

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE MOHAMED SEDDIK BENYAHIA JIJEL

Faculté des sciences et de la technologie

Département de génie civil et hydraulique

N° :/2022

MEMOIRE DE MASTER

DOMAINE: Sciences et Technologies

FILIERE: Hydraulique

SPECIALITE: Hydraulique urbaine

Thème

**Étude d'avant-projet détaillé d'une retenue collinaire sur l'oued
de Kolla- W.Aintemouchent**

Présenté Par : - HADDAD Mustapha

Encadré Par : BELAABED Faris

- KHELFALLAH Soufiane

Co-encadreur : TEKKOUK Mustapha

Date de soutenance: 04 / 07 / 2022

Jury de Soutenance

Président : BOUTEBBA Khereddine

Grade : MCB

Univ MSB jijel

Encadreur : BELAABED Faris

Grade : MCA

Univ MSB jijel

Co-encadreur : TEKKOUK Mustapha

Grade : MCB

Univ MSB jijel

Examineur : KESSILI Abdelhak

Grade : MCB

Univ MSB jijel

Promotion : 2021 /2022

ملخص:

يكن الهدف من بناء الحاجز المائي قلة على واد قلة بولاية عين تموشنت في سقي الأراضي الزراعية المجاورة، هو عبارة عن حاجز مائي من تراب ومزود بجهاز الالغاء الفيضانات موضوع في الجهة اليسرى من الحاجز بكمية تدفق تقدر بحوالي 11.36م³ في الثانية يبلغ ارتفاع الحاجز المائي 22.43 م حيث تبلغ قدرة التخزين لهذا الحاجز بـ 302060 م³. هذا العمل يتضمن الدراسة المدققة لما قبل انجاز للحاجز المائي قلة، حيث أن دراسة الجدوى من المشروع قدمت من طرف السيد بوشملر 2005.

الكلمات المفتاحية : الحاجز المائي، السد، جهاز الالغاء الفيضانات، السقي.

Résumé :

La retenue collinaire de Kolla sur Oued Kolla dans la willaya d'Ain Temouchent est destinée à l'irrigation des terres agricoles avoisinantes. C'est une retenue collinaire en terre avec un évacuateur de crue située sur la rive gauche permettant d'évacuer un débit de crues de 11.36 m³/s. La retenue collinaire à une hauteur de 22.43 m et la capacité de stockage de cette retenue est de 302060 m³.

Notre travail consiste à réaliser l'étude d'avant-projet détaillé d'une retenue collinaire dont l'étude de faisabilité a été faite par Mr BOUCHEMAL.R, 2005.

Mots clés : Retenue collinaire, digue, évacuateur, irrigation.

Abstract:

The water barrier of Kolla on Oued kola in willaya of Ain Temouchent is intended for the irrigation of the agricultural land adjacent. It is an earthen water barrier with a spillway located on the left bank allows evacuating a sale of raw equal to 11.36 m³/s. The water barrier has a height of 22.43m and a volume useful equal of 302060 m³.

Our work involves the study of the preliminary detailed draft of the water barrier, whose feasibility study has been made by Mr BOUCHEMAL.R, 2005.

Key words: Water barrier, dam, spillway, irrigation.

Remerciements

On doit remercier tout d'abord «ALLAH» le tout puissant, qui m'a donné la puissance, la volonté et la patience pour élaborer ce travail. Mes remerciements les plus sincères à notre encadreur de mémoire monsieur BELAABED FARIS pour sa disponibilité, ses contributions, ses orientations précieuses et sa compréhension tout le long de l'élaboration de ce mémoire. Aussi on tient à remercier monsieur TEKKOUK MUSTAPHA pour sa disponibilité et son aide. On tient également à remercier vivement messieurs les membres de jury BOUTEBBA KHEREDDINE et KESSILI ABDELHAK d'accepter examiner et évaluer ce modeste travail. On remercie aussi tous nos enseignants de graduation et post graduation au département génie civil et hydraulique de Jijel.

On souhaite remercier nos parents et nos frères et sœurs pour leurs compréhension, leur soutien moral et leurs aides et sacrifices infinis, tout le long de mes années d'études. On 'adresse nos vifs remerciements et reconnaissances à ceux qui nous a aidé et nous a supporté, de prêt ou de loin à l'élaboration de ce travail. Merci à tous. Ce modeste travail de recherche n'aurait abouti sans votre aide, et vos généreuses contributions.

Dédicace

Aucune dédicace ne serait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous. Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je remercie Dieu tout puissant de m'avoir donné la force et le courage de finir ce modeste travail, que je dédie :

A celle qui a attendu avec patience les fruits de sa bonne éducation, son affection, ...

A ma mère **OUARDA**

A celui qui m'a indiqué la bonne voie en me rappelant que la volonté fait toujours les grands hommes ... à mon père **AHCENE**

A ma chère petite sœur : *AMINA* et mon frère *MOHAMMED AMINE*.

A mes grands frère *MESSAOUD* et *FOUZI*, et leurs femmes *MERIEME* et *SOUAD*.

et leurs plus beaux petits enfants *SANA*, *JANA*, *MARIA* et *FAROUK*. Que j'aime beaucoup.

A ma fiancée *AMIRA*.

A mon amis *AMMAR*, *ABDELAALI* et *ISLAM*.

Vous avez été pour moi une source d'inspiration avec vos bénédictions, conseils et l'amour inestimable que vous portez à mon égard.

A toute ma famille **KHELFALLAH ET ARRADA**

A mon binôme *MUSTAPHA*, avec qui j'ai pu passer des années agréables pleines de souvenirs et d'aventures inoubliables.

A tous mes chères amis chacun par son prénom qui m'ont toujours aidées et soutenue.

A tous mes collègue d'hydraulique promotion 2022 de l'université de Jijel, je vous souhaite une vie pleine de bonheur.

Pour vous tous,

Merci.

Dédicace

Aucune dédicace ne serait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous. Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je remercie Dieu tout puissant de m'avoir donné la force et le courage de finir ce modeste travail, que je dédie :

A celle qui a attendu avec patience les fruits de sa bonne éducation, son affection, ... A ma mère

A celui qui m'a indiqué la bonne voie en me rappelant que la volonté fait toujours les grands hommes ... à mon père .

Mon frère :AHMED

Mes amis :ABDELHAK , AMMAR , SOUFIANE , RAID

Vous avez été pour moi une source d'inspiration avec vos bénédictions, conseils et l'amour inestimable que vous portez à mon égard.

A toute ma famille

A mon binôme SOUFIANE, avec qui j'ai pu passer des années agréables pleines de souvenirs et d'aventures inoubliables.

A tous mes chères amis chacun par son prénom qui m'ont toujours aidées et soutenue.

A tous mes collègues d'hydraulique promotion 2022 de l'université de Jijel, je vous souhaite une vie pleine de bonheur.

Pour vous tous,

Merci.

MUSTAPHA

Remerciements

On doit remercier tout d'abord «ALLAH» le tout puissant, qui m'a donné la puissance, la volonté et la patience pour élaborer ce travail Mes remerciements les plus sincères à notre encadreur de mémoire monsieur BELAABED FARIS pour sa disponibilité, ses contributions, ses orientations précieuses et sa compréhension tout le long de l'élaboration de ce mémoire. Aussi on tient à remercier monsieur TEKKOUK MUSTAPHA pour sa disponibilité et son aide. On tient également à remercier vivement messieurs les membres de jury d'accepter examiner et évaluer ce modeste travail. On remercie aussi tous nos enseignants de graduation et post graduation au département génie civil et hydraulique de Jijel.

On souhaite remercier nos parents et nos frères et sœurs pour leurs compréhension, leur soutien moral et leurs aides et sacrifices infinis, tout le long de mes années d'études. On 'adresse nos vifs remerciements et reconnaissances à ceux qui nous a aidé et nous a supporté, de prêt ou de loin à l'élaboration de ce travail. Merci à tous. Ce modeste travail de recherche n'aurait abouti sans votre aide, et vos généreuses contributions.

Sommaire

Introduction Générale.....	1
Chapitre I : Révision des données naturelles	
I-1- Introduction	2
I-2- L'objectif du projet	2
I-3- Situation géographique de la zone d'étude	2
I-4- Étude topographique	3
I-5- Étude géologique et géotechnique	3
I-5-1- Géologie régionale	3
I-5-2- Géologie du site	5
1) Le sondage S1.	5
2)Le sondage S2.	5
3)Le sondage S3.	5
I-6- Séismicité de la région	5
I-7- Perméabilité du site	6
I-8- Caractéristiques hydrogéologiques	6
I-9- La cuvette et les versants	6
I-10- Zone d'emprunt et matériaux de construction	7
I-10-1- Les essais de laboratoire	7
Granulométrie	7
Limite d'Atterberg	7
Essai Proctor standard	7
Essai de perméabilité	8
Essai de cisaillement	8
I-10-2- Caractéristiques physiques des matériaux	8
a) Les matériaux argileux pour le corps de la digue	8
b) Enrochement et perré	9
c) Agrégats pour béton	9
Conclusion.	9

Chapitre II : Étude hydrologique et régularisation des débits

II-1- Introduction	10
II-2- Caractéristiques du bassin versant	10
II-2-1-Paramètres géométriques	10
II -2-1-1- Superficie du bassin versant	10
II-2-1-2- Périmètre du bassin versant	10
II-2-1-3- La longueur du thalweg principal	10
II-2-1-4- Indice de compacité de Gravellius "Kc"	10
II-2-1-5- Rectangle équivalent	12
II-2-2- Paramètres du relief	12
II-2-2-1- Courbe hypsométrique	12
II-2-2-2- Altitude médiane du bassin versant	13
II-2-2-3- Altitude moyenne du bassin versant	13
II-2-2-4- Indice de pente globale I_g	14
II-2-3- Réseau d'écoulement	14
II-2-3-1- Temps de concentration	14
II-2-3-2- Vitesse de ruissellement	14
II-2-3-3- La densité de drainage D_d	14
II-2-3-4- Le coefficient de torrencialité C_t	15
II-3- Caractéristiques climatiques	15
II-3-1- La température	15
II -3-2- L'évaporation	15
II -3-3- la vitesse du vent	15
II-3-4- La pluviométrie	16
II-3-5- Analyse statistique des pluies maximales journalières	17
II-3-5-1- Paramètres statistiques de l'échantillon	17
II-3-5-2- Ajustement des pluies maximales journalières	17
A-Test d'hypothèses	17
B- Teste d'homogénéité à l'échelle annuelle	18
1) ° Ajustement à la loi Log normal	19
2) ° Ajustement à la loi de Gumbel	20
II -3-5-3-Conclusion	22

II -4- Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	22
II -5-Etudes des apports	24
II -5-1-Apport moyen annuel (A0)	24
a) Formule de l'ANRH	24
b) Formule de J-DERY (I) (1977)	24
c) formule de samie	24
d) Formule de DERIE	24
II -5-2- Caractéristiques de l'écoulement	25
a) Module de l'écoulement	25
b) Module de l'écoulement relatif	25
c) Lamme d'eau écoulée	25
d) Coefficient de l'écoulement	25
e) Coefficient de variation	25
1) Formule de SOKOLOVSKY	25
2) Formule de OURKGUIPROVODKHOZ	26
3) Formule de ANTONOV	26
4) Formule de KRISTKLY MENKEL	26
II-5-3- Estimation fréquentielle des apports	26
II-5-4- Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel	27
II -6- Etude des crues	27
II -6-1- Formules empiriques pour la détermination de la crue	28
1- Formule de MALLET-GAUTHIER	28
2- Formule de SOKOLOVSKY	28
3- Formule de TURRAZA	29
II -6-2- Hydrogramme de crue	30
Pour le temps de montée	30
Pour la décrue	30
II-7- Estimation de la crue de projet	33
II -8- Apports solides	34
Formule de TIXERONT	34
II-9- Calcul du volume mort	34
II -10- Régularisation des débits	35

II -10-1- Les courbes caractéristiques du bassin	35
II-10-2-Répartition mensuelle de l'apport A% et de la consommation U%	38
II -10-3-Calcul du volume utile	38
II-10-3-1-Régularisation saisonnière.....	38
II -10-3-1-1- Pertes par évaporation	39
II -10-3-1-2-Pertes par infiltration	39
II-11- Laminage des crues	41
Méthode de KOTCHERINE	41
II-12 Conclusion	44

Chapitre III : Conception et stabilité de la retenue collinaire

III-1- Introduction	45
III-2- Dimensionnement de la digue	45
III-2-1- Calcul des différents niveaux d'eau	45
Niveau normale de la retenue (NNR)	45
Niveau des plus hautes eaux (N.P.H.E)	45
La revanche	45
Formule de STEVENSON GAILLARD	45
Formule de MALLET et PAQUANT	46
Formule Simplifiée	46
La hauteur en crête	46
La hauteur de la retenue collinaire	46
Calcul de la largeur en crête	47
Formule de KNAPPEN	47
Formule d'E-F-PREECE	47
Formule Anonyme (simplifiée)	47
III-2-2- Longueur en crête	48
III-2-3- Pente des talus	48
III-2-4- Protection des talus	49
a- Talus amont	49
Méthode T.V.A (Tennessee-Valley- Authority)	49
b- Talus aval	49

III-2-5- les bermes	50
III-3- La clé d'étanchéité	50
III-4-Le dispositif de drainage du remblai	50
III-4-1- Le drain vertical	51
Dimensionnement du drain vertical	51
Hauteur du drain	51
Epaisseur du drain	51
III-4-2- Le tapis drainant sous le talus aval	51
Dimensionnement du tapis drainant	52
Longueur du tapis drainant	52
L'épaisseur du tapis	52
III-4-3- Le prisme de drainages	52
Dimensionnement du prisme de drainage	52
III-5- Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation	52
III-5-1- Tracer de la ligne de saturation	53
III-5-2- Calcul du débit d'infiltration (débit de fuite)	55
III-5-3- Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage dispositif d'ancrag.....	55
III-6- Calcul de stabilité	56
III-6-1- Conséquences de l'instabilité des talus	56
III-6-2- Ordre de calcul	57
III-6-3- Les caractéristiques géotechniques des sols	58
III-6-4- Calcul des forces appliquées à chaque tranche	59
a) Force de pesanteur	59
b) Forces de pression interstitielles	59
c) Forces de cohésion	60
d) Forces dues au séisme	60
III-6-5- Classement des forces	60
1)Les forces stabilisatrices	60
a) Force de frottement	60
b) Force de cohésion	60
2) Les forces déstabilisatrices (motrices)	60
.III-6-6- Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement	61

a) Avec effet de séisme	61
b) Sans l'effet de séisme	61
III-7- Conclusion	62

Chapitre IV : Étude des ouvrages annexes

IV-1- Introduction	63
IV-2- Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues	63
IV-3- Dimensionnement hydraulique	63
IV-3-1- Canal d'amenée	64
IV-3-2- Déversoir	64
IV-3-3- Chenal d'écoulement	65
IV-3-4- Calcul du convergeant	66
IV-3-5- Le coursier	66
IV-3-6- Calcul du bassin d'amortissement	69
IV-3-7- Canal de restitution	70
IV-3-8- Hauteur des murs bajoyers	71
1) Hauteur des murs à l'entrée du déversoir	71
2) Hauteur des murs du chenal	71
3) Hauteur des murs à l'entrée du coursier	71
4) Hauteur des murs a la fin du coursier	72
5) Hauteur des murs dans le bassin de dissipation	72
IV-5- Ouvrage de vidange et de prise d'eau	72
IV-5-1- La vidange de fond	72
IV-5-1-1- Calcul hydraulique	73
IV-5-2- Dimensionnement de la prise d'eau	74
IV-6- Conclusion	75
• Conclusion générale.....	76
• Références bibliographiques	77
• Annexe	

-

Figure I.01 : Site de la retenue collinaire.....	2
Figure I.02 : Carte géologique (Oued Kolla).....	4
Figure I.03 : Carte de zonage sismique de territoire national –RPA99/APRES.....	6
Figure II.01: Réseau hydrographique du bassin versant.....	11
Figure II.02 : Rectangle équivalent.....	12
Figure II.03 : Courbe hypsométrique du bassin versant.....	13
Figure II.04 : Répartition moyennes mensuelles des pluies.....	17
Figure II.05 : Ajustement à la loi de Log normale.....	21
Figure II.06 : Ajustement à la loi de Gumbel.....	21
Figure II.07 : Courbe des intensités des pluies des différentes fréquences.....	23
Figure II.08 : Les Hydrogrammes des crues pour les différents périodes de retour.....	32
Figure II.09 : Courbes caractéristiques de la retenue.....	39
Figure II.10 : Courbes $q = f(H)$	44
Figure III.01 : Clé d'étanchéité du barrage.....	50
Figure III.2 : Calcul les infiltrations à travers le corps de la digue.....	54
Figure III.3 : Schéma de calcul de stabilité.....	62
Figure IV.01 : Profil du seuil déversant.....	65
Figure IV.02 : La ligne d'eau dans le coursier.....	68

Tableau I.01 : Les caractéristiques physiques des matériaux argileux.....	8
Tableau II.1: La répartition des surfaces en fonction des cotes.....	12
Tableau II.02 : Répartition mensuelle de la température (c°) (1995-2006).....	15
Tableau II.03 : Répartition mensuelle de l'évaporation en (mm) (1971-1997).....	15
Tableau II.04 : Répartition mensuelle de la vitesse moyenne du vent (1971-1997).....	16
Tableau II.05 : Station pluviométrique Aghal.....	16
Tableau II.06 : Répartition mensuelle des pluies (mm) (1950-2000).....	16
Tableau II.07 : Paramètres statistiques de l'échantillon.....	17
Tableau II.08 : Résultats de l'Ajustement à loi de Log normal.....	19
Tableau II.09 : Résultats de l'Ajustement à la loi Gumbel.....	20
Tableau II.10 : Les précipitations et les intensités des différentes fréquences.....	22
Tableau II.11 : Récapitulatif des apports.....	25
Tableau II.12 : Récapitulatif des Cv.....	26
Tableau II.13 : Les apports de différentes fréquences.....	27
Tableau II.14: Répartition mensuelle de la précipitation et de l'apport.....	27
Tableau II.16 : Débits maximums des crues des différentes périodes de retour.....	29
Tableau II.15 : Débits maximums des crues de différentes périodes de retour.....	28
Tableau II.17 : Débits maximums des crues des différentes périodes de retour.....	29
Tableau II.18 : Récapitulatif des résultats de débit de crue.....	30
Tableau II.19 : Débits fréquentiels pour construction l'hydrogramme de crue.....	31
Tableau II.20 : Récapitulation pour le choix de la crue de projet.....	33
Tableau II.21 : Surface et volume en fonction de l'altitude.....	36
Tableau II.22 : Répartition mensuelle de l'apport et de la consommation.....	38
Tableau II.23 : Régularisation saisonnière.....	40
Tableau II.24 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.....	42
Tableau II.25 : Détermination de H0 et Q en fonction de b.....	42
Tableau II.26 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue.....	43
Tableau II.27 : Les résultats de l'étude du laminage par la méthode de KOTCHERINE.....	43
Tableau III.1 : Récapitulatif des résultats de la largeur en crête	47
Tableau III.2 : Classification de l'ouvrage	47
Tableau III.3 : Les fruits des talus en fonction du type du barrage.	48
Tableau III.4 : Valeur de C.....	49

Liste des tableaux

Tableau III.5 : Les valeurs du coefficient C.....	51
Tableau III.6 : Les coordonnées de la parabole.....	54
Tableau III.7 : Gradient hydraulique admissible	56
Tableau III.8 : (K1-K2) en fonction des pentes des talus.....	57
Tableau III.9 : Les caractéristiques géotechniques des sols.....	58
Tableau III.10 : Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	62
Tableau IV.02: Paramètres de dimensionnement de l'évacuateur de crue.....	63
Tableau IV.02 : Coordonnés de profil de Greager	64
Tableau IV.03 : Calcul de ligne d'eau	67

Introduction Générale

L'eau est une ressource rare et précieuse, indispensable pour tout développement économique, elle est la source de la vie, sa demande est en croissance permanente. Donc sa préservation est importante c'est pour cela que l'homme s'est tourné vers la construction des ouvrages hydrauliques.

Les ouvrages hydrauliques se différencient d'un à un autre et cela dépend de leurs natures, caractéristiques et aussi de la raison de leur construction, parmi ces ouvrages on distingue les barrages et les retenues collinaires qui peuvent être considérés comme des ouvrages particuliers. Ils présentent par ailleurs la caractéristique de pouvoir être affectés à différentes fonctions.

Dans ce mémoire, nous avons traité l'étude d'avant-projet détaillée d'une retenue collinaire sur Oued Kolla dans la wilaya de d'Ain Temouchent.

Le choix de cette dernière dépend essentiellement des facteurs suivants : Le débit, la durée de fonctionnement, la topographie, la géologie ; Ces facteurs aboutissent à l'implantation de la digue et les ouvrages annexes de retenue collinaire le plus favorable.

Notre étude comporte d'abord le mémoire de synthèse qui contient le résumé d'étude de faisabilité qui est déjà réalisée par BOUCHEMAL.R, 2005 (étude topographique, géographique, étude géologique et étude géotechnique), une étude hydrologique du bassin versant et de la cuvette, une étude détaillée du dimensionnement et stabilité de la digue de retenue collinaire (dimensionnement hydraulique : calcul des différents niveaux d'eau, longueur en crête, pente des talus, protection des talus, la clé d'étanchéité, le dispositif de drainage du remblai,.....). Enfin, nous terminons par un calcul hydraulique des ouvrages annexes.

Chapitre I

Révision des données naturelles

I-1- Introduction :

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

I-2- 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, l'irrigation du périmètre à l'aval de la retenue collinaire.

I-3- Situation géographique de la zone d'étude : [1]

Le site de Kolla est situé à environ 3 km vers l'ouest de Sidi Fredj et à 5.5 km environ au sud-est de la ville de Hassasna. Il se trouve à 18 km de la ville d'Ain Tmouchent. L'accès au site se fait en passant par le site de Merzga et le site de Sidi Frdj. L'axe de la future retenue est implanté au niveau d'un étranglement topographique du lit de l'oued Kolla

Le bassin versant fait partie du bassin côtiers Oranais de code 04, il est drainé dans la direction SE-NW par l'oued Kolla qui rejoint 250m à l'aval du site de la retenue oued Tchira.

L'axe proposé de la présente étude de retenue collinaire est défini sur la carte d'État-major de Aintemouchent à l'échelle 1/25.000 par les coordonnées suivant :

- X = 169 880 m.
- Y = 223 800 m.
- Z=305 m NGA.

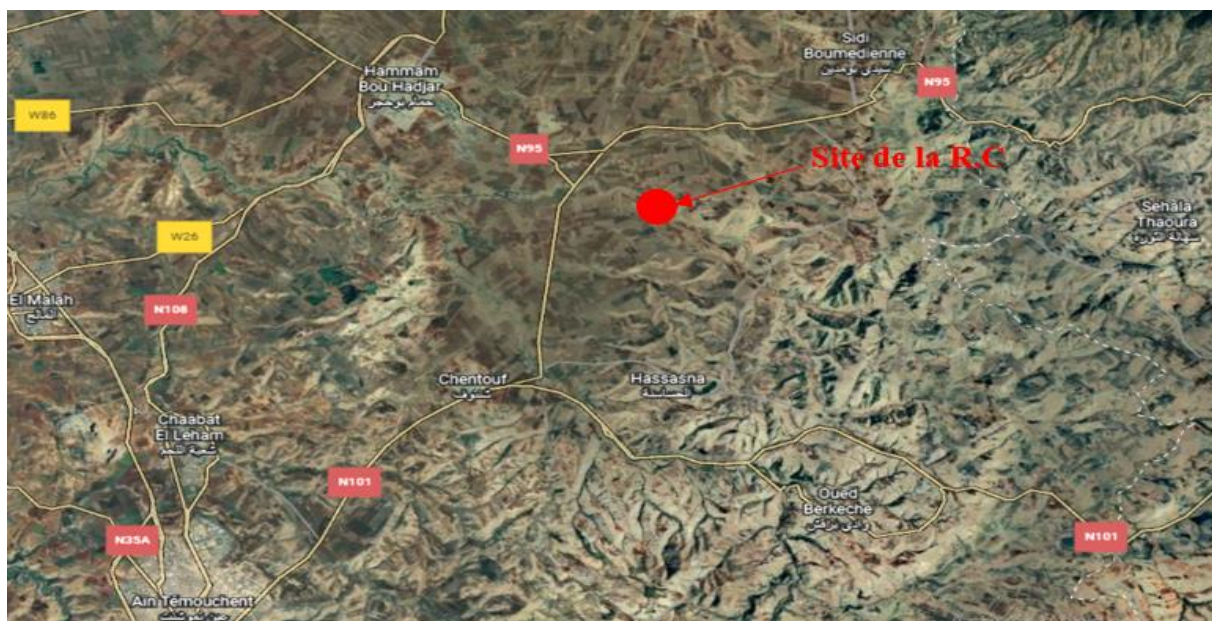


Figure I.01 : Site de la retenue collinaire.a

I-4- Étude topographique : [1]

Un autre levé topographique du site et de la cuvette, a été réalisé par le bureau d'étude.

Les travaux sont présentés sous formes de plans :

- Un levé topographique de la cuvette à l'échelle 1/1000.
- Un levé topographique du site à l'échelle 1/500.

I-5- Étude géologique et géotechnique : [1]

Les études géologiques et géotechniques établis sur le site de futur retenue collinaire nous permettent de recommander les types des ouvrages les mieux adaptés à implanter, en fonction de la nature du sol et de ces caractéristiques, ainsi la disposition en qualités et en quantités des matériaux de construction au voisinage du site.

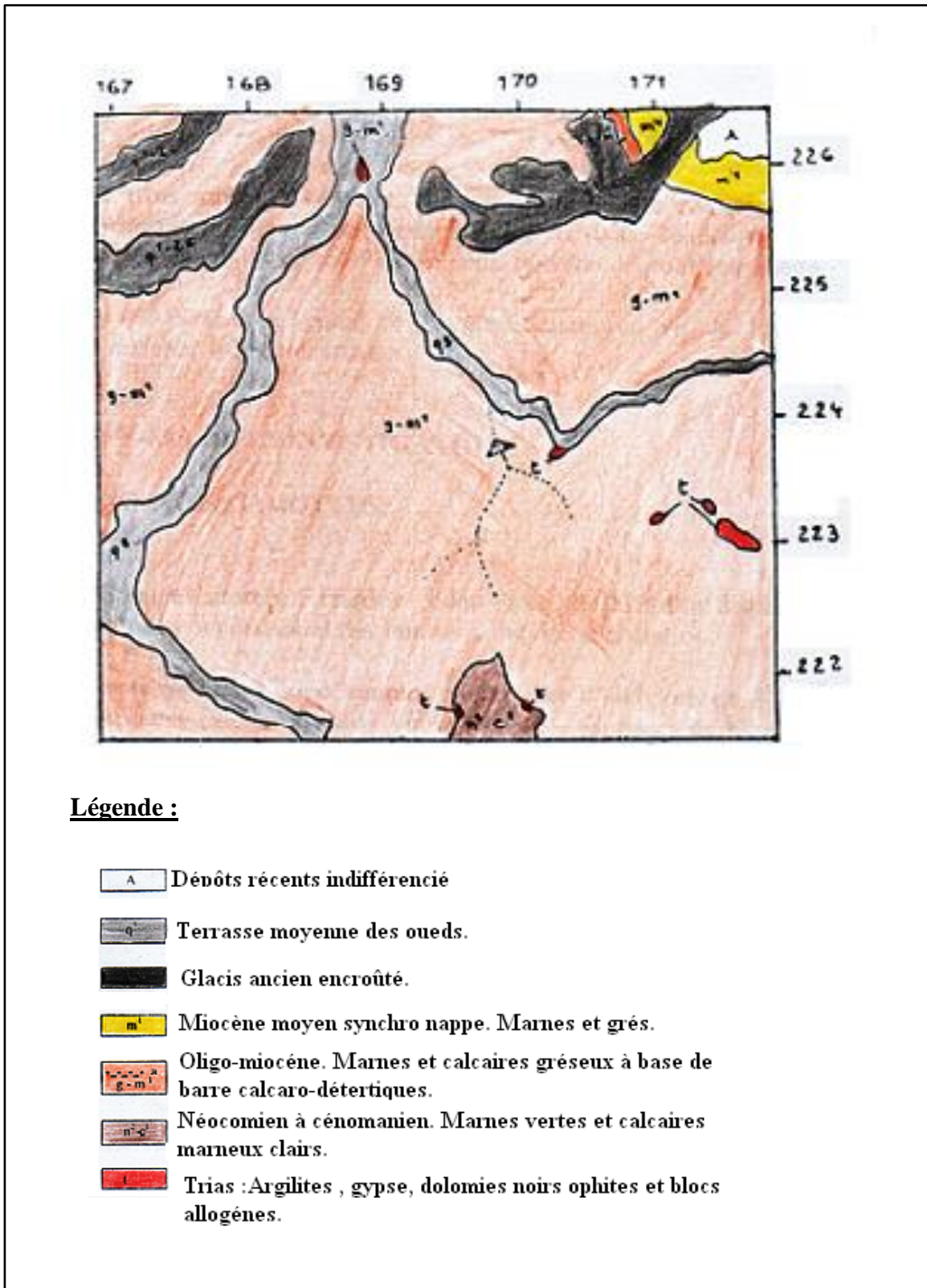
L'objectif des études et donc de répondre aux questions concernant :

- La stabilité mécanique de la retenue collinaire, l'étanchéité de son corps et de la cuvette.
- La stabilité de la fondation, son étanchéité et les traitements nécessaires s'il faut.

I-5-1- Géologie régionale :

En se basant sur les observations faites sur les cartes géologiques de la région et sur le terrain, les formations géologiques présentes appartiennent au domaine externe de l'Orogène Nord Maghrébin. Au cours du Miocène moyen, des unités essentiellement marneuses ont glissées et se sont superposées dans un bassin subsidiant, à sédimentation continue. Par la suite et jusqu'à présent, ces mouvements se sont poursuivis, provoquant la formation des structures post nappes.

La figure I-02 donne les différentes formations géologiques proches et voisines de notre site.



Carte géologique N°209, Ech : 1/50000

Figure I.02 : Carte géologique (Oued Kolla)

I-5-2- Géologie du site :

Le site de Kolla est représenté par un substratum à base d'intercalation de calcaire marneux à gréseux et des marnes sombres, recouvert d'une formation alluvionnaire de 3.0 m en lit d'oued et 12.0 m en rive droite ce qui veut dire que l'on doit envisager un dispositif d'étanchéité approprié. Pour des reconnaissances plus précises sur les formations géologiques du site, il existe trois sondages carottés à l'axe de la retenue avec exécution d'essais d'eau (perméabilité) au niveau de chaque sondage, ceci en vue de connaître les caractéristiques géologiques et géotechniques du sol d'assise, ainsi que son degré d'étanchéité.

1/- Le sondage S1:

Ce sondage a été réalisé dans la rive au niveau de la rive droite, il est dominé par des galets et fragments de calcaire anguleux à subarrondis à matrice argileuse à marno sableuse et à passage de marne jaune tendre, cette formation est issue essentiellement des dépôts de pentes.

2/-Le sondage S2:

Ce sondage a été réalisé dans le lit de l'oued, il montre une couche d'alluvions de 3 m d'épaisseur reposant sur un gré à ciment calcaire localisé entre 3 m et 6 m de profondeur et l'ensemble repose sur un calcaire marneux noirâtre et induré.

3/-Le sondage S3:

Ce sondage a été réalisé dans la rive gauche, on y retrouve les marnes calcaires noirâtres indurées localisées entre 7.50 m et 12 m, surmontée par une marne sombre légèrement tendre à débit conchoïdal entre 2.3 m et 7.5m de profondeur, au sommet et en couverture apparaît une marne beige plus ou moins tendre enrobant quelques galets.

I-6- Séismicité de la région :

En se basant sur une étude sur le nouveau document technique réglementaire DTR B C 2 48 concernant les règles parasismiques algériennes RPA 99, élaboré par le CGS (centre de recherche appliquées au génie parasismique), qui divise le territoire national en quatre zones croissantes, le site étudié se situe dans la zone II qui correspond à une région de moyenne séismicité. Et en se basant sur une étude sismologique expérimentale historique et géologique (Seismic Hazard Mapping of Algeria, par Harcat and Shah Stanford University June 1978), des cartes d'isoaccélération sismique utilisant un modèle Bayésien pour les périodes 1000,500, et 100 ans furent établies. Les cartes permettent d'obtenir l'accélération de crête en

un lieu donné. Récemment le CTC a établi la carte des zones sismiques Le site se situe dans la deuxième zone sismique (zone 2) qui correspond à une région de moyenne sismicité.

Connaissant le groupe d’usage auquel appartient notre ouvrage (groupe 1B), on peut aisément déduire le coefficient d’accélération sismique « a » dont il faut tenir compte dans les calculs relatifs à l’ouvrage. Selon le règlement parasismique algérien de 1988 le coefficient d’accélération sismique est : $a = 0,15$.

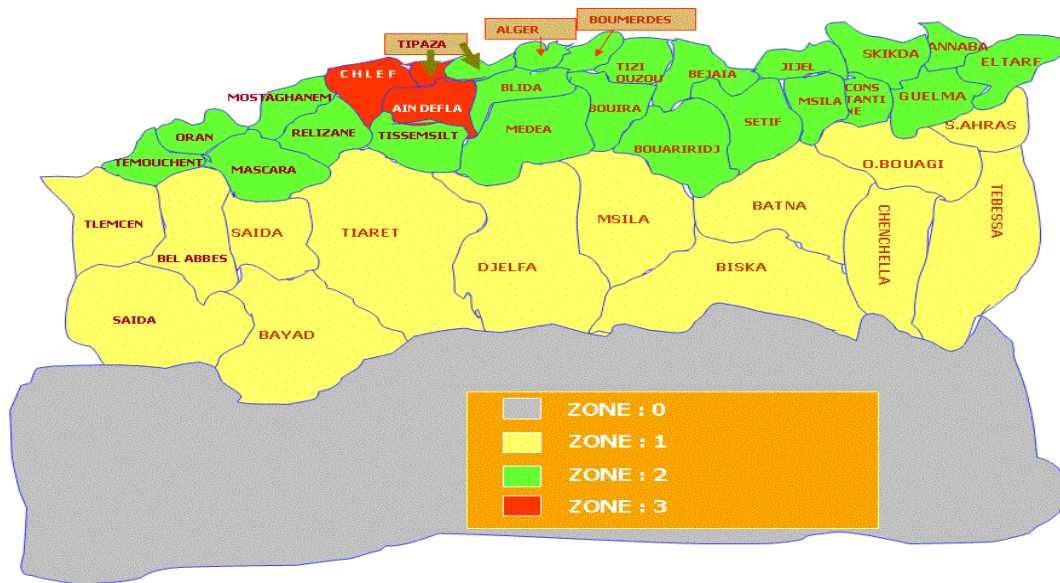


Figure I.03 : Carte de zonage sismique de territoire national –RPA99/APRES

I-7- Perméabilité du site : [1]

Les résultats des essais ont montrés que La perméabilité locale est de l’ordre de 5.22 à $9.82 \cdot 10^{-5}$ cm/s.

I-8- Caractéristiques hydrogéologiques : [1]

Lors des essais de perméabilité on a vu l’existence d’une nappe superficielle dont son niveau change rapidement en fonction de la saison.

I-9- La cuvette et les versants : [1]

L’importance de la couverture alluvionnaire, reposant sur un substratum Calcaire et marneux calcaire, et l’existence de nappe superficielle, constituent un risque certain de vidange de la retenue et de sa déstabilisation, pour y remédier, des solutions d’étanchéisation devront être adoptées.

Les versants de l’oued Kolla ne présentent pas de risques de mouvements gravitaires préjudiciables.

I-10- Zone d'emprunt et matériaux de construction : [1]**I-10-1- Les essais de laboratoire :**

La prospection menée sur site a permis de localiser une zone d'emprunt situé à l'aval de l'axe de la future digue, à 250 m vers le Nord. Toutefois les terrains situés en amont de la digue sont de même nature lithologique et donc pourrait constituer une zone d'emprunt de même caractéristiques. Quatre puits de 2m de profondeur ont été réalisés, ils ont montré une nature de sol argilo sableuse compacte. Les essais au laboratoire ont révélé la possibilité d'utilisation des matériaux rencontrés pour la construction de la digue. Zone d'emprunt est répartie sur une superficie de 61224.5 m² sur une profondeur moyenne de 1.50 m ce qui présente la disponibilité immédiate des sols fins parce que ça nous donne presque le double du volume de la digue ou bien le volume nécessaire. On a effectué des essais au laboratoire sur les échantillons prélevés des sondages et des puits, et on a obtenu les résultats suivants :

➤ Granulométrie :

Les courbes granulométriques obtenus indiquent une granulométrie serrée sauf pour les puits 2 et 3 ou les courbes en surface sont étalées (1 à 1.6m), ces courbes montrent aussi que plus de 80 %.

D'éléments sont inférieurs à 80 μ , les 20% restants correspondent à un sable fin avec un léger taux de sable grossier et gravier. Le sol analysé est donc à dominance fine.

➤ Limite d'Atterberg :

La limite d'Atterberg donne :

- $25.10 \leq Wl \leq 41.00\%$
- $15.50 \leq Wp \leq 20.50\%$
- $9.60 \leq Ip \leq 21.70\%$

D'après le diagramme de Casagrande, qui classe les sols en fonction des limites d'Atterberg, le sol analysé est considéré comme une argile peu plastique.

➤ Essai Proctor standard :

Cet essai permet de déterminer la teneur en eau optimale correspondant à une densité en place optimale. Les échantillons prélevés des différents puits (P1, P2, P3 et P4) ont été soumis à l'essai Proctor, et on a :

- Teneur en eau optimale : $W_{opt} = (14,3 - 19,5) \%$. On prend la moyenne: $W_{optmoy}=18,50 \%$.
- Densité sèche (γ_d) varie entre : $\gamma_{d.opt} = (2,00 - 2,15) t/m^3$.
- Densité saturé (γ_{sat}) varie entre : $\gamma_{d.opt} = (1,63 - 1,85) t/m^3$.
- Poids spécifique varie entre : 2,46 et 2,67 t/m^3 .

➤ **Essai de perméabilité :**

Les valeurs de la perméabilité comprises entre $(1,03. 10^{-6} - 0,97. 10^{-6})$ cm/s et qui correspond à un degré de perméabilité très faible lui confèrent une bonne étanchéité.

➤ **Essai de cisaillement :**

Les essais de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande ont été reconstitués à la densité et teneur en eau Proctor, les résultats obtenus indiquent une bonne cohésion qui varie entre (0.200 et 1.00) bars et un angle de frottement qui varie entre (3° et 39°).

I-10-2- Caractéristiques physiques des matériaux :

a)- Les matériaux argileux pour le corps de la digue :

Les matériaux argileux sont de disponibilité immédiate, donc la variante qui convient dans ce cas-là est la réalisation d'une digue homogène en argile. Les puits de reconnaissance réalisés en aval de l'axe de la digue, ont révélé l'existence d'un sol peu plastique, inorganique, à l'état solide. Caractéristiques physiques des matériaux de construction présentés dans le tableau I.01.

Tableau I.01 : Les caractéristiques physiques des matériaux argileux

Caractéristiques	Unité	Sol argileux
Angle de frottement total (ϕ_u)	Degré ($^\circ$)	4
Cohésion totale (C_u)	Bar	0,40
Angle de frottement effectif (ϕ_{ef})	Degré ($^\circ$)	10
Cohésion effectif (C_{ef})	Bar	0,38
densité saturé (γ_{sat})	t/m^3	2.10
densité sèche (γ_d)	t/m^3	1.71
Teneur en eau (W)	%	18.5
Limite de liquidité (Wl)	%	$25.10 \leq Wl \leq 41.00$
Limite de plasticité (Wp)	%	$15.50 \leq Wp \leq 20.50$
Indice de plasticité (Ip)	%	$9.60 \leq Ip \leq 21.70$

b)- Enrochement et perré :

Ces matériaux non plus n'existent pas de façon significative sur place à l'état naturel, l'exploitation des calcaires gréseux sera nécessaire par la mise en place d'une station d'extraction et de concassage.

c)- Agrégats pour béton :

Les agrégats naturels pour béton (gravier et sable) existent insuffisamment dans le lit de l'oued Kolla, la station de concassage installée au niveau des affleurements de calcaire gréseux pourra fournir les quantités recherchées, toutefois une formulation devra être réalisée en vue d'optimiser la qualité de béton obtenu.

I-11- Conclusion :

Après analyses de toutes les données topographique, géologique, géotechnique et de terrain et de laboratoire site de la retenue collinaire Kolla on peut faire les conclusions et les recommandations suivantes :

- ✓ Les essais d'eau et les résultats des sondages carrossés révèlent l'existence d'une nappe superficielle, s'écoulant dans la couche alluvionnaire.
- ✓ L'existence de quantité importante de matériaux argileux à proximité du site, nous oriente vers un type de digue homogène en argile.
- ✓ Le substratum calcaire et marneux calcaire constitue aussi bien que les alluvions de recouvrement un bon sol de fondation (bonne portance).
- ✓ La prospection menée sur site a permis de localiser une zone d'emprunt située à l'aval de l'axe de la future digue, les essais au laboratoire ont révélé la possibilité d'utilisation des matériaux rencontrés pour la construction.
- ✓ Les autres types matériaux (matériaux grossiers, enrochement, agrégats naturels pour béton) ne sont pas significativement disponibles, donc une station d'extraction et de concassage sera nécessaire pour les fournir.
- ✓ Les rives constituées des produits d'altération des marnes et des alluvions, ne pose aucun problème d'instabilité, donc on aura par la suite une bonne assise pour les ouvrages qui seront implantés.
- ✓ D'après les résultats obtenus à partir des sondages et des fouilles réalisés au niveau du site, on peut dire qu'il s'agit d'un site représentant de favorables conditions géologiques surtout en ce qui concerne la fondation.
- ✓ De façon générale on peut dire que le site de la retenue collinaire Kolla est faisable du point de vue topographique et géologique.

Chapitre II

Etude hydrologique et régularisation des débits

II-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 Kolla par l'établissement d'une retenue collinaire, selon les orientations émises par la direction des ressources en eau de la Wilaya d'Aintemouchent.

II-2- Caractéristiques du bassin versant :

II-2-1- Paramètres géométriques :

II-2-1-1- Superficie du bassin versant :

La superficie d'un bassin versant est une dimension importante à connaître, car elle est à la base de tous les calculs hydrologique et les projets d'aménagement. Par L'utilisation du logiciel AutoCAD sur la carte d'état-major de Aintemouchent à l'échelle 1/25000, la surface du bassin est :

$$S = 5.47 \text{ Km}^2$$

II-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 :

$$P = 9.90 \text{ Km}$$

II-2-1-3- La longueur du thalweg principal :

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

$$L_p = 26.00 \text{ Km}$$

II-2-1-4- Indice de compacité de Gravellius "Kc" :

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.

$$K_C = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{II-01})$$

Avec : - P : périmètre du bassin (Km) ;

- S : superficie du bassin versant (Km²) ;
- Si : - $K_C = 1$; le bassin versant est ramassé ;
- $K_C > 1$; le bassin est allongé;
- $K_C < 1$; le bassin est quasiment circulaire.

AN : $K_C = 1.19$

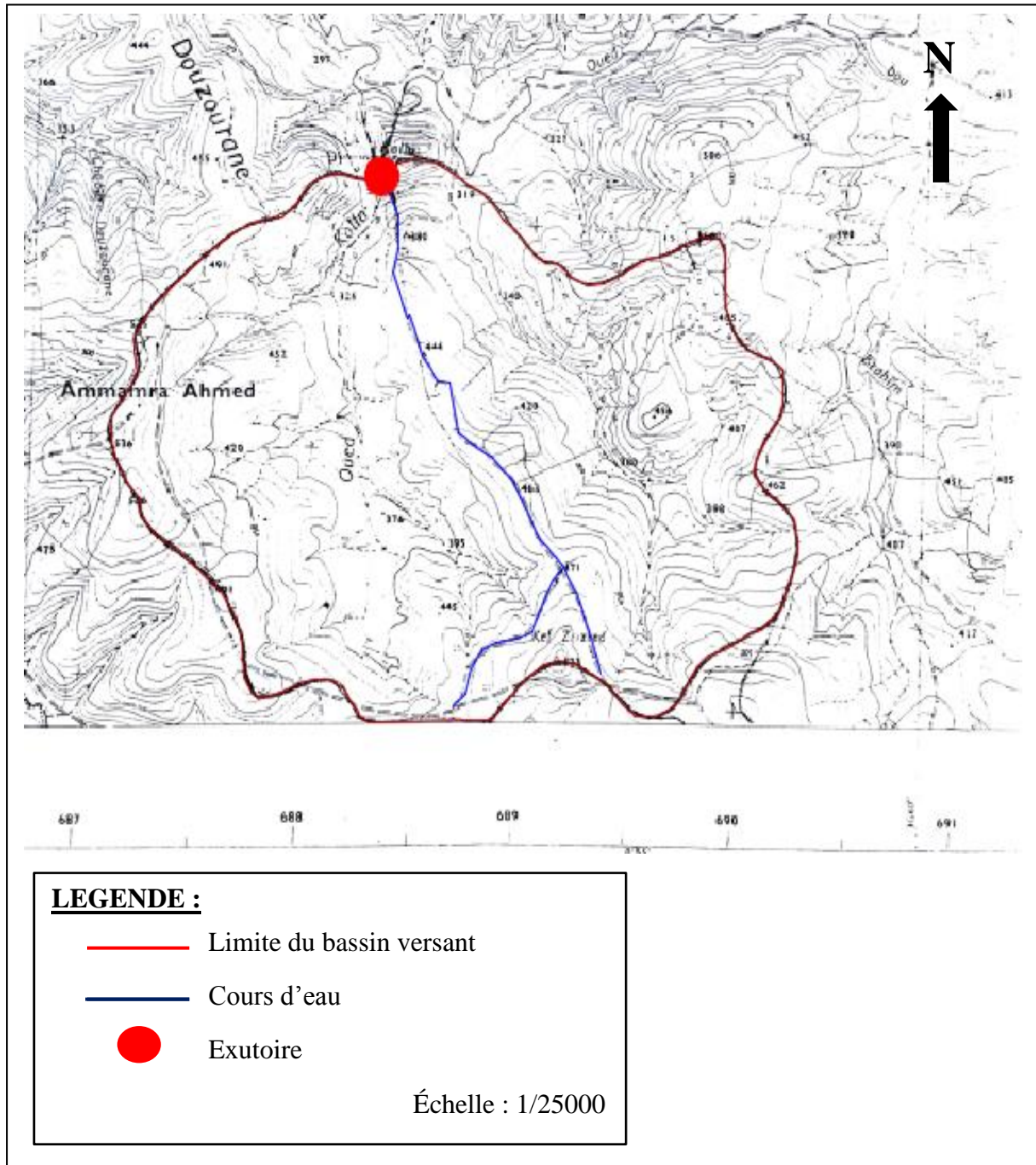


Figure II.01: Réseau hydrographique du bassin versant.

II-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".

$$L_r, l_r = \frac{Kc\sqrt{s}}{1.12} \left[1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc}\right)^2} \right] \tag{II-02}$$

AN : l_r = 1.67 Km

L_r = 3.28 Km

II-2-2- Paramètres du relief :

II-2-2-1- Courbe hypsométrique :

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

Tableau II.1: La répartition des surfaces en fonction des cotes

Altitudes (m)	H _{moy} (m)	S _i (Km ²)	∑S _i (km ²)	S _i (cumulées %)	S _i .H _i (Km ² .m)
536-500	518	0.294	0.294	5.37	152.29
500-450	475	0.863	1.157	21.15	409.93
450-400	425	2.650	3.807	69.60	1126.25
400-350	375	1.363	5.170	94.52	511.13
350-302	326	0.300	5.470	100.00	97.80

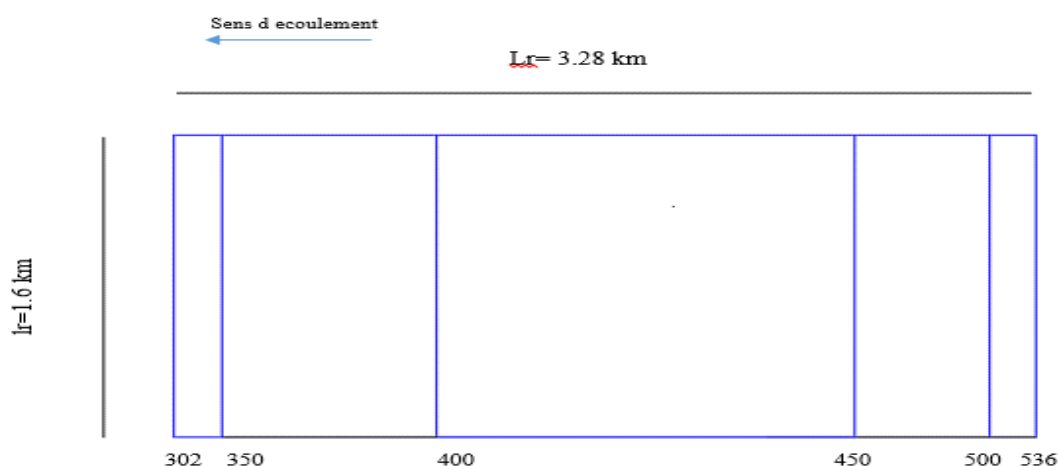


Figure II.02 : Rectangle équivalent

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

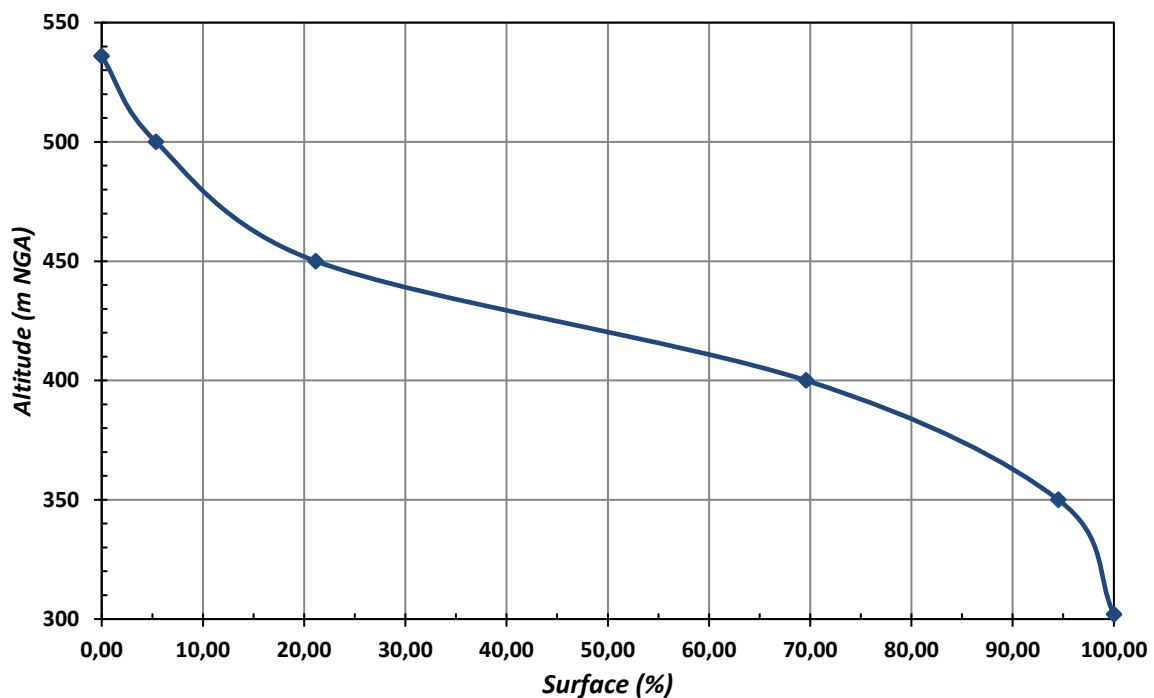


Figure II.03 : Courbe hypsométrique du bassin versant

II -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.

$$H_{50\%} = 420 \text{ m NGA}$$

II -2-2-3- Altitude moyenne du bassin versant :

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

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i H_i}{S_{bv}} \tag{II-03}$$

AN : $H_{moy} = 420\text{m}$

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).

II -2-2-4- Indice de pente globale I_g :

$$I_g = (H_{5\%} - H_{95\%})/L_r \quad (\text{II-04})$$

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, $L_r=3.28$ km;

- $H_{5\%}=500$ m NGA;

- $H_{95\%}= 348$ m NGA.

$$\text{AN : } I_g = 46.28\text{m/Km}$$

II -2-3- Réseau d'écoulement :

II-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:

$$T_c = \frac{4\sqrt{s} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (\text{II-05})$$

Avec : - L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km) ; $L_p = 26$ Km ;

- S : La superficie du bassin versant (Km²) ;

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

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

$$\text{AN : } T_c = 5.6 \text{ Heures}$$

II -2-3-2- Vitesse de ruissellement :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \quad (\text{II-06})$$

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

- T_c : Temps de concentration (h).

$$\text{AN : } V_r = 4.67 \text{ Km/h}$$

II -2-3-3- La densité de drainage D_d :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (\text{II-07})$$

Avec : $\sum_{i=1}^n L_i$: Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km), $L_i = 19.63$ km ;

- S : Surface du bassin versant (km²).

$$AN : D_d = 3.59 \text{ km/km}^2$$

II -2-3-4- Le coefficient de torrentialité C_t :

$$C_t = D_d \cdot N/S \tag{II-08}$$

Avec: - D_d: La densité de drainage (km/km²) ;

- N : Nombre des talwegs d'ordre 1, N = 54 ;

- S : Surface du bassin versant (km²).

$$AN : C_t = 35.43$$

II -3- Caractéristiques climatiques :

II -3-1- La température :

De manière générale le climat de la région est de type méditerranéen se caractérisant par un été sec et chaud et un hiver humide pluvieux (Tableau II.02).

La température moyenne annuelle est de 17.04°C.

Tableau II.02 : Répartition mensuelle de la température (c°) (1995-2006)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aou	MoyAnnée
T(c°) _{moy}	22.04	18.24	13.17	10.35	9.27	9.96	12.72	14.3	18.64	23.74	26.27	25.83	17.04

(Source : O.N.M)

II -3-2- L'évaporation :

L'évaporation totale mesurée sur la lame d'eau libre au niveau de la région peut atteindre 2036.7mm/an, avec la distribution mensuelle présentée dans le tableau II.03.

Tableau II.03 : Répartition mensuelle de l'évaporation en (mm) (1971-1997)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Jui	Aout
Ev(mm)	146	98	88	90	88	120	130	204.7	280.7	312.3	292	187
Ev(%)	7,17	4,81	4,32	4,42	4,32	5,89	6,38	10,05	13,78	15,33	14,34	9,18

(Source : O.N.M)

II -3-4- La vitesse du vent :

La vitesse moyenne du vent varie pendant l'année entre 2.28 m/s et 2.92 m/s et la vitesse moyenne mensuelle du vent est de 2.52 m/s ou de 9.08 km/h.

Tableau II.04 : Répartition mensuelle de la vitesse moyenne du vent (1971-1997)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Jui	Aout	V _{moy}
Vitesse (m/s)	2.29	2.39	2.38	2.53	2.84	2.28	2.47	2.92	2.74	2.66	2.44	2.32	2.52
Vitesse (km/h)	8.24	8.60	8.57	9.11	10.22	8.21	8.88	10.51	9.88	9.58	8.78	8.35	9.08

(Source : O.N.M)

II -3-5- La pluviométrie :

La station pluviométrique la plus proche du bassin d'Oued Kolla est la station de Aghal (code 04.02.02) qui est la plus représentative, tant pour sa période d'observation que pour sa proximité de notre zone d'étude.

Tableau II.05 : Station pluviométrique Aghal

Nom de la station	Code	Coordonnées			Année de service	pluie moyenne annuelle (mm)
		X(Km)	Y(Km)	Z(m NGA)		
Aghal	04.02.02	157.250	218.150	500	1950	536.01

(Source : A.N.R.H)

Les résultats de la susdite élaboration sont rapportés dans le suivant tableau II.06.

Tableau II.06 : Répartition mensuelle des pluies (mm) (1950-2000)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Jui	Aout
P(mm)	20.43	60.22	63.19	67.45	81.15	69.2	68.29	51.57	38.55	10.99	2.12	2.85
P (%)	3.81	11.23	11.79	12.58	15.14	12.91	12.74	9.62	7.19	2.05	0.40	0.53

(Source : A.N.R.H)

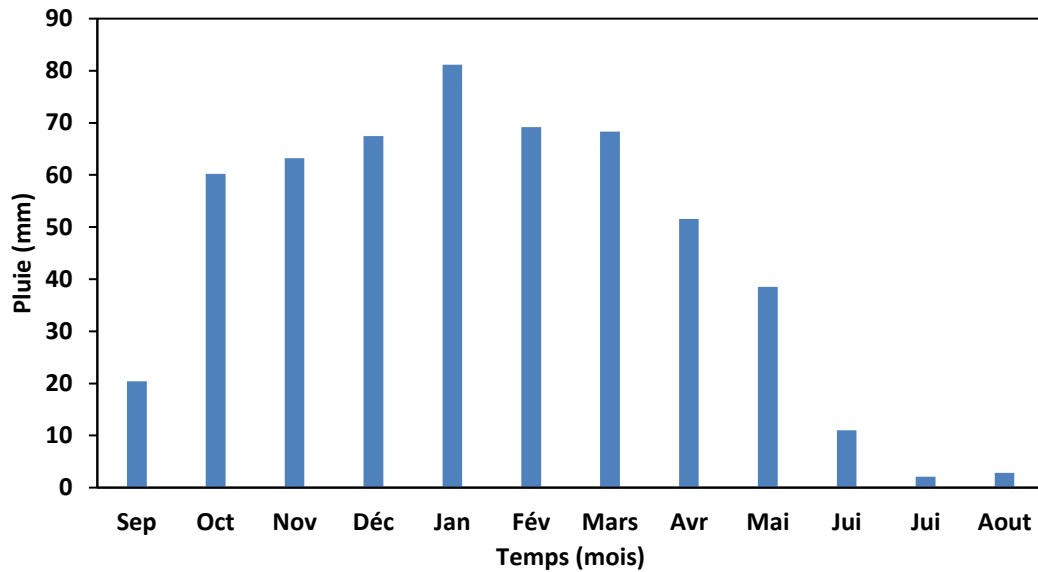


Figure II.04 : Répartition moyennes mensuelles des pluies

II -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.

II -3-6-1- Paramètres statistiques de l'échantillon :

Tableau II.07 : Paramètres statistiques de l'échantillon

Caractéristiques de l'échantillon	Valeur
Minimum	12.00 mm
Maximum	154.00 mm
Moyenne	56.7 mm
Ecart-type	31.3mm
Médiane	52.00 mm
Coefficient de variation (C_v)	0.552
Coefficient d'asymétrie (C_s)	1.34

II -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 :

- **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 $|K| = 1.83$

p-valeur $p = 0.0679$

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 $|W| = 0.455$

p-valeur $p = 0.662$

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) :

$$q = F(x_i) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{-0.5u^2} \quad \text{(II-09)}$$

et
$$u = \frac{\ln x - \ln \bar{x}}{\sigma_{\ln x}} \quad \text{(II-10)}$$

- 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 Gauss-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 :

$$x_{p\%} = e^{\ln x_{p\%}} = e^{\ln \bar{x} + u_{p\%} \cdot \sigma_{\ln x}} \quad \text{(II-11)}$$

- Avec :
- δ : Ecart -type
 - $U_{p\%}$: variable réduite de gauss

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau II.08 avec la figure II.05

Tableau II.08 : Résultats de l'Ajustement à loi de Log normal

T (ans)	Q	X _t	Ecart type	L'intervalle de Confiance (95%)	
1000	0.9990	267	49.4	170	346
200.0	0.9950	201	32.3	138	264
100.0	0.9900	176	26.1	125	227
50.0	0.9800	151	20.6	111	192
20.0	0.9500	121	14.3	93.0	149
10.0	0.9000	99.2	10.3	79.0	119
5.0	0.8000	78.00	6.96	64.3	91.6
2.0	0.5000	49.2	4.99	41.8	56.6
1.1	0.1000	24.4	3.77	19.5	29.4

2) ° Ajustement à la loi de Gumbel :

L'équation de droite de Gumbel :

$$P_{\max j} = \frac{1}{\beta} y + x_0 \tag{II-12}$$

y : variable de la droite de Gumbel :

$$y = - [\ln (-\ln (F(x)))] \tag{II-13}$$

ou :
$$F(x) = \frac{m - 0.5}{N} \tag{II-14}$$

- m : ordre de classement ;
- N : taille de l'échantillon ;
- $1/\beta, x_0$: sont déterminées par la méthode des moindres carrées.

La présentation de la droite de Gumbel est montrée par la figure II.06

Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont exposés dans le tableau II.09.

Tableau II.09 : Résultats de l'Ajustement à la loi Gumbel

T (ans)	Q	X_t	Ecart type	L'intervalle de Confiance (95%)	
1000	0.9990	199	18.6	204	299
200	0.9950	163	14.7	175	255
100	0.9900	147	13.0	163	236
50	0.9800	131	11.3	134	192
20	0.9500	110	9.05	122	173
10	0.9000	94.0	7.38	109	153
5	0.8000	77.0	5.74	92.6	128
2	0.5000	51.3	3.71	44.1	58.6
1.10	0.1000	24.1	3.35	17.6	30.7

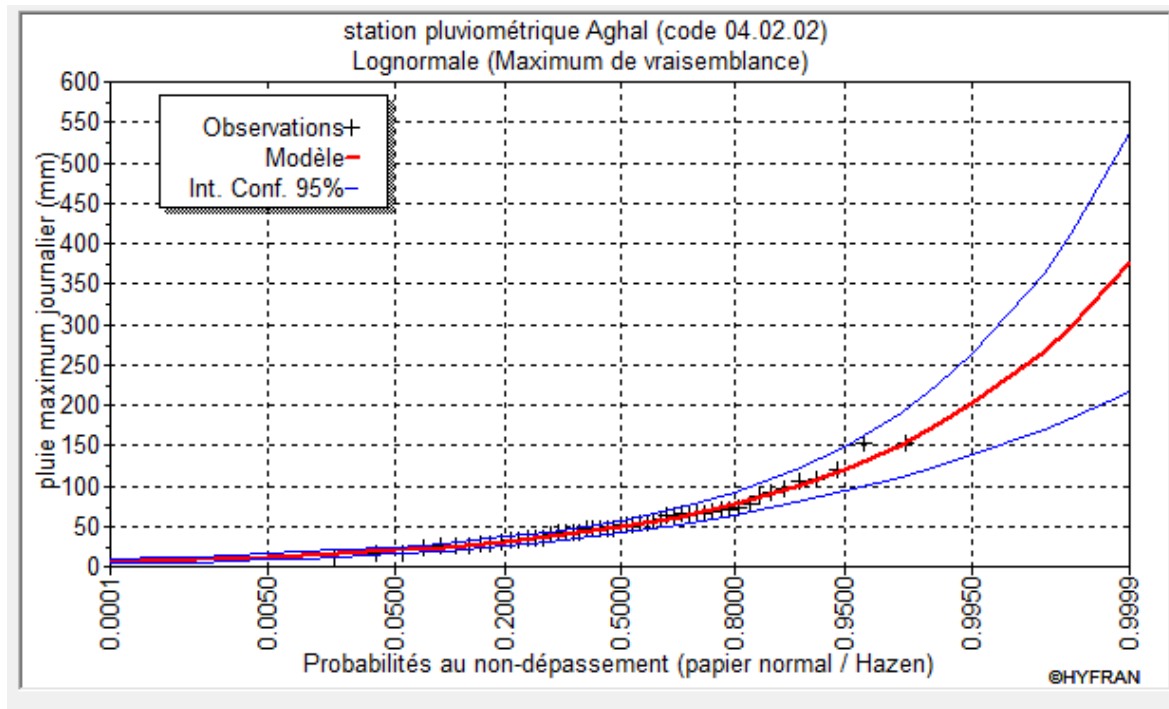


Figure II.05 : Ajustement à la loi de Log normale

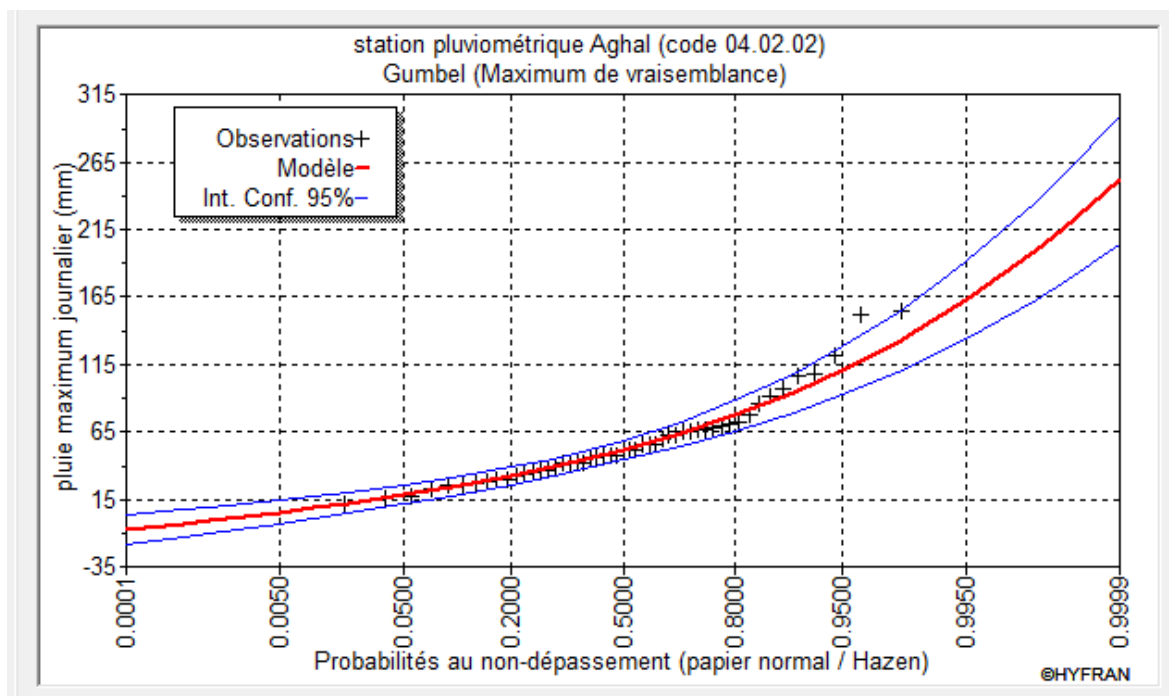


Figure II.06 : Ajustement à la loi de Gumbel

II-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.

II -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.

$$P_{ct} = P_{maxj} (t/24)^b \text{ (mm)} \tag{II-15}$$

Avec : - P_{ct} : 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 = 0,39).

$$I_t = \frac{P_{tc}}{t} \tag{II-16}$$

Avec : - I_t : L'intensité des pluies (mm/h)

Les résultats de calcul de P_{tc} et I_0 sont donnés dans le tableau II.10.

Tableau II.10 : Les précipitations et les intensités des différent fréquence.

Fréquence (%)	1		2		5		10	
	P_{tc} (mm)	I_0 (mm/h)	P_{tc} (mm)	I_0 (mm/h)	P_{tc} (mm)	I_0 (mm/h)	P_{tc} (mm)	I_0 (mm/h)
1	50.96	50.96	43.72	43.72	35.04	35.04	28.72	28.72
2	66.78	33.39	57.29	28.65	45.91	22.95	37.64	18.82
4	87.51	21.88	75.08	18.77	60.16	15.04	49.32	12.33
5,6	99.78	17.82	85.60	15.29	68.60	12.25	56.24	10.04
8	114.67	14.33	98.38	12.30	78.83	9.85	64.63	8.08
10	125.09	12.51	107.32	10.73	86.00	8.60	70.51	7.05
12	134.31	11.19	115.23	9.60	92.34	7.69	75.70	6.31
16	150.26	9.39	128.91	8.06	103.30	6.46	84.69	5.29
20	163.92	8.20	140.64	7.03	112.70	5.63	92.39	4.62
22	170.13	7.73	145.96	6.63	116.96	5.32	95.89	4.36
24	176.00	7.33	151.00	6.29	121.00	5.04	99.20	4.13

Les courbes des intensités pour les différentes fréquences sont représentées par la Figure II.07.

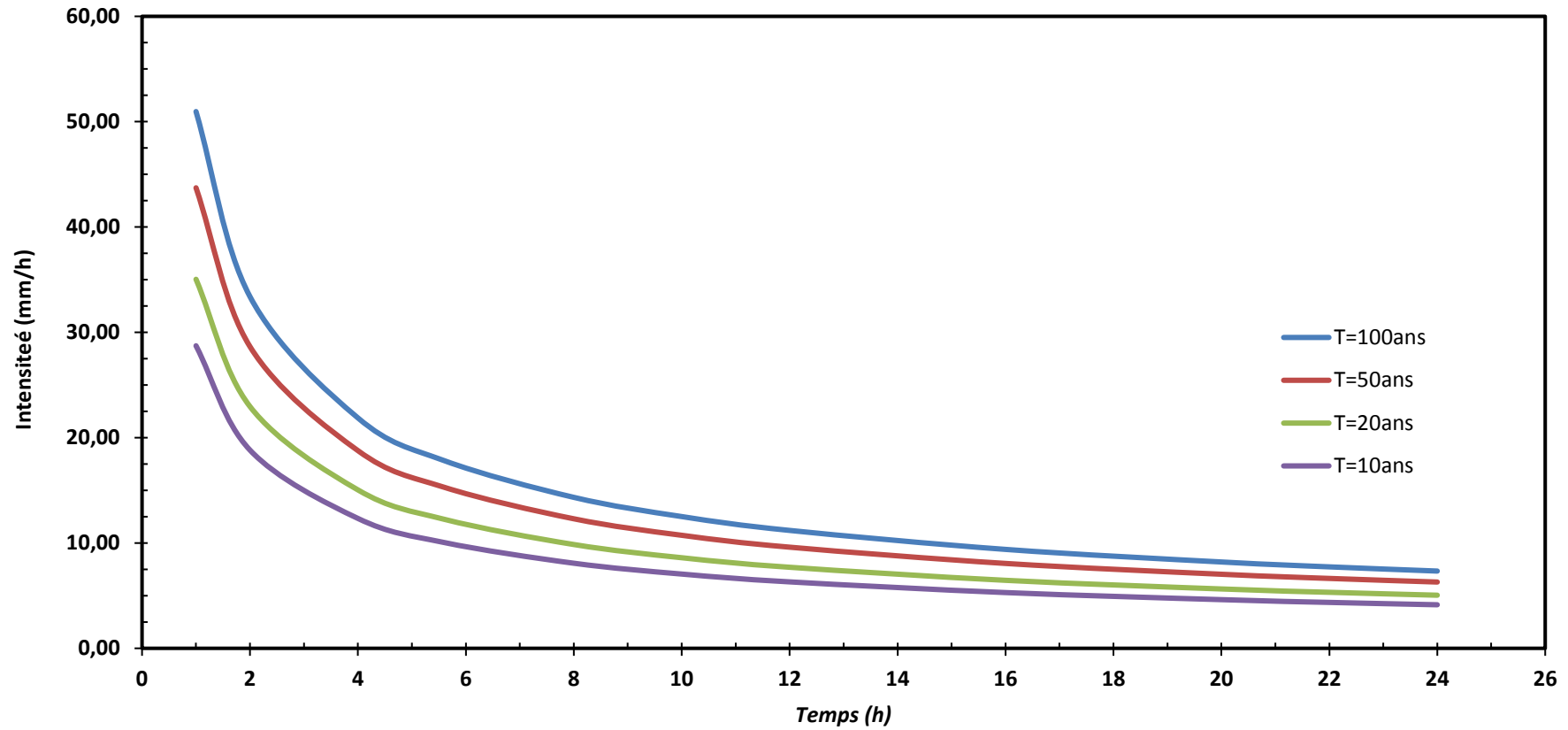


Figure II.07 : Courbe des intensités des pluies des différentes fréquences

II -5-Etudes des apports :

II -5-1-Apport moyen annuel (A₀) :

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

a)° Formule de l'ANRH :

$$A_0 = 0,915. P^{2,684}. S^{0,842} \quad \text{(II-17)}$$

Avec : - P : Pluie moyenne annuelle (m) ; P=0.5361 m

- S : Superficie du bassin versant (Km²).

$$AN : A_0 = 0.718 \text{ Mm}^3$$

b) ° Formule de J-DERY (I) (1977) :

$$M_0 = 11,8. P_{\text{moy}}^{2,82} \quad \text{(II-18)}$$

Avec : - M₀ : Module spécifique moyen (l/s/km²) ;

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

$$AN : M_0 = 2.033 \text{ l/s/km}^2$$

L'apport sera donc A₀ = M₀.S.T

Avec : - S : surface du bassin versant (Km²) ;

- T : le temps d'une année en secondes.

$$AN : A_0 = 0.351 \text{ Mm}^3$$

C) ° Formule de SAMIE :

$$Le = P^2 (293 - 2,2 * \sqrt{S}) \quad \text{(II-19)}$$

Où A₀ = Le*S

Avec : - Le : Lamé d'eau écoulée (m) ; Le=0.083m

- P : Pluie moyenne annuelle (m) ; P=0.53601 m

- S : Surface du bassin versant (km²)

$$AN : A_0 = 0.452 \text{ Mm}^3$$

d) ° Formule de DERIE II :

$$A_0 = 0,513 * P^{2,683} * D_d^{0,5} * S^{0,842} \quad \text{(II-20)}$$

Avec : - P : Pluie moyenne annuelle (m) ; P=0.53601 m

- D_d : Densité de drainage (km/km²) ; D_d=3.59

- S : Surface du bassin versant (km²).

$$AN : A_0 = 0.763 \text{ Mm}^3$$

Tableau II.11 : Récapitulatif des apports

La formule	L'apport moyen annuel (Mm ³)
Formule de l'ANRH	0.718
Formule de J-DERY (1977)	0.351
Formule de SAMIE	0.452
Formule de DERIE II	0.763

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

$$A_0 = 0.452 \text{ Mm}^3$$

II -5-2- Caractéristiques de l'écoulement :

a)° Module de l'écoulement :

$$M_e = A_0 / T \tag{II-21}$$

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

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

$$\text{AN : } M_e = 14.33 \text{ l/s}$$

b) ° Module de l'écoulement relatif :

$$M_0 = M_e / S_{bv} \tag{II-22}$$

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

- S : Superficie du bassin (km²).

$$\text{AN : } M_0 = 2.62 \text{ l/s/km}^2$$

c)° lame d'eau écoulée :

$$L_e = A_0/S_{bv} \tag{II-23}$$

$$\text{AN : } L_e = 0.083 \text{ m}$$

d)° Coefficient de l'écoulement :

$$C_e = L_e / P_{\text{moy}} \tag{II-24}$$

$$\text{AN : } C_e = 0.154$$

e)° Coefficient de variation :

1) ° Formule de SOKOLOVSKY :

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log_{10} M_0 - 0.063 \log_{10} (S + 1) \tag{II-25}$$

- M₀ : module de l'écoulement relatif (l/s.km²) M₀=2.62 l/s/Km²

$$\text{AN : } C_v = 0.61$$

2) ° Formule de OURKGUIPROVODKHOZ :

$$C_v = \frac{0.7}{(M_0)^{0.125}} \quad (II-26)$$

AN : $C_v = 0.62$

3) ° Formule de ANTONOV :

$$C_v = 0,7 / (S + 1000)^{0.097} \quad (II-27)$$

AN: $C_v = 0.36$

4)° Formule de KRISTKLY MENKEL :

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \quad (II-28)$$

- M_0 : module de l'écoulement relatif $M_0=2.62$

AN : $C_v = 0.58$

Tableau II.12 : Récapitulatif des C_v

La formule	Le coefficient de variation C_v
SOKOLOVSKI	0.61
OURKGUIPROVODKHOZ	0.62
ANTONOV	0.36
KRISTEKLY MENKEL	0.58

On prend le coefficient de variation donné par la formule empirique de **KRISTEKLY MENKEL** : $C_v = 0.58$

II -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 :

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(C_v + 1)}} \quad (II-29)$$

- 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 II.13.

Tableau II.13 : 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)	0.69	0.93	1.57	1.89

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

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations tableau (II .14). On a donc :

Tableau II.14: Répartition mensuelle de la précipitation et de l'apport

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Jui	Août
P (mm)	20.43	60.22	63.19	67.45	81.15	69.2	68.29	51.57	38.55	10.99	2.12	2.85
A(Mm³)	0.017	0.051	0.053	0.057	0.068	0.058	0.058	0.043	0.033	0.009	0.002	0.002

II -6- Étude 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 certain 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 (Hydro gramme 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.

II -6-1- Formules empiriques pour la détermination de la crue :

1- Formule de MALLET-GAUTHIER :

$$\text{On a : } Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \quad (\text{II-30})$$

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 $K = 1$;

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

- T : Période de retour (an).

Le tableau II.15 nous donne tous les résultats de calcul.

Tableau II.15 : Débits maximums des crues de différentes périodes de retour

Période de retour	10	20	50	100
Q_{\max} (m^3/s)	4.73	5.36	6.09	6.59

2- Formule de SOKOLOVSKY :

On a :

$$Q_{\max,p\%} = 0,28 \frac{(P_{P\%,tc} - H_0) \alpha_{p\%} S f}{T_m} \quad (\text{II-31})$$

- 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 :

$$P_{t_c} = P_{\max, j, P\%} \left(\frac{t_c}{24} \right)^b \quad (\text{II-32})$$

$$\alpha_{P\%} = \frac{\sqrt{P_{t_c}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{t_c}} + \sqrt{H_0}} \quad (\text{II-33})$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le tableau II.16.

Tableau II.16 : Débits maximums des crues des différentes périodes de retour

Fréquence	1 %	2 %	5%	10%
Période de retour (an)	100	50	20	10
$P_{t_c}(\text{mm})$	99.78	85.6	68.6	56.24
$Q_{\max P\%}(\text{m}^3/\text{s})$	12.81	9.97	6.77	4.63

3- Formule de TURRAZA :

On a :

$$Q_{\max P\%} = \frac{C \cdot I_{t_c}}{3.6} S \quad (\text{II-34})$$

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

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

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

Tableau II.17 : Débits maximums des crues des différentes périodes de retour

Fréquence (%)	100	50	20	10
C	0.7	0.699	0.666	0.6
$I_{t_c}(\text{mm/h})$	17.82	15.29	12.25	10.04
$Q_{\max P\%}(\text{m}^3/\text{s})$	18.95	16.24	12.40	9.16

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le tableau II.18.

Tableau II.18 : Récapitulatif des résultats de débit de crue

Formule	Q _{1%} (m ³ /s)	Q _{2%} (m ³ /s)	Q _{5%} (m ³ /s)	Q _{10%} (m ³ /s)
Mallet – Gauthier	6.59	6.09	5.36	4.73
Sokolovsky	12,81	9.97	6.77	4.63
Turraza	18,95	16.24	12.40	9.16
Moyenne	12,78	10.76	8.17	6.17

On prend les résultats proches des moyennes donc : les résultats de formule de Sokolovsky

II -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 ;
- 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 :

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \tag{II-35}$$

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

- Pour la décrue :

$$Q_{\text{déc}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \tag{II-36}$$

Avec: T_d = δ 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 II.19.

Tableau II.19 : Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue

La fréquence	(10%)	(5%)	(2%)	(1%)
Q_{max} (m ³ /s)	4.63	6.77	9.97	12.81
0	0.00	0	0	0
0.25	0.01	0.01	0.02	0.03
0.5	0.04	0.05	0.08	0.10
0.75	0.08	0.12	0.18	0.23
1	0.15	0.22	0.32	0.41
1.25	0.23	0.34	0.50	0.64
1.5	0.33	0.49	0.72	0.92
1.75	0.45	0.66	0.97	1.25
2	0.59	0.86	1.27	1.63
2.25	0.75	1.09	1.61	2.07
2.5	0.92	1.35	1.99	2.55
2.75	1.12	1.63	2.40	3.09
3	1.33	1.94	2.86	3.68
3.25	1.56	2.28	3.36	4.31
3.5	1.81	2.64	3.89	5.00
3.75	2.08	3.04	4.47	5.74
4	2.36	3.45	5.09	6.54
4.25	2.67	3.90	5.74	7.38
4.5	2.99	4.37	6.44	8.27
4.75	3.33	4.87	7.17	9.22
5	3.69	5.40	7.95	10.21
5.25	4.07	5.95	8.76	11.26
5.5	4.47	6.53	9.62	12.36
5.6	4.63	6.77	9.97	12.81
5.75	4.45	6.502	9.575	12.30
6	4.15	6.070	8.939	11.49
6.25	3.87	5.658	8.333	10.71
6.5	3.60	5.266	7.754	9.96
6.75	3.35	4.891	7.203	9.26
7	3.10	4.535	6.679	8.58
7.25	2.87	4.197	6.181	7.94
7.5	2.65	3.876	5.708	7.33
7.75	2.44	3.572	5.260	6.76
8	2.25	3.284	4.836	6.21
8.25	2.06	3.012	4.435	5.70
8.5	1.88	2.755	4.058	5.21
8.75	1.72	2.514	3.702	4.76
9	1.56	2.287	3.368	4.33
9.25	1.42	2.074	3.054	3.92
9.5	1.28	1.875	2.761	3.55
9.75	1.15	1.689	2.487	3.19

10	1.04	1.515	2.231	2.87
10.25	0.93	1.354	1.994	2.56
10.5	0.82	1.205	1.774	2.28
10.75	0.73	1.067	1.571	2.02
11	0.64	0.940	1.385	1.78
11.25	0.56	0.824	1.213	1.56
11.5	0.49	0.717	1.056	1.36
11.75	0.42	0.621	0.914	1.17
12	0.36	0.533	0.785	1.01
12.25	0.31	0.454	0.668	0.86
12.5	0.26	0.383	0.564	0.72
12.75	0.22	0.320	0.471	0.61
13	0.18	0.264	0.389	0.50
13.25	0.15	0.216	0.317	0.41
13.5	0.12	0.173	0.255	0.33
13.75	0.09	0.137	0.201	0.26
14	0.07	0.106	0.156	0.20
14.25	0.05	0.080	0.118	0.15
14.5	0.04	0.059	0.086	0.11
14.75	0.03	0.042	0.061	0.08
15	0.02	0.028	0.041	0.05
15.25	0.01	0.018	0.026	0.03
15.5	0.01	0.011	0.016	0.02
15.75	0.004	0.006	0.008	0.01
16	0.002	0.002	0.004	0.005
16.25	0.0005	0.001	0.001	0.002
16.5	0.0001	0.0001	0.0002	0.0002
16.75	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Les hydrogrammes des crues sont représentés par la figure. (II-08).

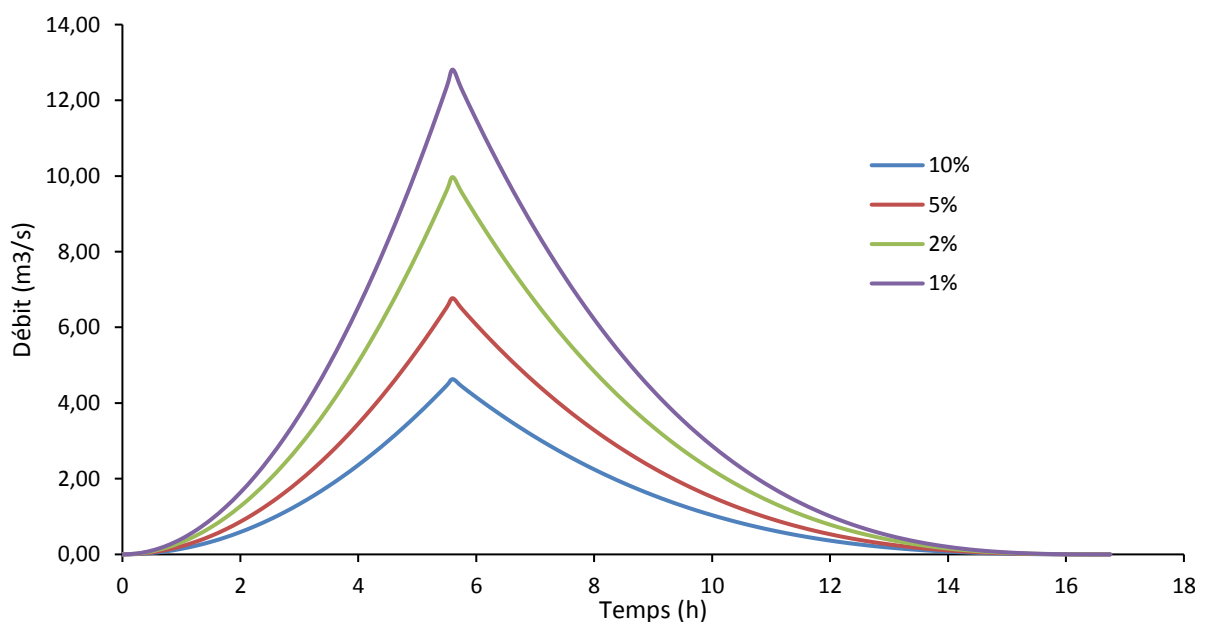


Figure II.08 : Les Hydrogrammes des crues pour les différents périodes de retour

II -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 ave la crue cinq centennale et parfois millénaire.

Tableau II.20 : Récapitulation pour le choix de la crue de projet

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

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

$$D'où: Q_{crue} = 12.81 \text{ m}^3/\text{s}$$

II -8- Apports solides :

L'évaluation de l'envasement est indispensable pour illustrer l'ampleur du comblement au niveau de la retenue d'Oued Kolla.

L'absence de mesures du transport solide sur Oued Kolla 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/km²/an.

Où : Elle est exprimée par :

$$E_s = \alpha \cdot L_e^{0,15} \quad (\text{II-37})$$

- E_s : Apport solide moyen annuel en suspension en (t/Km²/an) ;
- L_e : Lamme d'eau écoulée en (mm) ;
- α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant ($\alpha = 75$);

Pour une lamme d'eau écoulée de 83mm on obtient une valeur de 145.42 t/km²/an pour les transports solides en suspension.

$$A_s = E_s \cdot S \quad (\text{II-38})$$

- S : Superficie du Bassin versant en (km²) ;

$$\text{AN : } A_s = 759.47 \text{ t/an}$$

Le volume des solides est égala : $V_s = A_s / \gamma_s$

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

$$\text{AN: } V_s = 497.17 \text{ m}^3/\text{an}$$

II -9- Calcul du volume mort :

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

$$V_{\text{mort}} = T \cdot V_s \quad (\text{II-39})$$

Avec : - V_s : envasement annuel (m³/an) ; $V_s = 497.17 \text{ m}^3/\text{an}$

- T : période d'envasement (an) ; $T = 50 \text{ ans}$

$$\text{AN : } V_{\text{mort}} = 24858.26 \text{ m}^3 \approx 24860 \text{ m}^3$$

II -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 se 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 (Mm^3) ;
- La consommation totale (Mm^3) ;
- Les infiltrations et l'évaporation ;
- Les courbes caractéristiques de la retenue (Figure II.09).

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

II -10-1- Les courbes caractéristiques du bassin :

L'étude de la régularisation d'une retenue collinaire sur Oued Kolla 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- Évaporation.
- 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 :

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

Où :

- 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 II-21 nous donne tous les résultats de calcul.

Tableau II.21 : Surface et volume en fonction de l'altitude

Cote (m)	Dh (m)	Surface (Km ²)	Volume partiel (Hm ³)	Volume cumulé (Hm ³)
302	0	0.000000	0.000000	0.000000
303	1	0.000492	0.000328	0.000328
304	1	0.000910	0.000701	0.001029
305	1	0.001770	0.001340	0.002369
306	1	0.002240	0.002005	0.004374
307	1	0.002590	0.002415	0.006789
308	1	0.003670	0.003130	0.009919
309	1	0.005650	0.004660	0.014579
310	1	0.007200	0.006425	0.021004
311	1	0.008510	0.007855	0.028859
312	1	0.010000	0.009255	0.038114
313	1	0.012100	0.011050	0.049164
314	1	0.014300	0.013200	0.062364
315	1	0.017310	0.015805	0.078169
316	1	0.020410	0.018860	0.097029
317	1	0.022930	0.021670	0.118699
318	1	0,025890	0.024410	0.143109
319	1	0.029680	0.027785	0.170894
320	1	0.033820	0.031750	0.202644
321	1	0.037160	0.035490	0.238134
322	1	0.04080	0.038980	0.277114
323	1	0.044970	0.042885	0.319999
324	1	0.049420	0.047195	0.367194

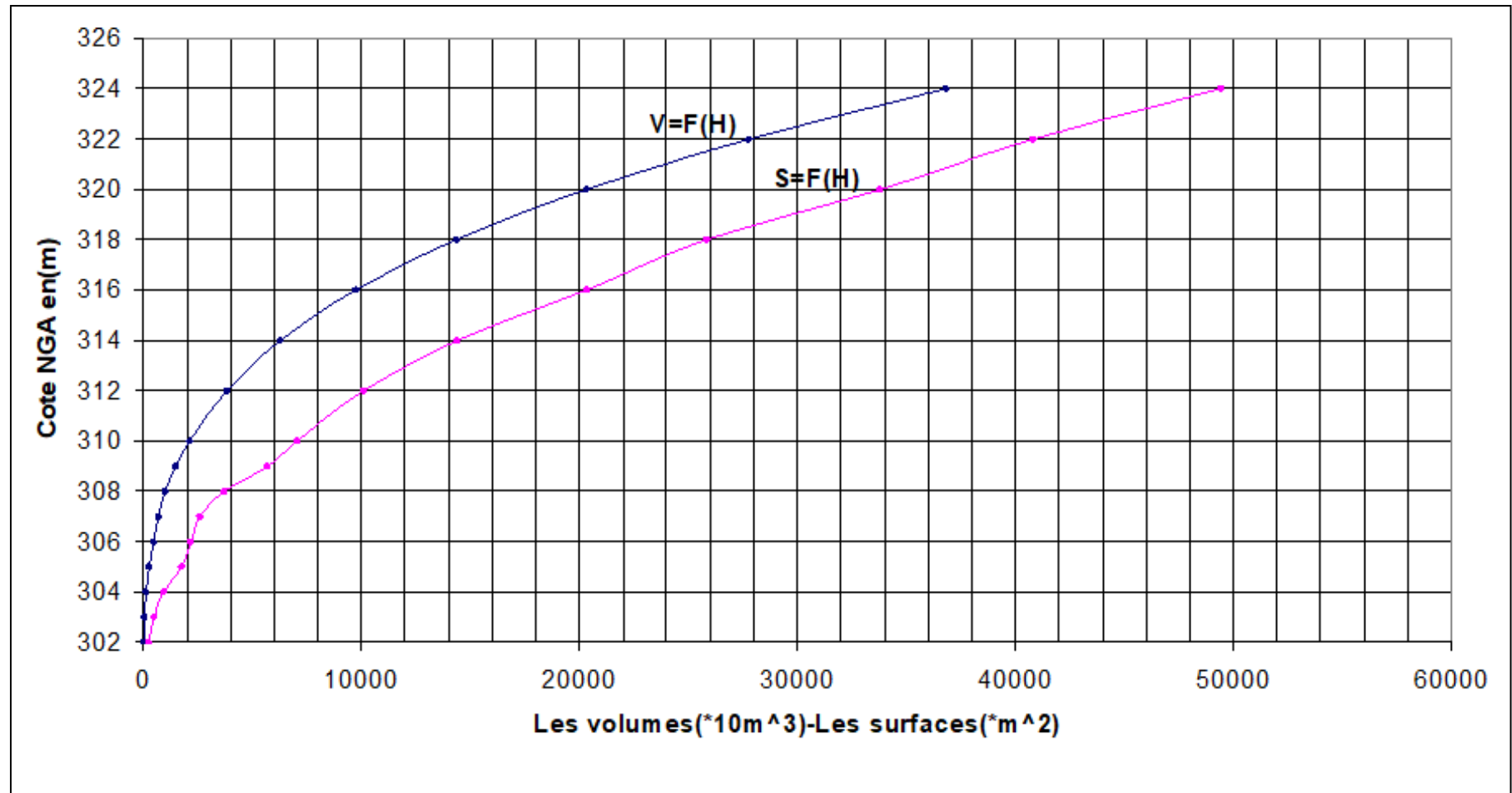


Figure II.09 : Courbes caractéristiques de la retenue

II-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 II.22.

Tableau II.22 : 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)	0.017	0.051	0.053	0.057	0.068	0.058	0.058	0.043	0.033	0.009	0.002	0.002
U (10 ⁶ m ³)	0.013	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.039	0.039	0.052	0.065	0.052

II-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 : $V_{rf} = V_{ri} + (A-U-II)$

Selon les orientations de la D.R.E (Direction des ressources en eau, de la Wilaya de Aintemouchent) la retenue sur Oued Kolla, doit satisfaire seulement les besoins en irrigation. Ces besoins sont de l'ordre de 260000 m³ avec une dotation de 5000 m³/ha, nous pouvons avec la réalisation de cette retenue irriguer une surface de 52 ha.

II-10-3-1-Régularisation saisonnière

Les pertes dans la retenue sont deux sortes :

- Pertes par évaporation ;
- Pertes par infiltration.

II-10-3-1-1- Pertes par évaporation :

$$V_{EV} = E_S \times S_{moy} \quad (II-40)$$

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 II-23 nous donne les résultats de calcul.

II-10-3-1-2-Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{Inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \quad (II-41)$$

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

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau II.22

D'après le tableau II.23 on a :

On a : $V_s = 320708,50 \text{ m}^3$.

$$V_d = 277162,69 \text{ m}^3 \approx 277200,00 \text{ m}^3.$$

Donc:

$$V_u = V_d \text{ Alors : } V_u = 277200,00 \text{ m}^3.$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

D'ou :

$$V_{NNR} = 302060,00 \text{ m}^3 \text{ et : } \blacktriangledown \text{ NNR} = 322,56 \text{ m NGA}$$

Tableau II.23 : Régularisation saisonnière

Mois	V _{début} (m ³)	S _{moy} (m ²)	Es(m)	V _{evp} (m ³)	V _{inf} (m ³)	II (m ³)	A (m ³)	U (m ³)	A - U(m ³)	A - U - II (m ³)	V _{fin} (m ³)
Sep	24860	7790	0.146	1137.34	124.30	1261.64	17000	13000	4000.00	2738.36	2759836
Oct	27598.36	8290	0.098	812.42	137.99	950.41	51000	0	51000.00	50049.59	77647.95
Nov	77647.95	17200	0.088	1513.60	388.24	1901.84	53000	0	53000.00	51098.16	128746.11
Déc	128746.11	24090	0.09	2168.10	643.73	2811.83	57000	0	57000.00	54188.17	182934.28
Jan	182934.28	31310	0.088	3757.20	914.67	4671.87	68000	0	68000.00	63328.13	246262.41
Fév	246262.41	40000	0.12	5200.00	1231.31	6431.31	58000	0	58000.00	51568.69	297831.09
Mar	297831.09	42860	0.13	8773.44	1489.16	10262.60	58000	0	58000.00	47737.40	345568.50
Avr	345568.50	47280	0.2047	13271.50	1727.84	14999.34	43000	39000	4000.00	-10999.34	334569.16
Mai	334569.16	46260	0.2807	14447.00	1672.85	16119.84	33000	39000	-6000.00	-22119.84	312449.31
Jui	312449.31	44190	0.3123	12903.48	1562.25	14465.73	9000	52000	-43000.00	-57465.73	254983.59
Jui	254983.59	38660	0.292	7229.42	1274.92	8504.34	2000	65000	-63000.00	-71504.34	183479.25
Août	183479.25	31500	0.187	64156.05	917.40	65073.45	2000	52000	-50000.00	-115073.45	68405.80

II-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 :

Nous retenons à méthode de KOTCHERINE car l'information qu'elle utilise est facilement accessible. C'est un calcul grapho-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 :

$$q = mb\sqrt{2g}H^{3/2} \quad (\text{II-42})$$

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 illustrés ci :

Tableau II.24 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE

Données		Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit (m ³ /s)	Surface (m ²)	Vitesse (m/s)	W _a (m ³)
g (m/s²)	9,81	4	0,2	0,713	4,8	0,149	9300
P (m)	1	8	0,4	4,034	11,2	0,360	17800
2*g	19,62	12	0,6	11,117	19,2	0,579	28000
$\sqrt{2 \cdot g}$	4,429447	16	0,8	22,820	28,8	0,792	37600
Q_{1%}(m³/s)	12,81	20	1	39,865	40	0,997	45700
W_{1%}(m³)	238200	24	1,2	62,885	52,8	1,191	54300
m	0,45	28	1,4	92,451	67,2	1,376	64500

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

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

Les calculs et les résultats sont faits selon les tableaux II.25 et II.26.

Tableau II.25 : Détermination de H₀ et Q en fonction de b

H	V	H ₀	Débit (m ³ /s)						
			b=4m	b=8m	b=12m	b=16m	b=20m	b=24m	b=28m
0,2	0,149	0,201	0,719	1,438	2,157	2,877	3,596	4,315	5,034
0,4	0,360	0,407	2,067	4,134	6,202	8,269	10,336	12,403	14,471
0,6	0,579	0,617	3,865	7,730	11,595	15,460	19,325	23,190	27,054
0,8	0,792	0,832	6,051	12,101	18,152	24,203	30,254	36,304	42,355
1	0,997	1,051	8,586	17,172	25,758	34,344	42,930	51,516	60,102
1,2	1,191	1,272	11,442	22,884	34,326	45,768	57,210	68,652	80,095
1,4	1,376	1,496	14,596	29,191	43,787	58,383	72,978	87,574	102,170

Tableau II.26 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue

H ₀	V _{ch}	q _{laminé}	Débit (m ³ /s)						
			b=4m	b=8m	b=12m	b=16m	b=20m	b=24m	b=28m
0,201	9300	12,310	0,719	1,438	2,157	2,877	3,596	4,315	5,034
0,407	17800	11,853	2,067	4,134	6,202	8,269	10,336	12,403	14,471
0,617	28000	11,304	3,865	7,730	11,595	15,460	19,325	23,190	27,054
0,832	37600	10,788	6,051	12,101	18,152	24,203	30,254	36,304	42,355
1,051	45700	10,352	8,586	17,172	25,758	34,344	42,930	51,516	60,102
1,272	54300	9,890	11,442	22,884	34,326	45,768	57,210	68,652	80,095
1,496	64500	9,341	14,596	29,191	43,787	58,383	72,978	87,574	102,170

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 :

$$q_{lam} = Q_{1\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{Cr}} \right) \tag{II-43}$$

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 Kolla sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.27 : Les résultats de l'étude du laminage par la méthode de KOTCHERINE

L (m)	H _d (m)	NPHE (m NGA)	q (m ³ /s)
4	1,18	10,06	323,74
8	0,79	10,95	323,35
12	0,61	11,36	323,17
16	0,51	11,58	323,07
20	0,44	11,74	323,00
24	0,39	11,86	322,95
28	0,35	11,95	322,91

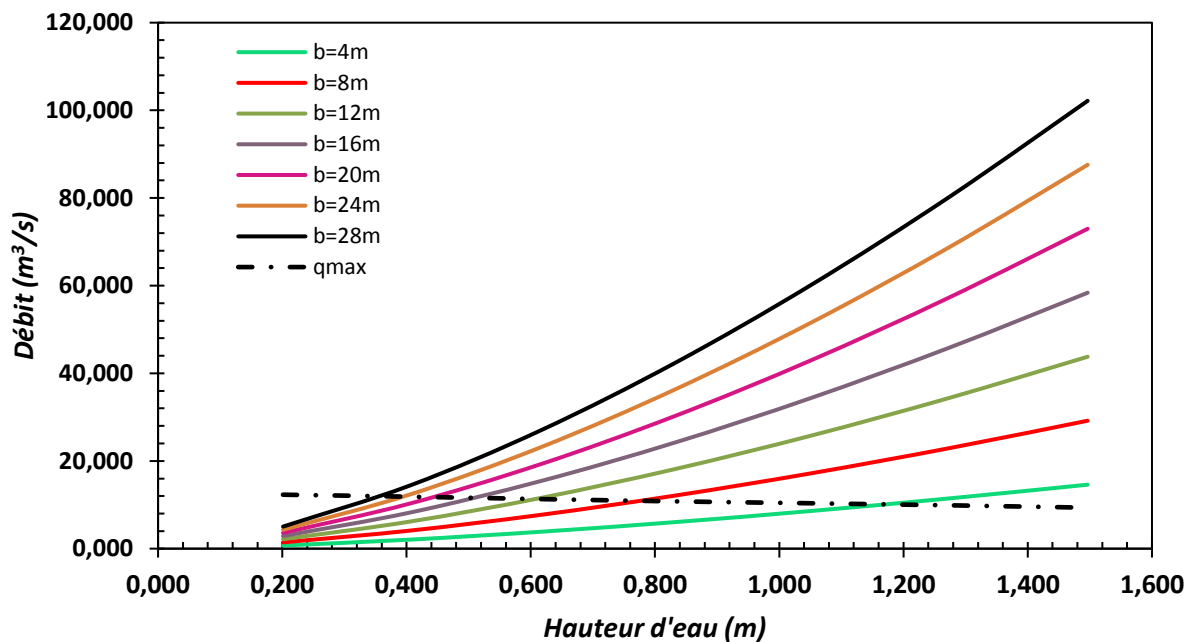


Figure II.10 : Courbes $q = f(H)$

II-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 0.452 Mm^3 .
- Le volume mort de la retenue est de 24860 m^3 .
- Pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues nous avons choisi la crue centennale avec un débit de $12.81 \text{ m}^3/s$.
- L'étude de régularisation nous a donné un volume utile de 277200 m^3 .
- La largeur déversant de 12 m avec une charge déversant de 0.61 m pour un débit laminé de $11.36 \text{ m}^3/s$.

Chapitre III

Conception et stabilité

de la retenue

collinaire

III-1- Introduction :

La digue de la retenue collinaire du Chaabet Kolla est un remblai homogène, qui à une hauteur de volume normale de la retenue est de 20.56 m et la largeur déversant de 12 m avec une charge déversant de 0.61 m pour un débit laminé de 11.36 m³/s.

III-2- Dimensionnement de la digue :**III-2-1- Calcul des différents niveaux d'eau :****- Niveau normale de la retenue (NNR) :**

Selon un calcul de régularisation en détermine le niveau normal :

$$NNR = 322.56 \text{ m NGA}$$

- Niveau des plus hautes eaux (N.P.H.E) :

Il est égal au niveau normal de la retenue majoré de la charge de d'eau sur le déversoir.

$$NPHE = NNR + H_0 \quad \text{(III-01)}$$

Avec :

H_0 : la charge au-dessus du déversoir, définie en fonction de laminage des crues et une optimisation égale à 0.61 m.

$$NPHE = 323.17 \text{ m NGA}$$

- La revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

1. Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0.75H + v^2/2g \text{ (m)} \quad \text{(III-02)}$$

$$H = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F} \quad (F < 18 \text{ Km}). \quad \text{(III-03)}$$

Où F est la longueur du Fetch en (Km) = 1,12 Km

$$\text{AN : } H = 0.84 \text{ m}$$

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

$$V = 1.5 + 2H. \quad \text{(III-04)}$$

$$\text{AN : } V = 3.18 \text{ m/s}$$

La revanche sera donc : $R = 1.15 \text{ m}$

2. Formule de MALLET et PAQUANT :

$$H = 0.5 + 0.33\sqrt{F} \quad (\text{III-05})$$

$$R = 0.75H + v^2/2g \quad (\text{III-06})$$

AN : $H = 0.85 \text{ m}$; $v = 3.20 \text{ m/s}$; $R = 1.16 \text{ m}$.

3. Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \quad (\text{III-07})$$

AN : $R = 1.32 \text{ m}$

On prend une valeur de la revanche : $R = 1.16 \text{ m}$

- La hauteur en crête :

$$\text{Côte crête} = \text{NNR} + R + h_{\text{dév}} + t \text{ (m)} \quad (\text{III-08})$$

- NNR : Niveau normale de la retenue = 322.56m
- H_d : Charge déversée = 0.61 m
- R : La revanche = 1.16 m
- t : Hauteur libre de sécurité (tassement).

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

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

On admet une valeur de ($t = 0.1 \text{ m}$) pour le tassement du barrage.

$$\text{Côte crête} = 324.43 \text{m NGA}$$

a. La hauteur de la retenue collinaire :

$$H_b = \text{côte crête} - \text{côte min} \quad (\text{III-09})$$

$$H_b = 324.43 - 302$$

$$H_b = 22.43 \text{ m}$$

b. Calcul de la largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPPEN :

$$b_{cr} = 1.65 \sqrt{Hb} \text{ (m)} \tag{III-10}$$

2) Formule d'E-F-PREECE :

$$b_{cr} = 1.1 \sqrt{Hb} + 1 \text{ (m)} \tag{III-11}$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3.60 \sqrt[3]{Hb} - 3 \text{ (m)} \tag{III-12}$$

Tableau III.1 : Récapitulatif des résultats de la largeur en crête

Formule utilisée	Largeur en crête du barrage (m)
Formule de KNAPPEN	7.81
Formule de E-F-PREECE	6.21
Formule Anonyme (simplifiée)	7.15

Suivant les caractéristiques techniques de la retenue collinaire, nous avons adopté une largeur = 7m. Pour faciliter une bonne circulation sur la crête de la digue.

• **Classification de l'ouvrage :**

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage.

Tableau III.2 : Classification de l'ouvrage

Ouvrages	Matériaux de fondation	Hauteur de l'ouvrage et sa catégorie			
		I	II	III	III
Barrage en terre	• Roches.	>100	70-100	25-70	<25
	• Alluvions.	>75	35-75	15-35	<15
	• Sols argileux.	>50	25-50	15-25	<15

D'après le tableau notre barrage de classe III.

III-2-2- Longueur en crête :

La crête du barrage en tant qu'élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable. Elle peut servir pour les passages de service.

La crête est revêtue de par un mélange constituée de gros graviers bitumés, et elle doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, et la couche de protection doit être bien compactée.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toutes stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de (3 à 4) % pour permettre l'évacuation des eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

La longueur en crête par rapport à l'axe définie de la digue est : $L=70.10$ m

III-2-3- Pente des talus :

Les pentes des talus amont et aval sont en fonction des matériaux de construction utilisés et leur caractéristiques mécaniques et de la hauteur et la classe du barrage.

Le tableau III.3 donne quelques valeurs indicatives des pentes des talus.

Tableau III.3 : Les fruits des talus en fonction du type du barrage.

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

a) Talus amont :

Talus amont : 1 / 3.0

b) Talus aval :

Talus aval : 1 / 2.5

III-2-4- Protection des talus :

a- Talus amont :

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

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

- **Épaisseur de la couche de protection :**

Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, on utilise la méthode de « T. V.A. »

- **Méthode T.V.A (Tennessee-Valley- Authority) :**

$$e = CV^2 \tag{III-13}$$

- V : Vitesse de propagation des vagues (V = 3.20 m/s).
- C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique des matériaux d'enrochement : ($\gamma_P = 2.5 \text{ g/cm}^2$)

La valeur de "C" est donnée par le tableau III.04

Tableau III.4 : Valeur de C

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

Par interpolation linéaire : C = 0.028 ; e = 0.29 m ; D'où : e = 0.30 m

b- Talus aval :

Le talus aval est soumis en général au processus de l'altération superficielle naturelle (action des vents précipitations), c'est pour cela que la couche d'enrochement sera moins importante que celle du talus amont.

On protège ce talus par une couche en enrochement de 0,20m.

III-2-5- les bermes :

Pour les barrages de grandes hauteurs on prévoit des bermes à chaque 10m de hauteur généralement. Celles-ci servent à augmenter la stabilité des talus, les protéger contre les affouillements et à faciliter les travaux au cours de construction et de réparation. (Faciliter l'accès à tout endroit de bief).

Les bermes sont exécutées pour des hauteurs de (10-15) m, leur largeurs varient de (2 - 4) m avec des pentes de l'ordre de (1‰).

On disposera d'une seule berme pour chaque talus à la côte 315m NGA.

III-3- La clé d'étanchéité :

La profondeur de la clé d'étanchéité est exécutée jusqu'à 06 mètre. S'il faut avoir la grandeur supérieure de l'élément d'étanchéité on construira.

On détermine les dimensions du dispositif de l' d'étanchéité par le calcul, et on les corrige d'après les conditions des exécutions des travaux en ces d'utilisation de procédés mécanisés. L'épaisseur d'élément (clé d'étanchéité) est égale (2-4) m, prend les talus ($m_1 = m_2 = 1/1$)

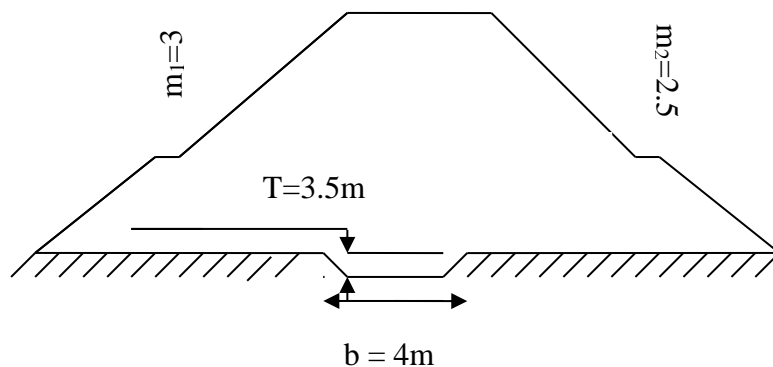


Figure III.01 : Clé d'étanchéité du barrage

III-4- Le dispositif de drainage du remblai :

L'expérience montre que, même les petit barrages ($H < 5m$) l'absence du drainage engendre couramment des désordres lorsque la ligne de saturation, parfois au bout de plusieurs années de service (remblais très imperméable), finit par recouper le talus aval.

Pour contrôler les infiltrations à travers le remblai, il est nécessaire de mettre en place un dispositif drainant et filtrant.

En ce qui concerne la qualité des matériaux, les principaux essais, outre la granulométrie, sont :

- Mesure du coefficient de friabilité des sables ;
- Essai Losange les (chocs) et l'essai (Micro- Deval) (usure) pour les graviers ;
- Equivalent de sable (la présence d'argile peut entraîner une cohésion et donc la fissuration du matériau) ;
- Les matériaux calcaires sont à éviter pour les organes de drainage.

III-4-1- Le drain vertical :

Le drain vertical ou drain cheminée est une alternative intéressante au du tapis drainant puisqu'elle permet d'éviter le dysfonctionnement potentiel du drainage consécutif à l'anisotrope de perméabilité, l'épaisseur à retenir pour un tel drain est d'ordre 0.6m comme une valeur minimal et l'implantation idéal se situe, un peut en aval de l'axe du remblai (afin de bénéficier au maximum de d'étanchéité apporte par le remblai amont).

Le sommet du drain est arase au niveau normale de la retenue (NNR) ou plus de quelques centimètres (0.1-0.5) m, pour la sécurité il n'est pas nécessaire de le prolonger jusqu'au niveau des plus hautes eaux (NPHE)

$$Cote_d = NNR + (0.1-0.5) \tag{III-14}$$

• **Dimensionnement du drain vertical :**

- **Hauteur du drain :** $H_{dr} = 20.56 + 0.1 = 20.66 \text{ m}$
 $\Rightarrow C_{dr} = 322.66 \text{ m (NGA)}$
- **Epaisseur du drain :** d'après le tableau :

Tableau III.5 : Les valeurs du coefficient C :

$H^2\sqrt{V}$	<30	30 à 100	100 à 300	300 à 700	700 à 1500
Epaisseur (m)	0.50	0.80	1.00	1.20	1.50

- H : hauteur du barrage en (m).
- V : volume de la retenue en (Mm³).

Notre retenue collinaire e à H = 22.43 m, et V = 0.31 Mm³ donc $H^2\sqrt{V} = 280.12$ e_{dr} = 1m

III-4-2- Le tapis drainant sous le talus aval :

C'est la solution traditionnellement adoptée pour assurer le drainage d'un remblai homogène, ce tapis de matériau drainant, d'une épaisseur de 0.5m, s'étend sur (1/4-1/3) de l'emprise du barrage.

On note que l'implantation idéale se situe, un peu en aval de l'axe du remblai (afin de bénéficier au maximum de l'effet d'étanchéité apporté par le remblai amont).

- **Dimensionnement du tapis drainant :**

- **Longueur du tapis drainant :**

$$L_d = (1/3-1/4)L_b \dots\dots\dots (III-15)$$

$$L_d = 1/3 \cdot L_b$$

L_d : longueur du drain tapis en (m).

L_b : largeur transversal du barrage (131.39m).

$$AN : L_d = 32.84m$$

- **L'épaisseur du tapis :**

$$e_t = 0.5m$$

III-4-3- Le prisme de drainages :

Permettent de :

- Réceptionner et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps de la retenue collinaire et sa fondation.
- Rabattre la ligne phréatique le plus basse possible.
- Réduire les pressions interstitielles dans certaines parties du corps de la retenue collinaire.

- **Dimensionnement du prisme de drainage :**

Fruit des talus : $m_1 = (1.25-1.75)$ on prend : $m_1 = 1.25$

- **Hauteur :**

$$H_{dr} = (0.15-0.2) H_b \dots\dots\dots (III-16)$$

$$AN : 0,15 * 22.43 = 3,36m \quad H_{dr} \approx 3.50 m$$

III-5- Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation :

La filtration d'eau à travers le corps du barrage en terre et sous ses ouvrages se produit sous l'effet de la charge d'eau au bief amont.

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries graves sur les barrages sont provoquées par l'effet des infiltrations, c'est pourquoi il faut toujours faire un calcul sur les infiltrations, donc établir la position de la ligne phréatique ou la ligne de saturation dans le massif de la digue, déterminer le gradient de filtration, les vitesses de filtration et les débits de filtration à travers de l'ouvrage et le sol de fondation.

III-5-1- Tracer de la ligne de saturation :

Il existe plusieurs méthodes de calcul de filtration à travers des barrages en terres : les méthodes expérimentales, hydromécaniques et les méthodes hydrauliques.

Pour le tracer de la ligne de saturation on utilise la méthode grapho-analytique de KOZENY.

- **Admissions dans les calculs de filtrations hydrauliques des barrages en terres :**

1/- On admet la filtration dans un seul plan.

2/- On prend les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan comme nulles.

3/- On suppose que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope, et que la couche imperméable ai un coefficient de filtration nul.

4/- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terre homogène, mais elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

- KOZENY a montré que la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal, dont le foyer "o" est situé au pied du parement aval du barrage (fin du drain).
- L'équation de la parabole s'écrit :

$$y^2 - y_o^2 - 2xy_o = 0, \quad \text{avec} \quad : \quad y_o = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad \text{(III-17)}$$

- d : largeur de base du massif.
- b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

La ligne phréatique coupe le talus aval en un point "C_o" à une distance "a" du foyer "o" et une distance "a + Δa" du point d'intersection "C" de la parabole de KOZNEY avec le talus aval.

D'après Casagrande "a" ne dépend que de la distance focale de la parabole de base et de l'angle θ du talus aval. Il a dressé la courbe de variation de C : telle que :

$$C = \frac{\Delta a}{a + \Delta a} \quad \text{(III-18)}$$

En fonction de θ, d'où on peut déterminer "C_o".

Pour avoir la ligne de saturation, il suffit de relier la parabole de base au point "C_o" et "b" par une courbe normale au parement amont en « b » et tangente à la parabole.

b : le point d'intersection du talus amont avec le plan d'eau.

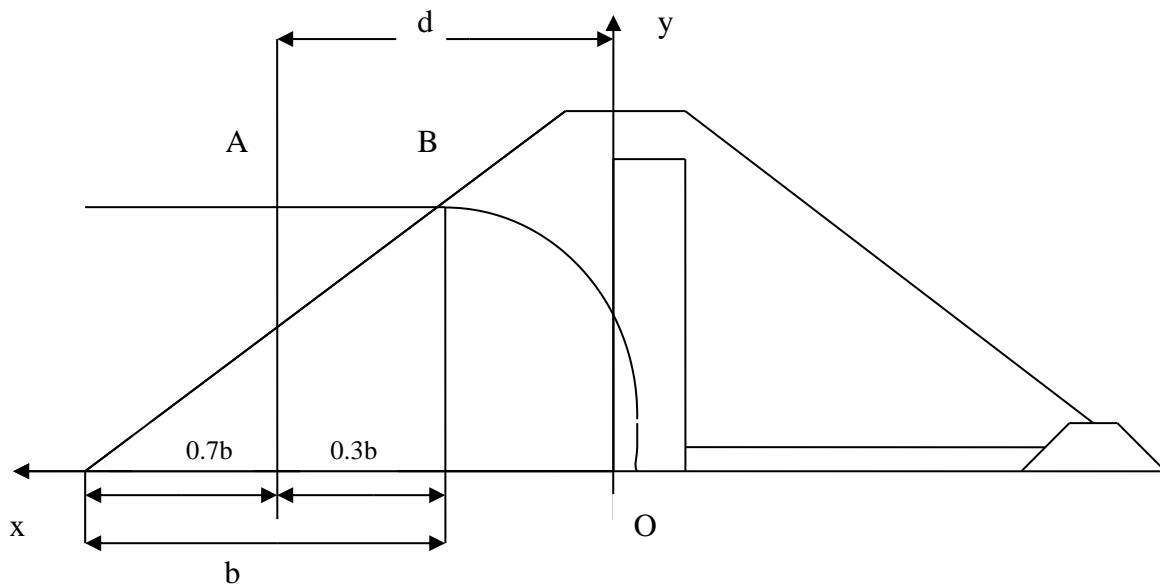


Figure III.2 : Calcul les infiltrations à travers le corps de la digue

On a :

$$d = 30.26 \text{ m} \text{ et } h = 20.56 \text{ m}$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

$$\text{AN : } y_0 = 6.32 \text{ m}$$

L'équation de la parabole s'écrit :

$$2xy_0 = y^2 - y_0^2 \text{ donc : } 2xy_0 = y^2 - (6.32)^2$$

$$\text{D'où : } y^2 = 12.65 x + 39.99$$

Les coordonnées de la parabole sont données dans le tableau III-6.

Tableau III.6 : Les coordonnées de la parabole

X (m)	-3,16	-3	-1	0	3	6	9	12
Y (m)	0,00	1,43	5,23	6,32	8,83	10,77	12,40	13,85
X (m)	15	18	21	24	27	30,25		
Y (m)	15,16	16,36	17,48	18,54	19,53	20,56		

Le point d'intersection de la parabole avec la face aval du noyau "C" est déterminé par l'équation :

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} \tag{III-19}$$

- a : la distance "Oc" ;

- Δa : la distance "C₁C" ;

- α : angle de face aval du noyau avec l'horizontale.

A partir de l'abaque de Casagrande (voir annexe I), on détermine $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$

On a : $\alpha = 90^\circ$ d'où : $\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.25$ et : $a + \Delta a = \frac{6.32}{1 - 0} = 6.32m.$

De l'équation (III-19) on aura : $\Delta a = 6.32 * 0, 25 = 1.58$ m.

D'où : $a = 6.32 - 1.58 = 4.74m.$ a = 4.74 m et $\Delta a = 1.58$ m

Connaissant "a" et " Δa ", on peut tracer le profil de la ligne de saturation.

III-5-2- Calcul du débit d'infiltration (débit de fuite) :

C'est la nature du matériau (Argile) qui conditionne l'écoulement à travers le corps du barrage.

On peut appliquer à celui-ci les règles de l'écoulement à travers une digue homogène, le débit de fuite est donné par :

$$q_n = K.I.A \tag{III-20}$$

- q_n : débit d'infiltration (m³/s/ml) ;
- I : gradient hydraulique ;
- K : Coefficient de perméabilité ;
- A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dy}{dx}$ et : $A = y.1$

Pour une digue en terre assis sur fondation imperméable

$$q_n = Ky \frac{dy}{dx} \quad \text{Avec : } y \frac{dy}{dx} = y_0$$

D'où : $q_n = Ky_0$ m³/s/ml.

$$AN: \quad q_n = 1,03. 10^{-6} * 6.32 = 6.51 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

Avec la longueur de couronnement du barrage L_{cr} qui est de 91 m, on obtient le débit de fuite par la relation :

$$Q_{bar} = q.L_{cr} = 6,51.10^{-6} * 131.39 = 855.34 * 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

III-5-3- Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :

- *dispositif d'ancrage.* :

La résistance d'information du sol est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} \leq I_{adm} \tag{III-21}$$

- ΔH : perte de charge : $\Delta H (H_{amont} - H_{aval})$ de la ligne de saturation.
- δn : épaisseur moyenne de la digue.
- I_{adm} : gradient hydraulique admissible, on le détermine à partir du tableau (III.7)

Tableau III.7 : Gradient hydraulique admissible

Sol du corps du barrage	Classification de l'ouvrage			
	I	II	III	III
Argile compactée	1.5	1.6	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable- moyenne	0.7	0.8	0.9	1
Limon sableux	0.55	0.65	0.75	0.86
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Donc: $I_{adm} = 1.80$; $\Delta H = 20.56m$; $\delta n = 61 m$; $I = 0.34 \leq I_{adm} = 1.80$

D'où la résistance à l'infiltration du sol de la clé d'ancrage est assurée.

III-6- Calcul de stabilité :

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

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique qui est de calcul en rupture circulaire.

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

- 1/- Soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et / ou déterminer à priori.
- 2/- Soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

III-6-1- Conséquences de l'instabilité des talus :

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

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

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction
- Fonctionnement normal

La vérification des talus de retenue collinaire par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « F », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « F_{adm} ».

III-6-2- Ordre de calcul :

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

$$R_1 = K_1 H_b \tag{III-22}$$

$$R_2 = K_2 H_b \tag{III-23}$$

- H_b : Hauteur totale du barrage.

(K_1 - K_2) : sont déterminés d'après le tableau III-08 en fonction de pentes de talus.

Pour notre cas : - Talus amont : $K_1 = 1$; $K_2 = 2.5$

- Talus aval : $K_1 = 0.875$; $K_2 = 2.125$

Tableau III.8 : (K_1 - K_2) en fonction des pentes des talus

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

A) Talus amont :

$$R_1 = 22.43 \text{ m et } R_2 = 56.08 \text{ m}$$

B) Talus aval :

$$R_1 = 19.63 \text{ m et } R_2 = 47.66 \text{ m}$$

Le centre des rayons étant le point "B".

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

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

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

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

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$
- Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$

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

III-6-3- Les caractéristiques géotechniques des sols :

Elles sont représentées dans le tableau III.09 suivant :

Tableau III.9 : Les caractéristiques géotechniques des sols

Paramètres	Unité	Corps du barrage	Fondation
Angle de frottement total (φ_u)	Degré (°)	4	11
Cohésion totale (C_u)	Bar	0,40	0,45
Angle de frottement effectif (φ_{ef})	Degré (°)	10	13
Cohésion effectif (C_{ef})	Bar	0,38	0,41
γ_{sat}	t/m ³	2.10	2.02
γ_d	t/m ³	1.71	1.77

III-6-4- Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

a) Force de pesanteur :

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

La formule s'écrit :

$$G_n = b. (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3). \quad (\text{III-24})$$

- h_1, h_2, h_3 : hauteurs des tranches ;
- γ_1 : densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation. (γ_d : densité sèche) ;
- γ_2 : densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation. (γ_{sat} : densité du matériau de construction à l'état saturé) ;
- γ_3 : densité de l'assise. (γ_{sat} : densité de la fondation à l'état saturé) ;
- b : largeur de la tranche.

Cette force-là a deux composantes :

- $N_n = G_n \cdot \cos \alpha$: Qui est une force normale stabilisatrice.
- $T_n = G_n \cdot \sin \alpha$: qui est une force déstabilisatrice tangentielle au cercle de glissement.

Avec :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{\text{nombre.total.des.tranches}}. \quad (\text{III-25})$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha} \quad (\text{III-26})$$

b) Forces de pression interstitielles :

Dans le cas où le réservoir est plein la force de pression interstitielle se calcule comme suit :

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \quad (\text{III-27})$$

- U : pression interstitielle ;
- dl : longueur en arc de la tranche ;
- γ_w : poids volumique de l'eau $\gamma_w = 1 \text{KN/m}^3$;
- h : hauteur de la tranche.

c) Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl. \quad (\text{III-28})$$

- C : Cohésion du sol considéré.

d) Forces dues au séisme :

Ces forces sont considérées horizontales, appliquées aux centres des tranches et sont dues à l'accélération du mouvement provoqué par le séisme.

$$T = a G_n \quad (\text{III-29})$$

- a : Coefficient de séisme (a=0,15).

- G_n : Poids de la tranche.

III-6-5- Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

1. Les forces stabilisatrices :**a) Force de frottement :**

$$F_f = Nn \operatorname{tg} \varphi - U dl \operatorname{tg} \varphi. \quad (\text{III-30})$$

- φ : Angle de frottement.

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

b) Force de cohésion :

$$F_c = c dl \quad \text{Avec :} \quad dl = \frac{b}{\cos(\alpha)} \quad (\text{III-31})$$

- b : largeur de la tranche.

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

$$M_s = [(Nn - U dl) \operatorname{tg} \varphi + c dl] R. \quad (\text{III-32})$$

- R : rayon de la courbe de glissement.

2. Les forces déstabilisatrices (motrices) :

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle au cercle de glissement, elle tend à faire glisser la tranche du talus vers le bas.

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

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \quad (\text{III-33})$$

Dans le cas d'un séisme il y a une force particulière supposée horizontale qui tend à faire vibrer la tranche du talus. Le moment de cette force est :

$$M_T = a G_n d_n. \quad (III-34)$$

Remarque : Les moments de toutes ces forces sont calculés par rapport au centre du cercle de glissement.

III-6-6- Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

Le coefficient " F_s " est le rapport du moment des forces stabilisatrices sur les moments des forces motrices par rapport au centre de glissement donné par :

$$F_s = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \varphi + \sum C d L}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \quad (III-35)$$

* Pour le cas d'une retenue vide ($P = 0$), on vérifie la stabilité avec et sans l'effet du séisme.

d_n : la distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

R : c'est le rayon du cercle de glissement.

a) Avec effet de séisme :

$$F_{as} = \frac{\sum G_n \operatorname{Cos} \alpha_n \operatorname{tg} \varphi + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \operatorname{Sin} \alpha_n + \frac{\sum a G_n d_n}{R}} \quad (III-36)$$

b) Sans l'effet de séisme :

$$F_{ss} = \frac{\sum G_n \operatorname{Cos} \alpha_n \operatorname{tg} \varphi_n + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \operatorname{Sin} \alpha_n} \quad (III-37)$$

Les résultats de calcul de stabilité sont donnés par les tableaux (voir annexe II) pour les différents rayons.

Le coefficient F_s calculé doit être supérieur à « F_{sadm} », pour notre cas le barrage est de classe III.

$$F_{ss} = 1.15-1.0$$

Pour tous les types de fonctionnement.

$$F_{as} = 1.05$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau III.10.

Tableau III.10 : Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation			Coefficient de sécurité	
			Sans séisme	Avec séisme
Fin de construction	Talus amont	R = 47.36 m	2.33	1.89
	Talus aval	R = 34.78 m	1.89	1.55
En exploitation	Talus amont	R = 47.36 m	7.90	5.43

D'après les résultats obtenus, la stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tous les cas de sollicitation, d'où les fruits des talus amont et aval sont acceptés.

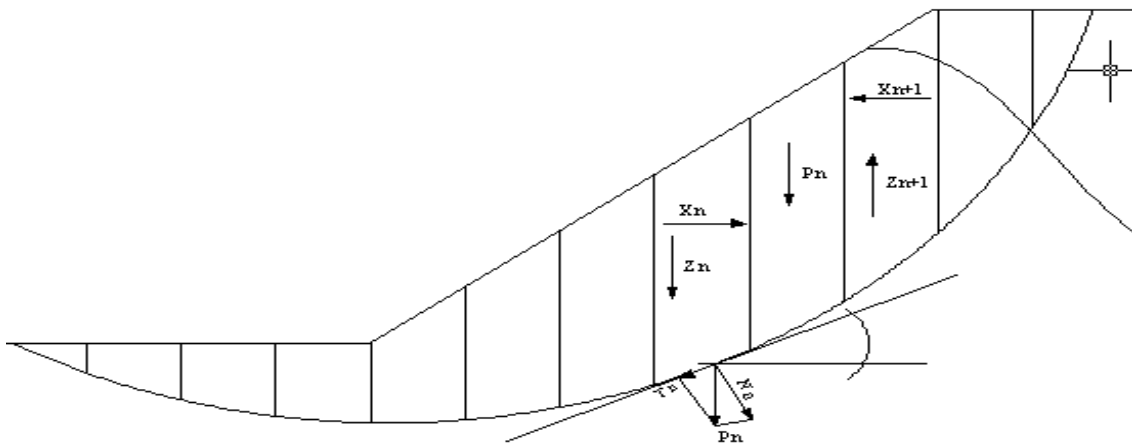


Figure III.3 : Schéma de calcul de stabilité

III-7- Conclusion :

D'après l'étude de conception et de stabilité de l'ouvrage, nous avons trouvé les résultats suivants :

- Niveau des plus hautes eaux (NPHE) : NPHE = 323,17 m NGA
- La hauteur de la retenue collinaire : Hb = 22,43 m
- La largeur en crête : b_{cr} = 7,0 m
- Talus amont : m₁ = 1 / 3 et talus aval : m₂ = 1 / 2.5
- Le coefficient de sécurité minimum est supérieur au coefficient admissible ; donc la stabilité du talus est assurée.

Chapitre IV

Étude des ouvrages

annexes

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 le barrage 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, en tenant compte de la facture économique et la sécurité de l'aménagement. Pour notre présent cas les formations géologiques existantes au niveau de la rive gauche sont des marnes et des grés et ne posent aucun problème de point de vue géologique sur la construction. En tout cas il faut donner une certaine élasticité à cette construction bétonneuse en utilisant des joints entre les différents dalots qui la constituent.

Donc l'évacuateur doit être fondé sur le substratum marneux sain pour éviter tout tassement ou gonflement de la fondation.

En concluant, 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 gauche 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 :

Avant de procéder aux calculs hydrauliques, on doit vérifier la fiabilité de l'évacuateur de crues avec sa longueur déversante de 12 m lors de l'évacuation de la crue cinq centennale.

Pour cela on a établi un laminage de cette crue par la méthode « pas- par pas » et on a obtenu les résultats donnés dans le tableau (IV-01).

Tableau IV.01: Paramètres de dimensionnement de l'évacuateur de crue

Largeur déversante (m)	Lame déversante (m)	Débit déversant (m ³ /s)
12	0.61	11.36

Cette charge est acceptable de point de vue que le niveau des plus hautes eaux sera encore inférieur à la crête du barrage, donc on n'aura aucun risque de submersion.

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 :** [4]

$$V_{\text{approche}} = \frac{Q}{(P+h)b} \tag{IV-01}$$

Avec : - b : largeur du déversoir (12 m) ;

- Q : débit évacue (Q = 11.36 m³/s) ;

- P : Hauteur de pelle (1 m).

$$\text{AN : } V=0.59 \text{ m/s}$$

$$V_{\text{ap}} \leq V_{\text{adm}} (4.4 – 10) \text{ m/s (Donc pas de risque de l’érosion).}$$

IV-3-2- Déversoir : [4]

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 :

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{2} \left(\frac{X}{H} \right)^{1.85} \tag{IV-02}$$

Avec : - H : Charge sur le déversoir (m).

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

Tableau IV.02 : Coordonnés de profil de Greager

X	0.00	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80
Y	0.00	-0.04	-0.14	-0.30	-0.50	-0.76	-1.07	-1.42	-1.82	-2.26

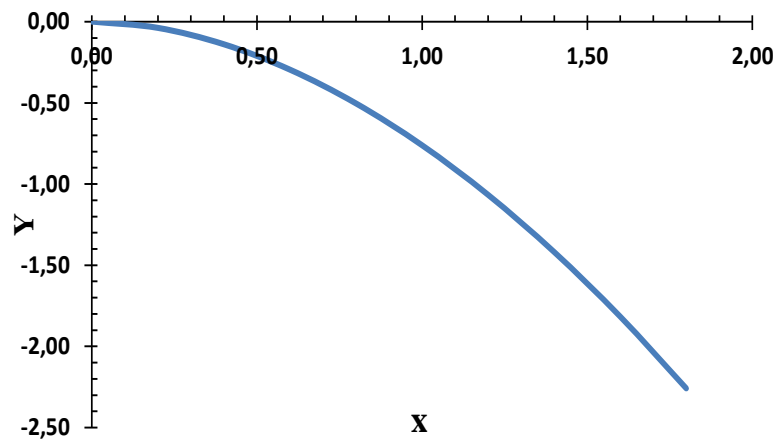


Figure IV.01 : Profil du seuil déversant

IV-3-3- Chenal d'écoulement : [4]

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 :**

$$Y_c = \sqrt[3]{Q^2 / b^2 g} \quad (\text{IV-03})$$

Où : - Q : débit laminé ; $Q = 11.36 \text{ m}^3/\text{s}$

- b : largeur du déversoir ; $b = 12 \text{ m}$

- g : accélération de la pesanteur ; $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

$$\text{AN : } Y_c = 0.45 \text{ m}$$

- **pente critique :**

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K . S . R_H^{2/3} I^{1/2} \quad (\text{IV-04})$$

Avec : - R_H : rayon hydraulique en (m) ;

- I : pente en (m/m) ;

- S : section mouillée (m^2) ;

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

Pour une section rectangulaire

$$I_{cr} = \left[\frac{Q(b + 2y_c)^{2/3}}{K(b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \quad (\text{IV-05})$$

$$\text{AN : } I_{cr} = 0.28\% > 0.1\% \text{ (Donc la condition est vérifiée).}$$

IV-3-4- Calcul du convergent : [8]

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale 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 :

$$L = 2,5(l_1-l_2) \tag{IV-06}$$

Ou : - l_1 : largeur au plafond du bief amont ;

- l_2 : largeur de la section de contrôle.

$$\text{AN : } L = 23.25\text{m} \approx 23.50 \text{ m}$$

IV-3-5- Le coursier : [4]

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 :

$$L_{\text{cou}} = Q^{0.4} \text{ (m)} \tag{IV-07}$$

$$\text{AN : } L_{\text{cou}} = 2.64 \text{ m} \approx 2.70\text{m}$$

- **Longueur du coursier :**

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique

$$L_{\text{cou}} = 38.12\text{m} \quad \text{et : } I_{\text{cou}} = 24\%.$$

- **La profondeur critique :**

On a :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2} \tag{IV-08}$$

Avec : - Q : Débit de la crue $Q = 11.36 \text{ (m}^3/\text{s)}$.

- b : la largeur du canal. $b = 2.70 \text{ m}$

le tirant d'eau critique est : $Y_{\text{cr}} = 1.22 \text{ m}$

- **La pente critique :**

La condition de criticité :

La combinaison entre relation (IV-09) :

$$\frac{Q^2 b}{g S_{cr}^3} = 1 \tag{IV-09}$$

Et la relation du régime uniforme (IV-10)

$$Q = SC\sqrt{RI} \tag{IV-10}$$

Pour une section rectangulaire donnent :

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2 \tag{IV-11}$$

Où : - I_{cr} : Pente critique.

- S_{cr} : Section critique ; $S_{cr} = b \cdot hc$; $S_{cr} = 3.29 \text{ m}^2$
- R_{cr} : Rayon critique ; $R_{cr} = S_{cr}/P_{cr}$
- P_{cr} : Périmètre critique ; $P_{cr} = 2hc + b$; $P_{cr} = 5.13 \text{ m}$

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

- n : Coefficient de rugosité ; $n = 0,014$ ($\text{m}^{-1/3}/\text{s}$)

Donc :

$$R_{cr} = 0.64 \text{ m}$$

$$C_{cr} = 66.31 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$$

$$\text{Donc : } I_{cr} = 0,0005 = 0.05\% \quad I_{cou} = 25\% > I_{cr} = 0.05\%$$

- 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).

Tableau IV.03 : Calcul de ligne d'eau

Q (m^3/s)	Strickler	I (m/m)	Y_n (m)	Y_c (m)	L_{bief} (m)	Fraude (aval)
11.36	71	0.25	0.32	2.22	38.12	7.30

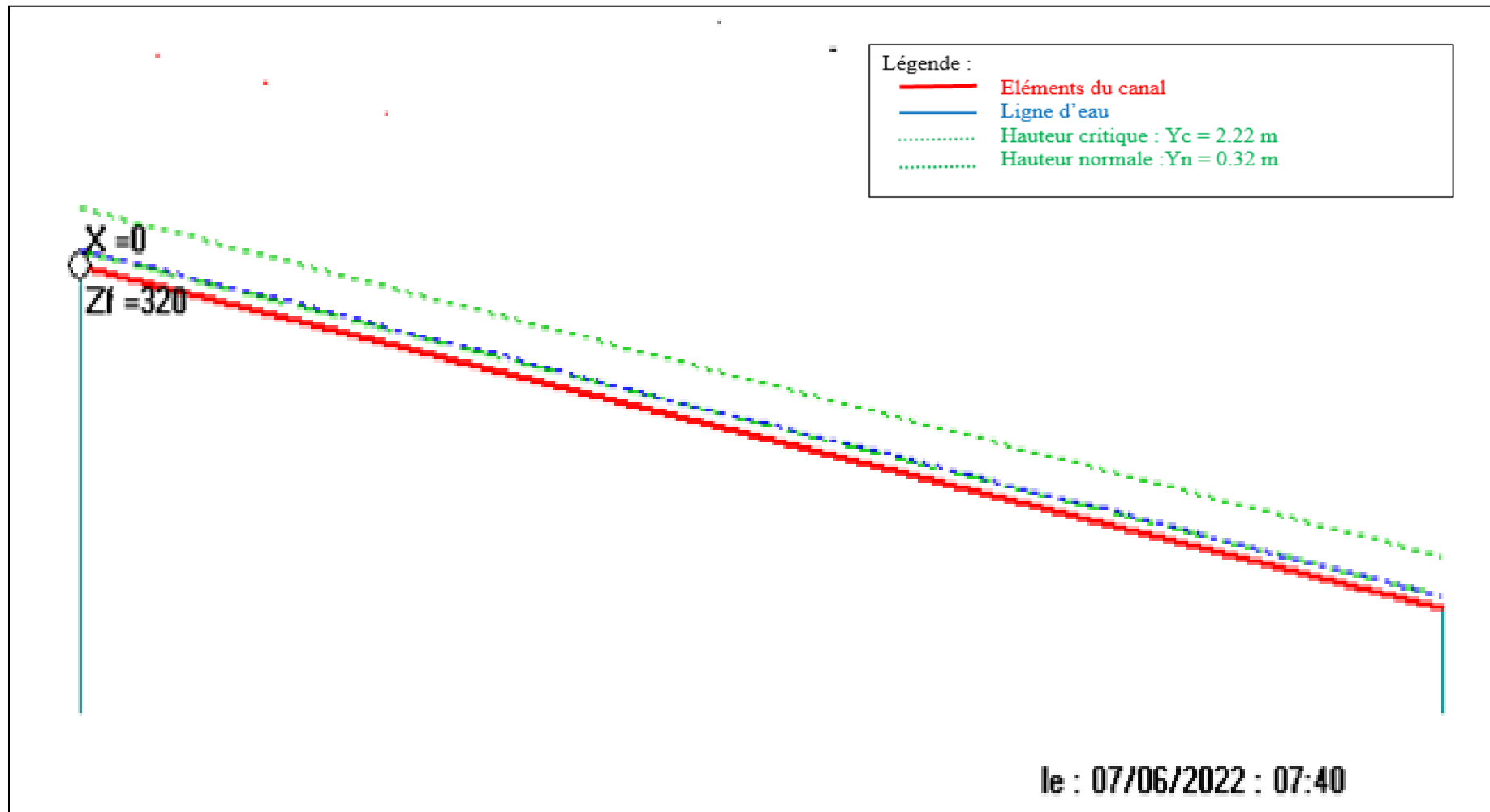


Figure IV.02 : La ligne d'eau dans le coursier

IV-3-6- Calcul du bassin d'amortissement : [9]

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 (Écoulement très turbulent).

Le nombre de Froude calcul par logiciel CANALP 21 :

$$FR = 7.30$$

Froude est supérieur à 7.30, 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. 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 III)

- **Détermination des caractéristiques du bassin :**

On a : $F = 7.30$ Donc de l'abaque $\frac{y_2}{y_1} = 10$ $y_1 = 0.32$ m D'où $y_2 = 3.20$ 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 : $L = 13.44$ m On prend $L = 13.50$ m.

- **Dimensionnement des blocs chicanes :**

A l'entrée : $h_1 = y_1 = e_1 = z_1 = 0.32$ m ;

Avec : - 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 : $h_2 = 0.2y_2 = 0.64$ m ;

$e_2 = z_2 = 0.15y_2 = 0.48$ 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 :

$$Q = CS \sqrt{RI} \tag{IV-12}$$

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

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

- R : rayon hydraulique $R = S/P$

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

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

- Q : le débit évacué en (m^3/s).

La hauteur critique se calcule comme suit :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,015 . \sigma_{cr}^2 \right) . K \tag{IV-13}$$

Avec : $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$ et : $\sigma = \frac{Km}{b}$ $m = 1$.

On trouve : $K = 1,22$ $\sigma = 0,45$ d'où : $h_{cr} = 1.04$ m.

- La pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 . C_{cr}^2 . R_{cr}} \tag{IV-14}$$

Avec: $R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = 0.69$ m et : $C_{cr} = \frac{1}{n} . R_{cr}^{1/6} = 67.12$

D'où : $I_{cr} = 0.28\%$

- Longueur du canal de restitution :

La longueur du canal de restitution est obtenue directement du plan topographique

$$L = 11 \text{ m}$$

- La profondeur normale :

La profondeur normale est calculée à l'aide du logiciel CANALP21 et on trouve : $h_n = 4.30$ m.

- *La vitesse de l'écoulement :*

$$V = Q/S = C \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad (IV-15)$$

$$AN : V = 1.31 \text{ m/s.}$$

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

$$V < V_{adm} (1,8 - 2,2) \text{ m/s}$$

IV-3-8- Hauteur des murs bajoyers :

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

$$H_0 = P+h+R \quad (IV-16)$$

R : la revanche en (m)

- La revanche est calculée par la formule :

$$R = 0.6 + 0.5 V h^{1/3} \quad (IV-17)$$

$$AN : R = 1.96 \text{ m}$$

Donc la hauteur des murs est de : $H = 3.57 \text{ m}$

On prend $H_0 = 3.60 \text{ m.}$

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 :

$$V = \frac{Q}{b_1 \cdot Y_c} \quad (IV-18)$$

$$AN : V = 1.90 \text{ m/s}$$

La revanche (R) est égale à :

$$R = 0,61 + 0,14 \cdot V^{1/3} \quad (IV-19)$$

$$AN : R = 0.77 \text{ m}$$

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

$$H_1 = H_c + R \quad (IV-20)$$

$$H_1 = 2.22+0,77 = 2.99 \text{ m}$$

On prend : $H_1 = 3.00 \text{ m.}$

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

$$H_2 = h_f + r. \quad (IV-21)$$

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

$$h_f = 0.32 \text{ m.} \quad V = 13.15 \text{ m/s} \quad \text{et} \quad r = 0.93 \text{ m.}$$

$$\text{D'où } H_2 = 0.32 + 0.93 = 1.25 \text{ m.}$$

$$\text{On prend : } H_2 = 1.30 \text{ m.}$$

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

$$R = 0.61 + 0.14 \cdot V^{1/3} \quad (IV-22)$$

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

$$\text{AN: } R = 0.6 + 0.14V^{1/3} = 0.75 \text{ m avec } V = 1.31 \text{ m/s}$$

$$H_{\text{mur}} = 3.95 \text{ m}$$

$$\text{On prend : } H_{\text{mur}} = 4.00 \text{ m}$$

IV-5- Ouvrage de vidange et de prise d'eau :**IV-5-1- La vidange de fond :**

Afin d'édifier la retenue collinaire à l'abri de l'eau courante dans l'oued ou d'une éventuelle crue, il est nécessaire de prévoir un chemin d'écoulement au débit quel que soit leur provenance.

Ce chemin d'écoulement ne doit pas entraver ni gêner les travaux de construction de la digue et des ouvrages annexes.

Se basant sur la capacité du déversoir, le gabarit et les dimensions du retenue collinaire et pour des raisons d'économie, l'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la conduite de vidange de fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l'ouvrage d'entrée ne soit réalisé qu'après l'achèvement des travaux de la digue.

La capacité de la conduite doit permettre la vidange en dix (10) jours

Le débit de vidange du volume utile est de

$$Q = \frac{V_U}{T} + Q_0 \quad (IV-23)$$

Avec :

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

- V_U : volume utile de retenue ($V_U = 277200,00 \text{ m}^3$) ;
- T : temps de vidange en seconde estimé à 10 jours à raison de 16 heures par jour.

$$AN : Q = 0.48 \text{ m}^3/\text{s}$$

IV-5-1-1- Calcul hydraulique :

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, on utilise la formule IV-24 :

$$Q = \mu S \sqrt{2gz} \tag{IV-24}$$

Avec : - Q : débit de vidange en (m^3/s) ;

- μ : coefficient de débit ;

- S : section de la conduite en (m^2) ;

- Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et le bief aval en (m).

$$S = \frac{Q}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \pi \frac{d^2}{4} \tag{IV-25}$$

Avec : - $Z = 20.56 \text{ m}$

Préalablement on prend $\mu = 0.62$

$$AN : S = 0,04 \text{ m}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

D'où $d = 0.222 \text{ m}$

On prend un diamètre normalise $d = 250 \text{ mm}$, une conduite en acier d'une rugosité $n = 0.014$

- Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \tag{IV-26}$$

$\sum \xi_s$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} \tag{IV-27}$$

Avec :

$$- \xi_{ent} = 0.5$$

$$- \xi_{vanne} = 0.1$$

$$- \xi_{ssortie} = 1$$

$\sum \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d} \quad (IV-28)$$

Avec :

- L : longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 140 m
- d : diamètre de la conduite de vidange égale à 250 mm
- λ : Coefficient de débit calculé par la formule de MANNING

$$\lambda = \frac{124.6n^2}{d^{1/3}} \quad (IV-29)$$

Avec : - n : rugosité de la conduite en acier (n=0.014)

On trouve $\lambda = 0.039$

Ce qui donne $\mu = 0,20$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à $d = 390$ mm, on adopte la valeur de $d = 400$ mm.

IV-5-2- Dimensionnement de la prise d'eau :

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande aval (consommation maximale en aval).

La consommation maximale est en mois de juillet : $V_{\max} = 65000 \text{ m}^3$.

Donc : $Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T}$ avec : T : temps de prise (T = 31 jours à raison de 12 heures par jour).

D'ou : $Q_{\max} = 0.049 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \quad (IV-30)$$

Avec : - μ : coefficient de débit $\mu = 0,3$;

- S : section de la conduite en (m^2).

AN : $S = 0.01 \text{ m}^2$. Donc $d = 110 \text{ mm}$.

- Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}} \quad (IV-31)$$

$\sum \xi_s$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et elles sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\sum \xi_s = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot L}{D} \quad (IV-32)$$

Avec : $\lambda = 0.51$

$$AN : \sum \xi = 76.94 \text{ m.}$$

$\mu = 0,11$. Donc : $S = 0,02 \text{ m}^2$. et on trouve : $d = 178 \text{ mm}$, on prend un diamètre normalise $d=180 \text{ mm}$.

IV-6- Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons dimensionné notre évacuateur de crue; elle à 121.34 m de longueur avec un déversoir type Greager, un coursier rectangulaire de 38.10 m de longueur, un bassin de dissipation type II et un canal de restitution trapézoïdal.

La conduite de prise d'eau à un diamètre de 180 mm et la conduite de vidange de fond a un diamètre de 400 mm.

Conclusion générale

Conclusion générale

La wilaya d'Ain Temouchent est une région agricole et la construction des retenues collinaires comme celle de Kolla sur Oued Kolla favorise le développement du secteur de l'agriculture, assure l'amélioration de la production et maintient les populations rurales en leurs assurant de réelles possibilités de développement.

Dans le cadre de notre projet intitulé étude d'avant-projet détaillé d'une retenue collinaire sur l'oued de Kolla- W.Aintemouchent nous avons fait : mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité (déjà réalisée), une étude hydrologique du bassin versant et de la cuvette, une étude détaillée du dimensionnement et stabilité de la digue de retenue collinaire et nous avons terminé par un calcul hydraulique des ouvrages annexes.

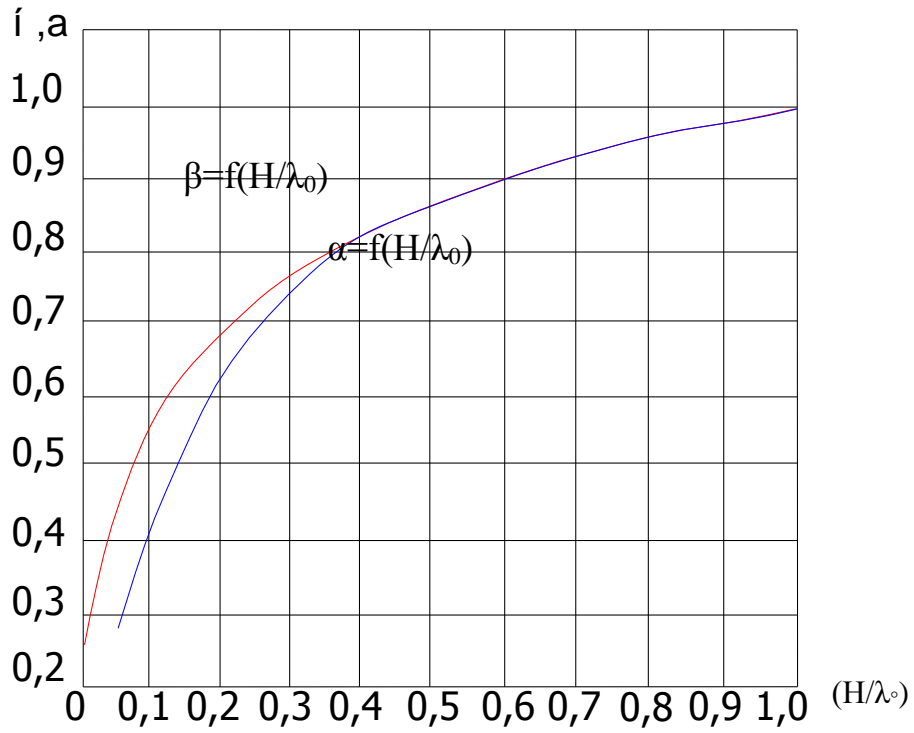
Après les calculs nous avons trouvés :

- Le niveau du volume normal de la retenue (NNR) est de : 322.56 m NGA.
- Le volume normal de la retenue est : 0.310 Mm³.
- Niveau des plus hautes eaux (NPHE) est de : 323.17 m NGA.
- La côte de crête est de : 324.43 m NGA.
- La hauteur de la retenue collinaire : $H_b = 22.43$ m.
- La largeur en crête : $B = 7.0$ m.
- Talus amont : $m_1 = 1 / 3$ et talus aval : $m_2 = 1 / 2.5$
- L'évacuateur de crue à une longueur de 121.34 m avec un déversoir type Greager, un coursier rectangulaire de 38.10 m de longueur, un bassin de dissipation type II et un canal de restitution trapézoïdal.
- La conduite de prise d'eau à un diamètre de 180 mm et la conduite de vidange de fond a un diamètre de 400 mm.

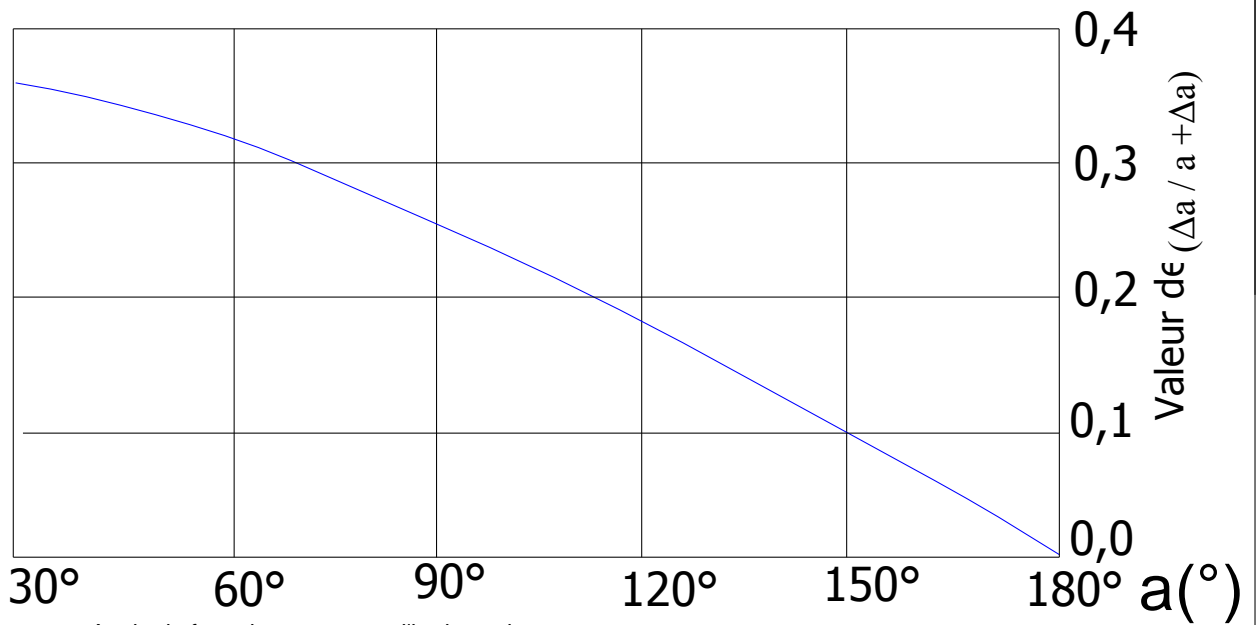
Références bibliographique

- [1] : **R.BOUCHEMAL** : « Etude de faisabilité d'un petit barrage sur l'oued de Kolla (wilaya de Ain Temouchent) ». Mémoire de fin d'études. (E.N.S.H).Blida.Septembre 2005.
- [2] : **B.TOUAIBIA** : « Polycopie de cours de régularisation des débits "les retenues" ». (E.N.S.H).Blida. Janvier 2000.
- [3] : **M.HASSANE** : « Polycopie des abaques de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue ». (E.N.S.H). Blida.2004.
- [4] : **F.BELAABED** : « Etude d'un petit barrage sur l'oued de Kasr Sbihi (wilaya de Oum El Bouaghi) ». Mémoire de fin d'études. (E.N.S.H).Blida.Septembre 2006.
- [5] : **GERARD DEGOUTTE** : « Petits barrages ». Recommandation pour la conception, la réalisation et le suivi, Comité français des grands barrages Edition Cemagref.France. 1997.
- [6] : **JEAN-MAURICE DUAND, PAUL ROYET, PATRICE MERIEUX** : « techniques des petits barrages en Afrique Sahélienne et équatoriale ». Editions Cemagref. Paris Avril 1999.
- [7] : **BELOKONEV** : « barrages en matériaux locaux ».Tipasa 1981.
- [8] : **CIGB** : « Barrages en remblai protection du talus amont». Bulletin 91.1993.
- [9] : **M.HASSANE** : « Polycopie des abaques de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue ». (E.N.S.H). Blida.2004.

ANNEXE I :



Abaque de L'ABOZOVSKY



a : Angle de face du noyau avec l'horizontale

Abaque de CASAGRANDE

ANNEXE II :

Calcul de la stabilité

Tableau II.1 : Talus amont, cas de fin de construction $R = 39,7$ m

N	b	h_1	h_2	h_3	h_4	h_5	g_1	g_2	g_3	g_4	g_5	G_n	$\sin a$	$\cos a$	N_n	T_n	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	C_{α_4}	tg_1	tg_2	tg_3	tg_4	tg_5	tg_{α_4}	$N.tg_{\alpha_4}$	l	$C_{\alpha_4}l$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
	R/10																														
-4	4	0,3	0	2	0	0	1,7	2	2	2,0	2,22	30,55	-0,31	0,95	29,07	-9	3,8	4	6	4,1	4,5	5,69	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,15	4,23	4,17	23,73
-3	4	1,9	0	3,5	0	0	1,7	2	2	2,0	2,22	51,81	-0,23	0,97	50,41	-12	3,8	4	6	4,1	4,5	5,22	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,15	7,78	4,08	21,28
-2	4	3,5	0	4,4	0	0	1,7	2	2	2,0	2,22	69,14	-0,15	0,99	68,32	-11	3,8	4	6	4,1	4,5	5,02	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,16	10,78	4,02	20,17
-1	4	5,1	0	4,8	0	0	1,7	2	2	2,0	2,22	82,88	-0,08	1,00	82,64	-6	3,8	4	6	4,1	4,5	4,86	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,16	13,27	3,98	19,37
0	4	6,7	0	4,8	0	0	1,7	2	2	2,0	2,22	93,32	0,00	1,00	93,32	0	3,8	4	6	4,1	4,5	4,71	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,16	15,25	3,97	18,70
1	4	8,3	0	4,2	0	0	1,7	2	2	2,0	2,22	100,32	0,08	1,00	100	7,7	3,8	4	6	4,1	4,5	4,54	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,17	16,66	3,98	18,07
2	4	9,9	0	3,2	0	0	1,7	2	2	2,0	2,22	104,30	0,15	0,99	103,1	16	3,8	4	6	4,1	4,5	4,34	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,17	17,54	4,02	17,44
3	4	11	0	1,7	0	0	1,7	2	2	2,0	2,22	101,09	0,23	0,97	98,36	23	3,8	4	6	4,1	4,5	4,10	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,17	17,17	4,08	16,72
4	4	13	0	0	0	0	1,7	2	2	2,0	2,22	100,61	0,31	0,95	95,73	31	3,8	4	6	4,1	4,5	3,80	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,18	17,23	4,17	15,86
5	4	12	0	0	0	0	1,7	2	2	2,0	2,22	92,53	0,38	0,92	85,41	36	3,8	4	6	4,1	4,5	3,80	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,18	15,37	4,30	16,34
6	4	10	0	0	0	0	1,7	2	2	2,0	2,22	82,55	0,46	0,89	73,23	38	3,8	4	6	4,1	4,5	3,80	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,18	13,18	4,48	17,01
7	4	7,6	0	0	0	0	1,7	2	2	2,0	2,22	66,12	0,54	0,84	55,72	36	3,8	4	6	4,1	4,5	3,80	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,18	10,03	4,71	17,90
8	4	3,9	0	0	0	0	1,7	2	2	2,0	2,22	40,66	0,62	0,79	32,05	25	3,8	4	6	4,1	4,5	3,80	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,18	5,77	5,04	19,14

Fss = 2.33

Fas = 1.89

Calcul de la stabilité

Tableau II.2 : Talus aval, cas de fin de construction $R = 19.29m$

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	h ₄	h ₅	g ₁	g ₂	g ₃	g ₄	g ₅	Gn	sin a	cos a	Nn	Tn	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄	C ₅	C _{eq}	tg ₁	tg ₂	tg ₃	tg ₄	tg ₅	tg _{eq}	N.tg _{eq}	1	C _{eq.1}	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	
	R/10																															
-4	1,93	0	0	1,43	0	0,9	1,7	2,1	1,8	2,0	2,22	15,62	-0,31	0,95	14,863	-4,8	3,8	4	6	4,1	4,5	5,42	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,14	2,08	2,03	11,00	
-3	1,93	0	0	2,89	0	2,1	1,7	2,1	1,8	2,0	2,22	25,66	-0,23	0,97	24,966	-5,9	3,8	4	6	4,1	4,5	5,37	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,14	3,50	1,98	10,65	
-2	1,93	0	0	3,85	0	3,3	1,7	2,1	1,8	2,0	2,22	34,16	-0,15	0,99	33,755	-5,3	3,8	4	6	4,1	4,5	5,31	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,14	4,73	1,95	10,36	
-1	1,93	2,5	0	4,37	0	1,6	1,7	2,1	1,8	2,0	2,22	37,05	-0,08	1,00	36,945	-2,9	3,8	4	6	4,1	4,5	5,06	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,15	5,71	1,93	9,80	
0	1,93	6,3	0	4,44	0	0	1,7	2,1	1,8	2,0	2,22	42,74	0,00	1,00	42,736	0	3,8	4	6	4,1	4,5	4,71	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,16	6,98	1,93	9,09	
1	1,93	8,5	0	4,08	0	0	1,7	2,1	1,8	2,0	2,22	48,90	0,08	1,00	48,751	3,76	3,8	4	6	4,1	4,5	4,51	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,17	8,14	1,93	8,73	
2	1,93	11	0	3,3	0	0	1,7	2,1	1,8	2,0	2,22	53,42	0,15	0,99	52,787	8,22	3,8	4	6	4,1	4,5	4,32	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,17	9,00	1,95	8,43	
3	1,93	13	0	2,05	0	0	1,7	2,1	1,8	2,0	2,22	56,31	0,23	0,97	54,793	13	3,8	4	6	4,1	4,5	4,10	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,17	9,56	1,98	8,13	
4	1,93	14	0	0,31	0	0	1,7	2,1	1,8	2,0	2,22	52,81	0,31	0,95	50,251	16,3	3,8	4	6	4,1	4,5	3,85	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,18	9,00	2,03	7,80	
5	1,93	13	0	0	0	0	1,7	2,1	1,8	2,0	2,22	51,33	0,38	0,92	47,378	19,7	3,8	4	6	4,1	4,5	3,80	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,18	8,53	2,09	7,94	
6	1,93	12	0	0	0	0	1,7	2,1	1,8	2,0	2,22	47,66	0,46	0,89	42,284	22	3,8	4	6	4,1	4,5	3,80	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,18	7,61	2,17	8,26	
7	1,93	10	0	0	0	0	1,7	2,1	1,8	2,0	2,22	41,20	0,54	0,84	34,717	22,2	3,8	4	6	4,1	4,5	3,80	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,18	6,25	2,29	8,70	
8	1,93	7,2	0	0	0	0	1,7	2,1	1,8	2,0	2,22	30,78	0,62	0,79	24,258	18,9	3,8	4	6	4,1	4,5	3,80	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,18	4,37	2,45	9,30	
9	3,31	1,9	0	0	0	0	1,7	2,1	1,8	2,0	2,22	22,81	0,69	0,72	16,46	15,8	3,8	4	6	4,1	4,5	3,80	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,18	2,96	4,59	17,43	

F_{ss}= 1.85

F_{as}=1.34

Calcul de la stabilité

Tableau II.3: Talus amont, cas fonctionnement normale e la retenue $R = 47.36m$

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	h ₄	h ₅	g ₁	g ₂	g ₃	g ₄	g ₅	Gn	sin a	cos a	Nn	Tn	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄	C ₅	C _{eq}	tg ₁	tg ₂	tg ₃	tg ₄	tg ₅	tg _{eq}	N.tg _{eq}	1	C _{eq.1}
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
	R/10												N°/13	$(1-\sin^2 a)^{0.5}$	13*15																
-4	4,74	0	0,33	0	2	0	1,7	2,1	1,8	2,0	2,22	36,14	-0,31	0,95	34,387	-11	3,8	4	6	4,1	4,5	4,09	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,07	2,41	4,98	20,34
-3	4,74	0	1,93	0	3,48	0	1,7	2,1	1,8	2,0	2,22	50,30	-0,23	0,97	48,942	-12	3,8	4	6	4,1	4,5	4,06	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,07	3,43	4,87	19,78
-2	4,74	0	3,53	0	4,4	0	1,7	2,1	1,8	2,0	2,22	59,10	-0,15	0,99	58,397	-9,1	3,8	4	6	4,1	4,5	4,06	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,07	4,09	4,79	19,44
-1	4,74	0	5,13	0	4,81	0	1,7	2,1	1,8	2,0	2,22	63,02	-0,08	1,00	62,836	-4,8	3,8	4	6	4,1	4,5	4,05	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,07	4,40	4,75	19,23
0	4,74	0	6,73	0	4,75	0	1,7	2,1	1,8	2,0	2,22	62,45	0,00	1,00	62,449	0	3,8	4	6	4,1	4,5	4,04	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,07	4,37	4,74	19,14
1	4,74	0	8,33	0	4,2	0	1,7	2,1	1,8	2,0	2,22	57,19	0,08	1,00	57,018	4,4	3,8	4	6	4,1	4,5	4,03	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,07	3,99	4,75	19,16
2	4,74	0	9,92	0	3,23	0	1,7	2,1	1,8	2,0	2,22	47,91	0,15	0,99	47,337	7,37	3,8	4	6	4,1	4,5	4,02	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,07	3,31	4,79	19,29
3	4,74	0	11	0	1,73	0	1,7	2,1	1,8	2,0	2,22	33,56	0,23	0,97	32,652	7,74	3,8	4	6	4,1	4,5	4,01	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,07	2,29	4,87	19,54
4	4,74	0	12,7	0	0	0	1,7	2,1	1,8	2,0	2,22	17,01	0,31	0,95	16,182	5,23	3,8	4	6	4,1	4,5	4,00	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,07	1,13	4,98	19,91
5	4,74	0	11,5	0	0	0	1,7	2,1	1,8	2,0	2,22	17,01	0,38	0,92	15,699	6,54	3,8	4	6	4,1	4,5	4,00	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,07	1,10	5,13	20,52
6	4,74	0	10,1	0	0	0	1,7	2,1	1,8	2,0	2,22	17,01	0,46	0,89	15,087	7,85	3,8	4	6	4,1	4,5	4,00	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,07	1,06	5,34	21,35
7	4,74	0	7,64	0	0	0	1,7	2,1	1,8	2,0	2,22	17,01	0,54	0,84	14,331	9,16	3,8	4	6	4,1	4,5	4,00	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,07	1,00	5,62	22,48
8	4,74	3,2	0,67	0	0	0	1,7	2,1	1,8	2,0	2,22	43,08	0,62	0,79	33,96	26,5	3,8	4	6	4,1	4,5	3,83	0,18	0,07	0,14	0,23	0,19	0,16	5,47	6,01	23,04

Fss = 7.90

Fass = 5.43

ANNEXE III :

