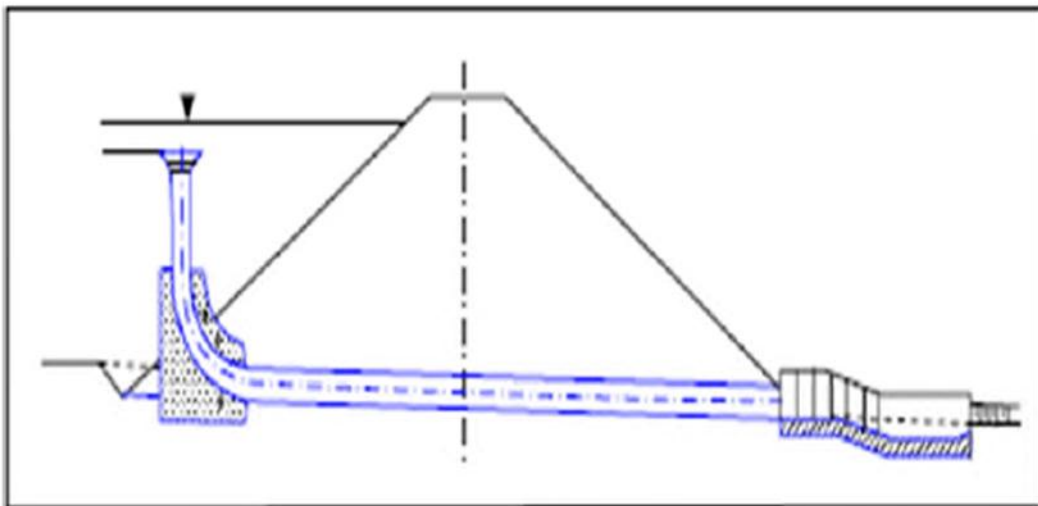


Figure (I-14) : Evacuateur en puits. [10]

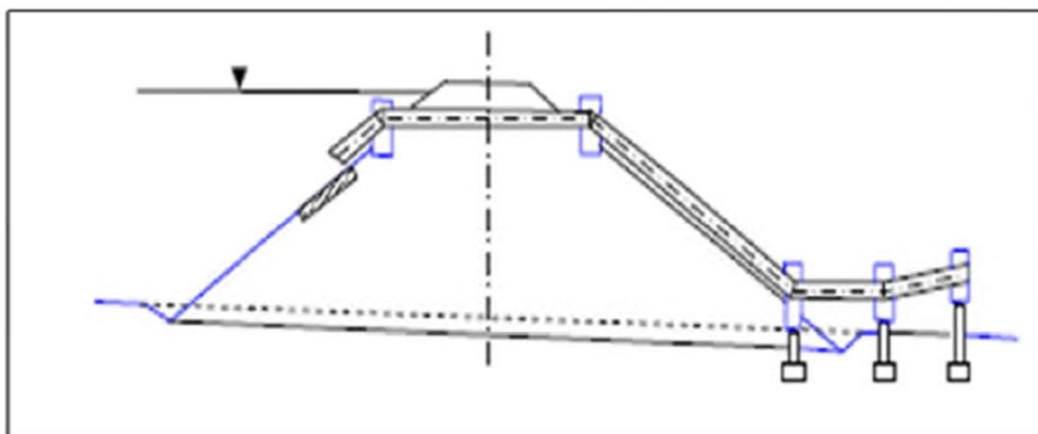


Figure (I-15) : Evacuateur en siphon [9]

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. [16]

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. [10]



Figure (I-17) : Evacuateur en puits marguerite. [9]

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 décrets pour un encombrement restreint (chose souhaitable pour toute conception optimale des organes d'évacuation). [10]

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

- 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

Chapitre I : Généralité sur les barrages

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. [8]

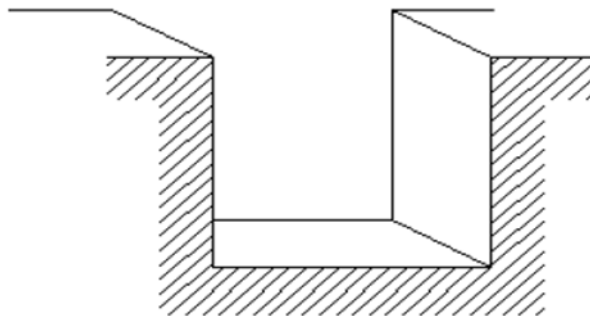


Figure (I-19) : Déversoir rectiligne à échancrure rectangulaire. [19]

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. [8]

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). [17]

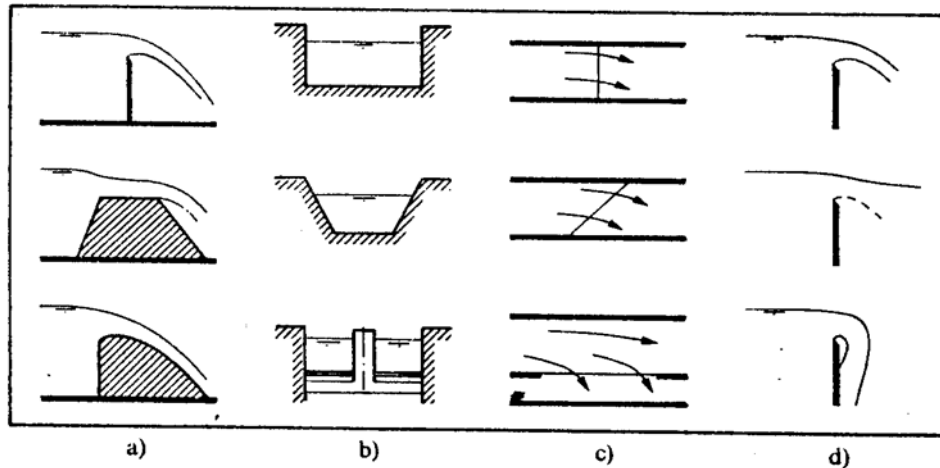


Figure (I-20) : Types de déversoirs : a) en mince paroi, à seuil épais, à crête arrondie, b) profil rectangulaire, trapézoïdal, rectangulaire avec piliers, c) crête perpendiculaire et oblique à l'axe, déversoir latéral, d) types d'écoulement (dénoyé, noyé, adhérent). [17]

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 . [7]

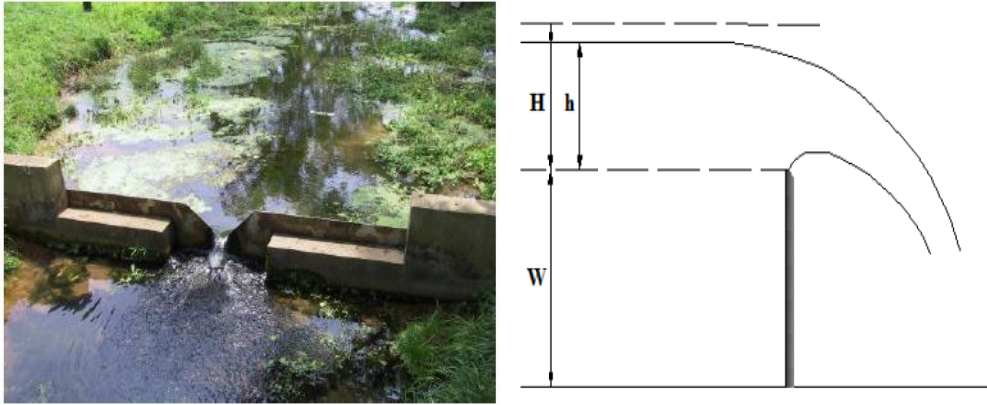


Figure (I-21) : Déversoir en mince paroi. [19]

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

$$H = h + \frac{Q^2}{2gB^2(h_0 + W)^2} \quad (\text{I-01})$$

- 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 (m^3/s) ;
- B : Largeur de la crête (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

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 : [7]

$$Q = C_d B \sqrt{2g} \cdot h_0^{3/2} \quad (\text{I-02})$$

- 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. [17]

Le calcul simplifié introduit un coefficient de correction C_e dans la formule générale du déversoir en mince paroi. [17]

$$Q = C_d C_e B \sqrt{2g} . H^{3/2} \quad (I-03)$$

- 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).

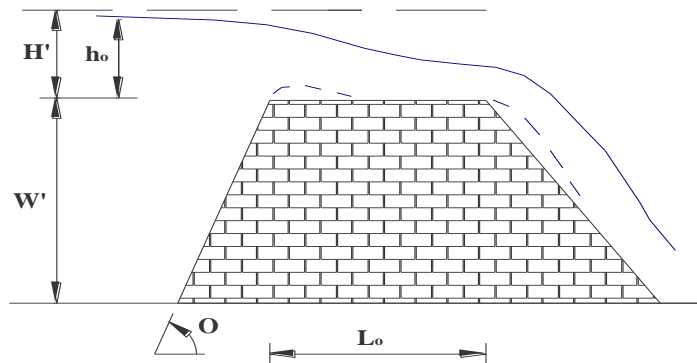


Figure (I-22) : Déversoirs à seuil épais. [19]

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, l'équation devient :

$$Q = C_d B \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (I-04)$$

- C_d : est le coefficient de débit du déversoir standard. [17]

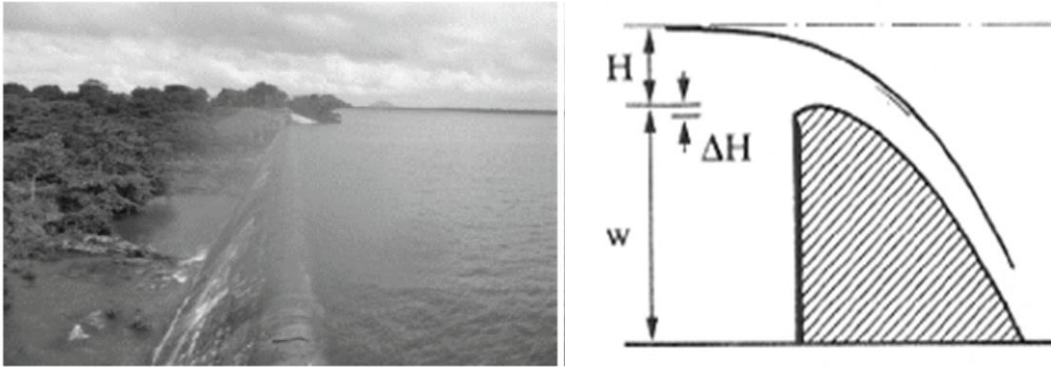


Figure (I-23) : Déversoirs standard.

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. [8]



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. [19]



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

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.

Chapitre I : Généralité sur les barrages

Les variations des formes en plan du déversoir en labyrinthe sont possibles, les formes les plus ré pondues 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. [11]

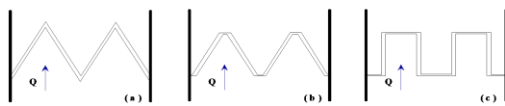


Figure (I-26) : Forme en plan du déversoir en labyrinthe (a) - triangulaire, (b) - trapézoïdale (c) – rectangulaire.

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. [11]

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.[11]



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. [11]

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.

Chapitre I : Généralité sur les barrages

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

Chapitre II : Révision des données naturelles

Chapitre II : Révision des données naturelles

II -1) Introduction :

Dans ce présent chapitre nous allons traiter les données relatives à la région d'étude, ces données seront exploitées dans l'étude topographique, géographique, géologique et géotechnique.

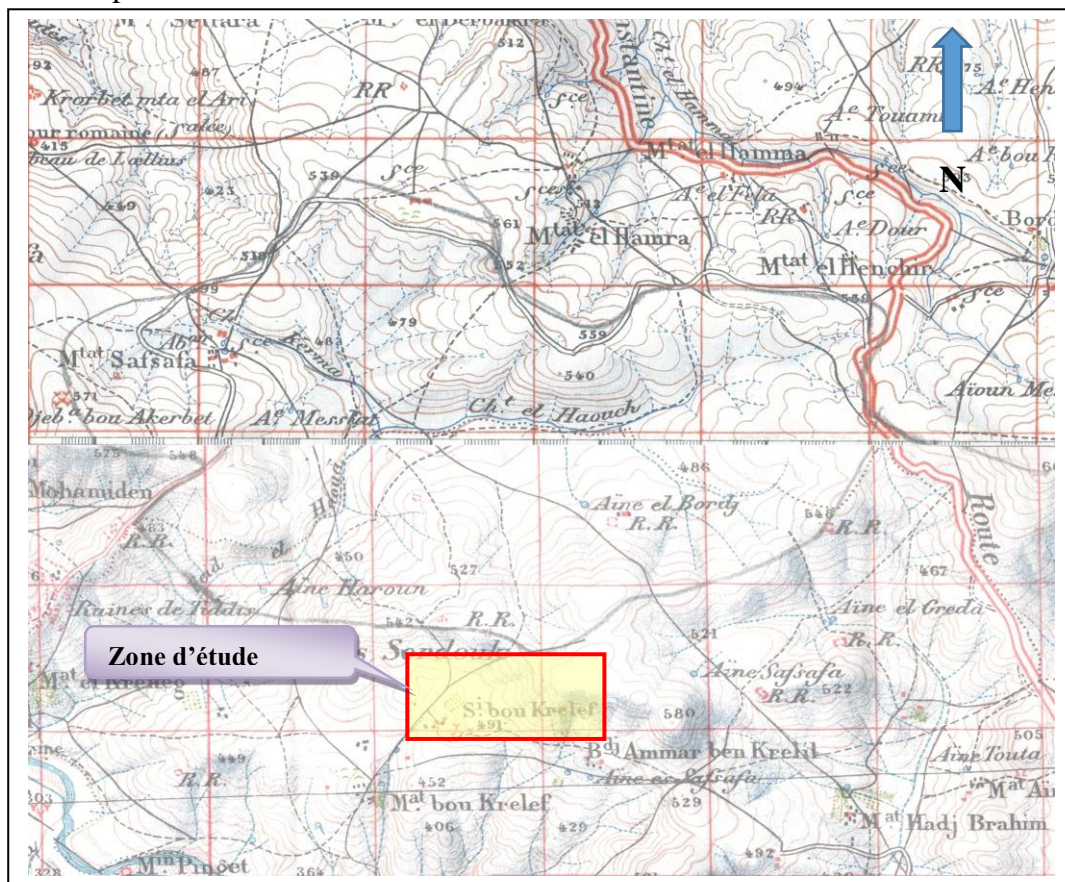
II -2) Situation géographique de la zone d'étude :

Le site de la retenue collinaire est situé dans la commune Beni Hamidène de la Wilaya de Constantine et localisé sur les deux cartes d'Etat-major de Constantine - NJ-32-I-6 Ouest et EL Harrouch - NJ-32-I -4 Ouest à l'échelle 1/50000^{ème}.

Le site de retenue collinaire se situe au point de coordonnées Lambert :

- X : 839 ,923 Km ;
- Y : 357,991 Km ;
- Z : 360 m N.G.A.

L'accès au site se fait à partir de la route nationale N°27 reliant Constantine- El Milia en empruntant une piste carrossable au sud pour atteindre à 6 Km les ruines romaines de Tidis puis à 1,5 Km à l'est pour atteindre le site de la retenue.



(Extrait de la carte Touristique Algérie) : 1/500 000

Figure (II-01) : carte de situation de la future retenue collinaire.

II-2-1) L'objectif du projet :

Ce projet d'exécution a pour objectif de répondre aux besoins en irrigation des terres agricoles. Le but principal de la construction de cette retenue collinaire est essentiellement le stockage d'un volume d'eau important destinés principalement à l'irrigation du périmètre à l'aval de la retenue.

II-2-2) Choix de l'axe de la retenue collinaire :

L'étude de faisabilité à envisager deux sites :

- Un site amont et un site aval (situé à 350 m à l'aval de l'axe amont).
- Sur la base des conditions topographiques, géologiques, hydrologiques et économiques, l'axe amont a été jugé plus favorable pour l'implantation de la retenue collinaire.

II -3) Etude géologique :

Les principaux travaux à réaliser dans le cadre de cette phase sont la description de la géologie de la région d'étude dite géologie régionale, la géologie du site, disponibilité des matériaux de construction et un aperçu sur les contraintes et les avantages liés au site choisie pour cette étude.

II -3-1) Géologie régionale :

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

Les formations géologiques au niveau de la région sont de haut en bas de l'échelle stratigraphique les suivantes :

➤ **Formations miocènes :**

- *Travertins calcaires* : forment des affleurements discontinus au nord de l'Oued Smendou.
- *Grès et poudingues dit de Siliana* : de grande extension au nord de la confluence de Oued Smendou et Oued Rhumel et au sud de la forêt des Mouia.
- *Argiles et grès dits de Smendou* : de grande extension de part et d'autre de l'Oued Smendou et Oued Rhumel. Ils consistent en en alternance d'argiles plus au moins schisteuses, de couleur noire, de grès fins jaunâtres et de calcaires marneux gris ou jaunes.

Chapitre II : Révision des données naturelles

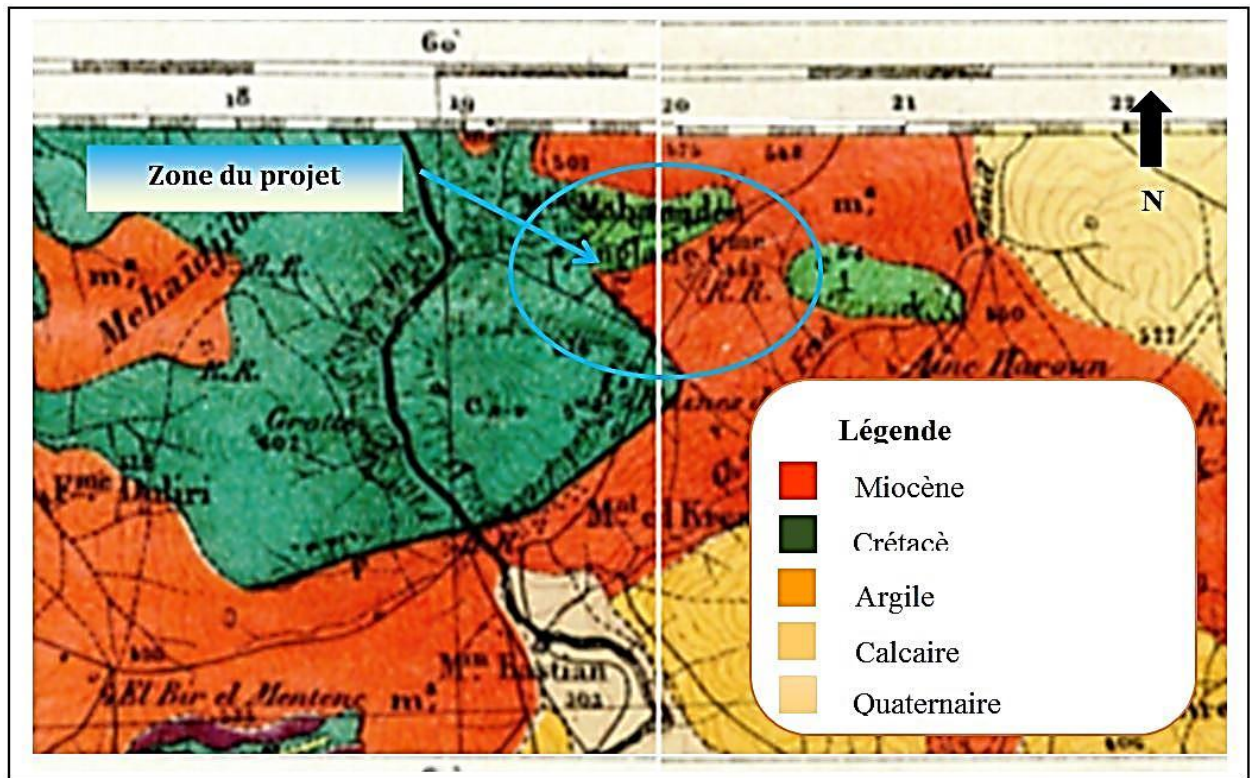
- *Grès et poudingues dits de l'Oued Mila* : de couleur rouge, présents au niveau de Djebel El Kheneg, entre Oued Rhumel et Oued Smendou.

➤ *Formations éocènes :*

- *Grès de Numidie* : formant le cœur d'un synclinal au niveau de la forêt des Mouia se prorogant à l'est en contactât transgressif sur les marnes et calcaires sénoniens.
- *de Kef Sidi Dris* : il s'agit de grès jaunâtres à grains fins, où l'on observe à différents niveaux de minces lits argilo-sableux.
- *Argile de Numidie* : affleurent sous les formations précédentes ; ce sont des argiles noires renfermant des minces lits de grès jaunes.
- *Grès quartziques* : existe toujours dans le synclinal de la forêt des Mouia. Il s'agit de grès rougeâtres composés de grains de quartz solidement agglomérés par une pâte très homogène.
- *Calcaires à Nummulites* : affleurent au nord de Beni Hamidène, consistant en calcaires blanchâtres.
- *Calcaires à silex* : Calcaires blanchâtres avec nombreux rognons siliceux, en contact anormal avec les calcaires liasiques de Sidi Dris.

➤ *Formation crétacées :*

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



Carte géologique : 1/50 000

Figure (II-02) : Carte géologique de la zone d'étude.

II -3-2) Sismicité de la région d'étude :

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaine et eurasienne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques).

Donc pour pouvoir résister à ce phénomène, on doit construire des ouvrages de telle sorte à leur fournir un degré de protection tolérable en répondant aux règles parasismiques Algériennes.

Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescription réglementaires contenus dans le règlement R.P.A.88 (règles parasismiques Algériennes) en considération de deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré) et des groupes d'usage des ouvrages qui sont classés de 1 à 3 en fonction de l'importance décroissante qu'il présente pour la vie économique et sociale de la communauté.

Chapitre II : Révision des données naturelles

Le coefficient d'accélération de zone noté « A » est donné par R.P.A 88 en fonction de groupe d'usage de l'ouvrage et y est déterminé par la méthode de Mr SHAH et al en 1975 ; c'est une méthode probabilistique basée sur des cartes d'iso-accélération déduites de la sismicité historique de l'Algérie .

Le coefficient sismique noté α 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 $\alpha = 2/3.A$, 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 El Hamra, situé dans la zone sismique II et appartient au groupe d'usage n°1B. Ces deux paramètres permettent de calculer le coefficient sismique $\alpha = 2/3.A$

$$\alpha = 2/3 * 0.20 = 0.13.$$

II -3-3) Géologie de la zone d'emprise de la digue :

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

- La rive droite assez prononcée présente une pente assez faible constituée des argiles rouges plus au moins sableuses, couvrant des marnes grises, dont la profondeur de ceux-ci dépasse 3.5m.
- Le lit d'oued constitué de matériaux grossiers d'alluvions (cailloux, blocs et graviers).
- La rive gauche présente une pente e très forte, constituée de conglomérats de nature calcaire et gréseux, dont la taille des constituants va des graviers aux blocs.

II-3-4) Fondation de la digue est ouvrages annexes :

➤ Corps de la digue :

Compte tenu de la perméabilité des terrains constituant les assises de la digue, nous recommandons ce qui suit :

- Sur la rive droite, afin d'assurer une étanchéité appréciable au niveau de la digue, nous proposons d'ancrer la digue à 1,5 m. au maximum dans la couche de couverture (argile). Cette sera fondé dans les argiles.

- Le lit d'oued et la rive gauche constituant des terrains stables, mais perméables d'épaisseurs considérables nécessitent des travaux d'étanchéité.

➤ **Evacuateur de crues :**

- L'évacuateur de crues sera placé sur la rive droite dans des argiles.

II -3-5) Matériaux de construction de la retenue collinaire :

- Les matériaux du remblai de la digue (argiles) seront exploités au niveau de la cuvette
- Les matériaux nécessaires au filtre, drain et transition peuvent être exploités des carrières existantes dans la région après leur triage.
- Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (enrochement) seront fournis à 300 au nord du site (calcaires présumés cénomaniens).

II-4) Etude géotechnique :

L'étude géotechnique de la retenue collinaire Ain El Hamra, basée essentiellement sur des campagnes de reconnaissance effectuées sur terrain (exécution des fouilles, suivi de prélèvements des échantillons de sol en différents endroits de la retenue : zone d'emprunt argileuse et zone d'emprise de la digue). Afin d'évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction de la digue ainsi que la détermination de la structure géo mécanique du sous-sol de fondation à différents niveaux) ; et de laboratoire (essais géotechniques et chimiques du sol prélevé).

II-4-1) Prospection géotechnique de terrain :

Des fouilles et sondages carottés ont été réalisées en différentes zones de la retenue collinaire : Zone d'emprise de la digue et zone d'emprunt pour les matériaux de construction , suivi de prélèvements d'échantillons de sol pour pouvoir connaître et déterminer respectivement la structure géo-mécanique des terrains d'assise et de fondation de la digue ainsi que l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction de ce barrage collinaire :

- 05 fouilles au niveau de l'emprise de la digue (FAH1 à FAH5).
- 04 fouilles au niveau de l'emprise de la zone d'emprunt (FEH1 à FEH4).

II-4-2) Prospection géotechnique de laboratoire :

Il a été réalisé des essais physiques et mécaniques sur des échantillons remaniés et sur des échantillons intacts.

a. Essais physiques d'identification et de classification :

- Teneur en eau naturelle (W_n)..... 03 essais
- Densité sèche (Y_d)..... 03 essais
- Degré de saturation (S_r)..... 03 essais
- Limite de liquidité (W_L)..... 06 essais
- Indice de plasticité (I_p)..... 06 essais

b. Essais mécaniques :

- Compression à l'œdomètre
- Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U
- Compactage selon Proctor normal

c. Essais chimiques :

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

Concernant les sols des zones d'emprunt, les essais mécaniques et essai de perméabilité ont été réalisés après compactage à des teneurs en eau proches des optimales obtenues selon Proctor normal.

II-4-3) Résultats géotechnique du terrain et des essais au laboratoire :

II-4-3-1) Terrains d'assise et de fondation de la digue :

Les résultats des essais géotechniques de laboratoire pour les argiles se présentent comme suit :

a- Colluvions (argiles et limons sableux)

▪ Essais d'identification et de classification :

- Densité sèche (Y_d)..... 1.698 - 1.745 T/m³
- Degré de saturation (S_r) 66.22 - 74.23 %
- Limite de liquidité (W_L) 42 - 52 %

Chapitre II : Révision des données naturelles

- Indice de plasticité (Ip) 12 - 18 %
- **Granulométrie – sédimentométrie :**
 - Grains de diamètre supérieur à 80 μ 70 - 91 %
 - Graviers 04 - 22 %
 - Gros sables..... 04 - 17 %
 - Limons 22 - 28 %
 - Argiles 30 - 52 %
- **Essais mécaniques :**
 - Essai de cisaillement à la boîte type U.U :
 - Angle de frottement total (ϕ_u) 14 - 29°
 - Cohésion totale (C_u) 82 - 85 KN / m²
- **Analyses chimiques :**
 - Teneur en carbonates 52.45 - 67.5 %
 - Teneur en sulfates Néant
 - Teneur en chlorures..... 0.12 - 0.15 %

Selon les résultats sus indiquées, les argiles servant pour sol de fondation de la digue sur la rive droite se classent dans les sols fins, appartenant selon la classification U.S.C.S aux groupes LP (limons peu plastiques) et LT (limons très plastiques) et son denses, non agressifs envers le béton à ciment ordinaire.

b- Argiles miocènes :

- **Essais d'identification et de classification :**
 - Densité sèche (γ_d)..... 1.62 - 1.830 T/m³
 - Degré de saturation (Sr) 75.79 - 100 %
- **Essais mécaniques :**
 - Essai de cisaillement à la boîte type U.U :
 - Angle de frottement total (ϕ_u)31 - 45°
 - Cohésion totale (C_u) 18 - 69 KN / m²

Les résultats des différents essais indiquent un sol dense, de bonne résistance au cisaillement.

II-4-3-2) Matériaux de construction de la digue :

a. Matériaux d'étanchéité :

Les matériaux d'étanchéité de la digue (remblai) seront exploités à partir du versant droit de la cuvette. Ils consistent en limons sableux. Le volume qu'on peut extraire de la zone d'emprunt prospectée est de 13000 m³ pour une surface de 6400 m². Et une épaisseur moyenne de 2 m.

Les caractéristiques géotechniques pour ces matériaux sont les suivantes :

▪ **Essais d'identification et de classification :**

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

▪ **Granulométrie – sédimentométrie :**

- Grains de diamètre supérieur à 80 μ 63 - 91 %
- Graviers02 - 30 %
- Gros sables.....05 %
- Sable fin 14 - 30 %
- Limons 28 - 42 %
- Argiles 12 - 30 %

▪ **Essais mécaniques :**

➤ *Essai Proctor normal :*

- Densité sèche optimale (γ_{dopt}) 1.66 - 1.76 T /m³
- Teneur en eau optimale (Wopt) 12.78 - 14.63 %

➤ *Essai de cisaillement à la boîte type U.U :*

- Angle de frottement total (ϕ_u) 11 - 23°
- Cohésion totale (Cu)06 - 126 KN / m²

▪ **Analyses chimiques**

- Teneur en carbonates43.7 - 79.5 %
- Teneur en sulfates Néant
- Teneur en chlorures.....0.12 - 0.20 %
- Teneur en matière organique 0.09 - 0.18 %

Selon les résultats de laboratoire, ces sols appartiennent selon la classification U.S.C.S au groupe ML (limons peu plastiques) et CL (argiles peu plastiques), présentant une résistance au cisaillement faible. Compactées, ces argiles auront une perméabilité très faible. Le taux de compactage par rapport à celui de Proctor normal est dans la plage de 90 à 95 %. L'analyse chimique indique un sol non agressif.

Chapitre II : Révision des données naturelles

En conclusion, au vu de la disponibilité des matériaux argileux très proches du site, nous optons pour le type d'une digue en terre homogène.

II-4-4) Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue :

II-4-4-1) Terrains de fondation de la digue :

Tableau (II-01) : les caractéristiques géotechniques du terrains de fondation de la digue :

<i>Caractéristique géotechnique</i>	<i>Exprimée</i>	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>
Densité sèche (γ_d)	T /m ³	1.73	1.6	2.1
Densité humide (γ_h)	T /m ³	1.98	1.7	2.2
Densité de saturation (γ_{sat})	T /m ³	2.09	2.08	2.31
Angle de frottement total (ϕ_u)	(°)	14	32	45
Cohésion totale (Cu)	KN/m ²	18	0	180
Angle de frottement effectif (ϕ_{ef})	(°)	30	32	45
Cohésion totale (Cef)	KN/m ²	1.73	1.6	2.1
Coefficient de perméabilité (K)	m/s	10 ⁻⁸	10 ⁻³	10 ⁻⁴

- A : Argile (rive droite)
- B : Alluvions
- C : Conglomérats

II-4-4-2) Remblai de la digue (argile) :

Tableau (II-02) : les caractéristiques géotechniques du remblai de la digue :

<i>Caractéristique géotechnique</i>	<i>Exprimée</i>	<i>Valeur</i>
Densité sèche optimale (γ_{opt})	T /m ³	1.67
Densité de construction (γ_{const})	T /m ³	1.9
Densité de saturation (γ_{sat})	T /m ³	2.05
Angle de frottement total (ϕ_u)	(°)	15
Cohésion totale (Cu)	KN/m ²	48
Angle de frottement effectif (ϕ_{ef})	(°)	21
Cohésion totale (Cef)	KN/m ²	4
Coefficient de perméabilité (K)	m/s	10 ⁻⁹

II-5) Conclusion :

Après analyses de toutes les données géologiques et géotechniques de terrain et de laboratoire site de la retenue collinaire El Hamra, on peut faire les conclusions et les recommandations suivantes :

- La présence des terrains perméables au niveau du lit d'oued et sur le versant gauche de la cuvette (alluvions et conglomérats) de puissance importante, nécessitant des travaux d'étanchéité considérables pour parer aux pertes d'eau par infiltration latérales et à travers la fondation de la digue sur la rive gauche.
- Le versant droit présent un terrain étanche par la présence des argiles rouges en surface et marnes grises en profondeur.
- La rive droite est favorable pour l'implantation de l'évacuateur de crues.
- L'étanchéité de l'assiette de la retenue collinaire sur le versant est assurée par les argiles rouges de faible perméabilité et marnes grises constituant le terrain de fond du versant.
- Les matériaux du remblai de la digue ainsi ses terrains de fondation sont non agressifs envers le béton à ciment ordinaire.

**Chapitre III : Etude
hydrologique et
régularisation des débits**

III-1) Introduction :

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont étroitement liés aux paramètres hydrologiques notamment les apports et les débits de crues.

Dans ce cadre, on procède à une étude hydrologique du bassin versant de l'étude qui est traversé par une petite chaabe, pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation d'une retenue collinaire, comme le volume mort, le volume utile, le débit régularisé, le débit de crues, le débit solide, le laminage des crues...etc.

On analyse l'aménagement des ressources du Chaabet El Haouch par l'établissement d'une retenue collinaire, selon les orientations émises par la direction de l'hydraulique de la Wilaya de Constantine.

III -2) Caractéristiques du bassin versant :

III -2-1) Paramètres géométriques :

III -2-1-1) Superficie du bassin versant :

La superficie du bassin versant a été planimétrie sur les deux cartes topographiques d'El Harrouch et Constantine à l'échelle 1/50000.

$$S = 9,15 \text{ Km}^2$$

III -2-1-2) Périmètre du bassin versant :

À l'aide du logiciel AutoCAD on mesure le périmètre P du bassin versant ; qui est estimé à :

$$P = 15 \text{ Km}$$

III -2-1-3) La longueur du thalweg principal :

La longueur du thalweg principal est mesurée à partir du profil de l'oued, soit :

$$L_p = 4,39 \text{ Km}$$

III -2-1-4) Indice de compacité de Gravellius "K_c":

Défini comme le rapport du périmètre du bassin sur la circonférence du cercle de rayon R ayant la même superficie S que le bassin, cet indice exprime la forme du bassin versant, il est en fonction de la surface du bassin et de son périmètre.

$$K_C = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots [20]$$

Avec : P : périmètre du bassin (Km).

S : superficie du bassin versant (Km²).

Si :

$K_C < 1$; le bassin versant est quasiment circulaire.

$K_C = 1$; le bassin versant est ramassé.

$K_C > 1$; le bassin est allongé.

AN : $K_C = 1,39$

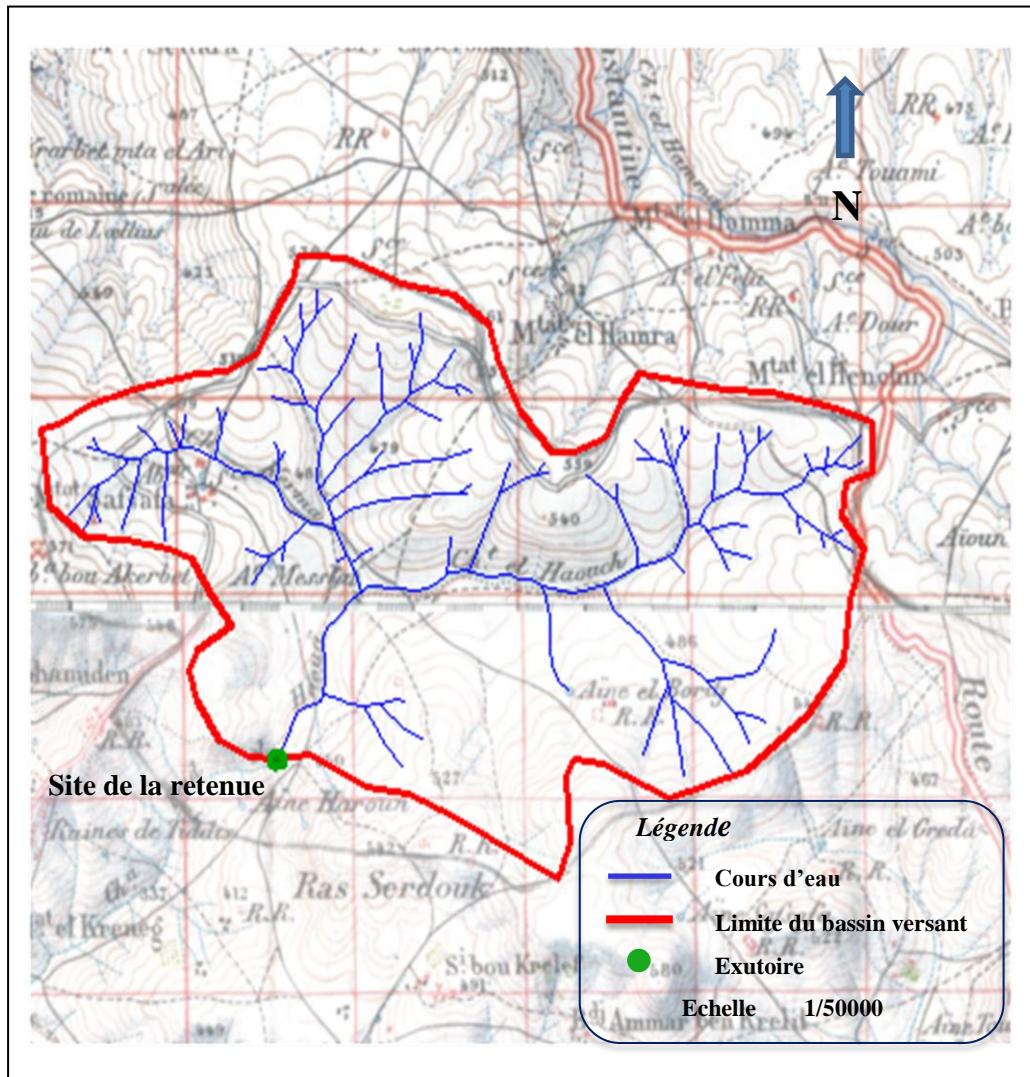


Figure (III-01) : Réseau hydrographique du bassin versant.

III -2-1-5) Rectangle équivalent :

On assimile notre bassin à un rectangle défini par sa longueur "L_r", sa largeur "l_r" est la même superficie du bassin versant "S".

$$L_r, l_r = \frac{Kc\sqrt{S}}{1.12} \left[1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots[20]$$

AN: l_r = 1,53 Km

L_r = 5,97 Km

III -2-2) Paramètres du relief :

III-2-2-1) Courbe hypsométrique :

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

Tableau (III-01) : La répartition des surfaces en fonction des cotes

Altitudes (m)	Hmoy (m)	S _i (Km ²)	ΣS _i (km ²)	S _i (cumulées %)	S _i .H _i (Km ² .m)
573–560	566,5	0,08	0,08	0,87	45,320
560–540	550	0,86	0,94	10,27	473,000
540–520	530	1,72	2,66	29,07	911,600
520–500	510	2,18	4,84	52,90	1111,800
500–480	490	2,21	7,05	77,05	1082,900
480–460	470	1,11	8,16	89,18	521,700
460–440	450	0,6	8,76	95,74	270,000
440–420	430	0,26	9,02	98,58	111,800
420–400	410	0,05	9,07	99,13	20,500
400–380	390	0,07	9,14	99,89	27,300
380–360	370	0,01	9,15	100,00	3,700

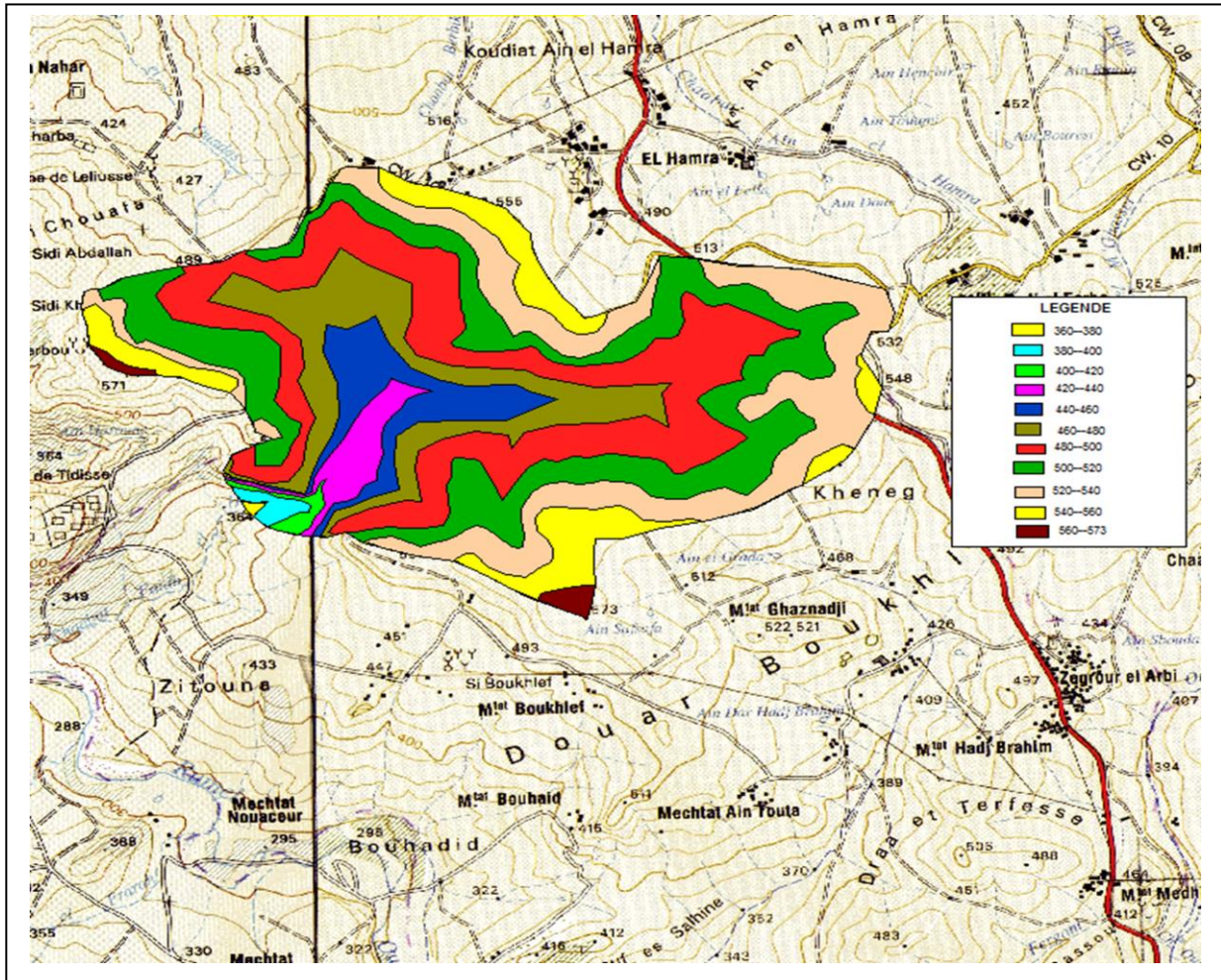


Figure (III-02) : Hypsométrie du bassin versant.

La courbe hypsométrique est représentée par la Figure (III -03).

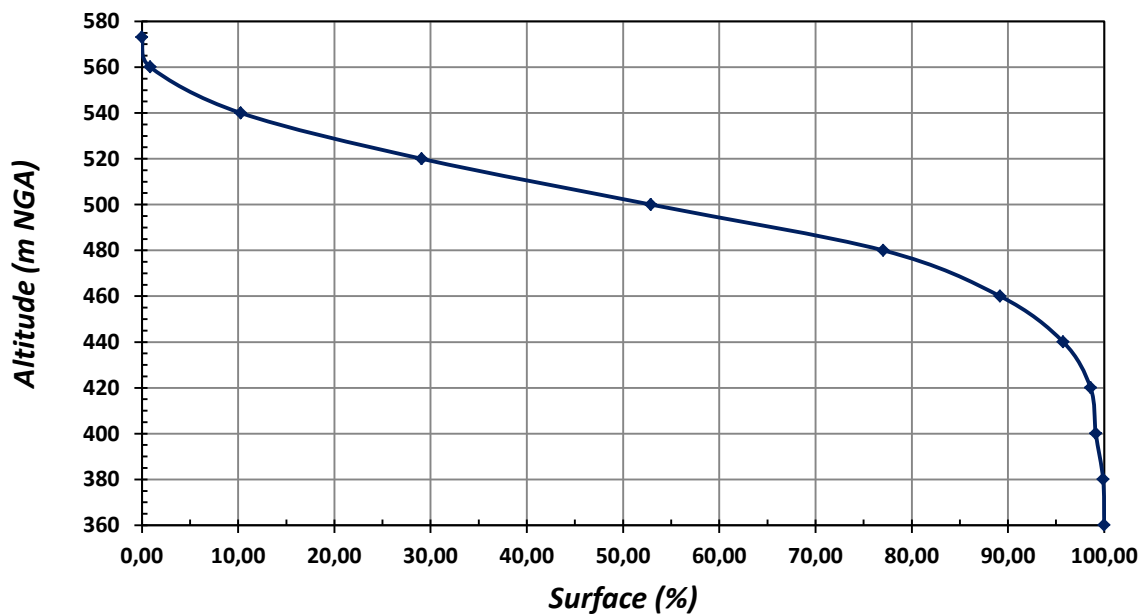


Figure (III-03) : Courbe hypsométrique du bassin versant

III -2-2-2) Altitude médiane du bassin versant :

C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%. C'est l'altitude médiane.

$$H_{50\%} = 503 \text{ m NGA}$$

III -2-2-3) Altitude moyenne du bassin versant :

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique, elle définit comme suit :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i H_i}{S_{bv}} \dots\dots\dots [20]$$

$$\text{AN : } H_{moye}=500,50 \text{ m}$$

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

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m) ;

S_{bv} : Superficie du bassin versant (Km^2).

III -2-2-4) Indice de pente globale I_g :

$$I_g = (H_{5\%} - H_{95\%})/L_r \dots\dots\dots [20]$$

Avec : $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ sont les altitudes correspondantes à 5% et à 95% de la surface du bassin versant ;

Avec : L_r : longueur du rectangle équivalent.

$$L_r=5,97 \text{ km};$$

$$H_{5\%}=550 \text{ m NGA};$$

$$H_{95\%}=445 \text{ m NGA}.$$

$$\text{AN: } I_g = 17,59 \text{ m/Km}$$

III -2-3) Réseau d'écoulement :

III-2-3-1) Temps de concentration :

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de la partie la plus éloignée du bassin pour arriver à l'exutoire.

* Formule de Giandotti :

$$T_c = \frac{4\sqrt{s} + 1.5Lp}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots [20]$$

Chapitre III : Etude hydrologique et régularisation des débits

Avec : L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km) ; $L_p = 4,39$ Km.

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

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

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

AN : $T_c = 2,0$ Heures

III -2-3-2) Vitesse de ruissellement :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \quad (\text{Km/h}) \dots \dots \dots [6]$$

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

T_c : Temps de concentration (h).

AN : $V_r = 2,20$ Km/h

III -2-3-3) La densité de drainage D_d :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots \dots \dots [20]$$

Avec : $\sum_{i=1}^n L_i$: Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km), $L_i = 24,48$ km.

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

AN : $D_d = 2,68$ km/ km^2

III -2-3-4) Le coefficient de torrentialité C_t :

$$C_t = D_d \cdot N/S \dots \dots \dots [6]$$

Avec : D_d : La densité de drainage (km/km^2) ;

N : Nombre des talwegs d'ordre 1, $N = 73$.

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

AN : $C_t = 21,34$

III -3) Caractéristiques climatiques :

III -3-1) La température :

Dans le Tableau (III-2) sont portées les températures moyennes annuelles à station d'Ain El Bey Constantine qui se trouve au Sud de la zone d'étude pour une période de 15 années.

La température moyenne annuelle est de $15,24^\circ\text{C}$.

Chapitre III : Etude hydrologique et régularisation des débits

Tableau (III-02) : Répartition mensuelle de la température (c°)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Moy
T(°c) moy	21,15	16,77	11,15	7,79	6,547	7,657	9,89	12,25	16,96	22,11	25,22	25,42	15,24

(Source : O.N.M)

III -3-2) Humidité de l'air :

Dans le Tableau (III-03) sont mentionnées les valeurs des humidités mensuelles moyenne, minimale et maximale, pour la station Constantine.

L'humidité moyenne annuelle à Ain El Bey est de 67%.

Tableau (III -03) : Humidité moyenne mensuelle à Constantine

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
Humidité (%)	77,4	75,0	73,6	71,8	67,2	58,8	47,4	51,2	63,6	70,1	72,9	77,5	67 %

(Source : O.N.M)

III -3-3) La vitesse du vent :

La vitesse moyenne du vent varie pendant l'année entre 1,8m/s et 2,9 m/s et la vitesse moyenne mensuelle du vent est de 2,36 m/s.

Tableau (III-04) : Répartition mensuelle de la vitesse moyenne du vent (1990-1999)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	V _{moy}
Vitesse (m/s)	2,7	2,9	2,7	2,6	2,2	2,3	2,3	2,2	2,0	2,2	2,4	1,8	2,36

(Source : O.N.M)

III -3-4) L'évaporation :

L'estimation de ce paramètre a été faite en utilisant les données disponibles pour la station d'Ain El Bey. La valeur moyenne annuelle de l'évaporation estimée à 1301 mm/an, avec la distribution mensuelle présentée dans le tableau (III-05).

Tableau (III -05) : Répartition mensuelle de l'évaporation en (mm)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Jui	Aout
EV(mm)	146	102	64	56	59	55	82	89	105	159	214	170
EV (%)	11,24	7,83	4,89	4,30	4,54	4,26	6,31	6,84	8,08	12,21	16,45	13,05

(Source : O.N.M)

III -3-5) La pluviométrie :

Avant d'évaluer les précipitations sur le bassin versant d'une retenue nous avons analysé les données disponibles à la station pluviométrique.

La station pluviométrique la plus proche au bassin versant de Chaabet El Haouch est la station de Hamma Bouziane (code 10-06-20). La période d'observation est 1978-2009.

Tableau (III -06) : Station pluviométrique Hamma Bouziane

Station	Code	Altitude (m NGA)	Période d'observation
Hamma Bouziane	10-06-20	300	1978-2009

(Source : ANRH)

Les résultats de la susdite élaboration sont rapportés dans le suivant tableau (III-07).

Tableau (III -07) : Répartition mensuelle des pluies (mm) (1970-2008)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Jui	Aout
P(mm)	37,79	42,50	51,99	75,80	73,47	57,20	60,19	53,56	42,89	14,96	5,07	8,38
P (%)	7,21	8,11	9,92	14,47	14,03	10,92	11,49	10,23	8,19	2,86	0,97	1,60

(Source : ANRH)

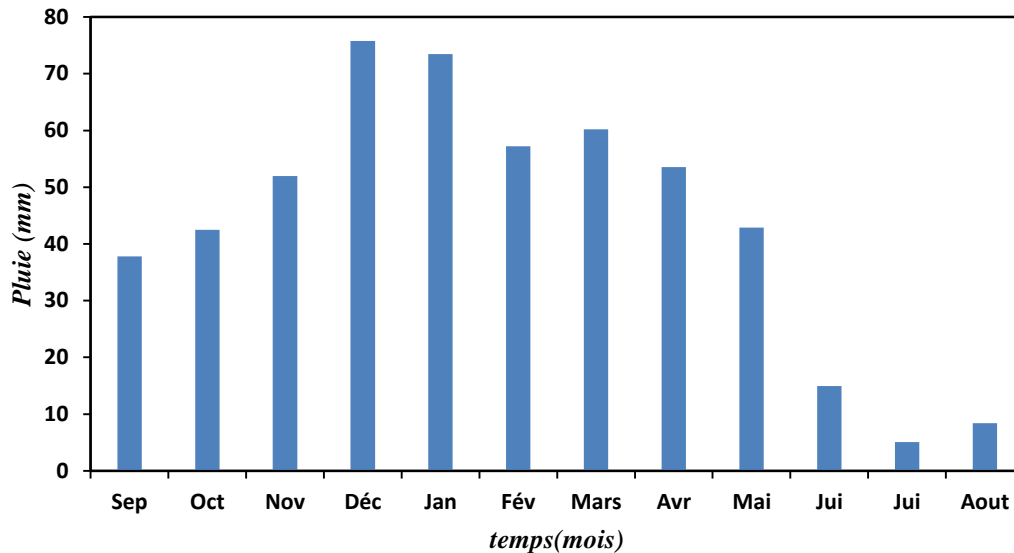


Figure (III-04) : Répartition moyennes mensuelles des pluies.

III -3-6) Analyse statistique des pluies maximales journalières :

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

III -3-6-1) Paramètres statistiques de l'échantillon :

Tableau (III-08) : Paramètres statistiques de l'échantillon

<i>Caractéristiques de l'échantillon</i>	<i>Valeur</i>
Minimum	22,8 mm
Maximum	76,9mm
Moyenne	45,3 mm
Ecart-type	14,0 mm
Médiane	43,9mm
Coefficient de variation (C_v)	0,308
Coefficient d'asymétrie (C_s)	0,537

III -3-6-2) Ajustement des pluies maximales journalières :

A- Test d'hypothèses :

Les méthodes de test d'hypothèses vont nous permettre soit d'accepter l'hypothèse de départ concernant la valeur du paramètre en question soit de le rejeter.

Les étapes d'un test d'hypothèses :

Chapitre III : Etude hydrologique et régularisation des débits

- **Etape 01** : formuler les hypothèses

On formule les hypothèses d'un test d'hypothèses en termes de paramètre relatif à la distribution de la population à étudier.

Deux hypothèses ainsi sont à formuler :

Hypothèse nulle qui correspond à la valeur présumée du paramètre en question

$H_0 : \mu = \mu_0 = \text{valeur présumée.}$

Hypothèse alternative correspond à une autre valeur différente de la valeur présumée dans l'hypothèse nulle.

- **Etape 02** : choisir le seuil de signification du test (α %)

Qui correspond à la limite admise du risque d'erreur de première espèce rejeter H_0 alors que H_0 est vraie) souvent la valeur choisie pour α est de (1 % - 5 %).

- **Etape 03** : tester l'hypothèse

Teste de stationnarité

- **Hypothèses** :

H_0 Il n'y a aucune tendance dans les observations.

H_1 Il y a une tendance dans les observations.

- **Résultats** :

Valeur de la statistique $|K| = 1,90$

p-valeur $p = 0,057$

Conclusion :

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

B- Teste d'homogénéité à l'échelle annuelle :

Hypothèses

H_0 La moyenne des deux sous échantillons est égale.

H_1 La moyenne des deux sous échantillons est différente.

- **Résultats** :

- Valeur de la statistique $|W| = 0,284$

- p-valeur $p = 0,776$

Conclusion :

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %, on ne peut pas conclure que les moyennes des deux sous-échantillons sont différentes.

1) •Ajustement à la loi Log normal :

Calcul des fréquences expérimentales (au non dépassement) :

$$q = F(x_i) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{-0.5u^2} \dots\dots\dots[20]$$

et
$$u = \frac{\ln x - \ln \bar{x}}{\sigma_{\ln x}} \dots\dots\dots[20]$$

- **Procédé d'ajustement :**

- ✓ Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au dépassement) ;
- ✓ Calcul de la fréquence expérimentale ;
- ✓ Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiales \bar{x} et σ ;
- ✓ Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme $\ln \bar{x}$ et $\sigma_{\ln x}$;
- ✓ Report des valeurs sur papier Gausso-logarithmique ;
- ✓ Détermination de la droite de Galton $\ln x = \ln \bar{x} + u \cdot \sigma_{\ln x}$;
- ✓ Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite soit analytiquement par :

$$x_{p\%} = e^{\ln x_{p\%}} = e^{\ln \bar{x} + u_{p\%} \cdot \sigma_{\ln x}} \dots\dots\dots[20]$$

Avec : δ : Ecart -type

$U_{p\%}$: variable réduite de gauss

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau (III-09) avec la figure (III-05)

Tableau (III-09) : Résultats de l'Ajustement à loi de Log normal

T (ans)	Q	X _t	Ecart type	L'intervalle de Confiance (95%)	
1000	0.9990	113	13.5	86.6	140
200.0	0.9950	96.4	9.93	76.9	116
100.0	0.9900	89.2	8.51	72.5	106
50.0	0.9800	81.9	7.16	67.9	96.0
20.0	0.9500	72.2	5.48	61.4	82.9
10.0	0.9000	64.5	4.30	56.0	72.9
5.0	0.8000	56.2	3.22	49.9	62.5
2.0	0.5000	43.3	2.13	39.1	47.5
1.1	0.1000	29.1	1.94	25.3	32.9

2) • Ajustement à la loi de Gumbel :

L'équation de droite de Gumbel :

$$P_{\max j} = \frac{1}{\beta} y + x_0 \dots \dots \dots [20]$$

Y : variable de la droite de Gumbel :

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

ou :

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{N} \dots \dots \dots [20]$$

m : ordre de classement ;

N : taille de l'échantillon ;

$\frac{1}{\beta}$, x_0 : sont déterminées par la méthode des moindres carrées.

La présentation de la droite de Gumbel est montrée par la Figure (III-06)

Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont exposés dans le tableau (III-10).

Tableau (III-10) : Résultats de l'Ajustement à la loi Gumbel

T (ans)	Q	X_t	Ecart type	L'intervalle de Confiance (95%)	
1000.0	0.9990	120	10.9	98.3	141
200.0	0.9950	101	8.60	84.0	118
100.0	0.9900	92.7	7.60	77.8	108
50.0	0.9800	84.5	6.61	71.5	97.4
20.0	0.9500	73.5	5.30	63.1	83.9
10.0	0.9000	65.1	4.32	56.6	73.6
5.0	0.8000	56.3	3.36	49.7	62.9
2.0	0.5000	43	2.17	38.8	47.3
1.1	0.1000	28.9	1.96	25.1	32.8

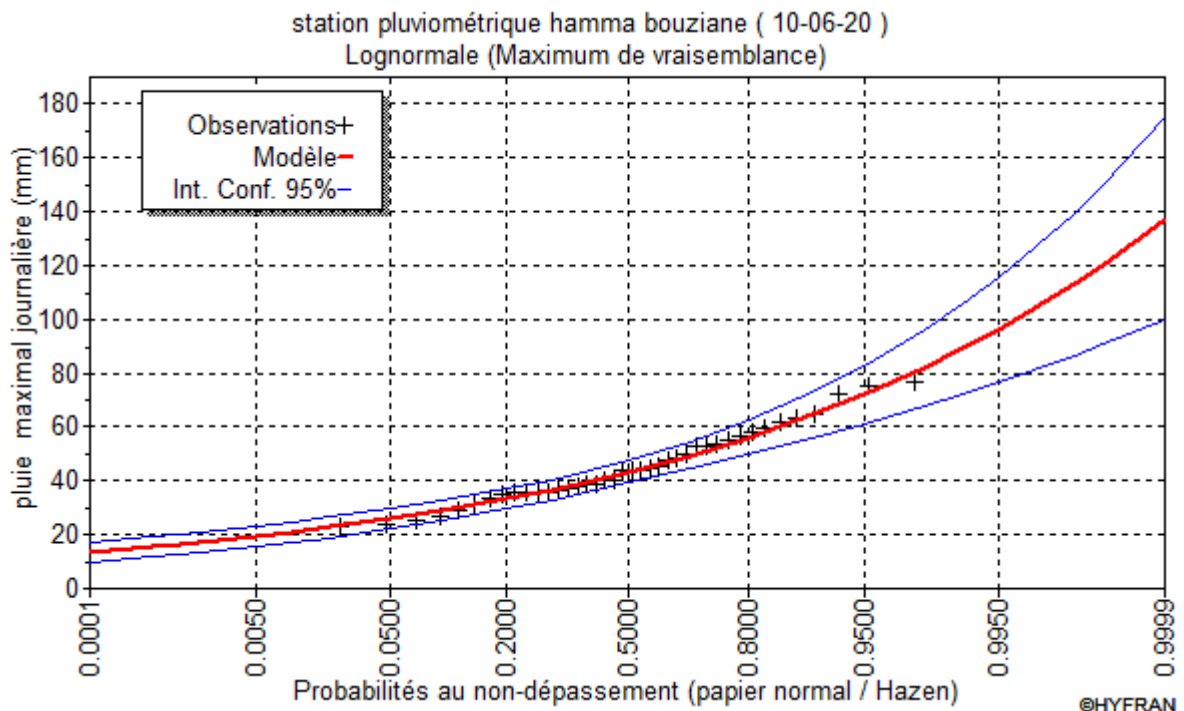


Figure (III-05) : Ajustement à la loi de Log normale

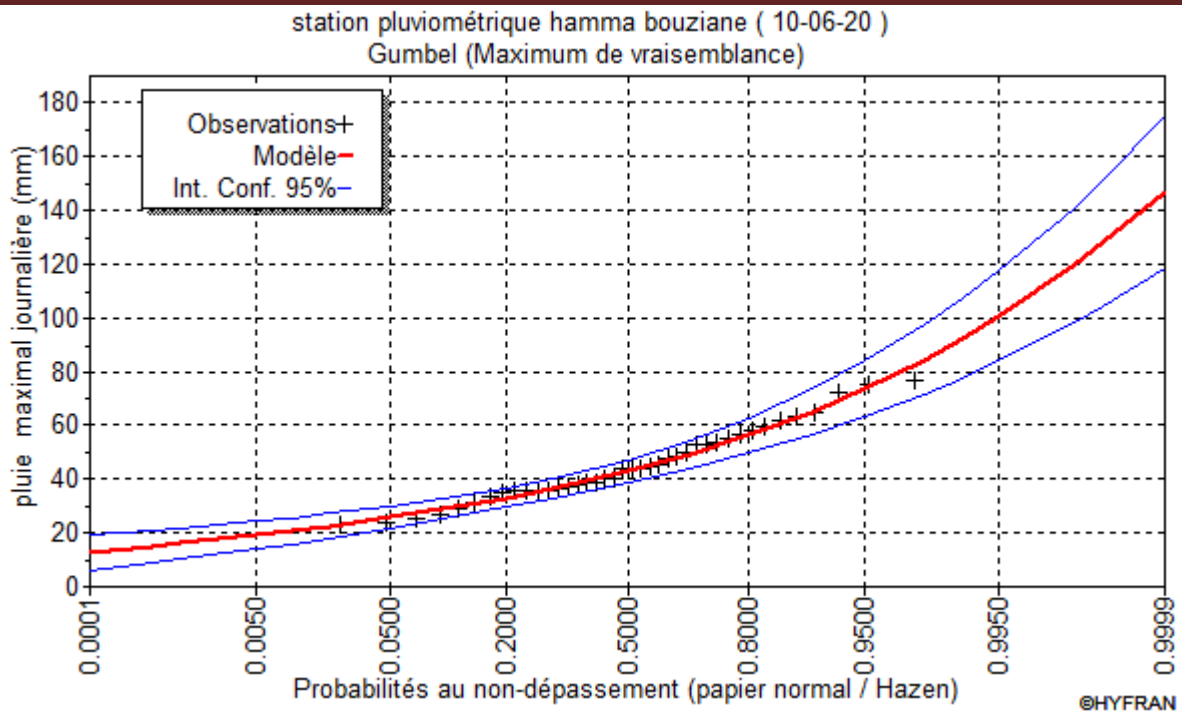


Figure (III-06) : Ajustement à la loi de Gumbel

III-3-6-3) Conclusion :

D’après les schémas ; on trouve que la série des pluies maximales journalières, suit la loi de Log normale parce que tous les points sont à l’intérieur de l’intervalle de confiance.

III -4) Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la loi de BODY.

$$P_{ct} = P_{maxj} (t/24)^b \text{ (mm)} \dots\dots\dots [20]$$

Avec : Pct : Pluie courte durée de même fréquence que P_{maxj} % (mm) ;

P_{maxj} : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm) ;

T: Temps en heures ;

b : Exposant climatique (donnée) En Algérie (b = 0,36– 0,42) on prend (b = 0,40) .

$$I_0 = \frac{P_{tc}}{t} : \text{L'intensité des pluies (mm/h)} \dots\dots\dots [20]$$

Les résultats de calcul de P_{tc} et I₀ sont donnés dans le tableau (III-11).

Chapitre III : Etude hydrologique et régularisation des débits

Tableau (III-11) : Les précipitations et les intensités des différent fréquence

<i>Fréquence (%)</i>	<i>1</i>		<i>2</i>		<i>5</i>		<i>10</i>	
<i>Temps (h)</i>	<i>P_{tc} (mm)</i>	<i>I₀ (mm/h)</i>	<i>P_{tc} (mm)</i>	<i>I₀ (mm/h)</i>	<i>P_{tc} (mm)</i>	<i>I₀ (mm/h)</i>	<i>P_{tc} (mm)</i>	<i>I₀ (mm/h)</i>
1	25,02	25,02	22,97	22,97	20,25	20,25	18,09	18,09
2	33,01	16,51	30,31	15,16	26,72	13,36	23,87	11,94
3	38,83	12,94	35,65	11,88	31,43	10,48	28,08	9,36
4	43,56	10,89	40,00	10,00	35,26	8,81	31,50	7,87
8	57,48	7,18	52,78	6,60	46,53	5,82	41,56	5,20
10	62,85	6,28	57,70	5,77	50,87	5,09	45,44	4,54
12	67,60	5,63	62,07	5,17	54,72	4,56	48,88	4,07
16	75,85	4,74	69,64	4,35	61,39	3,84	54,84	3,43
20	82,93	4,15	76,14	3,81	67,12	3,36	59,96	3,00
22	86,15	3,92	79,10	3,60	69,73	3,17	62,29	2,83
24	89,20	3,72	81,90	3,41	72,20	3,01	64,50	2,69

Les courbes des intensités pour les différentes fréquences sont représentées par la Figure (III-07).

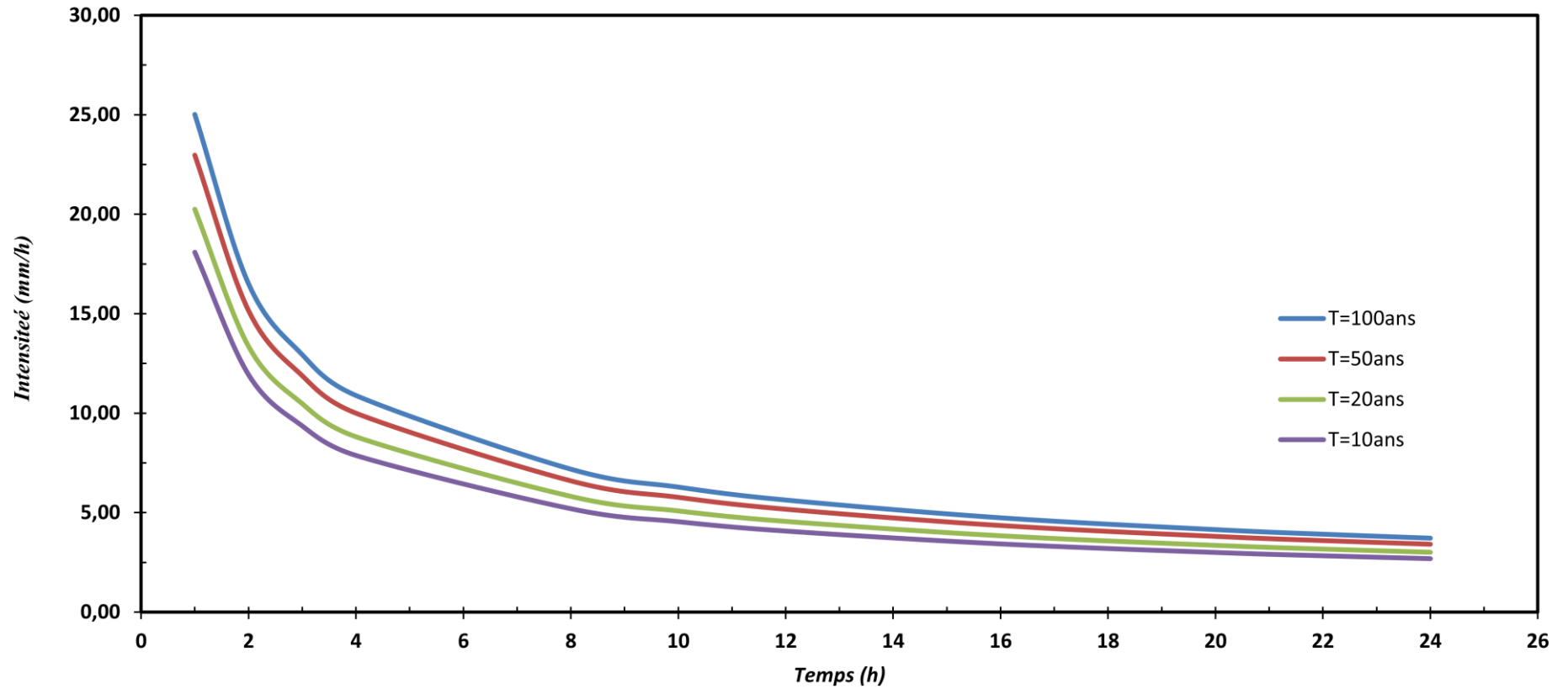


Figure (III-07) : Courbe des intensités des pluies des différentes fréquences

III -5) Etudes des apports :

III -5-1) Apport moyen annuel (A_0) :

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A_0 .

a) • Formule de l'ANRH :

On a :

$$A_0 = 0,915 \cdot P^{2,684} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots[20]$$

Avec : P : Pluie moyenne annuelle (m) ; P= 0,524 m

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

$$AN : A_0 = 1,040 \text{ Mm}^3$$

b) • Formule de J-DERY (I) (1977) :

$$M_0 = 11,8 \cdot P_{\text{moy}}^{2,82} \dots\dots\dots[20]$$

Avec : M_0 : Module spécifique moyen ($l/s/km^2$)

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

$$AN : M_0 = 1,905 \text{ l/s/km}^2$$

L'apport sera donc $A_0 = M_0 \cdot S \cdot T$

Avec : S : surface du bassin versant (Km^2) ;

T : le temps d'une année en secondes.

$$AN : A_0 = 0,550 \text{ Mm}^3$$

c) • Formule de SAMIE :

$$Le = P^2 (293 - 2,2 \cdot \sqrt{S}) \dots\dots\dots[20]$$

Où $A_0 = Le \cdot S$

Avec : Le : lame d'eau écoulée (m) ; Le = 0,0785 m

P : Pluie moyenne annuelle (m) ; P = 0,524 m

S : Surface du bassin versant (km^2)

$$AN : A_0 = 0,719 \text{ Mm}^3$$

d) • FORMULE DE DERIE II :

$$A_0 = 0,513 * P^{2,683} * D_d^{0,5} * S^{0,842} \dots\dots\dots [20]$$

Avec : P : Pluie moyenne annuelle (m) ; P = 0,524 m

D_d : Densité de drainage (km/km²) ; D_d=2,68

S : Surface du bassin versant (km²).

$$AN : A_0 = 0,955 \text{ Mm}^3$$

Tableau (III-12) : Récapitulatif des apports

<i>La formule</i>	<i>L'apport moyen annuel (Mm³)</i>
Formule de l'ANRH	1,041
Formule de J-DERY (1977)	0,550
Formule de SAMIE	0,719
Formule de DERIE II	0,955

On prend l'apport moyen obtenu par la formule de SAMIE qui est :

$$A_0 = 0,719 \text{ Mm}^3$$

On utilise cette valeur dans les calculs qui suivent.

III -5-2) Caractéristiques de l'écoulement :

a) • Module de l'écoulement :

Il est donné par : $M_e = A_0 / T \dots\dots\dots [6]$

Avec : A₀ : Apport moyen annuel (l/an) ;

T : Temps d'une année en secondes T = 3,1536.10⁷ s

$$AN : M_e = 22,79 \text{ l/s}$$

b) • Module de l'écoulement relatif :

On a : $M_0 = M_e / S_{bv} \dots\dots\dots [6]$

Avec : M_e : Module de l'écoulement (l/s) ;

S : Superficie du bassin (km²).

$$AN : M_0 = 2,49 \text{ l/s/km}^2$$

c) • Lame d'eau écoulée :

$L_e = A_0 / S_{bv} \dots\dots\dots [6]$

$$AN : L_e = 0,079 \text{ m}$$

d) • Coefficient de l'écoulement

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{moy}$ [6]

AN : $C_e = 0,150$

e) • Coefficient de variation :

1) • Formule de SOKOLOVSKY :

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log_{10} M_0 - 0.063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots[20]$$

M_0 : module de l'écoulement relatif (l/s.km²) $M_0=2,49$ l/s/Km²

AN : $C_v = 0,60$

2) • Formule de OURKGUIPROVODKHOZ :

$$C_v = \frac{0.7}{(M_0)^{0.125}} \dots\dots\dots[6]$$

AN : $C_v = 0,62$

3) • Formule de ANTONOV :

$$C_v = 0,7 / (S + 1000)^{0.097} \dots\dots\dots[6]$$

AN: $C_v = 0,36$

4) • Formule de KRISTKLY MENKEL:

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \dots\dots\dots[20]$$

M_0 : module de l'écoulement relatif $M_0=3,31$

AN : $C_v = 0,57$

Tableau (III-13) : Récapitulatif des C_v

<i>La formule</i>	<i>Le coefficient de variation C_v</i>
SOKOLOVSKI	0,60
OURKGUIPROVODKHOZ	0,62
ANTONOV	0,36
KRISTEKLY MENKEL	0,57

On prend le coefficient de variation donné par la formule empirique de **KRISTEKLY MENKEL** : $C_v = 0,57$

III -5-3) Estimation fréquentielle des apports :

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

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(C_v + 1)}} \dots\dots\dots[20]$$

Avec : A% : Apport de fréquence donnée ;

μ : Variable réduite de Gauss ;

A_0 : Apport moyen annuel (Hm^3) ;

C_v : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III-13).

Tableau (III -14) : Les apports de différentes fréquences

Période de retour	5	10	50	100
Fréquence P(%)	80	10	2	1
La variable de Gauss μ	-0,841	1,282	2,054	2,327
Apport (Mm^3)	0,36	1,48	2,48	2,98

III -5-4) Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel :

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel (moyen et de fréquence 80 %) suit la même répartition mensuelle des précipitations tableau (III -14). On a donc :

Tableau (III -15) : Répartition mensuelle de la précipitation et de l'apport

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Jui	Août
P (mm)	37,79	42,50	51,99	75,80	73,47	57,20	60,19	53,56	42,89	14,96	5,07	8,38
A(Mm^3)	0,026	0,029	0,036	0,052	0,050	0,039	0,041	0,037	0,029	0,010	0,003	0,006

III -6) Etude des crues :

L'intérêt économique de la prédétermination du débit maximum probable des crues d'un cours d'eau, en un point donné, est évidente, en raison des effets destructifs bien connus de ces cataclysmes hydrologiques et de la nécessité de calculer certains ouvrages d'art en vue de leur éventualité ; les dimensions des évacuateurs de crues des retenues collinaires, la hauteur des digues de protection contre l'inondation, etc...., les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes.

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

Les paramètres définissant une crue est :

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

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

III -6-1) Formules empiriques pour la détermination de la crue :

1- Formule de MALLET-GAUTHIER :

$$\text{On a : } Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots [20]$$

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

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

S : Superficie du bassin versant (km^2) ;

L : Longueur du talweg principal (km) ;

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : $1 < K < 3$ On prend $K = 2$;

A : Paramètre qui caractérise la géographie et le climat du bassin $A = 20$;

T : Période de retour (an).

Le tableau (III-16) nous donne tous les résultats de calcul.

Chapitre III : Etude hydrologique et régularisation des débits

Tableau (III -16) : Débits maximums des crues de différentes périodes de retour

Période de retour	10	20	50	100
Q_{max} (m^3/s)	37,20	42,39	48,40	52,49

2-Formule de SOKOLOVSKY :

On a :

$$Q_{max,P\%} = 0,28 \frac{(P_{P\%,t_c} - H_0) \alpha_{P\%} S f}{T_m} \dots\dots\dots [20]$$

f : Coefficient de forme de la crue : $f = \frac{12}{4 + 3\gamma}$

* Pour $S \leq 50 \text{ Km}^2$: $\gamma = 2$.

* Pour un petit bassin non boisé, sol peu perméable on a $2 \leq \gamma \leq 2.5$.

* Pour un bassin boisé, sol perméable on a $3 \leq \gamma \leq 4$.

On prend : $\gamma = 2$ d'où : $f = 1.20$

Avec : S : Superficie du bassin (km^2) ;

$\alpha_{P\%}$: Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée ;

H_0 : pertes initiales en (mm), au nord d'Algérie on prend : 14 mm ;

$P_{t_c,P\%}$: précipitation en (mm), de probabilité $P\%$ correspondant à un temps t_c , peut être calculé par la formule de Montanari :

$$P_{t_c} = P_{max j, P\%} \left(\frac{t_c}{24} \right)^b \dots\dots\dots [20]$$

$$\alpha_{P\%} = \frac{\sqrt{P_{t_c}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{t_c}} + \sqrt{H_0}}$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le tableau (III-17).

Tableau (III -17) : Débits maximums des crues des différentes périodes de retour

Fréquence	1 %	2 %	5%	10%
Période de retour (an)	100	50	20	10
P_{t_c} (mm)	33,01	30,31	26,72	23,87
$Q_{maxP\%}$ (m^3/s)	6,174	4,783	3,133	2,013

3- Formule de TURRAZA :

On a :

$$Q_{\max p\%} = \frac{C \cdot I_{tc}}{3.6} S \dots\dots\dots [20]$$

Avec : S : Superficie du bassin versant (km²) ;

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

I_{tc} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée (mm/h).

Tableau (III -18) : Débits maximums des crues des différentes périodes de retour

<i>Fréquence (%)</i>	<i>100</i>	<i>50</i>	<i>20</i>	<i>10</i>
<i>C</i>	0,7	0,699	0,666	0,6
<i>I_{tc}(mm/h)</i>	16,45	15,16	13,36	11,94
<i>Q_{max%}(m³/s)</i>	29,37	26,93	22,62	18,20

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le tableau (III-19).

Tableau (III-19) : Récapitulatif des résultats de débit de crue

<i>Formule</i>	<i>Q_{1%}</i> <i>(m³/s)</i>	<i>Q_{2%}</i> <i>(m³/s)</i>	<i>Q_{5%}</i> <i>(m³/s)</i>	<i>Q_{10%}</i> <i>(m³/s)</i>
<i>Mallet – Gauthier</i>	52,49	48,40	42,39	37,20
<i>Sokolovsky</i>	6,174	4,783	3,133	2,013
<i>Turraza</i>	29,37	26,93	22,62	18,20
<i>Moyenne</i>	29.34	26.70	22.71	19.14

On prend les résultats proches des moyennes donc : les résultats de formule de TURRAZA.

III -6-2) Hydrogramme de crue :

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

- La forme de la crue ;
- Le volume de la crue ;

Chapitre III : Etude hydrologique et régularisation des débits

- La durée de la crue ;
- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

Pour le tracé de l'hydrogramme de crue on doit suivre la méthode de SOKOLOVSKI qui divise l'hydrogramme en deux branches de courbe non symétriques, une le temps de montée et l'autre pour la décrue.

Pour le temps de montée :

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \dots \dots \dots [20]$$

T_m : Temps de montée qui est égale au temps de concentration.

Pour la décrue :

$$Q_{\text{déc}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \dots \dots \dots [20]$$

Avec : $T_d = \delta T_m$ (Sokolovski)

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2 ÷ 4) , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin .

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (100 ; 50 ; 20 ; 10) ans, sont donnés dans le tableau (III-20)

Tableau (III-20) : Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue

<i>La fréquence</i>	<i>(1%)</i>	<i>(2%)</i>	<i>(5%)</i>	<i>(10%)</i>
Q max (m ³ /s)	29,27	26,93	22,62	18,20
0	0	0	0	0
0,25	0,459	0,421	0,353	0,284
0,5	1,836	1,683	1,414	1,138
0,75	4,130	3,787	3,180	2,560
1	7,342	6,732	5,654	4,551
1,25	11,472	10,518	8,835	7,110
1,5	16,520	15,146	12,722	10,239
1,75	22,485	20,615	17,316	13,936
2	29,368	26,926	22,617	18,202
2,25	25,848	23,699	19,906	16,021
2,5	22,621	20,740	17,421	14,020
2,75	19,674	18,039	15,151	12,194
3	16,996	15,582	13,088	10,534
3,25	14,572	13,360	11,222	9,031
3,5	12,390	11,360	9,541	7,679
3,75	10,437	9,570	8,038	6,469
4	8,702	7,978	6,701	5,393
4,25	7,170	6,574	5,522	4,444
4,5	5,829	5,345	4,489	3,613
4,75	4,667	4,279	3,594	2,893
5	3,671	3,366	2,827	2,275
5,25	2,828	2,593	2,178	1,753
5,5	2,124	1,948	1,636	1,317
5,75	1,549	1,420	1,193	0,960
6	1,088	0,997	0,838	0,674
6,25	0,729	0,668	0,561	0,452
6,5	0,459	0,421	0,353	0,284
6,75	0,266	0,243	0,205	0,165
7	0,136	0,125	0,105	0,084
7,25	0,057	0,053	0,044	0,036
7,5	0,017	0,016	0,013	0,011
7,75	0,002	0,002	0,002	0,001
8	0,000	0,000	0,000	0,000

Les hydrogrammes de crues sont représentés par la figure. (III-08).

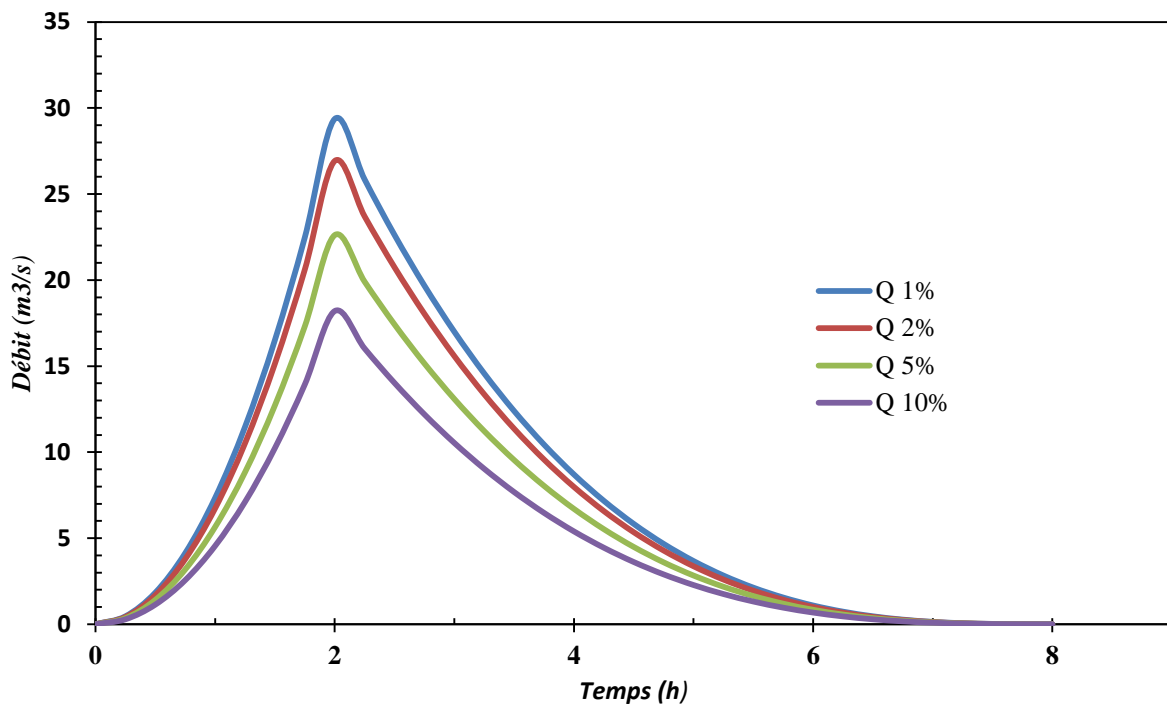


Figure (III-08) : Les Hydrogrammes des crues pour les différents périodes de retour

III -7) Estimation de la crue de projet :

- Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficielle – perméabilité...).
- On doit calculer l'indice global " I_g " qui est lié à tous ces paramètres tel que :

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

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

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

I_r : représente les risques.

- Si :

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

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

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

Chapitre III : Etude hydrologique et régularisation des débits

Tableau (III -21) : Récapitulation pour le choix de la crue de projet. [6]

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

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque faible ($I_g=1$) et on opte pour la crue centennale ($T=100$ ans).

$$D'où : Q_{\text{crue}} = 29,37 \text{ m}^3/\text{s}$$

III -8) Apports solides :

L'évaluation de l'envasement est indispensable pour illustrer l'ampleur du comblement au niveau de la retenue d'oued Chaabet El Haouch.

L'absence de mesures du transport solide sur oued Chaabet El Haouch nous contraint à avoir recours aux méthodes empiriques.

***Formule de TIXERONT :**

Celle-ci a été établie sur la base de corrélations faites entre l'apport moyen liquide annuel et la perméabilité grâce à des données d'observations sur des oueds algériens et tunisiens.

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension en $t/\text{km}^2/\text{an}$.

Où :

Elle est exprimée par :

$$E_s = \alpha \cdot L_e^{0,15} \dots\dots\dots [5]$$

E_s : Apport solide moyen annuel en suspension en $(t/\text{Km}^2/\text{an})$;

L_e : Lamé d'eau écoulée en (mm) ;

Chapitre III : Etude hydrologique et régularisation des débits

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant (moyenne, $\alpha = 75$).

Pour une lame d'eau écoulée de 79 mm on obtient une valeur de 144,45 t/km²/an pour les transports solides en suspension.

$$A_s = E_s \cdot S \dots \dots \dots [5]$$

S : Superficie du Bassin versant en (km²) ;

$$AN : A_s = 1320,58 \text{ t/an}$$

Le volume des solides est égala :

$$V_s = A_s / \gamma_s$$

δ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1.6 \text{ t/m}^3$).

$$AN : V_s = 825,36 \text{ m}^3/\text{an}$$

III -9) Calcul du volume mort :

C'est un volume destiné à être rempli par les matériaux transportés.

$$V_{\text{mort}} = T \cdot V_s \dots \dots \dots [5]$$

Avec V_s : envasement annuel (m³/an). $V_s = 825,36 \text{ m}^3/\text{an}$

T : période d'envasement (an) ; T=10ans

$$AN : V_{\text{mort}} = 8253,6499 \approx 8254 \text{ m}^3$$

III -10) Régularisation des débits :

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

Le type de régularisation est utilisé :

- La régularisation saisonnière;

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport (A Mm³) ;
- La consommation totale (Mm³) ;
- Les infiltrations et l'évaporation ;
- Les courbes caractéristiques de la retenue Figure (III-09).

La régularisation saisonnière est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

III -10-1) Les courbes Caractéristiques du bassin :

L'étude de la régularisation d'une retenue collinaire sur oued Chaabet El Haouch pour objectif la détermination de la digue et des ressources en eaux mobilisables pour l'irrigation (volume utile) et ce en déterminant :

Les paramètres de la retenue et le niveau normal de la retenue.

La méthode utilisée est la méthode du bilan hydrique au pas de temps mensuel recommandé par les experts pour ce type de retenue collinaire afin d'éviter leur surdimensionnement.

Le traitement des levés topographiques, l'étude hydrologique du site et les besoins en eaux pour l'irrigation ont permis de déterminer les paramètres nécessaires pour le calcul de la régularisation à la base des données hydrologiques suivantes :

- 1- Apports moyens mensuels.
- 2- Répartition statique des apports.
- 3- Modulation de la demande.
- 4- Evaporation.
- 5- Courbes hauteur –capacité et hauteur –surface.
- 6- Infiltration sachant que le volume infiltré (V_i) est pris égal à 0,1 de l'apport total.
- 7- L'approximation des volumes a été faite selon l'expression suivante :

Où :

$$\Delta V = 1/2[(S_i + S_{i+1}) \cdot (H_{i+1} - H_i)]$$

H_i et H_{i+1} : sont les cotes des courbes de niveau consécutives.

S_i et S_{i+1} : les superficies correspondantes.

Le tableau (III-22) nous donne tous les résultats de calcul.

Chapitre III : Etude hydrologique et régularisation des débits

Tableau (III-22) : Surface et volume en fonction de l'altitude

<i>Cote (m)</i>	<i>Dh (m)</i>	<i>Surface (Km²)</i>	<i>Volume partiel (Hm³)</i>	<i>Volume cumulé (Hm³)</i>
358,76	0	0,000000	0,000000	0,000000
359	0,24	0,00002983	0,000004	0,000004
360	1	0,0001094	0,000070	0,000073
361	1	0,0002453	0,000177	0,000251
362	1	0,0005269	0,000386	0,000637
363	1	0,001041	0,000784	0,001421
364	1	0,001601	0,001321	0,002742
365	1	0,002265	0,001933	0,004675
366	1	0,003251	0,002758	0,007433
367	1	0,004203	0,003727	0,011160
368	1	0,005237	0,004720	0,015880
369	1	0,006542	0,005890	0,021769
370	1	0,008655	0,007599	0,029368
371	1	0,01078	0,009718	0,039085
372	1	0,01288	0,011830	0,050915
373	1	0,01549	0,014185	0,065100
374	1	0,01851	0,017000	0,082100
375	1	0,02157	0,020040	0,102140
376	1	0,02457	0,02307	0,125210
377	1	0,02757	0,02607	0,151280
378	1	0,03057	0,02907	0,180350
379	1	0,03357	0,03207	0,212420
380	1	0,03657	0,03507	0,247490
381	1	0,03957	0,03807	0,285560
382	1	0,04257	0,04107	0,326630
383	1	0,04557	0,04407	0,370700

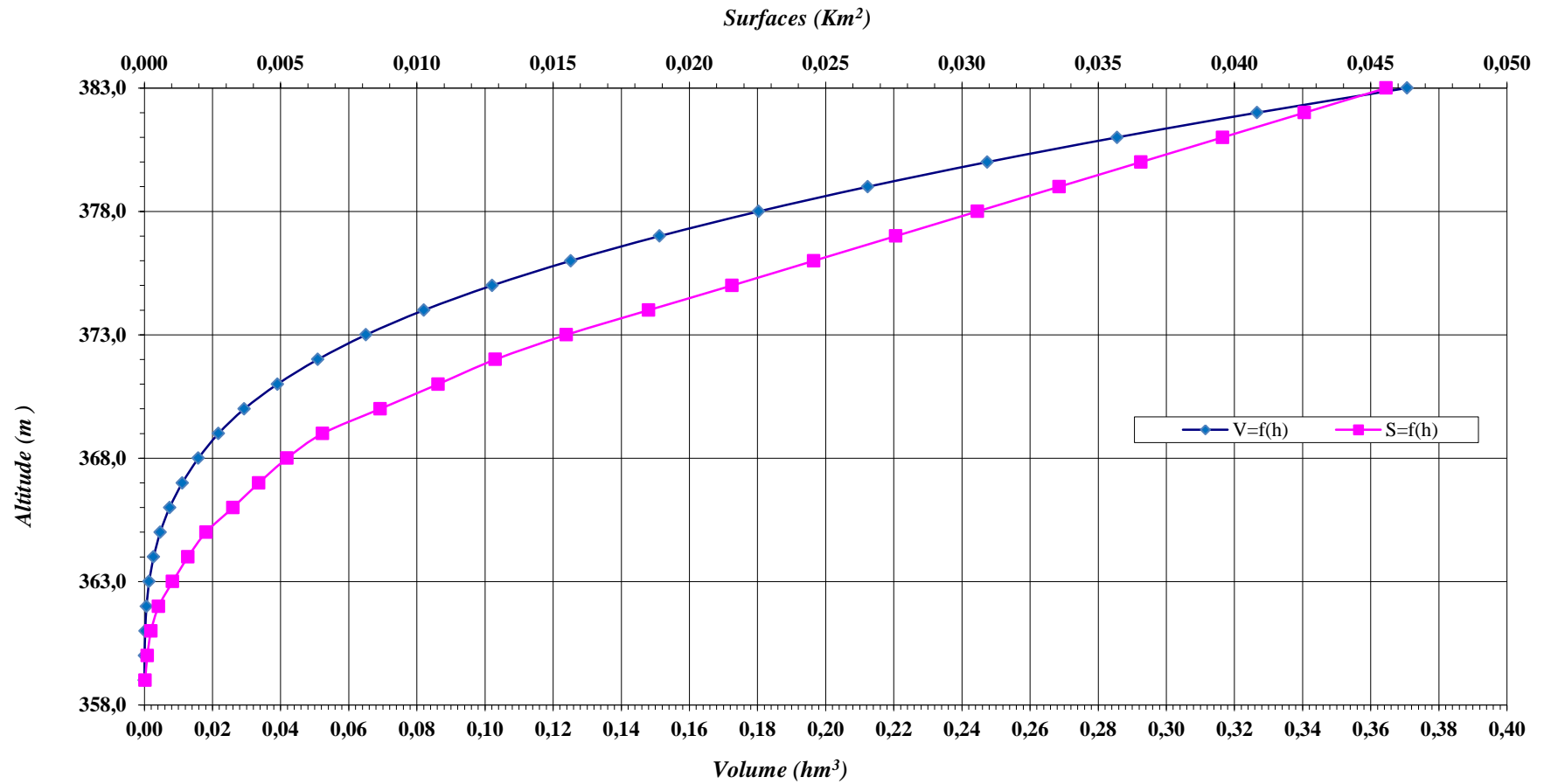


Figure (III-09) : Courbes caractéristiques de la retenue

Chapitre III : Etude hydrologique et régularisation des débits

III -10-2) Répartition mensuelle de l'apport A% et de la consommation U% :

La répartition mensuelle de l'apport A% et la répartition mensuelle de la consommation U% sont données dans le tableau (III-23).

Tableau (III-23) : Répartition mensuelle de l'apport et de la consommation

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Jui	Aout
A ($10^6 m^3$)	0,026	0,029	0,036	0,052	0,050	0,039	0,041	0,037	0,029	0,010	0,003	0,006
U ($10^6 m^3$)	0,01995	0	0	0	0	0	0	0,019000	0,05275	0,049750	0,02750	0,0255

III -10-3) Calcul du volume utile :

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

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

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

- Procédé de calcul :

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

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'octobre jusqu'au mois d'mars.

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

Selon les orientations de la D.R.E (Direction des ressources en eau, de la Wilaya de Constantine) la retenue El Hamra, doit satisfaire seulement les besoins en irrigation. Ces besoins sont de l'ordre de $194450 m^3$ avec une dotation de $5000 m^3/ha$, nous pouvons avec la réalisation de cette retenue irriguer une surface de 39 ha.

III -10-3-1) Régularisation saisonnière

Les pertes dans la retenue sont deux sortes :

- Pertes par évaporation ;
- Pertes par infiltration.

III-10-3-1-1) Pertes par évaporation :

$$V_{EV} = E_S \times S_{moy} \dots\dots\dots[5]$$

Avec : E_S : Evaporation mensuelle (mm) ;

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen ;

" S_{moy} " : Tirée de la courbe (capacité- hauteur).

Le tableau (III-24) nous donne les résultats de calcul.

III-10-3-1-2) Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{Inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \dots\dots\dots[5]$$

δ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques, ($0.5 < \delta < 1$).

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau (III-24)

D'après le tableau (III-24) on a :

On a: $V_s = 255631,08 \text{ m}^3$.

$$V_d = 131940,52 \text{ m}^3 \approx 131940 \text{ m}^3.$$

Donc :

$$V_u = V_d \text{ Alors : } V_u = 131940 \text{ m}^3.$$

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

D'où : $V_{NNR} = 140194 \text{ m}^3$ et : $\nabla \text{ NNR} = 376,6 \text{ m NGA}$

Tableau (III-24) : Régularisation saisonnière

Mois	$V_{débuit}(m^3)$	$S_{moy}(m^2)$	$Es(m)$	$V_{evp}(m^3)$	$V_{inf}(m^3)$	$H(m^3)$	$W(m^3)$	$U(m^3)$	$W - U$
Sep	8254	3100	0,146	452,60	41,27	493,87	25973	19950	6022,
Oct	13782,64	5000	0,102	510,00	68,91	578,91	29210	0	29209
Nov	42413,35	11100	0,064	710,40	212,07	922,47	35732	0	35731
Déc	77222,84	17800	0,056	996,80	386,11	1382,91	52096	0	52096
Jan	127936,15	24700	0,059	1457,30	639,68	2096,98	50495	0	50494
Fév	176334,01	30900	0,055	1699,50	881,67	2581,17	39313	0	39312
Mar	213065,55	33400	0,082	2738,80	1065,33	3804,13	41368	0	41367
Avr	250629,12	37100	0,089	3301,90	1253,15	4555,05	36811	19000	17811
Mai	263885,08	38000	0,105	3990,00	1319,43	5309,43	29478	52750	-23272
Jui	235303,31	35500	0,159	5644,50	1176,52	6821,02	10282	49750	-39468
Jui	189014,08	31800	0,214	6805,20	945,07	7750,27	3485	27500	-24015
Août	157248,35	28100	0,17	4777,00	786,24	5563,24	5759	25500	-19740

III -11) Laminage des crues :

Le phénomène de submersion représente le plus grand danger surtout pour les retenues collinaires en matériaux locaux. La submersion cause la rupture rapide de la retenue collinaire. Celle-ci est due aux crues qui dépassent la capacité d'évacuation de l'évacuateur de crues.

Le but désiré du laminage est donc d'assurer la sécurité de la retenue collinaire, en déterminant les caractéristiques optimales des évacuateurs de crues (largeur déversant – lame déversant- débit à évacuer).

Il existe plusieurs procédés de laminage (SORENSEN, BLACKMORE, KOTCHERINE, POTAPOV et autres méthodes graphiques).

- Méthode de KOTCHERINE :[6]

Nous retenons à méthode de KOTCHERINE car l'information qu'elle utilise est facilement accessible. C'est un calcul graph-analytique qui est basé sur les données suivantes :

1. L'hydrogramme de crue est assimilé à un triangle ou un trapèze.
2. Les débits transitant par l'évacuateur se déversent selon une fonction linéaire.
3. Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR.
4. Les pertes par infiltration et l'évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

Ces hypothèses simplifient énormément nos calculs de laminage sans réduire la précision. Le débit d'évacuation est calculé d'après la formule :

$$q = mb\sqrt{2g}H^{3/2}$$

Avec : m : coefficient de débit dépend de la forme de déversoir $m=0.45$;

b : largeur du déversoir en (m) ;

H : charge d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau (m) ;

P : la hauteur de pelle (m) ;

H_0 : charge global (charge dynamique) :
$$H_0 = H + \frac{\alpha.V_0^2}{2g}$$

V_0 : vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule :

$$V_0 = \frac{Q}{S} \quad \text{Avec : } S = b.(H + P)$$

Tous les calculs et résultats sont illustres ci :

Chapitre III : Etude hydrologique et régularisation des débits

Tableau (III-25) : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE

Données		Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit (m³/s)	Surface (m²)	Vitesse (m/s)	W_d (m³)
g (m/s²)	9,81	4	0,2	0,713	4,8	0,149	5806
a	1	8	0,4	4,034	11,2	0,360	10806
2*g	19,62	12	0,6	11,117	19,2	0,579	18806
√2.g	4,429447	16	0,8	22,820	28,8	0,792	22806
Q_{1%}(m³/s)	29,37	20	1	39,865	40	0,997	28806
W_{1%}(m³)	229899	24	1,2	62,885	52,8	1,191	29806
m	0,45	28	1,4	92,451	67,2	1,376	39806
P (m)	1	32	1,6	129,090	83,2	1,552	45806

On fait le calcul des nouveaux débits en variant la largeur b de 4 m à 32 m selon la formule :

$$q = mb\sqrt{2g}H^{3/2}$$

Les calculs et les résultats sont faits selon les tableaux (III-26) et (III-27).

Tableau (III-26) : Détermination de H₀ et Q en fonction de b

H	V	H₀	Débit (m³/s)							
			b=4m	b=8m	b=12m	b=16m	b=20m	b=24m	b=28m	b=32m
m	m/s	m								
0,2	0,149	0,201	0,719	1,438	2,157	2,877	3,596	4,315	5,034	5,753
0,4	0,360	0,407	2,067	4,134	6,202	8,269	10,336	12,403	14,471	16,538
0,6	0,579	0,617	3,865	7,730	11,595	15,460	19,325	23,190	27,054	30,919
0,8	0,792	0,832	6,051	12,101	18,152	24,203	30,254	36,304	42,355	48,406
1	0,997	1,051	8,586	17,172	25,758	34,344	42,930	51,516	60,102	68,688
1,2	1,191	1,272	11,442	22,884	34,326	45,768	57,210	68,652	80,095	91,537
1,4	1,376	1,496	14,596	29,191	43,787	58,383	72,978	87,574	102,170	116,765
1,6	1,552	1,723	18,028	36,055	54,083	72,110	90,138	108,165	126,193	144,220

Chapitre III : Etude hydrologique et régularisation des débits

Tableau (III -27) : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue.

<i>H</i>	<i>V_{ch}</i>	<i>q_{laminé}</i>	<i>Débit (m³/s)</i>							
			<i>b=4m</i>	<i>b=8m</i>	<i>b=12m</i>	<i>b=16m</i>	<i>b=20m</i>	<i>b=24m</i>	<i>b=28m</i>	<i>b=32m</i>
0,201	5806	28,628	0,719	1,438	2,157	2,877	3,596	4,315	5,034	5,753
0,407	10806	27,990	2,067	4,134	6,202	8,269	10,336	12,403	14,471	16,538
0,617	18806	26,967	3,865	7,730	11,595	15,460	19,325	23,190	27,054	30,919
0,832	22806	26,456	6,051	12,101	18,152	24,203	30,254	36,304	42,355	48,406
1,051	28806	25,690	8,586	17,172	25,758	34,344	42,930	51,516	60,102	68,688
1,272	29806	25,562	11,442	22,884	34,326	45,768	57,210	68,652	80,095	91,537
1,496	39806	24,285	14,596	29,191	43,787	58,383	72,978	87,574	102,170	116,765
1,723	45806	23,518	18,028	36,055	54,083	72,110	90,138	108,165	126,193	144,220

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q_{lam}=f(h)$ déterminé par la formule :

$$q_{lam}=Q_{1\%}\left(1-\frac{V_{ch}}{V_{Cr}}\right) \dots \dots \dots [6]$$

Avec : $Q_{1\%}$: débit maximum de crue en (m³/s) ;

V_{ch} : volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur (m³);

V_{cr} : volume de la crue correspondant au $Q_{1\%}$ en (m³).

Les résultats de l'étude du laminage des crues de l'oued EL Hamra sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (III-28) : Les résultats de l'étude du laminage par la méthode de KOTCHERINE

<i>b</i> (<i>m</i>)	<i>H_d</i> (<i>m</i>)	<i>NPHE</i> (<i>mNGA</i>)	<i>q</i> (<i>m³/s</i>)
8	1,36	377,96	24,80
12	1,04	377,64	25,84
16	0,88	377,48	26,36
20	0,76	377,36	26,75
24	0,68	377,28	27,01
28	0,62	377,22	27,20
32	0,57	377,17	27,36

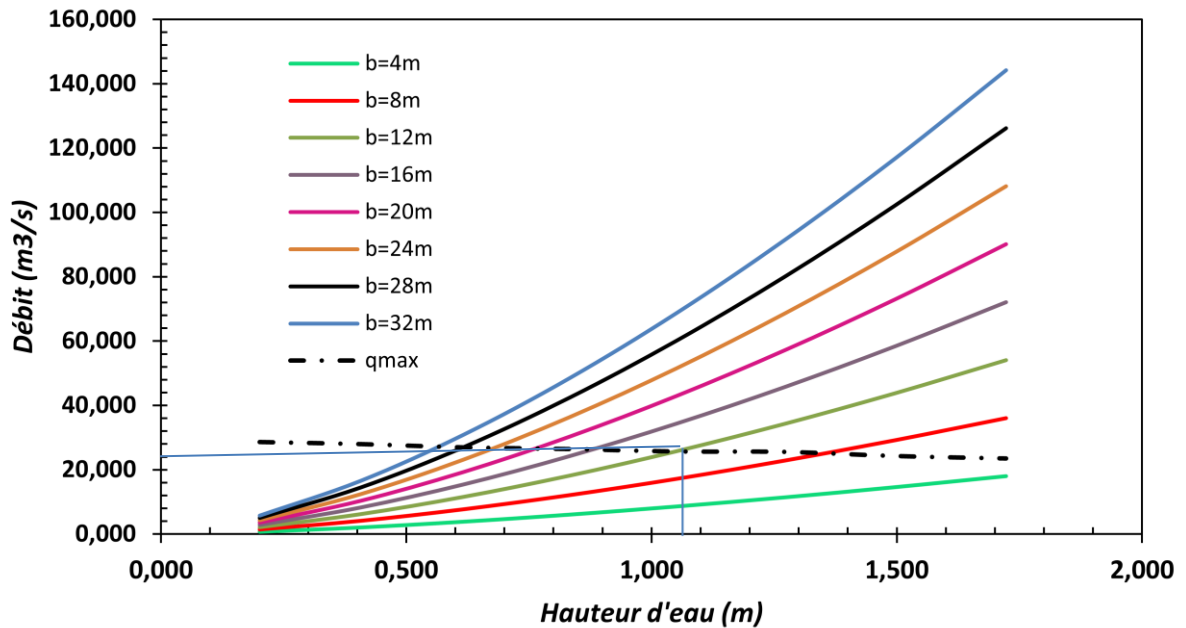


Figure (III-10) : Courbes $q = f(H)$

III-12) Conclusion :

D'après l'étude hydrologique nous avons trouvé les résultats suivants:

- L'apport moyen annuel calculé par les formules empiriques est estimé par $0,360 \text{ Mm}^3$.
- Le volume mort de la retenue est de 8254 m^3 .
- Pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues nous avons choisi la crue centennale avec un débit de $29,37 \text{ m}^3/\text{s}$.
- L'étude de régularisation nous a donné un volume utile de 131940 m^3 .
- La largeur déversant de 12 m avec une charge déversant de 1,04 m pour un débit laminaire de $25,84 \text{ m}^3/\text{s}$.

Chapitre IV: Etude d'évacuateur de crue

IV-1) Introduction :

La construction d'une digue a pour but de créer une retenue susceptible de satisfaire des besoins bien déterminés, sans présenter aucun obstacle pour une crue de débits importants pouvant la submerger et entraîne sa ruine par conséquent.

Ce type d'avarie sera évité en projetant un évacuateur de crues dans la retenue collinaire pouvant évacuer sans risque ces débits et donc protéger la digue.

IV-2) Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues :

L'emplacement de l'évacuateur de crues dépend essentiellement de la géologie et de la topographie du site, tout en tenant compte bien sûr des facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement.

- De point de vue géologique, la rive droite favorable pour l'implantation de l'évacuateur de crues (aucun problème d'instabilité de rive, bonne géologie).
- La topographie du terrain permet l'implantation de l'évacuateur de crues sur la rive droite avec toute sa longueur.

L'évacuateur de crues implanté sur cette rive sera rectiligne sur toute sa partie déversant et ses ouvrages intermédiaires (coursier, chenal), Après ce qu'on vient de voir, la rive droite est la plus avantageuse pour l'implantation de l'évacuateur de crues. Donc celui-ci à entonnement frontal sera projeté sur cette rive.

IV-3) Dimensionnement hydraulique :

Paramètres de dimensionnement de l'évacuateur de crue

- Largeur déversant : $b = 12$ m.
- Débit laminaire : $Q_{\text{lam}} = 25,84$ m³/s.
- Lamme déversant : $H_d = 1,04$ m.
- Côte de la retenue normale : $\text{NNR} = 376,6$ m NGA.
- Côte du fond : $C_f = 357$ m NGA.
- hauteur de pelle : $P = 1$ m.

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

- Un seuil déversant pour le control du débit ;
- Un canal d'approche ;
- Un ouvrage intermédiaire comprend (chenal- convergeant- coursier) ;
- Un dissipateur d'énergie ;
- Un canal de restitution.

IV-3-1) Canal d'amenée :

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charge et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

- **Vitesse d'approche :**

$$V_{\text{approche}} = \frac{Q}{(P+h)b} \dots\dots\dots [16]$$

- b : largeur du déversoir (b = 12 m) ;
- Q : débit laminé (Q = 25,84 m³/s) ;
- P : Hauteur de pelle (P = 1 m) ;
- h : lame déversant (h = 1,04 m).

AN: $V_{\text{approche}}=1,06 \text{ m/s}$

$V_{\text{ap}} \leq V_{\text{adm}}$ ($V_{\text{adm}} = 4.4$) m/s (Donc pas de risque de l'érosion).

IV-3-2) Déversoir :

Le déversoir est à seuil profilé Creager, il est le mieux adapté pour l'écoulement de sorte que la lame d'eau déversante épouse le profil du déversoir.

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation :

$$\frac{Y}{H} = -\frac{1}{2} \left(\frac{X}{H} \right)^{1.85} \dots\dots\dots [16]$$

H : Charge sur le déversoir (m).

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau (IV-01) et le profil du déversoir est représenté par la figure. (IV-01).

Tableau (IV-01) : Coordonnés de profil de Greager

X	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.4	2.6
Y	0	-0.02	-0.09	-0.19	-0.32	-0.48	-0.68	-0.90	-1.15	-1.43	-1.74	-2.08	-2.44	-2.83

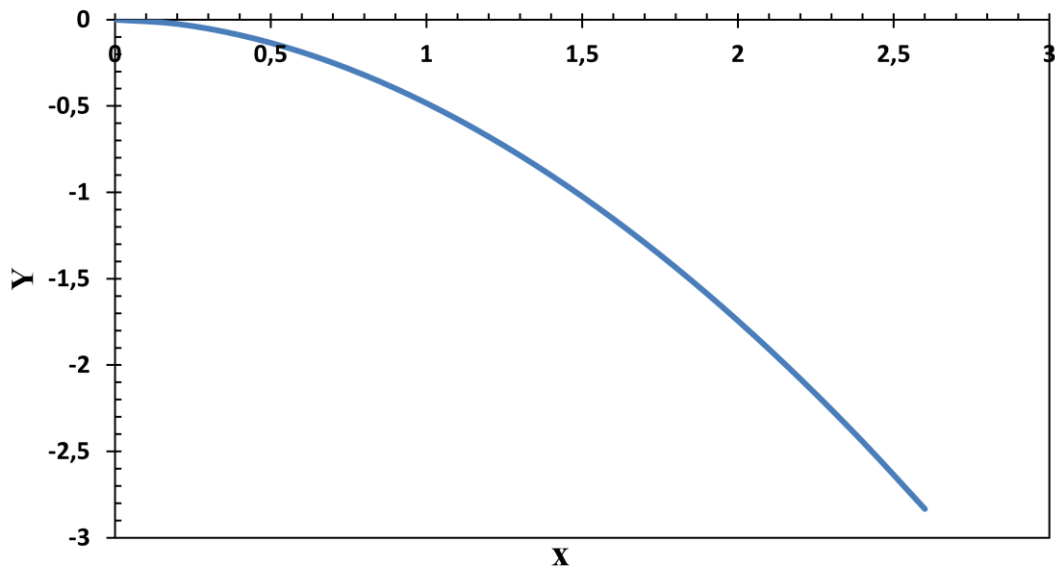


Figure (IV-01) : profil du seuil déversant

IV-3-3) Chenal d'écoulement :

Le chenal fait directement suite au déversoir, sa pente est assez faible, afin d'assurer un régime fluvial, il est en général de section rectangulaire, sa longueur est déterminée en fonction de la topographie est le type de raccordement.

La profondeur critique dans le chenal :

- **profondeur critique :**

$$Y_c = \sqrt[3]{Q^2 / b^2 g} \dots\dots\dots [16]$$

Où : Q : débit laminé ; Q = 25,84 m³/s

b : largeur du déversoir ; b = 12 m

g : accélération de la pesanteur ; g= 9.81 m/s²

$$AN : Y_c = 0.78 \text{ m}$$

- **pente critique :**

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K .S. R_H^{2/3} I^{1/2}$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en (m) ;

I : pente en (m/m) ;

S : section mouillée (m²) ;

K : coefficient de Manning –Strickler (K = 71).

Pour une section rectangulaire

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

AN : $I_{cr} = 0.25 \% > 0.1\%$.

Donc la condition est vérifiée.

IV-3-4) Calcul du convergent :

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

La longueur du convergent est :

$$L = 2.5 (l_1 - l_2) \dots \dots \dots [16]$$

Ou :

l_1 : largeur au plafond du bief amont ;

l_2 : largeur au plafond du bief aval.

AN : $L = 20 \text{ m}$

IV-3-5) Le coursier :

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

- **Largeur du coursier :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$L_{cou} = Q^{0.4} \text{ (m)} \dots \dots \dots [16]$$

AN : $L_{cou} = 4 \text{ m}$

- **Longueur du coursier :**

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique

$$L_{cou} = 103\text{m} \quad \text{et} \quad I_{cou} = 17,62\%$$

- **La profondeur critique :**

$$\text{On a : } Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2}$$

Q : Débit laminé ; $Q = 25,84 \text{ m}^3/\text{s}$.

b : la largeur du canal ; $b = 4\text{m}$

Le tirant d'eau critique est : $Y_{cr} = 1.62 \text{ m}$

- **La pente critique :**

La condition de criticité :

La combinaison entre : $\frac{Q^2 b}{g S_{cr}^3} = 1$

Et la relation du régime uniforme ; $Q = SC\sqrt{RI}$

Pour une section rectangulaire donnent :

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2$$

Où :

I_{cr} : Pente critique.

S_{cr} : Section critique ; $S_{cr} = b \cdot h_c$; $S_{cr} = 6.48 \text{ m}^2$

R_{cr} : Rayon critique ; $R_{cr} = S_{cr}/P_{cr}$

P_{cr} : Périmètre critique ; $P_{cr} = 2h_{cr} + b$; $P_{cr} = 7.24 \text{ m}$

C_{cr} : Coefficient de chezy ; $C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6}$ ($\text{m}^{1/2}/\text{s}$)

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

Donc :

$R_{cr} = 0.89 \text{ m}$.

$C_{cr} = 70.12 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$.

Donc : $I_{cr} = 0.0036 = 0.36\%$ $I_{cou} = 17,62\% > I_{cr} = 0.36\%$

- Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

Le calcul de la ligne d'eau est fait par un moyen informatique à l'aide d'un logiciel (CANALP 21).

Tableau (IV-02) : Calcul de ligne d'eau

Q (m^3/s)	Strickler	I (m/m)	Yn (m)	Yc (m)	L_{bief} (m)	Fraude (aval)
25.84	71	0.1762	0.43	1.62	103	7.26

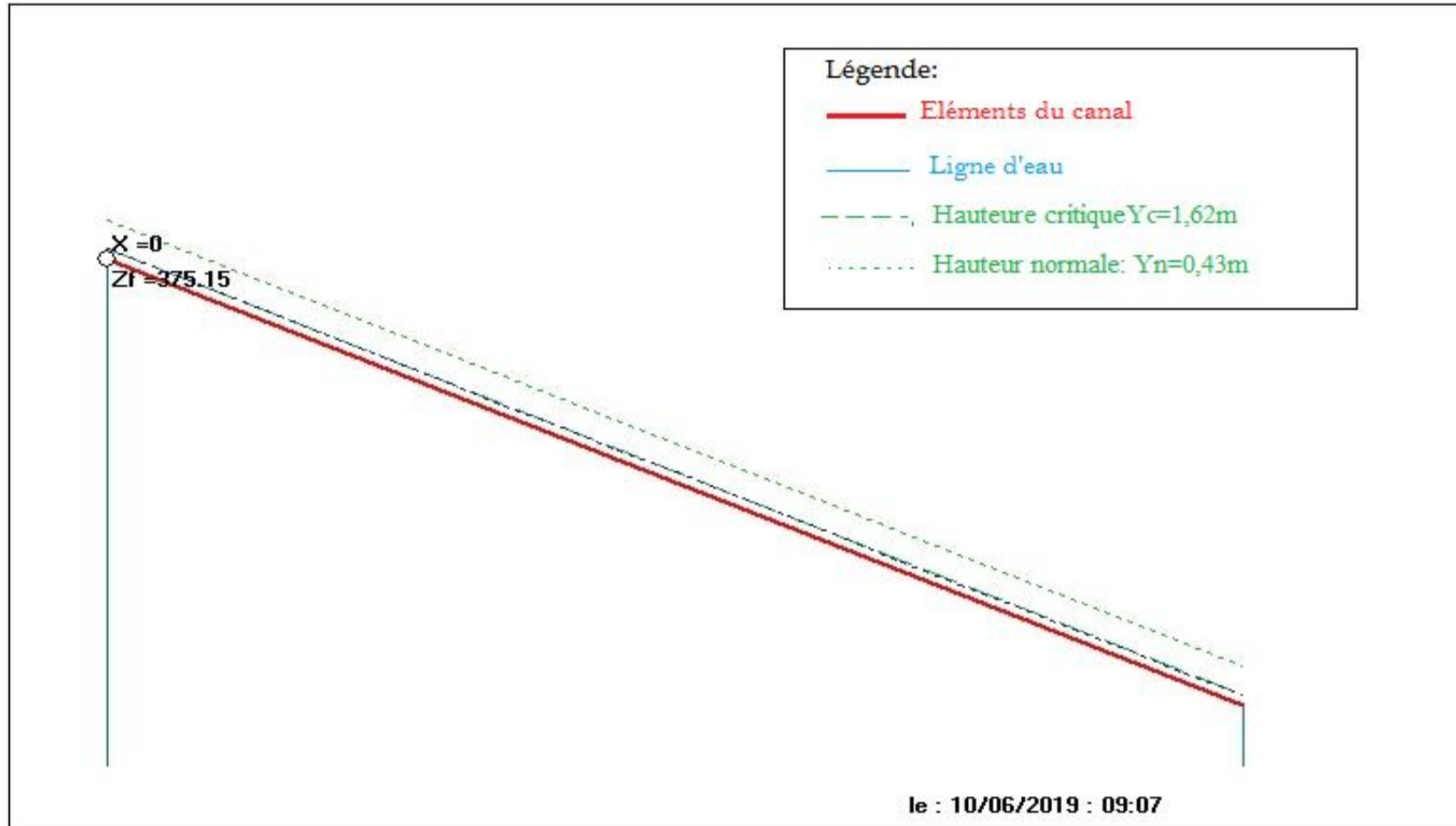


Figure (IV-02) : La ligne d'eau dans le coursier

IV-3-6) Calcul du bassin d'amortissement : [16]

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

01 < FR ≤ 1.7 Ressaut ondulé ;

1.7 < FR ≤ 2.5 Ressaut faible de petites apparitions en surface ;

2.5 < FR ≤ 4.5 Ressaut oscillant ;

4.5 < FR ≤ 09 Ressaut stable (Stationnaire) ;

FR > 09 Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Le nombre de Froude calcul par logiciel CANALP :

$$FR = 7.26$$

Froude est supérieur à 4.5, cela veut dire que le ressaut va se produire nettement. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. Les hauteurs des chutes inférieures à 65 m et le débit unitaire inférieur à 45 m²/s, alors a appelé à utiliser le bassin de type II.

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes (voir annexe 2)

• **Détermination des caractéristiques du bassin :**

On a $F = 7.26$ Donc de l'abaque $\frac{y_2}{y_1} = 10$ $y_1 = 0.43$ m D'où $y_2 = 4.3$ m.

Y_1 : Tient d'eau avant le ressaut en (m).

Y_2 : Tient d'eau après le ressaut en (m).

Longueur du bassin :

On a : $\frac{L}{Y_2} = 4.2$ Donc : $L = 18.06$ m On prend $L = 18.5$ m.

Dimensionnement des blocs chicanes :

A l'entrée : $h_1 = y_1 = e_1 = z_1 = 0.43$ m ;

h_1 : Hauteur des blocs chicanes à l'entrée ;

e_1 : L'espacement entre les blocs chicanes ;

Z_1 : épaisseur des blocs chicanes ;

A la sortie : $h_2 = 0.2y_2 = 0.86$ m ;

$e_2 = z_2 = 0.15y_2 = 0.65$ m ;

h_2 : Hauteurs des blocs chicanes a la sortie ;

e_2 : espacement entre les blocs chicanes a la sortie, prend une pente de 1/2 ;

Z_2 : épaisseur des blocs chicanes.

IV-3-7) Canal de restitution :

Le canal de restitution sert essentiellement à conduire l'eau vers l'oued après la dissipation de son énergie.

La vitesse admissible pour les enrochements est $V = (4.4-10)$ m/s.

Pour calculer la hauteur d'eau on utilise la formule de Chézy :

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

S : section du canal trapézoïdale $S = b.h + mh^2$

P : périmètre mouille $P = b + 2h\sqrt{m^2 + 1}$

R : rayon hydraulique $R = S/P$

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

n : rugosité du canal (n=0.014 pour le béton lisse).

Q : le débit laminé en (m³/s).

La hauteur critique se calcule comme suit :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,015 \cdot \sigma_{cr}^2\right) \cdot K \quad \text{Avec : } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad \text{et : } \sigma = \frac{Km}{b} \quad m = 1.$$

On trouve : $K = 1.62$ $\sigma = 0,41$ d'où : $h_{cr} = 1.41$ m.

- La pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \quad \text{Avec : } R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = 0.95\text{m} \quad \text{et : } C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} = 70.85$$

$$\text{D'où : } I_{cr} = 0.24\%$$

- La profondeur normale :

La profondeur normale est calculée à l'aide du logiciel CANAL P et on trouve : $h_n = 1.42$ m.

- La vitesse de l'écoulement :

$$V = Q/S$$

$$\text{AN : } V = 3.36 \text{ m/s.}$$

Puisque la vitesse de l'écoulement est supérieure à la vitesse admissible :

$V \geq V_{adm} (1,8 - 2,2)$ m/s on prévoit une protection en enrochement.

IV-3-8) Hauteur des murs bajoyers :

1)° Hauteur des murs à l'entrée du déversoir :

On a :

$$H_0 = P+h+R$$

R : la revanche en (m)

- La revanche est calculée par la formule :

$$R = 0.6 + 0.5 V h^{1/3}$$

$$\text{AN : } R = 1.14 \text{ m}$$

Donc la hauteur des murs est de : $H = 3.18 \text{ m}$

On prend $H_0 = 3.20 \text{ m}$.

2)° Hauteur des murs du chenal :

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête du barrage.

3)° Hauteur des murs à l'entrée du coursier :

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

$$V = \frac{Q}{b_1 Y_c}$$

$$\text{AN : } V = 3.99 \text{ m/s}$$

La revanche (R) est égale à : $R = 0,61 + 0,14 \cdot V^{1/3}$

$$\text{AN : } R = 0.82 \text{ m}$$

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

$$H_1 = H_c + R = 1.62 + 0,82 = 2.44 \text{ m}$$

On prend: $H_1 = 2.50 \text{ m}$.

4) • Hauteur des murs à la fin du coursier :

$$H_2 = h_f + r.$$

h_f : Hauteur d'eau à la fin du coursier en (m).

$$h_f = 0.43 \text{ m. } \quad V = 15.02 \text{ m/s} \quad \text{et} \quad r = 0.95 \text{ m.}$$

D'où $H_2 = 1.50 \text{ m}$.

5)• Hauteur des murs dans le bassin de dissipation :

$$R = 0.61 + 0.14 \cdot V^{1/3}$$

La hauteur du mur bajoyer est celle de la hauteur conjuguée Y_2 avec une marge de sécurité,

$$\text{AN: } R = 0.6 + 0.14V^{1/3} = 0.76 \text{ m}$$

$$H_{\text{mur}} = 5.06 \text{ m}$$

On prend: $H_{\text{mur}} = 5.10 \text{ m}$

IV-4) Calcul de stabilité :

Les sollicitations auxquelles est soumis l'ouvrage pendant son exploitation sont diverses et dépendent essentiellement des dimensions choisies, la stabilité d'un tel ouvrage doit être assurée afin d'éviter les dégâts qui peuvent avoir lieu.

IV-4-1) Stabilité de déversoir :

L'étude de stabilité consiste à déterminer les forces qui surgissent autour du déversoir.

Le calcul est fait pour une tranche de longueur : $l_s = 1 \text{ m}$

IV-4-1-1) Détermination des forces qui surgissent autour du déversoir :

a) Poids propre de déversoir :

$$P_{pd} = \gamma_b \cdot S_d \cdot l_s \dots \dots \dots [17]$$

Avec : γ_b : Poids volumique du béton : $\gamma_b = 2.4 \text{ T/m}^3$

S_d : Section du déversoir $S_d = 3.81 \text{ m}^2$

$l_s = 1 \text{ m}$.

Donc : $P_{pd} = 9.14 \text{ Tf}$.

b) Force de poussé hydrostatique amont F_h :

$$F_h^{\text{am}} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{\text{am}}^2 \cdot l_s \dots \dots \dots [17]$$

Avec : h_{am} : hauteur d'eau à l'amont : $h = 1 \text{ m}$.

γ_w : Poids volumique d'eau: $\gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$

$l_s = 1 \text{ m}$.

Donc : $F_h^{\text{am}} = 0.50 \text{ Tf}$.

c) **Force des sous pressions :**

$$W_T = W_s + W_F \dots \dots \dots [17]$$

Avec : W_s = Sous pression statique (Tf).

W_F = Sous pression dynamique (d'infiltration) (Tf)

Pour le calcul des sous pressions, nous traçons d'abord les épures des sous pressions en se basant sur la méthode de Bligh.

Pour éviter les déformations dues aux infiltrations, nous devons vérifier la condition de Bligh

$$L_{rcd} \geq L_{cd}$$

Où : L_{rcd} : Longueur réelle du contour déployé, $L_{rcd} = 5.7m$;

L_{cd} : Longueur théorique, $L_{cd} = C.H$

C: Coefficient de Bligh, $C=3$

D'où: $L_{cd}=3m$, la condition de Bligh est vérifiée.

La chute de pression est considérée linéaire, la sous pression en chaque point du contour souterrain est donné par la formule suivante:

$$h_x = \frac{H.L_x}{L_{rcd}}$$

Où : h_x : Sous pression au point considéré;

L_x : longueur hydraulique du point considéré à compter de l'origine.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau (IV-0 3).

Tableau (IV-03) : Calcul des sous pressions

Point	1	2	3	4	5	6
$L_x(m)$	0	1.29	1.79	4.40	4.90	5.70
$h_x(m)$	0	0.23	3.31	0.77	0.86	1.00

➤ **Calcul de W_s :**

$$W_s = \gamma_w \cdot S_{ss} \cdot l_s \dots \dots \dots [17]$$

Avec :

- $S_{ss} = (d + h_{av}) L_{rad}$
- d : Ancrage du déversoir ; $d = 0.80$ m.
- h_{av} : Hauteur d'eau a l'aval du déversoir, $h = 0.78$ m.
- L_{rad} : Longueur du radier ; $L_{rad} = 3$ m.

AN: $W_s = 4.74$ Tf.

➤ *Calcul de W_F :*

$$W_F = \gamma_w \cdot S_f \cdot l_s \dots \dots \dots [17]$$

Avec:

- $S_F = L_{rad} \cdot (h_2 + h_5) / 2$
AN : $W_F = 1.64 \text{ Tf}$.

La force des sous pression est donc :

$$W_T = 6.38 \text{ Tf}.$$

d) *Force de poussée de sol amont :*

$$E_s = \delta_{ss} \cdot \frac{h_s^2}{2} \cdot \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot l_s \dots \dots \dots [17]$$

Avec:

- δ_{ss} : poids volumique du sol saturé $\delta_{ss} = 2.2 \text{ T/m}^3$.
- h_s : hauteur du sol exerçant la poussée $h_s = 1 \text{ m}$.
- φ : angle de frottement interne du sol $\varphi = 15^\circ$.

Donc : $E_s = 0.64 \text{ Tf}$.

IV-4-1-2) Stabilité de déversoir au renversement :

Pour assurer la stabilité au renversement il faut vérifier la relation suivante :

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geq 1.5 \dots \dots \dots [17]$$

Avec : M_s = les Moments des forces stabilisatrices par rapport au pied aval.

$$= P_{pd} \cdot A = 9.14 \times 1.88 = 17.19 \text{ Tf.m}$$

Donc : $M_s = 17.19 \text{ Tf.m}$

M_r = les Moments des forces dis stabilisatrices par rapport au pied aval.

$$\begin{aligned} M_r &= F_h^{am} \cdot 1,62 + W_s \cdot 1,50 + W_F \cdot 1,79 + E_s \cdot 0,33 \\ &= 0,5 \cdot 1,62 + 4,74 \cdot 1,50 + 1,64 \cdot 1,21 + 0,64 \cdot 0,33 \end{aligned}$$

Donc: $M_r = 11.10 \text{ Tf.m}$

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} = 1,55 \geq 1,5$$

La condition de stabilisé du déversoir au renversement est vérifiée.

IV-4-1-3) Stabilité de déversoir au glissement :

Pour qu'il y ait pas de glissement, il faut que :

$$\frac{\sum F_h}{\sum F_v} \leq 0,8 \dots\dots\dots [17]$$

Avec : $F_v = P_{pd} - W_T = 9.14 - 6.38 = 2.77 \text{ Tf.}$

$$F_v = 2.77 \text{ Tf.}$$

$$F_h = F_h^{am} + E_s = 0,5 + 0,64 = 1,14 \text{ T.}$$

$$F_h = 1,14 \text{ T.}$$

$$\frac{\sum F_h}{\sum F_v} = 0,41 \leq 0,8$$

La condition de stabilité du déversoir au glissement est vérifiée.

IV-4-2) Stabilité des murs bajoyers :

Le calcul complet d'un mur de soutènement est une œuvre assez laborieuse, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandant une succession de calculs longs et itératifs. Aussi pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de pré-dimensionner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur.

Parfois, la stabilité au glissement du mur nécessite de disposer sous la semelle une «bêche». Celle-ci peut être soit à l'avant, soit à l'arrière de la semelle, soit parfois encore en prolongement du voile.

IV-4-2-1) Les combinaisons des charges :

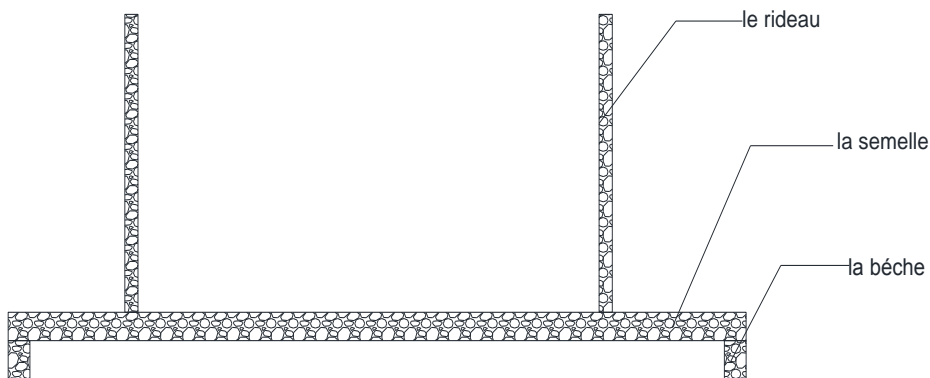


Figure (IV-03) : Schéma explicatif des murs bajoyers

a) *Les forces verticales :*

- Poids de terre derrière le mur :

$$P_t = \gamma_t \cdot b_1 \cdot h \dots \dots \dots [17]$$

Avec :

- γ_t : Poids volumique de la terre (2.2 t/m^3)
- b_1, h : sont la largeur et la hauteur de la terre derrière le mur.

$$P_t = 8.45 \text{ t/m}$$

- Poids de la surcharge (S) P_s :

$$P_s = S \cdot b_1 \dots \dots \dots [17]$$

Avec :

- S: surcharge ($S=1 \text{ t/m}^2$)

$$P_s = 1.2 \text{ t/m}$$

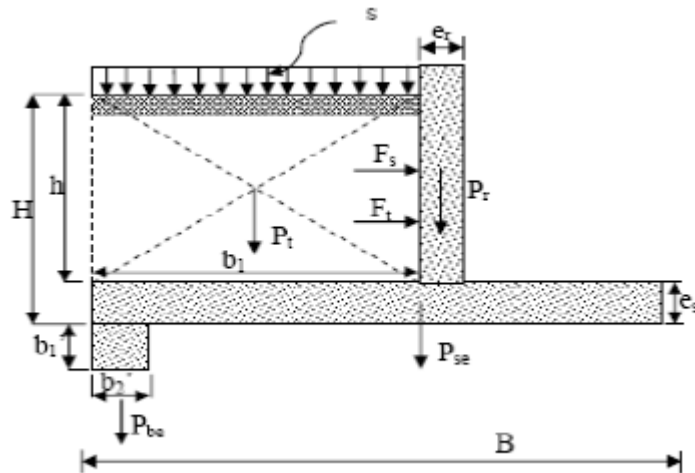


Figure (IV-04) : les combinaisons des charges

- Poids de la semelle:

$$P_{se} = \gamma_b \cdot e_s \cdot B \dots \dots \dots [17]$$

Avec :

- γ_b : Poids volumique du béton armé ($\gamma_b = 2.4 \text{ t/m}^3$).
- e_s : épaisseur de la semelle.
- B : la largeur de la semelle.

$$P_{se} = 3.55 \text{ t/m}$$

➤ Poids de la bèche :

$$P_{be} = \gamma_b \cdot b_1' \cdot b_2' \dots \dots \dots [17]$$

Avec :

- γ_b : Poids volumique du béton armé ($\gamma_b = 2.4 \text{ t/m}^3$).
- $b_1' \cdot b_2'$: Ce sont la largeur et la longueur de la bèche respectivement.

$$P_{be} = 0.054 \text{ t/m}$$

➤ Poids du rideau :

$$P_{be} = \gamma_b \cdot \frac{h(e_s + e_i)}{2}$$

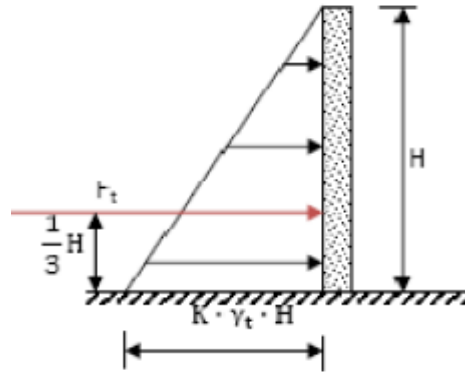
$$P_{rid} = 1.34 \text{ t/m}$$

- e_i : épaisseur inférieur du rideau.
- e_s : épaisseur supérieur du rideau.

b) Les forces horizontales :

➤ Forces dues à la pousse des terres :

$$F_t = K \cdot \gamma_t \cdot \frac{H^2}{2} \dots \dots \dots [17]$$



Avec: $K = \text{tg}^2\left(\frac{\Pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \dots \dots \dots [17]$ (IV-05) : Forces dues à la pousse de terres

- γ_t : Poids volumique de la terre (2.2 t/m^3)
- K : coefficient de poussée.
- H : la hauteur du mur.

$$F_t = 6.53 \text{ t/m}$$

➤ Force due à la poussée de la surcharge :

$$F_s = K \cdot s \cdot H \dots \dots \dots [17]$$

$$F_s = 1.85 \text{ t/m}$$

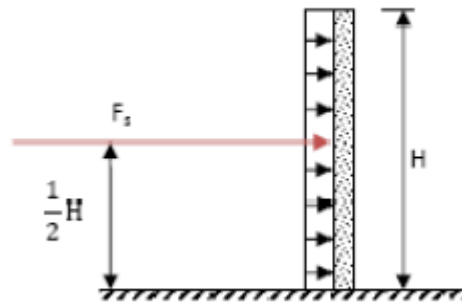


Figure (IV-06) : Force due à la poussée de la surcharge.

IV-4-2-2) Stabilité au renversement :

Nous allons vérifier la stabilité du mur au niveau de la Section la plus haute (zone défavorable) ou la poussée des terres est maximale. Au niveau de crête, le principe est de vérifier que le mur ne tourne pas autour de l'arrête A sous l'effet des force horizontales.

$$\frac{\sum M_{S/A}}{\sum M_{R/A}} \geq Z \dots\dots\dots [17]$$

Avec :

- $\sum M_{S/A}$: La somme des moments stabilisateurs autour du point A.
- $\sum M_{R/A}$: La somme des moments déstabilisateurs autour du A.
- Z : coefficient de sécurité (Z = 1.5)

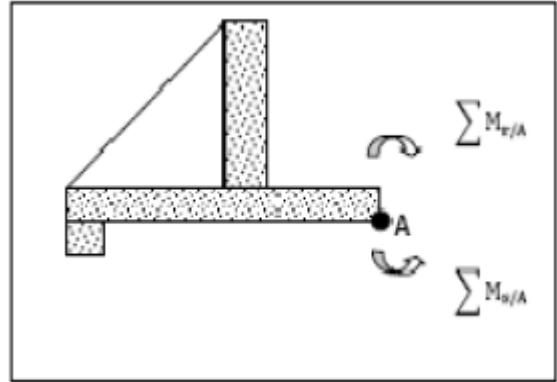


Figure (IV-07) : Stabilité au renversement

IV-4-2-3) Stabilité au glissement :

La stabilité au glissement des murs de soutènement peut être améliorée au moyen d'une bêche d'ancrage. Comme notre cas, la vérification au glissement peut être conduite en ne considérant que le bloc compris entre le plan fictif de poussée active et un plan de rupture passant par la base de la bêche Figure (IV-08), la butée sur le plan AA' étant toujours négligée par mesure de sécurité.

La résultante R des actions sur le mur fait un angle δ' avec la normale au plan de rupture. On doit avoir :

$$\frac{R \cos \delta' \tan \varphi + C'.AB}{R \sin \delta'} \geq \gamma m \dots [17]$$

Avec:

- R: la résultante des forces ($\sum F_h$, $\sum F_v$)

$$R = \sqrt{\sum F_v^2 + \sum F_h^2}$$

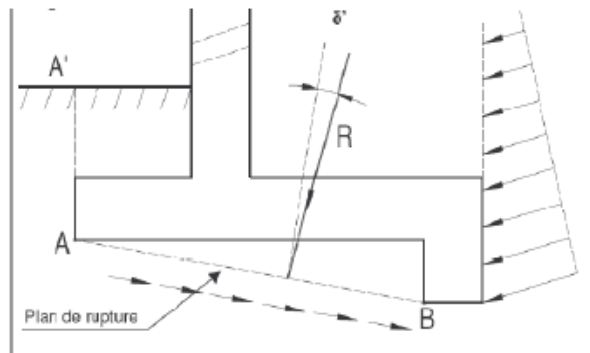


Figure (IV-08) : représentation de plan de rupture

- δ' : angle qui fait la résultante R des actions avec la normale au plan de rupture
- AB : longueur de plan de rupture
- φ : l'angle de frottement.
- C' : la cohésion
- γ_m : coefficient de sécurité

IV-4-2-4) Stabilité des murs à l'entrée du déversoir :

Tableau (IV-04) : le Prédimensionnement de mur à l'entrée du déversoir :

Hauteur totale du rideau: h	3.20 m
épaisseur de la semelle: e_{se}	0.20 m
Largeur de la semelle derrière le mur b_1	1.20 m
Largeur total de la semelle: B	7.40 m
Epaisseur inférieur du rideau: e_i	0.15 m
Epaisseur supérieur du rideau: e_s	0.20 m
Dimensions de la bêche: $b_1 \cdot b_2$	0.15 x 0.15 m

Tableau (IV-05) : les caractéristiques de sol :

Poids volumique du sol.	$\gamma_t = 2.2 \text{ t/m}^3$
Angle de frottement.	$\varphi = 15^\circ$
La cohésion du sol.	$C = 4 \text{ t/m}^2$
Surcharge sur le mur.	$S = 1 \text{ t/m}^2$

IV-4-2-4-1) Calcule des forces :

a) Les forces verticales par 1 m de longueur :

Le calcul de tous les forces verticales sont reporté dans le tableau suivant :

Tableau (IV-06) : les forces verticales

Les forces	Valeur en (t)
P_t	8.45
P_s	1.20
P_{se}	3.55
P_{be}	0.054
P_r	1.34

b) Les forces horizontales :

Les résultats de calcul sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau (IV-07) : les forces horizontales

<i>Les forces</i>	<i>Valeur en (t)</i>
F _t	6.53
F _s	1.85

IV-4-2-4-2) Stabilité au renversement :

- $\Sigma M_{S/A}$: La somme des moments stabilisateurs autour du point A.

$$\begin{aligned} \Sigma M_{S/A} &= P_t \times 6.8 + P_s \times 6.8 + P_{se} \times 3.7 + P_r \times 6.1 + P_{be} \times 7.32 \\ &= 8.45 \times 6.8 + 1.2 \times 6.8 + 3.55 \times 3.7 + 1.34 \times 6.1 + 0.054 \times 7.32 = 87.34 \text{ t.m} \\ \Sigma M_{S/A} &= 87.34 \text{ t.m} \end{aligned}$$

- $\Sigma M_{R/A}$: La somme des moments déstabilisateurs autour du A.

$$\begin{aligned} \Sigma M_{R/A} &= F_t \times 1.06 + F_s \times 1.6 = 6.53 \times 1.06 + 1.85 \times 1.6 = 9.89 \text{ t.m} \\ \Sigma M_{R/A} &= 9.89 \text{ t.m} \end{aligned}$$

- Z : coefficient de sécurité (Z = 1.5)

$$\frac{\Sigma M_S}{\Sigma M_R} = 8.8 \geq 1.5$$

Donc le mur est stable au renversement.

IV-4-2-4-3) Stabilité au glissement :

$$\frac{R \cos \delta' \tan \varphi + C'.AB}{R \sin \delta'} \geq \gamma_m$$

$$R = \sqrt{\Sigma Fv^2 + \Sigma Fh^2} = \sqrt{14.598^2 + 8.389^2}$$

$$R = 16.836 \text{ t}$$

- $\delta' = 30^\circ$.
- AB = 7.25 m.
- $\varphi' = 15^\circ$.
- C' = 4t/m².
- γ_m : coefficient de sécurité ($\gamma = 1.5$).

Donc :

$$\frac{R \cos \delta' \tan \varphi + C'.AB}{R \sin \delta'} = 3.89 \geq \gamma_m = 1.5$$

Donc la condition de non glissement est vérifiée.

IV-4-2-5) Stabilité des murs à l'entrée du coursier :

Tableau (IV-08) : le Prédimensionnement de mur à l'entrée du coursier :

Hauteur totale du rideau: h	2.5 m
épaisseur de la semelle: e _{se}	0.30 m
Largeur de la semelle derrière le mur b ₁	1.00 m
Largeur total de la semelle: B	3.30 m
Epaisseur inférieur du rideau: e _i	0.30 m
Epaisseur supérieur du rideau: e _s	0.25 m
Dimensions de la bêche: b ₁ • b ₂	0.15 x 0.15 m

Tableau (IV-9) : les caractéristiques de sol :

Poids volumique du sol.	$\gamma_t = 2.2 \text{ t/m}^3$
Angle de frottement.	$\varphi = 15$
La cohésion du sol.	$C = 4 \text{ t/m}^2$
Surcharge sur le mur.	$S = 1 \text{ t/m}^2$

IV-4-2-5-1) Calcule des forces :

a) Les forces verticales par 1 m de longueur :

Le calcul de tous les forces verticales sont reporté dans le tableau suivant :

Tableau (IV-10) : les forces verticales

Les forces	Valeur en (t)
P _t	5.5
P _s	1
P _{se}	2.37
P _{be}	0.054
P _r	1.65

b) Les forces horizontales :

Le calcul de tous les forces horizontales sont reporté dans le tableau suivant :

Tableau (IV-11) : les forces horizontales

<i>Les forces</i>	<i>Valeur en (t)</i>
F _t	3.98
F _s	1.45

IV-4-2-5-2) Stabilité au renversement :

- $\Sigma M_{S/A}$: La somme des moments stabilisateurs autour du point A.

$$\begin{aligned} \Sigma M_{S/A} &= P_t \times 2.8 + P_s \times 2.8 + P_{se} \times 1.65 + P_r \times 2.15 + P_{be} \times 3.225 \\ &= 5.5 \times 2.8 + 1 \times 2.8 + 2.37 \times 1.65 + 1.65 \times 2.15 + 0.054 \times 3.225 = 25.84 \text{ t.m} \\ \Sigma M_{S/A} &= 25.84 \text{ t.m} \end{aligned}$$

- $\Sigma M_{R/A}$: La somme des moments déstabilisateurs autour du A.

$$\begin{aligned} \Sigma M_{R/A} &= F_t \times 0.83 + F_s \times 1.25 = 3.98 \times 0.83 + 1.45 \times 1.25 = 5.12 \text{ t.m} \\ \Sigma M_{R/A} &= 5.12 \text{ t.m} \end{aligned}$$

- Z : coefficient de sécurité (Z = 1.5)

$$\frac{\Sigma M_S}{\Sigma M_R} = 5 \geq 1.5$$

Donc le mur est stable au renversement.

IV-4-2-5-3) Stabilité au glissement :

$$\frac{R \cos \delta' \tan \varphi + C'.AB}{R \sin \delta'} \geq \gamma_m$$

$$R = \sqrt{\Sigma F_v^2 + \Sigma F_h^2} = \sqrt{(10.58)^2 + (5.437)^2}$$

$$R = 11.89 \text{ t}$$

- $\delta' = 24^\circ$.
- AB = 3.15 m.
- $\varphi' = 15^\circ$.
- $C' = 4 \text{ t/m}^2$.
- γ_m : coefficient de sécurité ($\gamma = 1.5$).

Donc :

$$\frac{R \cos \delta' \tan \varphi + C'.AB}{R \sin \delta'} = 3.16 \geq \gamma_m = 1.5$$

Donc la condition de non glissement est vérifiée.

IV-4-2-6) Stabilité des murs à la section D-D :

Tableau (IV-12): le Prédimensionnement de mur à la fin du coursier :

Hauteur totale du rideau: h	1.87 m
épaisseur de la semelle: e _{se}	0.30 m
Largeur de la semelle derrière le mur b ₁	1.00 m
Largeur total de la semelle: B	3.3 m
Epaisseur inférieur du rideau: e _i	0.30 m
Epaisseur supérieur du rideau: e _s	0.25 m
Dimensions de la bêche: b ₁ • b ₂	0.15 x 0.15 m

Tableau (IV-13): les caractéristiques de sol :

Poids volumique du sol.	$\gamma_t = 2.2 \text{ t/m}^3$
Angle de frottement.	$\varphi = 15^\circ$
La cohésion du sol.	$C = 4 \text{ t/m}^2$
Surcharge sur le mur.	$S = 1 \text{ t/m}^2$

IV-4-2-6-1) Calcule des forces :

a) Les forces verticales par 1 m de longueur :

Le calcul de tous les forces verticales sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau (IV-14) : les forces verticales

Les forces	Valeur en (t)
P _t	4.11
P _s	1.00
P _{se}	2.37
P _{be}	0.054
P _r	1.23

b) Les forces horizontales :

Le calcul de tous les forces horizontales sont reporté dans le tableau suivant :

Tableau (IV-15) : les forces horizontales

<i>Les forces</i>	<i>Valeur en (t)</i>
F _t	2.23
F _s	1.08

IV-4-2-6-2) Stabilité au renversement :

- $\Sigma M_{S/A}$: La somme des moments stabilisateurs autour du point A.

$$\begin{aligned} \Sigma M_{S/A} &= P_t \times 2.8 + P_s \times 2.8 + P_{se} \times 1.65 + P_r \times 2.15 + P_{be} \times 3.225 \\ &= 4.11 \times 2.8 + 1 \times 2.8 + 2.37 \times 1.65 + 1.23 \times 2.15 + 0.054 \times 3.225 = 21.06 \text{ t.m} \\ \Sigma M_{S/A} &= 21.06 \text{ t.m} \end{aligned}$$

- $\Sigma M_{R/A}$: La somme des moments déstabilisateurs autour du A.

$$\begin{aligned} \Sigma M_{R/A} &= F_t \times 0.62 + F_s \times 0.935 = 2.23 \times 0.62 + 1.08 \times 0.935 = 2.39 \text{ t.m} \\ \Sigma M_{R/A} &= 2.39 \text{ t.m} \end{aligned}$$

- Z : coefficient de sécurité (Z = 1.5)

$$\frac{\Sigma M_S}{\Sigma M_R} = 8.8 \geq 1.5$$

Donc le mur est stable au renversement.

IV-4-2-6-3) Stabilité au glissement :

$$\frac{R \cos \delta' \tan \varphi + C'.AB}{R \sin \delta'} \geq \gamma_m$$

$$R = \sqrt{\Sigma F_v^2 + \Sigma F_h^2} = \sqrt{(8.77)^2 + (3.31)^2}$$

$$R = 9.38 \text{ t}$$

- $\delta' = 18^\circ$.
- AB = 3.15 m.
- $\varphi' = 15^\circ$.
- C' = 4 t/m².
- γ_m : coefficient de sécurité ($\gamma = 1.5$).

Donc :

$$\frac{R \cos \delta' \tan \varphi + C' \cdot AB}{R \sin \delta'} = 5.30 \geq \gamma_m = 1.5$$

Donc la condition de non glissement est vérifiée.

IV-4-2-7) Stabilité des murs dans le bassin de dissipation :

Tableau (IV-16): le Prédimensionnement de mur dans le bassin de dissipation :

Hauteur totale du rideau: h	5.1 m
épaisseur de la semelle: e _{se}	0.30 m
Largeur de la semelle derrière le mur b ₁	3.10 m
Largeur total de la semelle: B	5.50 m
Epaisseur inférieur du rideau: e _i	0.25 m
Epaisseur supérieur du rideau: e _s	0.4 m
Dimensions de la bêche: b ₁ • b ₂	0.15 x 0.15 m

Tableau (IV-17): les caractéristiques de sol :

Poids volumique du sol.	$\gamma_t = 2.2 \text{ t/m}^3$
Angle de frottement.	$\varphi = 15$
La cohésion du sol.	$C = 4 \text{ t/m}^2$
Surcharge sur le mur.	$S = 1 \text{ t/m}^2$

IV-4-2-7-1) Calcule des forces :

a) Les forces verticales par 1 m de longueur :

Le calcul de tous les forces verticales sont reporté dans le tableau suivant :

Tableau (IV-18) : les forces verticales

<i>Les forces</i>	<i>Valeur en (t)</i>
P _t	34.78
P _s	3.10
P _{se}	5.28
P _{be}	0.054
P _r	3.97

b) Les forces horizontales :

Le calcul de tous les forces horizontales sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau (IV-19) : les forces horizontales

<i>Les forces</i>	<i>Valeur en (t)</i>
F _t	16.59
F _s	2.96

IV-4-2-7-2) Stabilité au renversement :

- $\Sigma M_{S/A}$: La somme des moments stabilisateurs autour du point A.

$$\begin{aligned} \Sigma M_{S/A} &= P_t \times 3.95 + P_s \times 3.95 + P_{se} \times 2.75 + P_r \times 2.17 + P_{be} \times 5.425 \\ &= 34.78 \times 3.95 + 3.1 \times 3.95 + 5.28 \times 2.75 + 3.97 \times 2.17 + 0.054 \times 4.425 = 173.07 \text{ t.m} \\ \Sigma M_{S/A} &= 173.07 \text{ t.m} \end{aligned}$$

- $\Sigma M_{R/A}$: La somme des moments déstabilisateurs autour du A.

$$\begin{aligned} \Sigma M_{R/A} &= F_t \times 1.46 + F_s \times 2.2 = 16.59 \times 1.46 + 2.96 \times 2.2 = 30.73 \text{ t.m} \\ \Sigma M_{R/A} &= 30.73 \text{ t.m} \end{aligned}$$

- Z : coefficient de sécurité (Z = 1.5)

$$\frac{\Sigma M_S}{\Sigma M_R} = 5.6 \geq 1.5$$

Donc le mur est stable au renversement.

IV-4-2-7-3) Stabilité au glissement :

$$\frac{R \cos \delta' \tan \varphi + C'.AB}{R \sin \delta'} \geq \gamma_m$$

$$R = \sqrt{\Sigma F_V^2 + \Sigma F_h^2} = \sqrt{(47.194)^2 + (19.55)^2}$$

$$R = 51.08 \text{ t}$$

- $\delta' = 21^\circ$.
- AB = 5.35 m.
- $\varphi' = 15^\circ$.
- C' = 4 t/m².
- γ_m : coefficient de sécurité ($\gamma = 1.5$).

Donc :

$$\frac{R \cos \delta' \tan \varphi + C'.AB}{R \sin \delta'} = 1.84 \geq \gamma_m = 1.5$$

Donc la condition de non glissement est vérifiée.

IV-5) Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons dimensionné notre évacuateur de crue; elle à 173 mètre de longueur avec un déversoir type Greager, un coursier rectangulaire de 103 mètres de longueur, un bassin de dissipation type II et un canal de restitution trapézoïdal.

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par un logiciel dite «CANALP » qui donne une charge à la fin du coursier de 0.43 mètres.

Nous avons vérifié aussi la stabilité des différents éléments de l'évacuateur de crue. Nous avons trouvé que l'ouvrage est stable à différentes actions de mouvement :

- Stabilité au renversement,
- Stabilité au glissement.

Conclusion générale

Conclusion générale

La wilaya de Constantine est une région agricole et la construction des retenues collinaires comme celle de Chaabet El Haouch commune Bni Hamidène a subi de nombreuses évolutions qui visaient à changer la situation socio-économique pour la région et favorise le développement de ce secteur et assurer l'amélioration de la production et maintient les populations rurales en leurs rassurants de réelle possibilité de développement.

Dans le cadre de ce projet de fin d'études ; étude d'avant-projet détaillé de l'évacuateur de crue d'une retenue collinaire, nous avons procéder à une synthèse de l'étude de faisabilité, une étude hydrologique du bassin versant et de la cuvette, un calcul hydraulique d'évacuateur de crues .enfin nous terminons par un calcul de stabilité de l'évacuateur de crue.

Après les calculs nous avons trouvés :

- le niveau du volume normal de la retenue (NNR) est de 376.6 m NGA,
- le volume normal de la retenue est 140194 m³.

Après l'estimation de la crue du projet et l'étude de laminage de crue nous avons trouvées les résultats suivant :

- Une crue de projet centennale (100 ans) avec un débit de 29.37 m³/s.
- Un débit laminé de 25.84 m³/s.
- Une charge déversant de 1.04 m.
- Une largeur du seuil déversant de 12 m.

Selon les conditions géologique et topographique du terrain l'évacuateur de crue choisie est de type latéral (rive droite) à profil normal (Greager) il se compose :

- D'un déversoir de largeur de 12 m.
- D'un coursier rectangulaire de 103 mètre de longueur et un largeur de 4 m.
- Un bassin de dissipation type II, d'une longueur de 18.5m et un largeur du 4m.
- Un canal de restitution trapézoïdale.

Liste des notations

Liste des notations :

Symboles	Désignation	Unité
α	Le coefficient d'accélération sismique	-
Wn	Teneur en eau naturelle	%
γ_d	Densité sèche	t/m ³
K	perméabilité	cm/s
Pc	pression de pré consolidation	bar
Cc	coefficient de compressibilité	-
Cg	coefficient de gonflement	-
W _L	Limite de liquidité	%
W _p	Limite de plasticité	%
I _p	Indice de plasticité	%
S _r	Degré de saturation	%
W _{opm}	Teneur en eau optimal	%
γ_{opm}	Densité optimal	t/m ³
C	Cohésion	bar
ϕ	L'angle de frottement interne	°
S	Surface	Km ²
P	périmètre	Km
L	longueur	Km
l	largeur	Km
Kc	Indice de compacité	-
I _g	Indice de pente	m/km
Tc	Temps de concentration	h
V _r	Vitesse de ruissellement	Km/h
Dd	Densité de drainage	km/km ²
Ct	Densité de drainage	-
A ₀	Apport moyen annuel	Mm ³
Cv	Coefficient de variation	-
Q	Débit	m ³ /s
E _s	Apport solide	t /Km ² /an
V _s	Volume des solides	m ³ /an
V _{mort}	Volume mort	m ³
b	Largeur déversant	m
H _d	Hauteur déversant	m
C _f	Côte du fond	m NGA
Y _c	Profondeur critique	m
RH	Rayon hydraulique	m
I _{cr}	Pente critique	%
c	Coefficient de Bligh	-
P _{pd}	Poids propre	Tf
F _h	Force de poussé hydrostatique	Tf
WS	Force de sous pression statique	Tf
WF	Force de sous pression dynamique	Tf
WT	Force de sous pression	Tf
ES	Force de poussée	Tf

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.

Références bibliographiques

Références bibliographique

- [1] Adjabi .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.
- [2] Anton.J.Schles. & Henri.pougatsch., *traité de génie civil, volume 17, les barrages, du projet à la mise en service 2011*.
- [3] Amara.F, *Optimisation du largueur en crête des petits barrages et retenues collinaires, En vue de l'obtention du diplôme master en hydraulique 2018*.
- [4] Bayou.N., *Etude détaillé de l'évacuateur de crue d'une retenue collinaire*, En vue de l'obtention du Diplôme de Master Académique,2016 .
- [5] 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.
- [6] Bouchemal.R., *Etude de faisabilité d'un petit barrage sur l'oued de kolla (wilaya d'Ain T'émouchent)*, Mémoire de fin d'étude, (E.N.S.H), Blida, Septembre2005.
- [7] Carlier., *Hydraulique générale et appliquée*, 1980.
- [8] Djedia.R., *Contribution à l'étude du laminage de crue pour un déversoir muni d'un système à hausses fusibles*, En vue de l'obtention du diplôme master en hydraulique 2016.
- [9] Heragmi.A., *Choix et conception de l'organe de l'étanchéité des barrages en terre (barrage EL-AGRAM JIJEL)*, Présenté en vue de l'obtention du diplôme de Magister.
- [10] Labiod.H., *Sur élévation du plan d'eau du barrage Izdihar à sidi Abdelli*, Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique 2015.
- [11] Lempérière, F. & Ouamane, A.,*the piano keys weirs :a new cost-effective solution for spillways*,Journal of Hydropower & Dams, 10(5) :144-149,2003.
- [12] Lempérière, F. Vigny, J. P. & Ouamane, A., *General comments on labyrinthes and PianoKeyWeirs : the past and present*,Labyrinth and Piano Key Weirs-PKW 2011(17-24).CRC Press :Leiden,2011 .

Références bibliographique

- [13] Matouk.M., Boufenneche.Z., *Etude d'avant-projet détaillé de l'évacuateur de crue d'une retenue collinaire*, Mémoire de projet de fin d'études pour l'obtention du Diplôme de Master en Hydraulique 2018.
- [14] Ministère de l'agriculture française, *Technique des barrages en aménagement rural*, édition, 1977.
- [15] Naimi.N., Bouhamda.T., *Dimensionnement D'un Évacuateur De Crues (Cas Du Barrage De Fontaine Des Gazelles -W- Biskra)* En vue de l'obtention du diplôme master en hydraulique ,2014.
- [16] PNUD/OPE., *Ressources en eau dans les pays de l'Afrique du Nord, Guide Maghrébin pour l'exécution des études et des travaux de retenues collinaires*, Projet RAB/80/011,1987.
- [17] Richard.O.Sinniger & Willi.H.Hager., *Construction Hydraulique, volume 15*,2015.
- [18] Rouissat.B ., *Mobilisation et protection des ressources superficielle* , Université Abou Baker Belkaid,2014.
- [19] Sekkour.I., *Contribution à l'étude des déversoirs auto-stables*, Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de Magister.
- [20] Touaibia.B ., *manuel pratique d'hydrologie* ,(E.N.S.H),Blida,Mars2004.
- [21] Zenagui. S., *L'utilisation du BCR pour la conception des petits barrages*, Mémoire de projet de fin d'études pour l'obtention du Diplôme de Master en Hydraulique.

Annexes

ANNEXE II:

