

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE - ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**ÉTUDE D'AVANT-PROJET DÉTAILLÉ DE
L'ÉVACUATEUR DE CRUES DU BARRAGE DE
KOUDIAT HARICHA (W.GUELMA)**

Présenté par :

M^r MIALI Djaâfar

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r M.K. MIHOUBI	M C.A	Président
M^r M. BACHIR CHERIF	M A.B	Examineur
M^{me} N. HADJ SADOK	M A.A	Examinatrice
M^r M.D BENSALAH	M A.A	Examineur
M^r M.HASSANE	M C.B	Promoteur

Septembre - 2012

DEDICACE

À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pose pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les plus difficiles. Ces personnes qui nous ont aidés sans le leur demander, soutenus sans réserve, aimés sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur.

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

À mon père DJENOUDI que le Bon Dieu le récompense en l'accueillant dans son vaste paradis.

À ma très chère mère DJAMILA à qui je dois beaucoup pour ses sacrifices, son amour, son aide et son soutien.

À ma très chère sœur IKRAM.

À mes frères HAMADA, HICHAM et ANOIR.

À tous (tes) mes oncles et mes tantes sans exception, ainsi qu'à leurs épouses et époux.

À mes chères : OUSSAMA, IBRAHIM, AICHA, HADJA, DERNOUNI, ZAINEB, HAKIM, MUSTAPHA, ISMAIL et SID AHMED.

À tous (tes) mes cousins et cousines.

À toutes les familles : MIALI, LATRECHE, OUANASS et SAADI.

Le long de ma vie, J'ai été entouré de personnes qui m'ont donné le meilleur d'eux même, je crois qu'aujourd'hui il est le temps de dédier du fond du cœur ce modeste travail à : RABAH, LOUNIS, TAKFA, ADLAN, SAID, SOFIAN, YACINE, NOUR IMEN, NABIL, RABIE, AMIN, RACHID, MUSTAPHA, RAOUF, MOH, KHALED ... et à tous mes amis et tous les gens qui me connaissent et que je connais.

La liste est assez longue, je les remercie tous pour tous les sentiments d'amitié qu'ils ont envers moi et dont je suis très fier.

A tous et à toutes, je dédie ce travail

MIALI DJAAFAR 2012

REMERCIEMENTS

Avant tout, je remercie le Bon Dieu qui a illuminé mon chemin, qui m'a armé de force, de sagesse et de bonne volonté pour achever ce modeste travail.

Ces quelques lignes sont insuffisantes pour exprimer à sa juste valeur ma reconnaissance à l'égard de mon promoteur Mr M.HASSAN, pour l'aide qu'il m'a offerte durant la période de réalisation de ce travail.

Toute ma gratitude à mes professeurs et enseignants qui m'ont guidé au cours de la formation d'ingénieur, et tous mes respects aux membres de jury qui me feront l'honneur de lire et d'évaluer ce travail.

Un remerciement spécial pour Mr MEDDI qui m'a vraiment soutenu et aidé dans ce travail.

Un remerciement spécial pour Mr BELABEDE FARRES du laboratoire de Biskra qui m'a aussi beaucoup aidé pour effectuer ce travail.

Un grand remerciement à tous ceux qui m'ont permis de réaliser cette expérience avec l'ANBT.

Je remercie aussi tout le personnel de l'ANBT/DET pour leurs conseils et orientations et spécialement Mr H.ZIANI.

Mes derniers remerciements et non les moindres s'adressent à tous mes amis de la promotion 2012, pour toute leur gentillesse leur sollicitudes, leur dévouement et toute la chaleur humaine qu'ils ont toujours su donner et dont nous avons tous tant besoin, à savoir : LOTFI, HAMIDI, GZALA, FATIMA ZOHRA, ZAHRA, SOUAD, RAMZI, YASSMIN, OMAR, SOFIAN, BAHY, ANIS et les autres ...

Grands mercis à vous tous.

ملخص:

في هذه المذكرة قمنا بإنجاز دراسة مدققة لما قبل إنجاز مشروع جهاز إلغاء الفيضانات لسد كودية حريشه بولاية قالمة وبالضبط علي واد شارف. ومن أجل ذلك قمنا بالتطرق للدراسة الهيدرولوجية و الإيكولوجية للموقع, اختيار جهاز كبح الفيضانات المناسب لهذا السد, دراسة المشروع من جهة الهندسة المدنية و أخيرا تحصلنا علي مخطط قابل للإنجاز.

Résumé :

Dans ce mémoire, on a fait l'étude de l'avant-projet détaillée de l'évacuateur de crues du barrage de Koudiat Haricha Wilaya de Guelma, sur oued Charef ; et pour cela on a fait l'étude hydrologique et géologique du site, Choix du système d'évacuation adéquat au barrage, étude du projet de point de vue génie civile et enfin on a obtenu une planification réalisable.

Abstract:

In this dissertation, we have made an accurate study before achieving the project of ending floods for the dam of Kodia Haricha in the state of Galma, exactly in the river of Charef. For this reason, we have studied the location hydraulically and geologically, choosing the apparatus of stopping floods as well as studying the project according to the civil architecture. Finally, we have got a plan able to be achieved.

TABLE DES MATIERES

TABLE DES MATIERES	
LISTE DES FIGURES	
LISTE DES PLANCHES	11
INTRODUCTION GENERALE	12
PARTIE I	
MÉMOIRE DE SYNTHÈSE	1
I.1 Introduction	1
I.2 Situation, Topographie [1]	1
I.2.1 Situation géographique du site	1
I.2.2 Accès	2
I.2.3 Situation topographique	2
I.3 Géologie, Géotechnique [1]	2
I.3.1 Aspects tectonique	2
I.3.2 Litho stratigraphiques	2
I.3.3 Fondation	3
I.3.4 Géologie de la cuvette et du site	3
I.3.5 Sismicité de la région d'étude	4
I.3.6 Géologie du sous-sol	4
I.4 Travaux de reconnaissance [1]	5
I.4.1 Sondage	5
I.4.2 Essais de laboratoire (sur carottes représentatives de roche de fondation)	5
I.4.3 Matériaux de construction	5
I.5 Hydrologie [1]	6
I.5.1 Précipitations	6
I.5.2 Apports	7
I.5.3 Transport solide	9
I.5.4 Régularisation des apports	9
I.5.5 Régularisation des apports	10

PARTIE II	11
CHAPITRE 1 : HYDROLOGIE.....	11
II.1.1. Introduction.....	11
II.1.2 Caractéristiques morphologiques du bassin versant [3].....	12
II.1.3. Caractéristiques hydro-morphologiques [3]	14
II.1.4 Caractéristiques du relief [3]	16
II.1.5. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant [3]	19
II.1.6. Caractéristiques climatiques [3]	20
II.1.7. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités [3]	25
II.1.8. Etudes des apports [3].....	27
II.1.9. Etude des crues [2]	32
II.1.10. Régularisation de l'écoulement [2]	36
CHAPITRE 2 : LAMINAGE	42
II.2.1. Introduction.....	42
II.2.2. Méthode de KOTCHERINE [9]	42
II.2.3. Conclusion	44
CHAPITRE 3 : ETUDE D'OPTIMISATION	45
II.3.1. Description du site de barrage	45
II.3.2. Choix du type de barrage.....	45
II.3.3. Dimensionnement de la digue	45
II.3.4. Etude d'optimisation [11]	49
Conclusion.....	52
CHAPITRE 4 : ETUDE DE LA VARIANTE	53
II.4.1. Introduction.....	53
II.4.2. Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crues	53
II.4.3. Phénomène hydraulique [11]	63
II.4.4. Vérification de l'apparition de phénomènes hydrauliques nuisible (Vagues roulantes)	64
CHAPITRE 5 : ETUDE GENIE CIVIL.....	65
II.5.1. Introduction.....	65
II.5.2. Etude du déversoir [7].....	65
II.5.3. Etude du coursier [7].....	72
II.5.4. Revêtement du fond du coursier [7]	80
II.5.5. Joint [7].....	80

CHAPITRE 6 : ORGANISATION DE CHANTIER	81
II.6.1. Introduction	81
II.6.2. Organisation technique de préparation [5]	82
II.6.3. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier [5]	82
II.6.4. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise [5]	83
II.6.5. Ordre d'exécution des travaux [5]	83
II.6.6. Travaux de réalisation [5]	84
II.6.7. Les moyens de chantier [5]	84
II.6.8. Programme des travaux [5]	86
II.6.9. Planification [5]	87
II.6.10. Délai de construction et programme des travaux [5]	90
II.6.11. Symboles des différentes opérations [5]	91
II.6.12 Détermination du chemin critique [5]	93
CHAPITRE 7: PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL	94
II.7.1. Introduction	94
II.7.2. Condition dangereuses dans le chantier [12]	94
II.7.3. Action dangereuses [12]	95
II.7.4. Mesures préventives [12]	95
II.7.5. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation [12]	95
II.7.6. Conclusion	96
CONCLUSION GENERALE	97

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1 : Situation du projet du barrage zaouïa	1
Figure I. 2 : Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A.	4
Figure I. 3 : Haricha - précipitations moyennes mensuelles	7
Figure II.1. 1 : Réseau hydrographique du bassin	13
Figure II.1. 2 : Rectangle équivalent	15
Figure II.1. 3 : Répartition et courbe hypsométrique	16
Figure II.1. 4 : Répartition mensuelle de la température	21
Figure II.1. 5 : Répartition mensuelle de la tension de vapeur	21
Figure II.1. 6 : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	22
Figure II.1. 7 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations.....	23
Figure II.1. 8 : Graphe d'ajustement selon la loi de Gumbel	24
Figure II.1. 9 : Pluies de courte durée	26
Figure II.1. 10 : Intensité durée fréquence.....	26
Figure II.1. 11 : Graphe d'ajustement selon la loi de Gumbel	27
Figure II.1. 12 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen.....	30
Figure II.1. 13 : Graphe d'ajustement selon la loi de Log-Person type III	32
Figure II.1. 14 : Hydro-grammes de crues probables.....	34
Figure II.1. 15 : Courbes capacité-surface-hauteur	37
Figure II.3 1 : Coupe type d'un barrage zoné à noyau d'argile	48
Figure II.3 2 : Courbe d'optimisation.....	52
Figure II.4. 1 : Définition du système des coordonnées	54
Figure II.4. 2 : Détail du quadrant amont [6].....	54
Figure II.4. 3 : Déversoir standard à parement surplombant [6].....	54
Figure II.4. 4 : Profil de quadrant aval	55
Figure II.4. 5 : Graphique de la ligne d'eau.....	57
Figure II.4. 6 : Notation pour l'écoulement sur l'auge d'un saut de ski [6]	59
Figure II.4. 7 : Rayon minimal relatif R_{min}/H_1 en fonction de $F1$. [6].....	60
Figure II.4. 8 : Dent du dissipateur à auge [6]	60
Figure II.5. 1 : Présentation des forces qui agissent sur le déversoir	66
Figure II.5. 2 : Diagramme des contraintes	69
Figure II.5. 3 : Schéma du ferrailage du déversoir.....	71
Figure II.6. 1 : Réseau à nœuds.....	91

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1 : Coefficients d'accélération du séisme.....	4
Tableau I. 2 : Haricha - précipitations moyennes mensuelles	7
Tableau I. 3 : Haricha - apports mensuels au barrage en hm^3 (1964-1984)	8
Tableau I. 4 : Sommaire 1	9
Tableau I. 5 : Sommaire 2.....	10
Tableau I. 6 : Haricha - étude des crues - synthèse des résultats	10
Tableau II.1. 1 : Surfaces par tranche d'altitudes.....	16
Tableau II.1. 2 : Pente moyenne du bassin versant	17
Tableau II.1. 3 : Relevés des températures en °c	20
Tableau II.1. 4 : Relevés des tensions de vapeur en mb	21
Tableau II.1. 5 : Relevés des tensions de l'évaporation en mm.....	22
Tableau II.1. 6 : Station Utilise dans	22
Tableau II.1. 7 : Station Utilise dans $P_{j,\text{max}}$	22
Tableau II.1. 8 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations	23
Tableau II.1. 9 : Les caractéristiques pluviographiques de la région.....	23
Tableau II.1. 10 : La loi de Gumbel (doublement exponentielle)	24
Tableau II.1. 11 : les précipitations des diffèrent fréquence (mm)	25
Tableau II.1. 12 : les Intensité des pluies I_t (mm/h).....	25
Tableau II.1. 13 : Apport moyen interannuel.....	27
Tableau II.1. 14 : La loi de Gumbel (doublement exponentielle)	27
Tableau II.1. 15 : Série des apports	28
Tableau II.1. 16 : Répartition de l'apport moyen annuel de fréquence 80%	30
Tableau II.1. 17: La loi de Log-Person type III	32
Tableau II.1. 18 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour	32
Tableau II.1. 19: Série des débits	33
Tableau II.1. 20: Calcul des hydro-grammes de crues	35
Tableau II.1. 21 : Caractéristiques topographiques de la retenue	37
Tableau II.1. 22 : Besoins mensuels pour l'irrigation.	38
Tableau II.1. 23 : Régularisation saisonnière sans tenir compte pertes.....	38
Tableau II.1. 24 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (1ère approximation)	40
Tableau II.1. 25 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2eme approximation)	40
Tableau II.1. 26 : Résultats de calcul du coefficient de débit	41
Tableau II.2. 1 : caractéristique de largeur de déversoir	44
Tableau II.3 1 : Récapitulatif du calcul du PHE	46
Tableau II.3 2 : Récapitulatif du calcul de la revanche	46
Tableau II.3 3 : Récapitulatif du calcul de la H_b	47
Tableau II.3 4 : Récapitulatif du calcul de b_{cr}	47

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.3 5 : Calcul le coût du remblai	49
Tableau II.3 6 : Calcul le coût du déversoir.....	49
Tableau II.3 7 : Calcul le coût du coursier.....	50
Tableau II.3 8 : Calcul le coût du coursier.....	50
Tableau II.3 9 : Calcul le coût total de l'évacuateur de crues.....	51
Tableau II.3 10: Coût totale (évacuateur + digue)	51
Tableau II.4 1 : origines O, rayons de validité relatifs à H0 du déversoir standard.....	54
Tableau II.4 2 : Calcul des coordonnées de profil de quadrant aval	55
Tableau II.4 3 : Hauteurs d'eau et pertes de charge	57
Tableau II.4 4 : Cotes du plan d'eau et du fond de la tranchée.....	57
Tableau II.4 5 : Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau.....	58
Tableau II.4 6 : Calcul du point de départ de l'aération	63
Tableau II.5. 1 : Calcul des Aciers	68
Tableau II.5. 2 : Les Aciers choisis	68
Tableau II.5. 3 : Calcul des Aciers	70
Tableau II.6. 1 : Symboles des opérations	91
Tableau II.6. 2 : Programme des travaux pour la réalisation de barrage Koudiat Haricha	92
Tableau II.7 1 : Objectifs visés et mesures à prendre.....	96

LISTE DES PLANCHES

Planche 1: Plan d'aménagement de la variante.

Planche 2: Profil en long de la variante.

Planche 3: Coupe en travers de la variante.

Planche 4: Détails de la variante.

Planche 5: Ferrailage du coursier et déversoir.

INTRODUCTION GENERALE

Un barrage comprend une digue et des ouvrages annexes qui ont pour rôle de faciliter l'exploitation. L'ouvrage annexe le plus important est l'évacuateur de crues, car il sert à assurer la sécurité du barrage contre les crues et à assurer la continuité du cours d'eau en cas de remplissage de la retenue, sans faire de dégâts.

Ce mémoire de fin d'étude, comprend l'étude d'une variante de l'évacuateur de crues du barrage de KOUDIET HARRICHA.

Avant cela nous avons fait une étude hydrologique, qui nous a permis de dimensionner cet ouvrage.

Le bureau d'étude a déjà fait une étude de faisabilité pour ce barrage, comprenant un programme de reconnaissances géotechniques et géologique, une étude hydrologique, et une étude de variante de la digue et des évacuateurs de crues.

Nous allons consacrer une partie de notre travail pour résumer le rapport de synthèse établi par ce bureau d'étude. Nous parlerons de la géologie et la géotechnique, et nous toucherons brièvement l'étude des variantes de digues.

Nous consacrerons la plus grande partie de notre travail à revoir l'étude hydrologique avec des données mises à jour obtenues à l'ANRH, l'ONM et à l'ANBT, et on appliquera ces résultats à l'étude du dimensionnement de variante de l'évacuateur de crues cité précédemment dans le cadre de l'avant-projet détaillé, et cela afin de trancher définitivement sur la variante à prendre après une étude d'optimisation.

PARTIE I MÉMOIRE DE SYNTHÈSE

I.1 Introduction

Le bureau d'étude a déjà fait une étude de faisabilité du barrage de Koudiat Haricha. dans notre travaille, nous avons exploité cette étude on faisant un résumé et en prenant toutes les données qui pouvaient nous servir pour effectuer notre étude détaillé du barrage suivant le plan qu'on a défini.

I.2 Situation, Topographie [1]

I.2.1 Situation géographique du site

La région du barrage se trouve dans la région Centre-Est de l'Algérie. L'aménagement en projet se situe dans la partie orientale du Tell constantinois, notamment dans la basse vallée de l'oued Cherf, pas loin de l'ancien centre thermal de Hammam Meskoutine.



Source : ANBT

Figure I. 1 : Situation du projet du barrage Koudiat Haricha

Coordonnées du site (UTM, fuseau 32):

X= 351 450 m NGA ; Y= 4 025 500 m NGA ; Z=359 m NGA.

I.2.2 Accès

L'accès dans la zone du projet est atteint le long de la route nationale Constantine-Guelma (RN 20); près du centre habité d'Aïne Hassainia on prend une piste d'à peu près 5 km, qui mène au fleuve Cherf en passant par le site d'Aïne Roul.

I.2.3 Situation topographique

Notre bassin appartient à la partie orientale du tell constantinois d'où l'ensemble orographique comprend du N au S ;

A l'Est Dj. Mahouna (1411m), Dj. Massmassa (1319m), kef Sbih (1154m) et Dj. El Fernane (1109m).

A l'Ouest Dj .Baibou (1051m), Koudiet Ain Hofra (1019m), Koudiet Hericha (832m) et Dj. Ain elHadja (809m).

Aussi il y a un vaste forêt de bois à l'Ouest de l'oued Charef et celle de Maquis épars à l'est

La rive gauche de la Cherf est caractérisée par une basse terrasse qui s'étend sur une distance de 110 m et plus, tandis que les talus de la rive droite monte brusquement. Le profil transversal de la vallée est relativement dissymétrique avec pentes inclinées 15 à 45°.

I.3 Géologie, Géotechnique [1]

I.3.1 Aspects tectonique

La structure tectonique de la région en étude est caractérisée par plusieurs nappes, notamment (de haut en bas):

Nappes de Flysch: grès et pélites numidiens;

Nappes telliennes: lithofaciès marno-calcaires et calcaires éocènes;

Ensemble allochtone écaillé à faciès de type Sellaoua, représenté par des formations crétacées.

I.3.2 Litho stratigraphiques

Dans la zone étudiée, le fleuve Cherf coule du SSE au NNW d'une façon relativement sinueuse sur une longueur d'à peu près 3.5 km, avec un dénivellement de 103 m, c.-à-d. entre les cotes 404 et 301 m NGA, qui correspond, cette dernière, à celle des méandres près du site CPS.

Le fond alluvial de la vallée de la Cherf est 150 –250 m en large dans l'endroit de confluent du chabet Aïne Zitouna, mais il se réduit à une largeur de 15-20 m, en remontant le cours d'eau, bien enfoncé entre les formations géologiques dominantes. Par contre, en aval du site, notamment dans le Bled Jaboth, le fond de la vallée s'élargit jusqu'à 1 Km, en formant des amples plaines alluviales.

Le versant de rive gauche est couronné par une ligne de crête, dominées par le Djebel Balbou (1065 m NGA), tandis que, dans le versant opposé, la vallée est délimitée par des sommets d'altitude variable (entre 1100 et 1200 m NGA) du massif du Dj. Mahouna.

I.3.3 Fondation

Les sols meubles de couverture et le substratum rocheux sont les mêmes que pour le site. On y ajoute des dépôts de cailloux de grès dans une matrice limono-argileuse rougeâtre, qui recouvrent la surface du talus de rive droite.

I.3.4 Géologie de la cuvette et du site

Il ressort que même ici la couverture alluviale et colluviale occupe une surface importante. En effet, la formation marno-gréseuse du Miocène sup. (Messinien) affleure avec un lithofaciès gréseux en bancs sub-horizontaux seulement dans le versant E de la colline de Bordj Hadj Omar.

Puisque la plupart de la cuvette rentre dans le domaine gréso-marneux-pélitique du Miocène sup. (Messinien), il en résulte une morphologie mamelonnée, partiellement broussailleuse, à pentes généralement douces: 10-20° dans les surfaces recouvertes de sols limono-argileux colluviaux, et 25-40° là où affleurent les marnes et les grès. Un peu plus au SE, dans la partie basse du versant de rive droite, des dépôts de poudingues rouges, aussi du Messinien, rendent plus accidentée la morphologie avec pentes qui varient entre 13° et 30°.

Les alluvions du lit mineur de l'oued sont formées par des sables/graviers limoneux avec cailloux et blocs. Les sédiments de la plaine inondable, incluse la basse terrasse, sont sableux et limono-argileux. Plus caillouteuses et avec blocs sont les alluvions pléistocènes, qui se trouvent au sommet du plateau de Bordj Hadj Omar (524 m NGA, versant de rive gauche).

I.3.5 Sismicité de la région d'étude

Dans la région orientale de l'Algérie les zones sismiques sont peu nombreux, mais relativement violents, et se concentrent dans les alentours de Constantine et de Guelma. Le site de Haricha, qui appartient à la zone sismique de Guelma, présente un degré de probabilité significatif d'un séisme d'intensité moyenne haute pendant la période de vie du barrage.



Source : CGS

Figure I. 2 : Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99

Le tableau suivant représente les coefficients d'accélération du séisme selon la zone qu'on doit utiliser dans les différents calculs de toutes sortes d'ouvrages.

Tableau I. 1 : Coefficients d'accélération du séisme

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

I.3.6 Géologie du sous-sol

Est interprétée dans la coupe NNW à SSE, c'est-à-dire d'aval en amont, qui longe l'axe de la vallée, dans le versant de rive gauche. Etant donné la nature surtout pélitique et marneuse, la formation du Messinien est en général peu perméable.

Il en est de même pour la formation gréseuse de l'Oligocène, dans laquelle aux grès s'alternent fréquemment des bancs de pélite. Par conséquent il faut considérer le réservoir étanche.

I.3.7 Geo-structural

On a observé des linéaments de direction à peu près N-S dans le versant N de la colline de Bordj Hadj Omar. On suppose en outre que la faille qui longe le chabet Ain Zitouna se prolonge dans le versant de rive gauche de la Cherf, en coupant obliquement le plateau de Bordj Hadj Omar.

I.4 Travaux de reconnaissance [1]

I.4.1 Sondage

On a effectué quatre (04) sondages carottés de profondeur respective :

S1 : 60m, S2 (fond de vallée) : 30m, S3 (RD) : 30m, S4 (RG) : 60m.

I.4.2 Essais de laboratoire (sur carottes représentatives de roche de fondation)

09 (Essais granulométriques complètes).

09 (Limites d'Atterberg).

42 (déterminations des paramètres physiques).

06 (teneur en compression simple).

07 (essai brésilien).

07 (essai de compression simple).

05 (essai de cisaillement direct).

01 (compressibilité à l'oedomètre).

I.4.3 Matériaux de construction

Les recherches des matériaux de construction se sont développées dans la basse terrasse alluviale située à Nord de l'axe envisagé.

Exploration de trois zones à l'aval du barrage :

Zone 01 : P1 à 7 : prof moyenne : 3.86 m.

Zone 02 : P7 à 16 : prof moyenne : 3.01 m.

Zone 03 : P17 à 20 : prof moyenne : 3.25 m.

En conclusion, à la lumière des études exécutées jusqu'à présent on suppose de pouvoir compter à titre indicatif sur les volumes exploitables suivants:

Argiles de noyau: inférieur à $1 \cdot 10^6$ m³;

Alluvions pour le remblai amont, transitions, filtres et drainages : 4 à $6 \cdot 10^6$ m³ environ;

Remblai aval en enrochement et rip-rap: probablement en volumes et qualité suffisants pour les exigences envisagées, mais à coûts de transport considérables.

I.4.4 Zones d'emprunt

Zone 1 : - Située entre : 913800 m à 914600 m et 353100 m à 354200 m UTM.

- Surface : 400.000 m² environ.

- Reconnaissances : 07 puits (prof moyenne = 3.86 m).

Zone 2 : - Située entre : 913850 m à 914300 m et 354000 m à 355000 m UTM.

- Surface : 600.000 m² environ.

- Reconnaissances : 09 puits (prof moyenne = 3.01 m).

Zone 3 : - Située entre : 913200 m à 914000 m et 355000 m à 356000 m UTM.

- Surface : 700.000 m² environ.

- Reconnaissances : 04 puits (prof moyenne = 3.25 m).

I.5 Hydrologie [1]

I.5.1 Précipitations

Sur la carte du bassin versant on a reproduit les isohyètes moyennes et la station pluviométrique plus proche, Ain Berda (140606).

Dans cette période la précipitation moyenne est de 587 mm/an, mais en considérant la période élaborée par la A.N.R.H. (1922-'60 et 1969-'89), on obtient : précipitation moyenne annuelle sur le bassin : 620 mm/an environ.

Des données disponibles à Ain Berda on tire les déroulements des précipitations mensuelles sur le bassin de Haricha, en multipliant par un facteur

$$F_{tr} = \frac{420}{621} \cdot \frac{621}{587} = 0.716$$

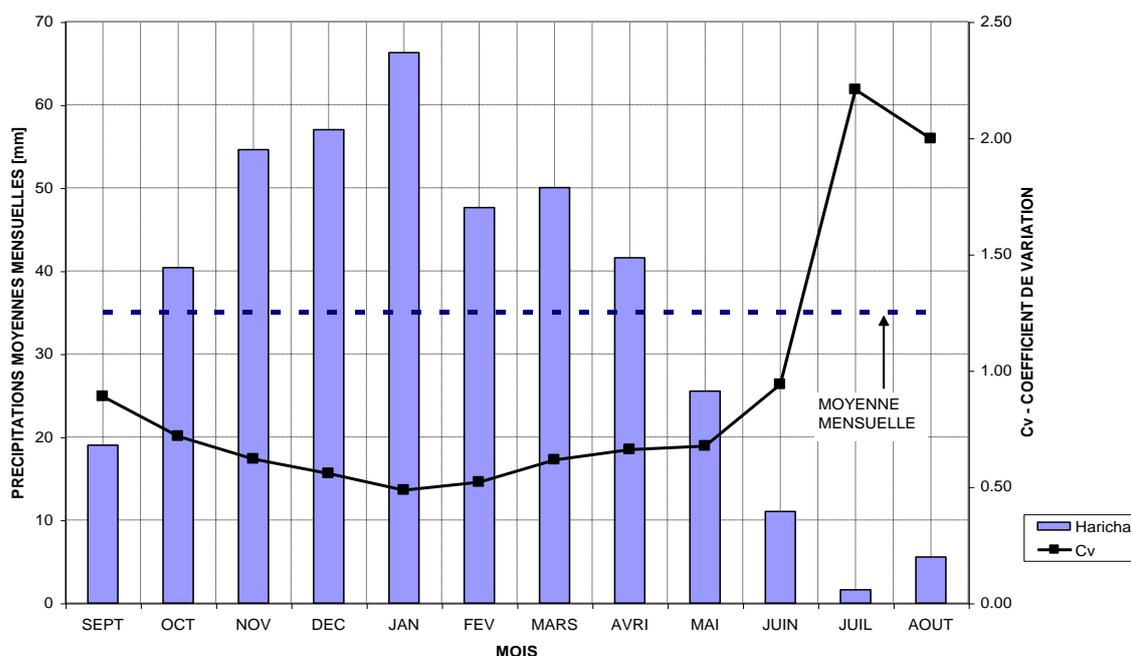
qui tient compte soit du rapport entre les précipitations moyennes du long terme (Haricha – Ain Berda), soit du rapport entre les précipitations moyennes (1970-1987) et les correspondantes précipitations moyennes de long terme de Ain Berda.

La précipitation moyenne mensuelle sur le bassin de Haricha est de 35 mm; cette précipitation est répartie parmi sept mois pluvieux de Octobre à Avril, et le mois le plus pluvieux résulte Janvier avec 66mm.

Tableau I. 2 : Haricha - précipitations moyennes mensuelles

Mm	sep	oct	Nov	dec	Jan	fev	Mar	avr	mai	Jui	jui	aou	année
MOYENNE	19	40	55	57	66	48	50	42	26	11	2	6	420
ECART TYPE	16.9	29.0	33.8	31.8	32.2	24.8	30.8	27.5	17.2	10.4	3.6	11.1	85.8
Cv	0.9	0.7	0.6	0.5	0.5	0.6	0.6	0.7	0.7	0.9	2.2	2.0	0.2

Source : ANBT



Source : ANBT

Figure I. 3 : Haricha - précipitations moyennes mensuelles

I.5.2 Apports

L'Oued Cherf ne dispose pas de station de jaugeage à la section de barrage à l'étude, donc les apports au site du barrage de Haricha ont été déterminés à partir des mesures effectuées à la station de jaugeage d'Ain Berda (140602) et à celle de Moulin Rochefort (140202), situées près de Haricha.

Tableau I. 3 : Haricha - apports mensuels au barrage en hm³ (1964-1984)

	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	MOYENNE
SEP	0.0	0.0	0.0	10.5	0.0	4.6	0.0	0.5	0.2	1.7	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9
OCT	10.3	0.0	0.0	0.0	0.0	12.3	0.0	22.5	2.9	0.5	0.0	0.0	24.1	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	2.3	0.0	21.2	4.6
NOV	28.9	0.0	0.0	23.4	0.0	0.9	0.0	1.3	0.1	0.5	0.8	0.0	150.9	0.0	0.2	0.7	0.0	0.0	49.2	24.0	2.2	13.5
DEC	9.6	11.0	8.5	79.3	3.3	126.4	0.0	6.8	5.7	1.8	1.0	0.0	21.6	0.0	0.3	0.0	41.2	1.1	65.2	16.0	168.9	27.0
JAN	156.1	3.2	21.7	289.2	23.8	24.0	8.9	82.7	140.5	0.5	0.2	2.2	21.4	8.4	1.2	0.1	42.9	8.1	40.2	119.6	167.6	55.4
FEV	201.2	1.7	28.3	54.6	6.4	13.4	109.4	20.1	64.1	4.0	23.8	9.9	13.1	56.7	5.8	0.2	67.7	31.4	11.9	252.3	47.9	48.8
MAR	32.3	12.0	10.7	44.9	18.0	35.5	42.2	37.7	332.4	3.1	12.8	43.3	9.9	11.5	32.1	4.0	27.3	51.7	18.5	68.0	94.5	44.9
AVR	10.7	4.7	6.2	8.1	6.2	98.8	34.8	57.1	37.0	2.8	5.0	7.6	8.7	24.4	123.2	1.2	13.8	26.5	6.4	18.1	20.6	24.9
MAI	2.3	6.2	3.2	2.5	2.0	13.4	12.4	18.4	4.4	0.9	4.4	5.5	6.5	5.0	10.6	0.7	3.3	8.8	1.5	3.2	8.9	5.9
JUI	0.6	1.9	0.6	1.5	0.2	2.5	2.0	3.8	3.2	0.0	0.4	0.8	2.6	1.4	1.6	0.1	0.5	1.1	0.0	0.4	1.4	1.3
JUI	0.4	0.1	0.0	0.0	0.0	0.6	0.2	0.5	0.1	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1
AOU	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.4	0.1
ANNEE	452.5	40.8	79.1	514.0	59.9	332.4	209.9	251.4	590.6	15.7	48.4	69.3	259.2	107.4	174.9	7.0	196.8	128.8	195.2	502.9	533.1	226.3

Dans le tableau 5.3 on a reproduit les apports directs [hm³] au site de Haricha obtenus en multipliant les écoulements d'Ain Berda pour la surface du bassin de Haricha et le facteur de réduction.

Apport annuel minimal $\cong 7.4$ hm³/an

Apport annuel maximal $\cong 590.6$ hm³/an

Apport garanti pour 8 ans sur 10 $\cong 48.4$ hm³/ans

I.5.3 Transport solide

En manquant des données locales on s'est référé, pour l'estimation du module de transport solide, à l'évaluation fournie par l'étude géologique qui estime le taux d'érosion moyen du bassin versant de l'ordre de 530 t/km²/an (fond et suspension), correspondant à une érodibilité moyenne du bassin versant d'environ 0.2 mm/an.

En supposant pour le matériel de comblement un poids spécifique de 1.5 t/m³ on trouve un module à peu près de 353 m³/km²an.

Pour le réservoir de Haricha, avec un bassin versant de 2760 km², le débit solide total résulte donc: 353[m³/km²an] x 2760[km²] = 966 000 [m³/an].

Par conséquent le volume mort, pour 50 ans d'utilisation du réservoir, ne doit pas être mineur de 49 hm³.

I.5.4 Régularisation des apports

La régularisation des apports mensuels au réservoir de Haricha fait référence à un volume utile de 100 hm³.

Les pertes pour évaporation, en principe supposées de 1500 mm/an, ont été réparties sur les 12 mois avec un critère climatique. La susdite évaporation spécifique mensuelle est mise en compte sur l'effective surface libre du réservoir calculée à la fin du mois précédent.

La demande écologique à l'aval du barrage a été fixée en se basant sur deux valeurs de débits constants de 0.5 m³/s et 0.1 m³/s : pour chaque valeur on a développé le calcul de la régularisation des apports au barrage.

En tenant compte de tous les cas considérés, on parvient au sommaire suivant.

Tableau I. 4 : Sommaire 1

1974 - ANNEE MINIMALE (garanti 8/10)	hm³	hm³
Apport direct au réservoir	48.4	48.4
Besoin écologique aval	3.48	17.42
Evaporation du réservoir	1.76	1.73
Volume déversé	0	0
Volume disponible pour l'irrigation	43.1	29.2

Source : ANBT

Tableau I. 5 : Sommaire 2

1970 - ANNEE MOYENNE	hm ³	hm ³
Apport direct au réservoir	209.9	209.9
Besoin écologique aval	3.48	17.42
Evaporation du réservoir	2.00	1.98
Volume déversé	69.73	65.05
Volume disponible pour l'irrigation	134.6	125.4

Source : ANBT

I.5.5 Régularisation des apports

L'évaluation de la crue de projet au site du barrage a été développée par les formules empiriques et les méthodes probabilistes de Gumbel et log-normale.

Le temps de concentration T_c pour le bassin versant de Haricha a été évalué en 19,6 heures.

Les débits spécifiques de pointe qT , déterminés aux stations de Ain Berda et Moulin Rochefort, ont été transférés au bassin versant du barrage en tenant compte de la variation du débit spécifique maximal en sens inverse de la surface du bassin versant (Gherardelli-Marchetti, Mayer). Dans le suivant tableau on a reporté le sommaire des résultats.

Tableau I. 6 : Haricha - étude des crues - synthèse des résultats

T (ans)	Q_{max} (m ³ /s)					
	Mallet Gauthier	Francou Rodier	Gumbel		Log Normale	
			MR	AB	MR	AB
50	2388	3834	679	523	700	564
100	2698		795	597	960	683
500	3307		1063	769	1817	1008
1000	3537		1178	842	2321	1171

Source : ANBT

Pour le choix de la crue de projet parmi les différentes valeurs trouvées, il n'y a pas une règle objective à suivre, par conséquent on a fait référence aux données du rapport «Evacuateur de crue du barrage Al Ibtissam (Algerie)» (K. Belbachir, R. Lafitte) contenues dans le volume III du «Treizième congrès des Grand Barrages»

Le Bureau d'études propose par conséquent d'adopter une crue de projet (millénaire): $Q_{max,1000} = 2760$ m³/s et une crue des travaux (50ale): $Q_{max,50} = 1380$ m³/s.

PARTIE II**CHAPITRE 1 : HYDROLOGIE****II.1.1. Introduction**

L'hydrologie est la science de la terre qui s'intéresse au cycle de l'eau, c'est-à-dire aux échanges entre l'atmosphère, la surface terrestre et son sous-sol

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont liés à une évaluation correcte de l'importance de la crue. Dans ce cadre nous procédons dans une étude hydrologique du bassin versant de l'Oued Cherf pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation du barrage, comme le volume mort, le volume utile, le débit régularisé, le débit de crues, le débit solide, le laminage des crues....etc.

Le barrage de Haricha est destiné à accumuler les eaux pour l'irrigation de la région de Guelma.

L'ouvrage barre l'Oued Cherf, course d'eau qui descend des reliefs côtiers algérois orientaux.

Dans le bassin versant de l'Oued Cherf il existe seulement une station de jaugeage à Moulin Rochefort, en amont de Haricha.

On a choisi de prendre en considération les stations, pluviométriques et hydrométriques, les plus proches au site.

Pour l'étude des apports, les stations hydrométriques adoptées sont Moulin Rochefort et Ain Berda.

Le climat de la région est caractérisé par une saison froide relativement tempérée, pendant laquelle les perturbations cycloniques sont dispersées et souvent pas suffisantes à produire ruissellement, suivie par une période chaude et sèche.

II.1.2 Caractéristiques morphologiques du bassin versant [3]

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passent par la section de mesure pour suivre leur trajet à l'aval. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant par l'exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

Les travaux cités sont effectués sur la carte d'état-major :

Carte pluviométrique de l'Algérie (A.N.R.H. - 1992)1/25000.

Les caractéristiques géométriques du bassin sont :

a. Surface du bassin versant

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant :

$$S = 1006.66 \text{ Km}^2$$

b. Périmètre du bassin versant

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant :

$$P = 165.68 \text{ Km}$$

c. Longueur du talweg principal

C'est le talweg le plus long dans le bassin versant tel que :

$$L_p = 7.9 \text{ Km}$$

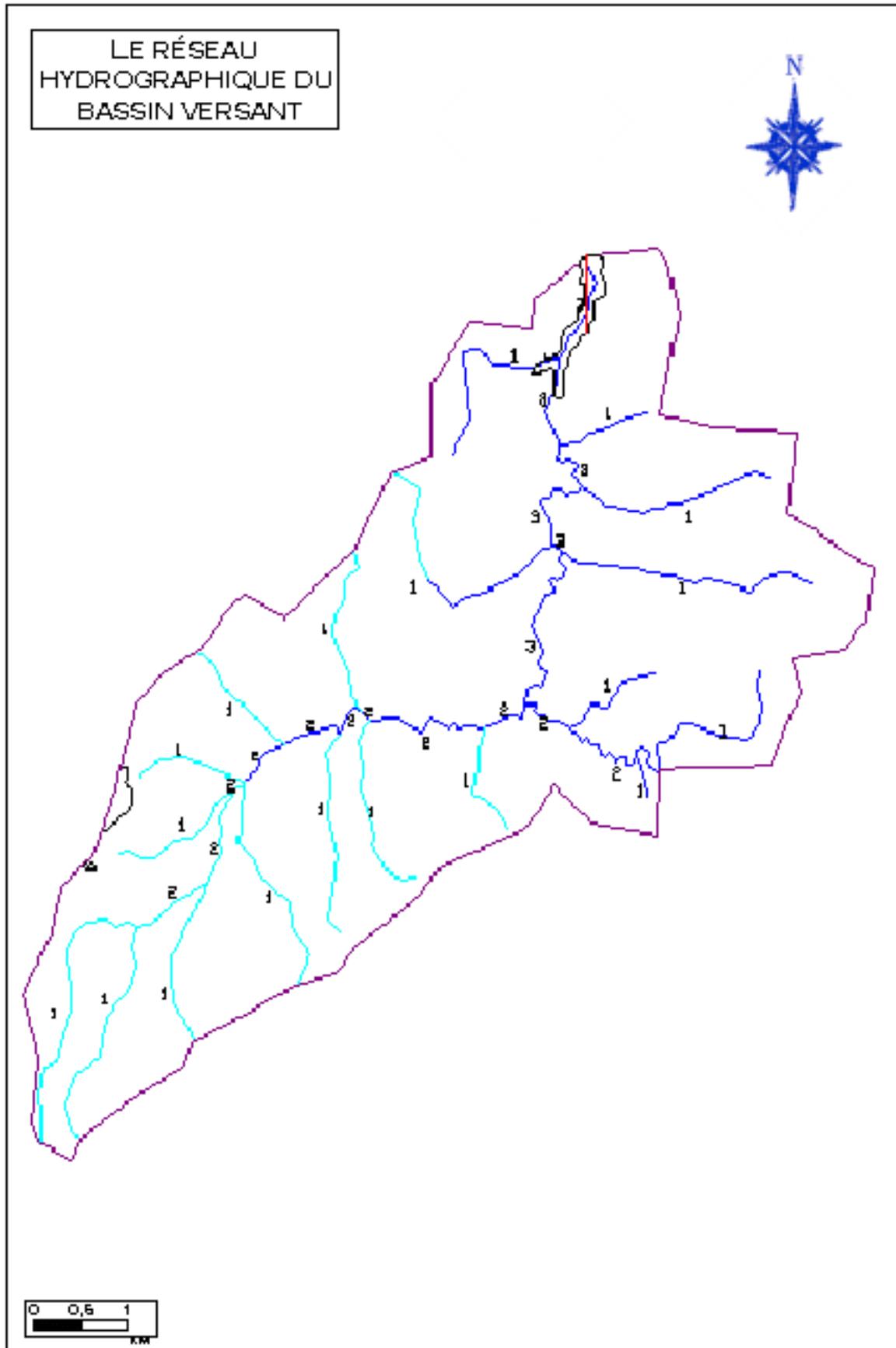


Figure II.1. 1 : Réseau hydrographique du bassin

II.1.3. Caractéristiques hydro-morphologiques [3]

II.1.3.1. Indice de compacité de Graveluse "Kc"

Cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé ou ramassé).

$$K_C = \frac{P}{P_C} = \frac{P}{2\pi R} \quad ; \quad R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad P_C = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

$$K_C = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (I.1)$$

Avec : P : Périmètre du bassin versant (Km) ;

S : surface du bassin versant (Km²) ;

K_C : indice de Graveluse ;

A.N : **K_C = 1.46.**

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

si K_C = 1 => bassin parfaitement circularisé ;

si K_C = 1.128 => bassin ramassé ;

si K_C > 1.128 => bassin allongé.

Selon la valeur de K_C = 1.46, on pourra dire que notre bassin est de forme allongé.

II.1.3.2. Coefficient d'allongement

Il est donné par la formule suivante :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \quad (I.2)$$

Avec : L : la longueur du talweg principal ;

S : la superficie du bassin versant.

A.N : **C_a = 0.06.**

II.1.3.3. Rectangle équivalent

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions L et l'ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants

entre eux de points de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2 * (L + l) \quad \text{et} \quad S = L.l \quad (\text{I.3})$$

La longueur L et la largeur l en Km sont données par la résolution de P et S :

$$K_C = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{I.4})$$

De (I.3) et (I.4) on obtient équation de 2ème degré admet deux solutions L_r ; l_r :

La longueur est donnée par la formule :

$$L_r = K_C \frac{\sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right] \quad (\text{I.5})$$

La largeur est donnée par la formule :

$$l_r = K_C \frac{\sqrt{S}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right] \quad (\text{I.6})$$

Avec L : longueur du rectangle équivalent en (Km) ;

l : largeur du rectangle équivalent en (Km) ;

S : Surface du bassin versant (Km²).

K_c : Indice de compacité de Graveleuse.

On obtient : **$L_r = 68.05 \text{ km}$**

$l_r = 14.79 \text{ k}$

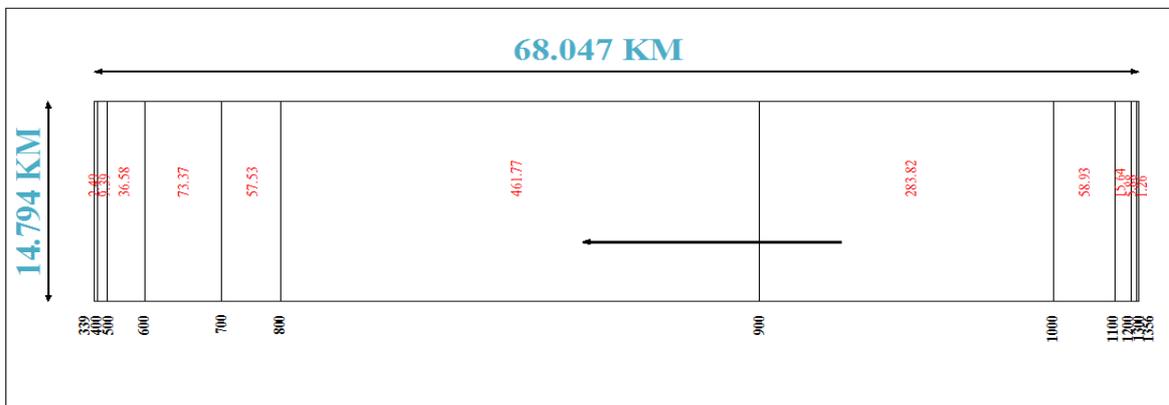


Figure II.1. 2 : Rectangle équivalent

II.1.4 Caractéristiques du relief [3]

II.1.4.1. Courbe hypsométrique

Tableau II.1. 1 : Surfaces par tranche d'altitudes

Altitudes (m)	Hi (m)	Si (km ²)	Si %	Si cumul
339 - 400	400	61,0	1,3	0,1
400 - 500	500	100,0	5,9	0,7
500 - 600	600	100,0	15,6	2,3
600 - 700	700	100,0	58,9	8,1
700 - 800	800	100,0	283,8	36,3
800 - 900	900	100,0	461,8	82,2
900 - 1000	1000	100,0	57,5	87,9
1000 - 1100	1100	100,0	73,4	95,2
1100 - 1200	1200	100,0	36,6	98,8
1200 - 1300	1300	100,0	9,4	99,8
1300 - 1356	1356	56,0	2,5	100,0

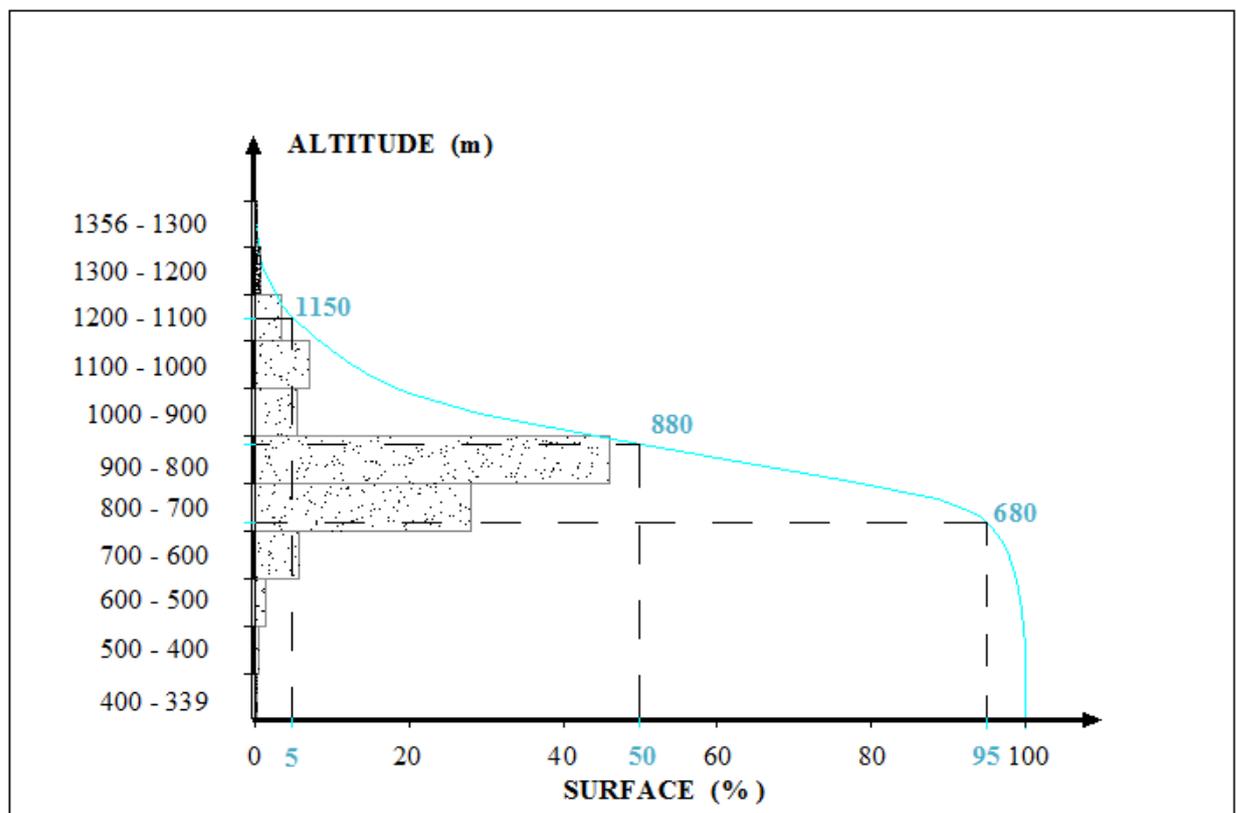


Figure II.1. 3 : Répartition et courbe hypsométrique

II.1.4.2. Altitudes du bassin versant**a. Altitude médiane**

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

D'où $H_{50\%} = 880 \text{ m}$.

b. Altitude moyenne

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i * H_i}{S} \quad (I.7)$$

Avec : S_i : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km²)

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

S : Superficie du bassin versant (Km²)

A.N : $H_{moy} = 838.61 \text{ m}$.

II.1.4.3. Pente moyenne du bassin versant

$$I_m = \frac{\Delta H * (0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{S} \quad (I.8)$$

Avec : ΔH : dénivelés entre deux courbes de niveaux successives (m)

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

S : superficie du bassin versant (Km²).

Tableau II.1. 2 : Pente moyenne du bassin versant

ΔH (m)	100									
Altitudes (m)	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300
Longueurs (m)	5477	21122	52808	167228	281905	305643	294370	221692	173493	168234

A.N: $I_m = 159.4 \text{ m/km}$

II.1.4.4. Indices de pente

a. Indice de pente globale I_g

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

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (\text{I.9})$$

Avec : L : longueur du rectangle équivalent = 92.93 km.

On a: $H_{5\%} = 1150$ m.

$H_{95\%} = 680$ m.

A.N: $I_g = 0.69$ %.

b. Indice de pente moyenne I_{pm}

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \quad (\text{I.10})$$

Avec : L : longueur du rectangle équivalent (m).

On a: $H_{max} = 1356$ m (Icheraouene).

$H_{min} = 339$ m (l'exutoire).

A.N: $I_{pm} = 1.49$ %.

c. Indice de pente M.ROCHE I_p

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \quad (\text{I.11})$$

Avec : L : longueur du rectangle équivalent (m).

S_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i-1} .

AN: $I_g = 0.96$ %.

II.1.4.5. Dénivelée spécifique

$$D_s = I_g \sqrt{S} \quad (\text{I.12})$$

A.N : $D_s = 219.14$ m.

On déduit d'après le tableau Classification O.R.S.T.O.M (Annexe 1) est **Modéré**

II.1.5. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant [3]

II.1.5.1. Profil en long de l'oued

Ce profil est tracé à partir de la carte topographique à l'échelle 1/500.000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau à l'exutoire.

Le profil est représenté dans la Figure

II.1.5.2. Pente moyenne du cours d'eau principal

$$I_c = \frac{\Delta H_c}{\Delta L} \quad (\text{I.13})$$

Avec : ΔH_c : Différence d'altitude entre deux cours d'eaux suffisamment éloignés.

ΔL : La distance entre ces deux points.

A.N : $I_c = 9.63 \%$.

II.1.5.3. Densité de drainage

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \quad (\text{I.14})$$

Avec : $\sum L_i$: somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre $i = 266.4$ Km.

S: surface du bassin versant.

A.N : $D_d = 0.26 \text{ Km/Km}^2$.

II.1.5.4. Coefficient de torrentialité

$$C_t = D_d * F = D_d * \frac{N}{S} \quad (\text{I.15})$$

Avec: D_d : la densité de drainage.

F1: le rapport entre le nombre des talwegs d'ordre 1 et la surface globale du bassin versant.

N : Nombre des talwegs d'ordre 1. $N = 625$.

S : Surface du bassin versant.

A.N : $C_t = .$

II.1.5.5. Temps de concentration

On calcule avec GIANDOTTI (Sud Italie 1937) qui est d'emploi fréquent en Algérie

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (I.16)$$

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

AN : $T_c = 7.46$ Heures.

II.1.5.6. Vitesse de ruissellement

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \quad (I.17)$$

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

T_c : Temps de concentration (h).

AN: $V_r = 1.06$ km/h.

II.1.6. Caractéristiques climatiques [3]

Pour la zone étudiée, la plus représentative station qui dispose des enregistrements est la station de Guelma appartenant au réseau O.N.M.

II.1.6.1. Température

Le climat est caractérisé par une saison froide relativement tempérée, durant laquelle des perturbations cycloniques apportent des pluies souvent substantielles surtout sur les reliefs, suivies d'une période chaude. La température moyenne annuelle de cette station est de 17°C

Tableau II.1. 3 : Relevés des températures en °c

Paramètre : Température en °c													
Station : Guelma													
mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Année
Moyenne	23,0	18,3	13,6	10,4	9,5	10,3	11,9	14,1	18,2	22,8	26,1	26,5	17,1
MAX	26,1	22,0	15,3	13,4	12,4	13,1	14,6	16,4	21,2	25,6	28,6	30,1	18,4
MIN	21,1	15,4	10,8	8,2	7,4	8,3	9,4	11,7	14,7	20,9	23,9	24,8	16,1

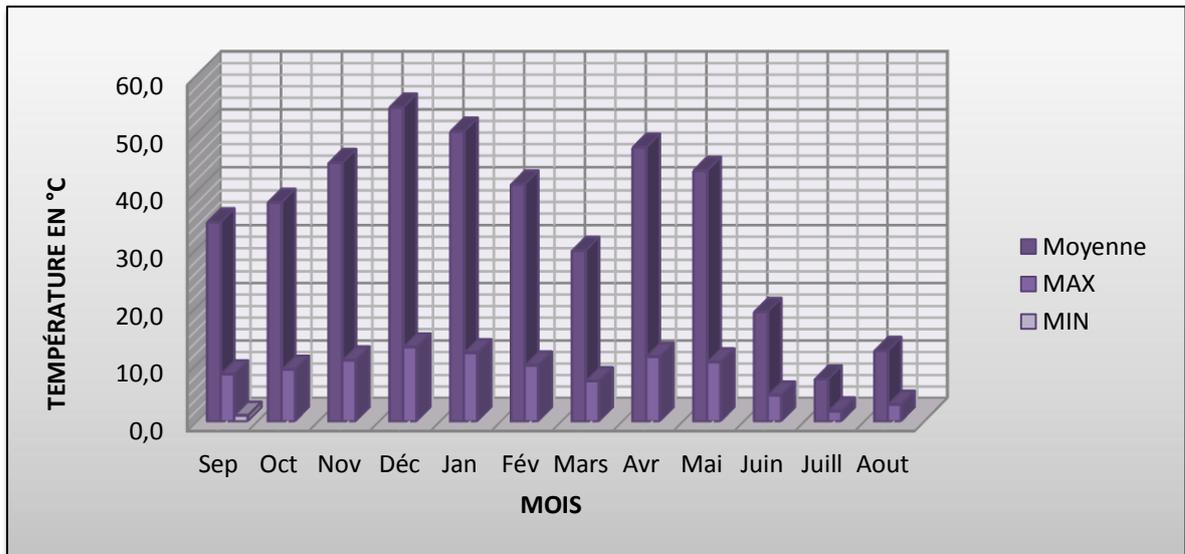


Figure II.1. 4 : Répartition mensuelle de la température

II.1.6.2. Tension de vapeur

Tableau II.1. 4 : Relevés des tensions de vapeur en mb

Paramètre : Tension de vapeur en mb													
Station : Guelma													
mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Année
Moyenne	16.7	14.0	11.4	9.5	9.0	9.4	10.3	11.5	14.0	16.5	18.2	18.3	13.2
MAX	19.6	17.1	13.3	11.0	10.6	11.0	11.9	12.9	16.0	18.5	21.1	20.2	14.3
MIN	15.5	12.3	9.7	8.3	7.8	8.3	8.5	10.2	12.2	14.8	15.2	17.1	12.5

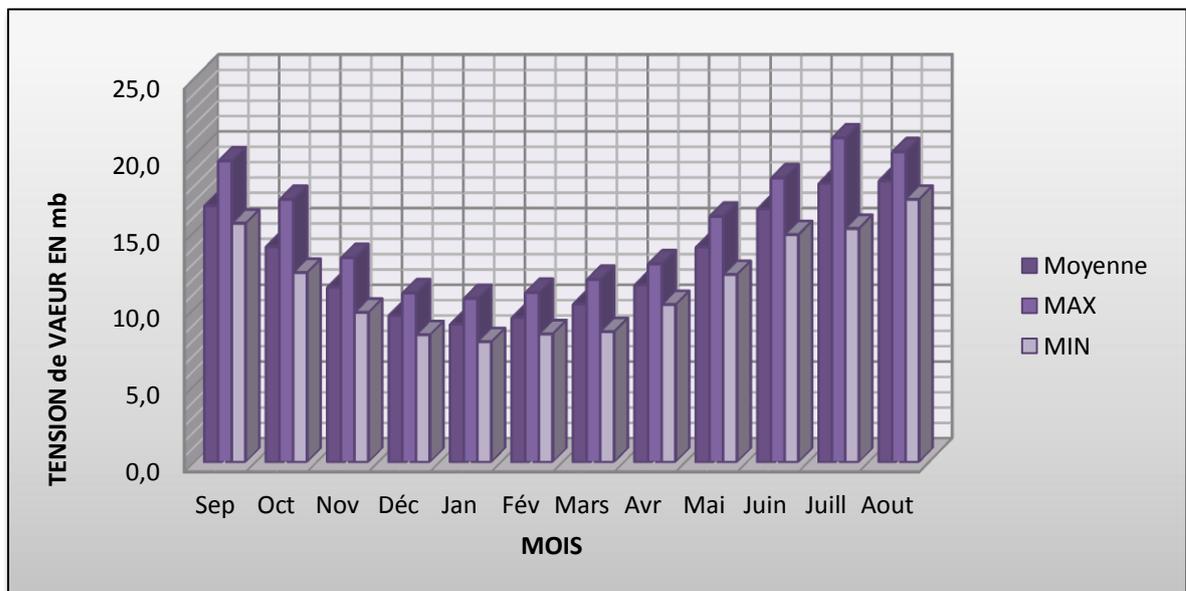


Figure II.1. 5 : Répartition mensuelle de la tension de vapeur

II.1.6.3. Évaporation

Tableau II.1. 5 : Relevés des tensions de l'évaporation en mm

Paramètre : Évaporation en mm													
Station : Guelma													
mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Année
Moyenne	146.5	110.8	71.6	54.2	49.2	54.0	67.2	83.4	110.0	146.4	211.7	211.6	109.7
MAX	200.0	166.0	92.9	90.3	91.8	82.0	105.0	104.0	163.0	193.0	256.0	270.0	134.5
MIN	131.0	85.6	28.5	31.1	18.0	31.5	47.7	64.1	70.2	103.0	167.0	133.0	92.5

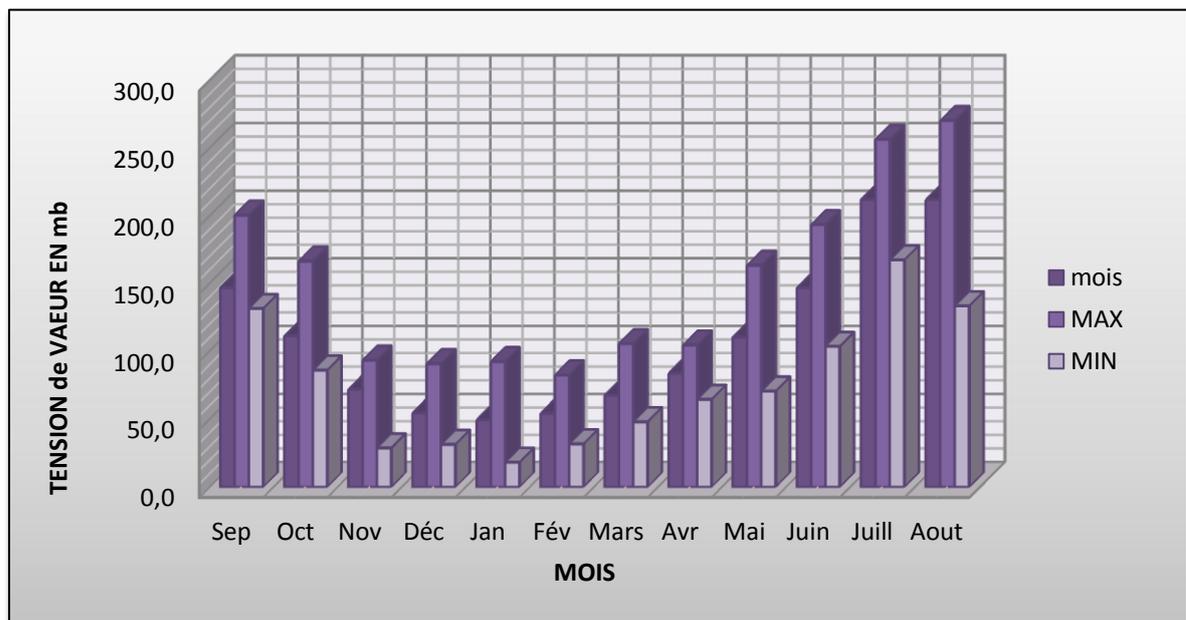


Figure II.1. 6 : Répartition mensuelle de l'évaporation

II.1.6.4. Pluviométrie

On n'a pas une station situé à proximité de notre région, pour cela on a utilisé plusieurs stations à côté pour qu'on détermine notre série.

Tableau II.1. 6 : Station Utilise dans $P_{moy\ annuel}$

Station	Code
AIN MAKHLOUF	140205
TAMLOUKA	140204
FOUM AL KENGA	140105
MEDJEZ AMAR 2	140313

Tableau II.1. 7 : Station Utilise dans $P_{j,max}$

Station	Code
TAMLOUKA	140204
FOUM AL KENGA	140105
MEDJEZ AMAR 2	140313
GUELMA LYCEE	140412
AIN MAKHLOUF	140205

a. Pluie moyenne annuelle

On a utilisé les stations représentées dans le Tableau II.I.6, la répartition mensuelle des pluies est donne dans le Tableau II.I.8

Tableau II.1. 8 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Année
P_m (mm)	34,5	37,9	44,8	54,4	50,2	41,1	29,6	47,5	43,4	19,1	7,3	12,3	422,1
P_m (%)	8,18	8,99	10,62	12,88	11,89	9,73	7,01	11,24	10,29	4,51	1,74	2,91	100

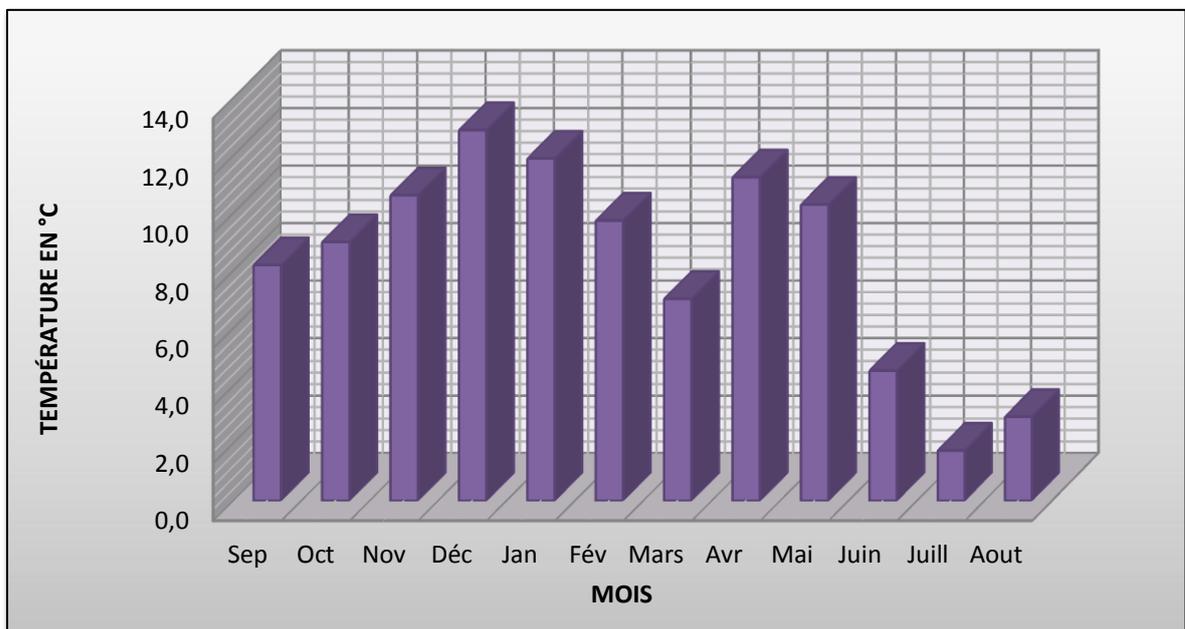


Figure II.1. 7 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations

Tableau II.1. 9 : Les caractéristiques pluviographiques de la région

Pluie moyenne annuelle	Pluie moyenne max journalière (mm)	Exposant climatique b
422,1	43,4	0,34

b. Pluies maximales journalières

Les pluies maximales journalières ($P_{max,j}$) de fréquences (ou période de retour) rares sont génératrices de crues exceptionnelles contre lesquelles il faut prémunir les ouvrages.

Ajustement des pluies maximales journalières :

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

Ajustement avec "Hyfran"

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

D'après les graphes d'ajustement Figure, on a remarqué que les deux graphes de Gumbel et Pearson III sont très proche mais la série s'ajuste mieux à la loi de Gumbel.

Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des deux lois ainsi que l'homogénéité sont calculés directement à partir du logiciel.

La série est homogène, et la loi de Gumbel donne un ajustement satisfaisant, cela est tiré d'après le test d'adéquation et on a :

$P(x_2) > 5\%$ donc l'ajustement est satisfaisant

Tableau II.1. 10 : La loi de Gumbel (doublement exponentielle)

T	q	XT
1000.0	0,999	109
200.0	0,995	92,3
100.0	0,99	85,1
50.0	0,98	77,8
20.0	0,95	68,2
10.0	0,9	60,7
5.0	0,8	52,9

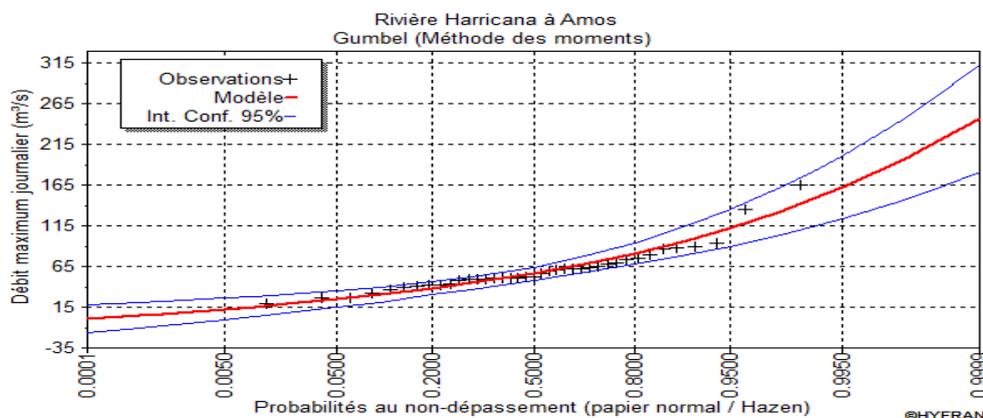


Figure II.1. 8 : Graphe d'ajustement selon la loi de Gumbel

II.1.7. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités [3]

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

$$P_{max,t,p\%} = P_{max,j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (I.18)$$

Avec : $P_{max,t,p\%}$: Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{max,j,p\%}$ [mm].

$P_{max,j,p\%}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée [mm].

t : Temps [heure].

b : Exposant climatique.

L'intensité des pluies est donnée par la formule suivante : $I = Pt/t$

Les résultats de calcul de $P_{max,t,p\%}$ et I_0 sont donnés dans les Tableau II.I.11 et

Tableau II.I.12

Tableau II.1. 11 : les précipitations des différent fréquence (mm)

Fréquence	Période de retour (an)	Temps (h)												
		1	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
0.9000	10	20,60	26,08	33,01	37,89	41,78	45,07	47,96	50,54	52,88	55,04	57,05	58,93	60,70
0.9500	20	23,15	29,30	37,09	42,57	46,94	50,64	53,88	56,78	59,42	61,85	64,10	66,21	68,20
0.9800	50	26,41	33,42	42,31	48,56	53,55	57,77	61,47	64,77	67,78	70,55	73,12	75,53	77,80
0.9900	100	28,88	36,56	46,28	53,12	58,57	63,19	67,23	70,85	74,14	77,17	79,98	82,62	85,10
0.9990	1000	31,33	39,65	50,19	57,61	63,53	68,54	72,92	76,84	80,41	83,70	86,75	89,61	92,30

Tableau II.1. 12 : les Intensité des pluies It (mm/h)

Fréquence	Période de retour (an)	Temps (h)												
		1	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
0.9000	10	20,60	13,04	8,25	6,31	5,22	4,51	4,00	3,61	3,31	3,06	2,85	2,68	2,53
0.9500	20	23,15	14,65	9,27	7,09	5,87	5,06	4,49	4,06	3,71	3,44	3,21	3,01	2,84
0.9800	50	26,41	16,71	10,58	8,09	6,69	5,78	5,12	4,63	4,24	3,92	3,66	3,43	3,24
0.9900	100	28,88	18,28	11,57	8,85	7,32	6,32	5,60	5,06	4,63	4,29	4,00	3,76	3,55
0.9990	1000	31,33	19,83	12,55	9,60	7,94	6,85	6,08	5,49	5,03	4,65	4,34	4,07	3,85

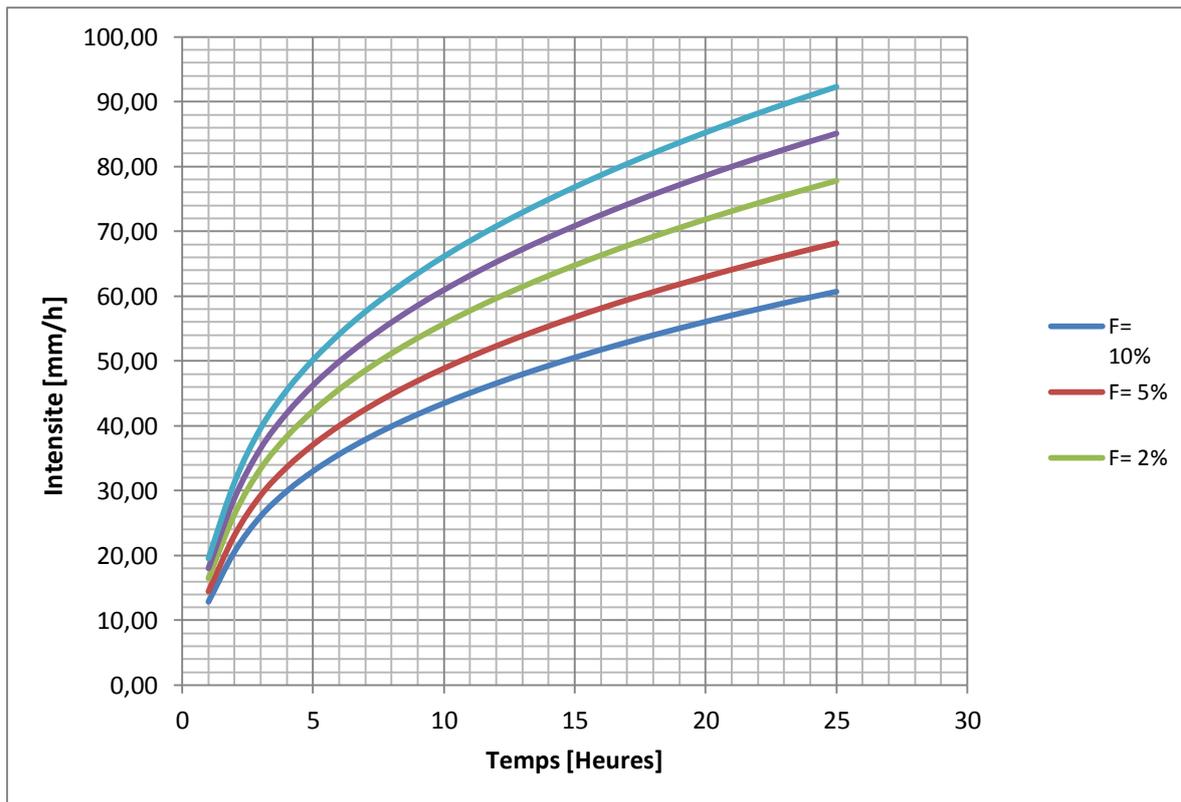


Figure II.1. 9 : Pluies de courte durée

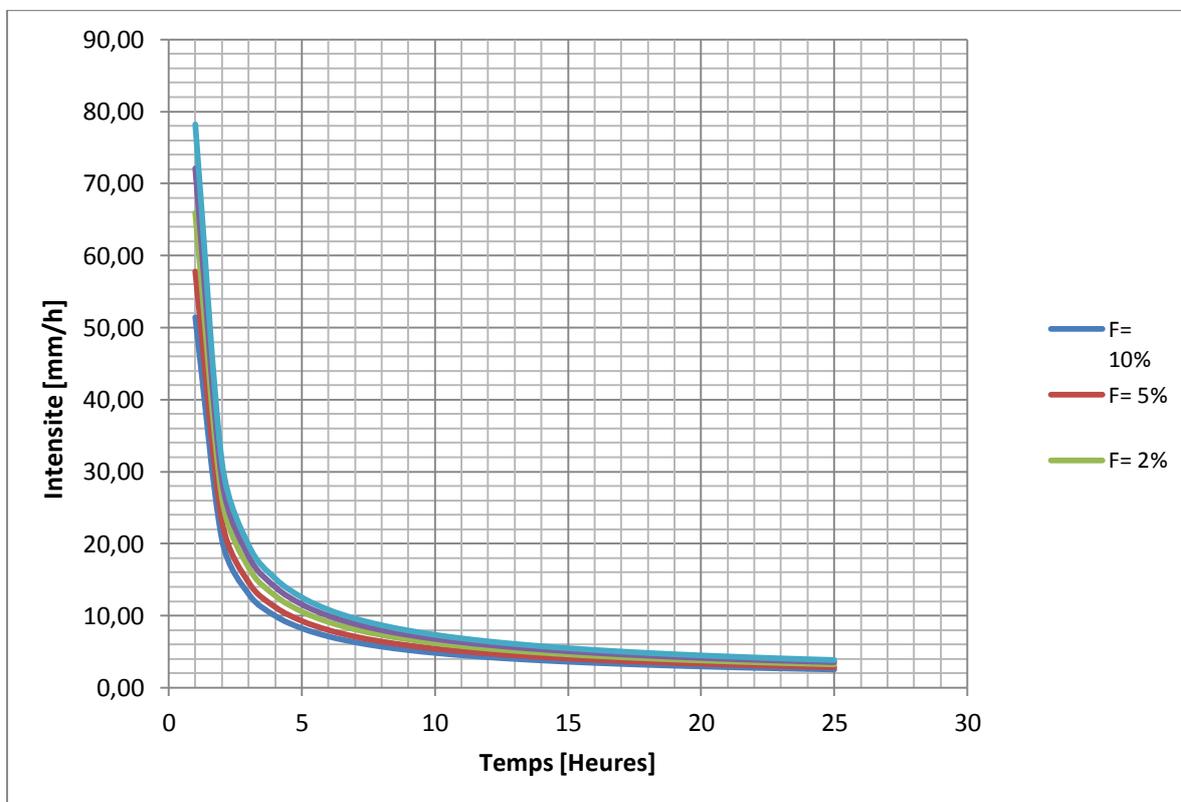


Figure II.1. 10 : Intensité durée fréquence

II.1.8. Etudes des apports [3]

Compte tenu du manque de séries hydrométriques au niveau du talweg principal, on a essayé d'implanter une station hydrométrique par analogie dans notre bassin.

Pour cela on a utilisé un bassin voisin qui a une station hydrométrique avec une série des années suffisantes, une superficie proche de la nôtre, et aussi les conditions topographiques géologiques et climatologiques presque les mêmes.

II.1.8.1. Apports liquides

a. Apport moyen interannuel (A_0)

D'après la méthode des bassins voisins on a trouvé une série de 1971 – 2003 mais il existe sur notre talweg un barrage construit en 1990, pour cela on doit corriger ces valeurs. La correction de ces valeurs de 1971 – 1989 se fera selon la formule :

Apport de l'année $\ast (S/S_{\text{voisin}}) + \text{moy des apports des années}$ (Tableau II.I.13).

La surface du bassin voisin $S_2=1398.14 \text{ Km}^2$.

Tableau II.1. 13 : Apport moyen interannuel

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Année
Moy	1,56	1,56	0,90	1,63	3,44	3,88	4,00	2,78	2,04	1,01	0,63	1,01	24,45
$A_0 = \text{moy} \ast (S/S_2)$	057	0.58	1.08	2.81	4.75	3.59	2.44	3.63	2.10	1.07	0.62	0.80	24.04

Donc : $A_0=24.04 \text{ Mm}^3$.

On a fait l'ajustement de notre série avec Hydrolab et on a remarqué que Gumbel donne des résultats plus fiables que les autres méthodes.

Tableau II.1. 14 : La loi de Gumbel (doublement exponentielle)

T	q	XT
1000.0	0,999	100
200.0	0,995	85.4
100.0	0,99	78.9
50.0	0,98	72.4
20.0	0,95	63.8
10.0	0,9	57.1
5.0	0,8	50.2

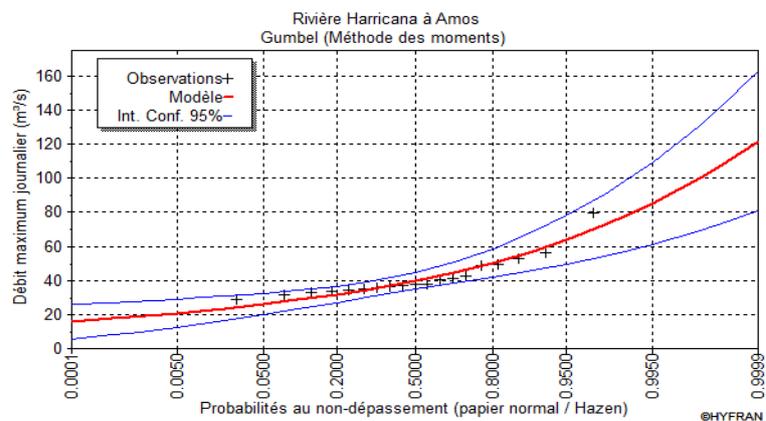


Figure II.1. 11 : Graphe d'ajustement selon la loi de Gumbel

Tableau II.1. 15 : Série des apports

Année	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Annuelle	Annuelle + rej
1971	4,4	5,8	0,7	0,9	9,5	4,0	2,5	8,0	3,3	0,7	0,3	0,3	40,4	53,14
1972	1,8	2,8	1,1	2,0	12,4	7,5	31,6	8,4	4,0	2,3	1,5	2,1	77,5	79,87
1973	1,3	1,4	1,1	1,9	2,3	2,6	2,3	2,1	1,1	0,7	0,6	0,3	17,7	36,81
1974	1,3	0,8	0,9	1,1	1,0	4,0	2,1	2,2	1,7	0,5	0,1	0,2	15,9	35,51
1975	1,7	0,3	0,5	0,8	1,1	1,5	3,1	1,6	2,1	0,8	3,5	0,3	17,4	36,60
1976	0,8	2,9	1,5	4,3	4,8	2,4	2,9	2,1	6,8	4,7	0,1	0,7	34,0	48,53
1977	0,4	0,3	1,0	0,3	0,9	3,7	1,0	4,6	0,7	0,4	0,1	0,9	14,2	34,24
1978	0,1	1,7	0,3	0,4	0,4	0,6	0,7	7,7	0,8	0,5	0,1	0,0	13,1	33,48
1979	4,4	1,1	0,5	0,3	0,5	0,5	3,1	1,5	0,5	0,2	0,0	0,0	12,4	32,95
1980	3,4	1,4	0,4	4,2	4,2	3,5	1,9	2,4	0,8	1,7	0,2	0,1	24,2	41,48
1981	1,9	0,5	0,6	1,0	1,1	1,7	3,7	4,0	7,5	2,0	0,8	0,4	25,3	42,23
1982	1,5	0,9	1,8	4,1	4,0	1,2	2,9	0,6	0,2	0,1	0,0	1,4	18,6	37,46
1983	0,0	0,4	0,4	0,6	10,5	24,3	4,2	1,9	1,0	0,6	0,4	0,4	44,7	56,25
1984	0,5	0,9	0,8	1,2	7,5	5,7	9,8	3,0	3,3	1,0	0,7	0,4	34,8	49,07
1985	0,7	1,3	1,0	1,2	1,6	1,4	1,2	0,6	0,7	0,6	0,1	0,1	10,5	31,64
1986	0,6	6,2	1,8	3,0	0,9	<u>3,8</u>	1,7	0,8	0,1	0,0	0,0	0,0	18,9	37,68
1987	0,0	0,3	0,6	0,5	0,9	0,6	0,8	1,0	0,2	0,5	0,9	0,1	6,4	28,62
1988	0,3	0,4	2,0	3,0	1,1	4,5	0,4	0,3	0,2	1,7	0,2	1,1	15,2	34,98
1989	4,6	0,3	0,1	0,3	0,6	0,3	0,2	0,2	3,6	0,1	2,4	10,4	23,2	40,73
1990	0,1	0,3	1,5	4,3	2,1	2,5	2,5	4,9	1,4	1,5	0,1	0,0	21,0	
1991	0,1	0,3	0,3	0,4	0,4	0,7	1,2	8,1	3,3	1,3	0,4	0,1	16,5	
1992	0,1	0,2	0,4	1,1	8,8	1,9	3,5	1,5	1,7	0,3	0,1	0,0	19,5	
1993	0,0	0,1	0,2	1,4	0,9	3,9	0,9	0,6	0,2	0,0	0,0	0,0	8,2	
1994	0,5	0,6	0,6	0,7	6,9	1,0	3,7	1,0	0,7	0,6	0,5	0,5	17,3	
1995	0,8	0,8	0,8	1,0	1,7	10,7	7,8	6,3	4,8	1,1	0,8	0,8	37,4	
1996	0,6	0,6	0,6	0,7	0,9	<u>0,8</u>	0,8	0,7	0,6	0,5	0,5	0,6	<u>7,9</u>	
1997	0,8	0,8	2,2	9,1	4,5	3,0	1,8	2,3	1,6	0,7	0,6	0,6	28,0	
1998	0,9	0,9	4,1	2,4	3,7	7,4	2,6	1,6	1,0	0,6	0,5	0,5	26,2	
1999	1,0	0,6	0,6	2,0	1,7	1,0	0,9	0,8	6,2	1,2	0,6	0,6	17,2	
2000	0,5	0,6	0,6	0,6	2,2	<u>4,9</u>	1,1	1,0	1,3	0,7	0,6	0,6	<u>14,7</u>	
2001	0,7	0,8	0,7	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,7	0,6	0,6	1,3	9,2	
2002	0,6	0,5	1,4	4,4	16,9	8,4	3,5	18,2	2,1	1,4	1,1	1,0	59,5	
2003	1,3	1,2	1,1	10,7	15,1	3,4	3,0	3,0	3,8	4,5	2,4	4,5	54,0	

b. Caractéristiques de l'écoulement :**Module de l'écoulement (Me) :**

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \quad (\text{I.20})$$

Avec : A_0 : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] " $T = 31,536.106$ secondes".

AN : $M_e = 558.12$ l/s.

Module de l'écoulement relatif ou spécifique (Mer):

On a :

$$M_{er} = \frac{M_0}{S} \quad (\text{I.21})$$

Avec : M_0 : Module de l'écoulement ([l/s].

S : Superficie du bassin [Km^2].

AN : $M_{er} = 0.55$ l/s/ km^2 .

Lame d'eau écoulée:

$$L_e = \frac{A_0}{S} \quad (\text{I.22})$$

Avec : S : Superficie du bassin.

AN : $L_e = 0.017$ m = 17.48 mm.

Coefficient de l'écoulement:

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \quad (\text{I.23})$$

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

L_e : Lame d'eau écoulée en [mm].

AN : $C_e = 0,04$.

Coefficient de variation :

Formule Algérienne de N.N PADOUM :

$$C_v = 0.93 * \frac{K}{M_0^{0.23}} \quad (I.24)$$

Avec : K : coefficient de réduction K= (0.25-1.00) on prend K=0.65

M_0 : module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

AN : $C_v = 0.69$.

c. Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%.

La répartition mensuelle de l'apport moyen $A_{80\%} = 24.20 \text{ Mm}^3$.

Tableau II.1. 16 : Répartition de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Année
Apports (%)	4.07	4.10	4.15	9.58	17.36	15.34	12.76	13.52	8.56	4.31	2.58	3.66	100
Apports 80% (Mm ³)	2.04	2.06	2.08	4.81	8.72	7.70	6.41	6.79	4.30	2.16	1.30	1.84	50.20

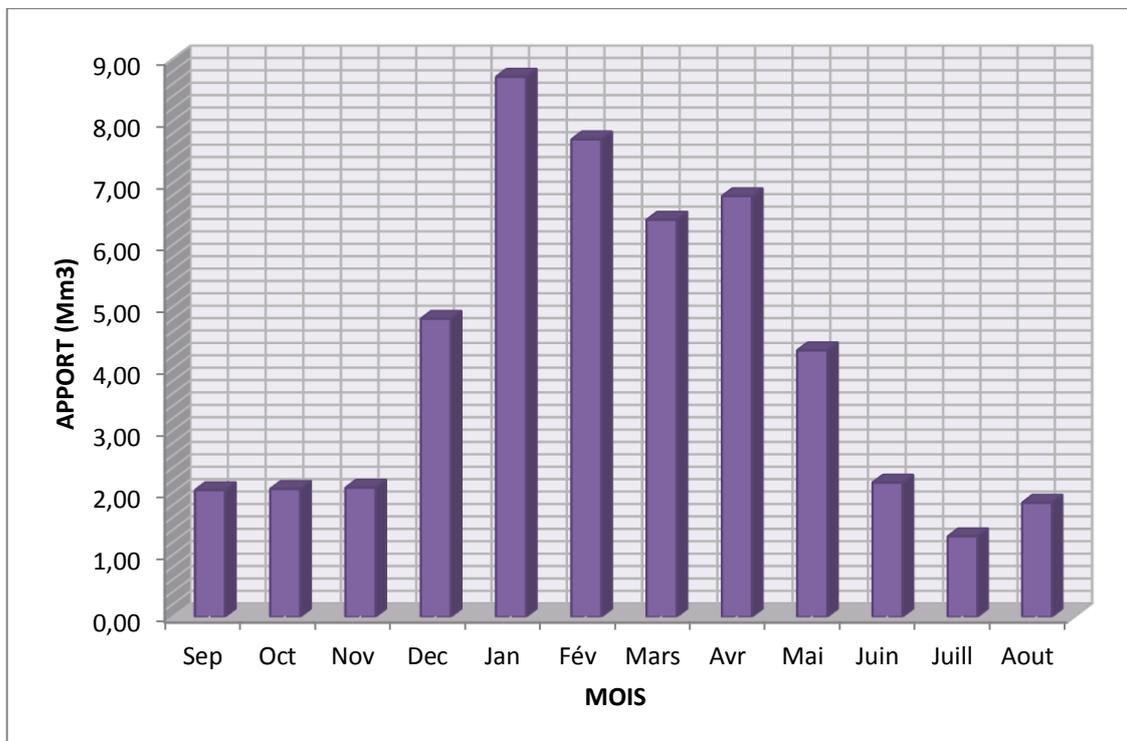


Figure II.1. 12 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen

II.1.8.2 Transport solide

Détermination du volume mort

Le manque de données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous donne un ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide.

La formule utilisée est empruntée au guide maghrébin pour l'exécution des études et des travaux de retenues collinaires, éditée par le P.N.U.D. /O.P.E. en mai 1987.

C'est la formule de TIXERONT, elle est recommandée pour la région de l'Est algérien pour l'évaluation du taux d'abrasion.

Formule de TIXERONT

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit.

$$T_s = \alpha * L_0^{0.15} \quad (I.26)$$

Avec : T_s : le transport solide en (t/Km²/an).

L_0 : la lame écoulée en (mm).

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant,

$\alpha=350$ (faible à moyenne).

Soit : **$T_s=611.74$ (t/Km²/an).**

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 - 1.10) \frac{Q_s T}{\delta_s} \quad (I.27)$$

Avec : Q_s : Le débit solide (t/an) $Q_s = T_s * S$.

δ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1.2$ t/m³).

S : Superficie du bassin versant.

T : Délai de service ; $T = 50$ ans.

AN: $Q_s = 54.1188.10$ t/an on a

D'où: **$V_{ms} = 28.22$ Mm³.**

Le volume mort en charriage est estimé à : **$V_{mc} = 0.35 * 28.22 = 9.88$ Mm³.**

Le volume mort en charriage est estimé à : **$V_m = V_{ms} + V_{mc} = 38.10$ Mm³.**

II.1.9. Etude des crues [2]

Le but de cette partie est de déterminer les hydro-grammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants.

II.1.9.1. Détermination des débits maximaux fréquents par les formules empiriques

Vue le manque de séries des débits au niveau du talweg principal, on a essayé d'implanter une station hydrométrique par analogie dans notre bassin.

Pour cela on a utilisé un bassin voisin d'après cette la méthode on a trouvé une série de 1967 – 2003 mais il existe sur notre talweg un barrage construit en 1990, pour cela on doit corriger ces valeurs. La correction de ces valeurs de 1967 – 1989 se fera selon la formule :

débit de l'année $\ast (S/S_{\text{voisin}}) + \text{max des années Voir (Tableau II.I.18)}$.

La surface du bassin voisin $S_2=1398.14 \text{ Km}^2$.

On a fait l'ajustement de notre série avec Hydrolab et on a remarqué que Log-Person type III donne des résultats plus fiables que les autres méthodes.

Tableau II.1. 17: La loi de Log-Person type III

T	q	XT
10000	0.9999	1540
1000	0.9990	769
100	0.99	392
50	0.98	323
20	0.95	251
10	0.9	210

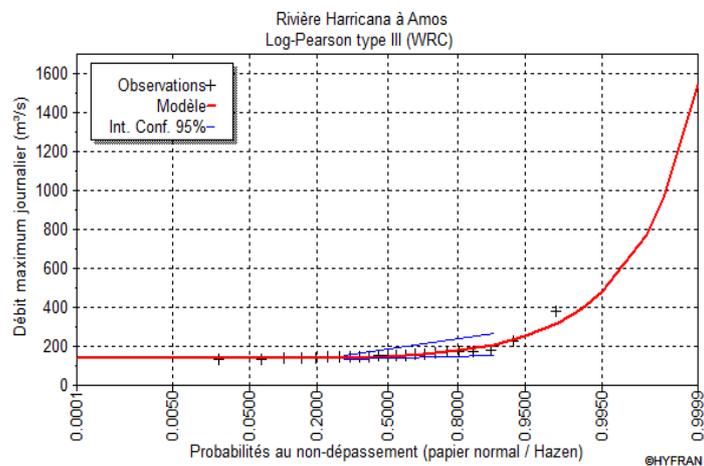


Figure II.1. 13 : Graphe d'ajustement selon la loi de Log-Person type III

Tableau II.1. 18 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour

Période de retour (ans)	10	20	50	100	1000	10000
Qmax,p% (m3/s)	210	251	323	392	769	1540

Tableau II.1. 19: Série des débits

Année	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Annuelle	Annuelle + rej
1967	6,2	6,4	2,0	11,3	29,3	8,2	7,1	5,7	3,0	29,5	23,7	1,8	29,5	151,2
1968	5,1	4,0	1,5	3,0	3,0	2,9	7,5	7,4	1,7	1,7	18,2	0,6	18,2	143,0
1969	52,6	33,6	1,6	53,5	2,3	5,0	36,9	29,2	4,6	2,3	27,0	0,6	53,5	168,4
1970	4,8	5,3	1,6	1,8	6,7	17,6	58,5	25,7	5,7	1,9	1,0	0,5	58,5	172,0
1971	15,8	17,5	0,4	0,5	24,1	2,9	2,3	18,9	3,5	1,5	0,2	0,2	24,1	147,3
1972	6,2	25,4	0,4	18,8	70,7	13,6	345,0	14,3	2,0	2,4	0,7	5,1	345,0	378,3
1973	2,2	1,1	0,7	3,5	1,1	4,2	1,8	3,9	3,3	3,2	1,5	0,2	4,2	133,0
1974	13,1	0,4	0,5	0,5	0,6	33,7	1,8	24,3	7,2	3,3	0,1	0,3	33,7	154,2
1975	15,5	0,1	0,9	0,6	0,6	1,6	4,2	3,5	7,5	6,3	136,4	0,1	136,4	228,1
1976	7,2	26,6	4,1	4,8	6,2	2,3	1,5	8,4	24,3	21,4	0,1	6,1	26,6	149,0
1977	0,7	0,1	8,6	0,2	0,7	8,2	2,9	13,3	3,1	6,0	0,0	9,9	13,3	139,5
1978	0,0	40,4	0,3	0,5	0,2	3,3	1,2	39,3	3,0	2,1	0,0	0,0	40,4	159,0
1979	28,8	16,2	0,3	0,2	0,5	0,3	22,9	21,9	0,6	1,0	0,0	0,0	28,8	150,7
1980	39,3	35,8	1,2	59,4	6,9	8,1	3,7	3,4	0,7	16,5	0,2	0,1	59,4	172,7
1981	13,2	1,2	0,3	3,0	6,3	10,8	3,9	7,5	23,4	1,6	0,4	0,4	23,4	146,7
1982	5,1	7,1	8,4	16,2	12,0	0,8	13,6	0,5	0,1	0,1	0,0	33,0	33,0	153,7
1983	0,0	8,1	4,3	1,0	19,5	74,2	4,4	1,6	0,4	0,4	0,2	0,2	74,2	183,3
1984	0,5	1,1	0,4	6,5	23,8	13,2	15,8	5,0	12,8	0,6	0,3	0,2	23,8	147,0
1985	8,5	1,8	0,5	0,5	1,1	0,7	2,6	0,4	0,6	3,4	0,1	0,0	8,5	136,0
1986	3,6	45,0	5,7	12,6	2,5	<u>0,0</u>	9,9	1,4	0,2	0,0	0,0	0,0	45,0	162,3
1987	0,0	2,0	1,4	0,2	1,1	0,3	0,8	10,5	0,3	0,7	12,4	0,2	12,4	138,9
1988	0,4	3,1	10,6	22,0	0,6	7,6	0,5	0,2	0,2	21,4	0,6	17,4	22,0	145,7
1989	50,0	0,7	0,1	0,2	1,3	0,2	0,1	0,1	30,7	0,1	47,2	56,8	56,8	170,8
1990	0,1	0,6	4,8	8,1	11,7	1,6	1,7	12,6	1,5	14,1	0,1	0,0	14,1	
1991	1,4	1,6	0,2	0,2	0,2	1,6	2,6	63,4	27,2	0,8	0,2	0,5	63,4	
1992	0,1	0,1	0,4	5,2	18,1	1,3	6,0	1,3	2,6	0,4	0,1	0,0	18,1	
1993	0,0	0,1	0,2	9,3	0,6	31,6	0,5	0,4	0,2	0,0	0,0	0,0	31,6	
1994	5,1	5,5	1,6	1,9	13,4	3,4	7,0	6,2	1,7	3,5	0,2	3,9	13,4	
1995	7,8	6,7	1,7	3,1	3,0	8,1	17,6	4,5	12,4	3,0	8,4	15,7	17,6	
1996	5,0	4,6	1,6	1,8	0,3	<u>3,6</u>	9,6	4,4	2,5	3,3	1,8	6,1	9,6	
1997	10,7	10,8	2,8	14,7	5,9	6,9	8,7	6,3	3,2	3,6	3,4	7,2	14,7	
1998	15,0	6,1	3,7	2,6	4,0	6,4	1,8	5,6	9,2	5,1	39,0	20,2	39,0	
1999	22,6	6,8	1,7	9,0	0,6	2,8	10,6	5,1	27,4	13,7	22,9	21,6	27,4	
2000	6,4	8,0	1,7	1,8	5,5	<u>6,9</u>	9,3	5,1	6,2	8,7	26,0	23,1	26,0	
2001	6,6	8,8	1,7	1,7	0,5	3,0	13,3	4,8	5,2	7,9	31,7	32,5	32,5	
2002	7,7	4,9	2,6	7,0	46,2	19,9	8,1	89,9	4,0	3,0	33,3	2,0	89,9	
2003	8,9	5,6	1,5	38,4	65,7	2,0	6,1	6,1	8,5	31,6	129,9	2,4	129,9	

II.1.9.2. Détermination des hydro-grammes de crues probables

La Méthode de Sokolovski assimile l'hydro-gramme de crues à deux équations

Pour la montée de la crue

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x \quad (I.29)$$

Pour la décrue de la crue

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^y \quad (I.30)$$

Avec : Q_m : débit instantané de la montée (m³/s). Q_d : débit instantané de la décrue.

t_m : temps de la montée de la crue en heures. t_d : temps de la décrue en (h).

Q_{max} : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m³/s) ;

x, y : Puissance des courbes : $x= 2$ pour la montée de la crue.

$Y= 3$ pour la décrue.

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

$t_m = t_c$ (pour les petits bassins versants), avec t_c est le temps de concentration du bassin versant (heures).

$t_d = \delta t_m$ avec : δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue ; on prend ($\delta =3$).

$t_d = 3 * 4,35 = 13,05$ heures.

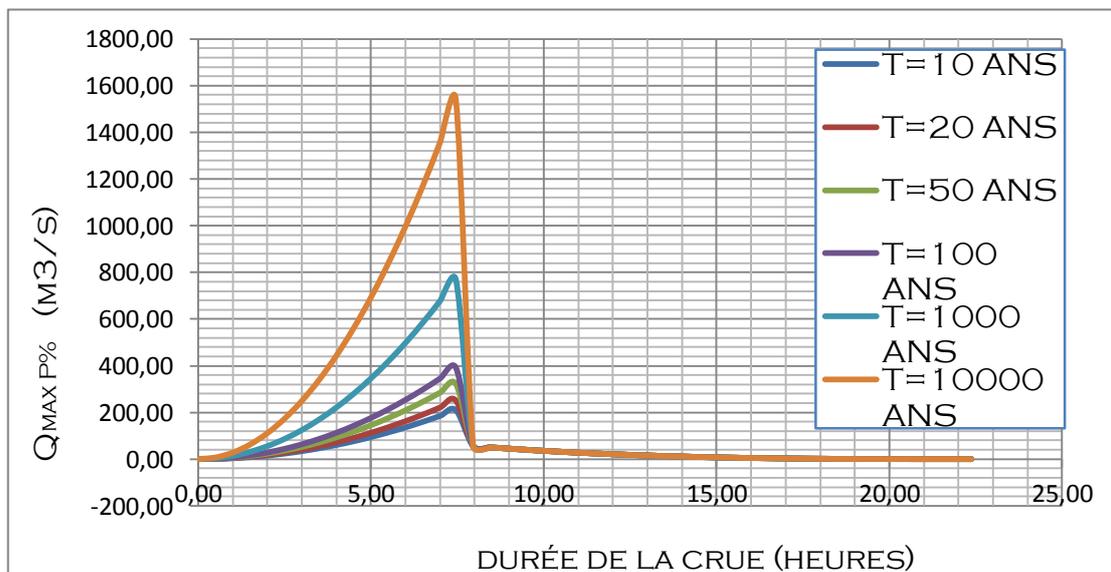


Figure II.1. 14 : Hydro-grammes de crues probables

Tableau II.1. 20: Calcul des hydro-grammes de crues

Temps (h)	Période de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10000
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,50	0,94	1,13	1,45	1,76	3,46	6,92
1,00	3,78	4,51	5,81	7,05	13,83	27,69
1,50	8,50	10,16	13,07	15,86	31,11	62,31
2,00	15,10	18,05	23,23	28,20	55,31	110,77
2,50	23,60	28,21	36,30	44,06	86,43	173,08
3,00	33,99	40,62	52,27	63,44	124,45	249,23
3,50	46,26	55,29	71,15	86,35	169,40	339,23
4,00	60,42	72,22	92,93	112,78	221,25	443,08
4,50	76,47	91,40	117,62	142,74	280,02	560,77
5,00	94,41	112,84	145,21	176,22	345,70	692,31
5,50	114,23	136,53	175,70	213,23	418,30	837,69
6,00	135,94	162,49	209,10	253,76	497,81	996,92
6,50	159,55	190,70	245,40	297,82	584,24	1170,00
7,00	185,04	221,16	284,60	345,40	677,58	1356,93
<u>7,46</u>	210,00	251,00	323,00	392,00	769,00	1540,00
7,96	56,17	56,17	56,17	56,17	56,17	56,17
8,46	50,53	50,53	50,53	50,53	50,53	50,53
8,96	45,27	45,27	45,27	45,27	45,27	45,27
9,46	40,40	40,40	40,40	40,40	40,40	40,40
9,96	35,88	35,88	35,88	35,88	35,88	35,88
10,46	31,72	31,72	31,72	31,72	31,72	31,72
10,96	27,89	27,89	27,89	27,89	27,89	27,89
11,46	24,39	24,39	24,39	24,39	24,39	24,39
11,96	21,19	21,19	21,19	21,19	21,19	21,19
12,46	18,28	18,28	18,28	18,28	18,28	18,28
12,96	15,65	15,65	15,65	15,65	15,65	15,65
13,46	13,29	13,29	13,29	13,29	13,29	13,29
13,96	11,17	11,17	11,17	11,17	11,17	11,17
14,46	9,30	9,30	9,30	9,30	9,30	9,30
14,96	7,64	7,64	7,64	7,64	7,64	7,64
15,46	6,20	6,20	6,20	6,20	6,20	6,20
15,96	4,95	4,95	4,95	4,95	4,95	4,95
16,46	3,88	3,88	3,88	3,88	3,88	3,88
16,96	2,98	2,98	2,98	2,98	2,98	2,98
17,46	2,23	2,23	2,23	2,23	2,23	2,23
17,96	1,61	1,61	1,61	1,61	1,61	1,61
18,46	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13
18,96	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
19,46	0,46	0,46	0,46	0,46	0,46	0,46
19,96	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26
20,46	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13
20,96	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
21,46	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
21,96	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<u>22,37</u>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

II.1.9.3. Choix de fréquence de la crue du projet

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant.

On peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont un peu compliquées, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval est moyennement élevé (site un peu éloigné des zones urbaines).

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0,1% (T = 1000 Ans)

D'où $Q_{0,1\%} = 6625.34 \text{ m}^3/\text{s}$.

En vérifiant le comportement de l'ouvrage pour la période de retour de 0,01% (T = 1000 Ans).

D'où $Q_{0,01\%} = 7839.53 \text{ m}^3/\text{s}$.

II.1.10. Régularisation de l'écoulement [2]

II.1.10.1. Courbes caractéristiques de la retenue

Si on suppose que notre cuvette est comprise entre une côte minimale de 339.14 m et une côte maximale de 499.14m.

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \quad (\text{I.31})$$

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

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

ΔH : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives.

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

Tableau II.1. 21 : Caractéristiques topographiques de la retenue

Cote (m)	H (m)	S(km ²)	S _{moy} (km ²)	ΔH (m)	ΔV (Mm ³)	V (Mm ³)	H _{moy} (m)
339,14	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
340,00	0,86	0,001	0,001	0,860	0,001	0,001	0,573
350,00	10,86	0,027	0,014	10,000	0,141	0,142	5,181
360,00	20,86	0,067	0,047	10,000	0,471	0,612	9,171
370,00	30,86	0,152	0,109	10,000	1,093	1,705	11,229
380,00	40,86	0,279	0,215	10,000	2,152	3,858	13,849
390,00	50,86	0,427	0,353	10,000	3,527	7,385	17,299
400,00	60,86	0,604	0,515	10,000	5,152	12,537	20,771
410,00	70,86	0,760	0,682	10,000	6,819	19,356	25,462
420,00	80,86	0,941	0,851	10,000	8,508	27,864	29,599
430,00	90,86	1,192	1,066	10,000	10,664	38,528	32,336
440,00	100,86	1,569	1,380	10,000	13,804	52,332	33,347
450,00	110,86	1,922	1,746	10,000	17,456	69,788	36,311
460,00	120,86	2,266	2,094	10,000	20,938	90,726	40,044
470,00	130,86	2,643	2,454	10,000	24,544	115,270	43,611
480,00	140,86	3,145	2,894	10,000	28,941	144,211	45,855
487,20	148,06	3,685	3,415	7,200	24,586	168,797	45,812

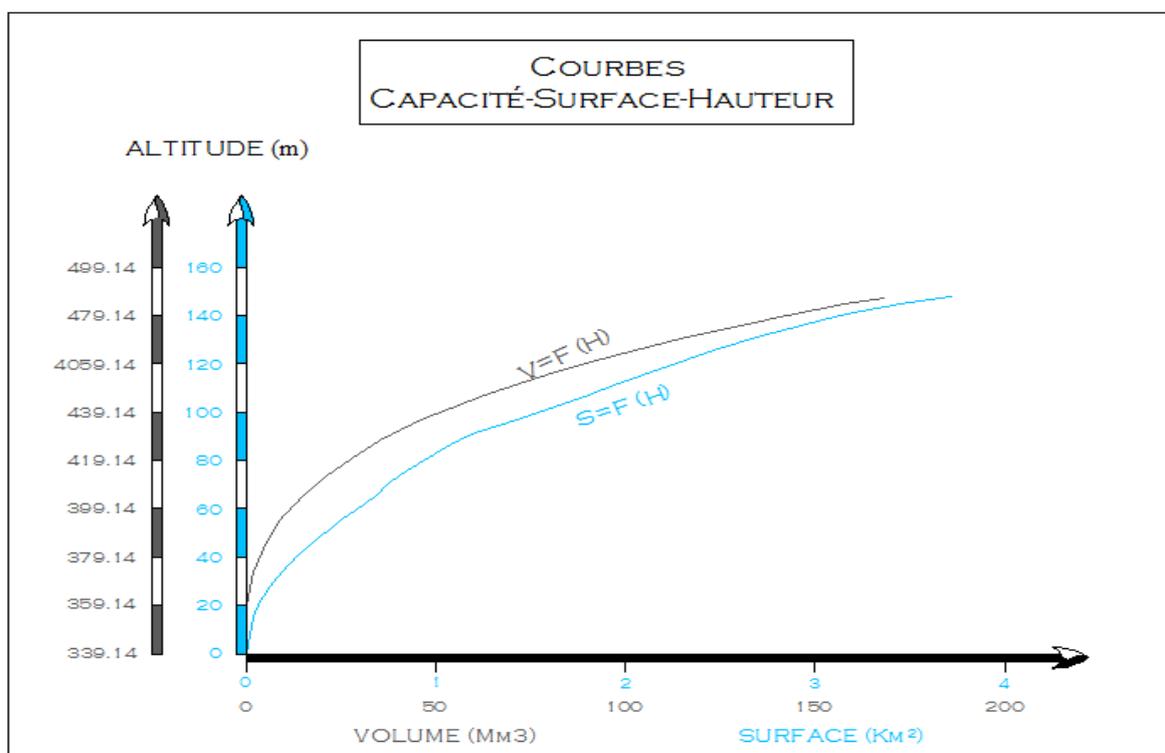


Figure II.1. 15 : Courbes capacité-surface-hauteur

II.1.10.2. Détermination des besoins

Tableau II.1. 22 : Besoins mensuels pour l'irrigation.

Mois	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Année
Mm ³	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,50	1,50	2,00	2,50	2,00	1,56	10,06

II.1.10.3. Calcule du volume utile

a. Régularisation saisonnière

- Calcule du volume utile sans tenir compte les pertes

Tableau II.1. 23 : Régularisation saisonnière sans tenir compte pertes

Mois	W (Mm3)	U (Mm3)	W-U (Mm3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf M(m3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
					38,10			38,10	
Septembre	2,04	1,50	0,54	38,64	38,64		-2,10	38,10	40,20
Octobre	2,06	0,00	2,06	40,71	39,47	1,24	-1,56	-1,56	
Novembre	2,08	0,00	2,08	41,55	39,47	2,08	0,51	0,51	
Décembre	4,81	0,00	4,81	44,27	39,47	4,81	2,59	2,59	
Janvier	8,72	0,00	8,72	48,18	39,47	8,72	7,39	7,39	
Février	7,70	0,00	7,70	47,17	39,47	7,70	16,11	16,11	
Mars	6,41	0,00	6,41	45,87	39,47	6,41	23,81	23,81	
Avril	6,79	0,50	6,29	45,76	39,47	6,29	30,22	30,22	
Mai	4,30	1,50	2,80	42,27	39,47	2,80	36,51	36,51	
Juin	2,16	2,00	0,16	39,63	39,47	0,16	39,30	39,30	
Juillet	1,30	2,50	-1,20	38,26	38,26		39,47	39,47	
Août	1,84	2,00	-0,16	38,10	38,10		38,26	38,26	
Total	50,20	10,00	40,20			40,20	38,10	38,10	40,20

D'après la régularisation nous constatons que la retenue fonctionne à un seul temps:

$$V_s = 41.56 \text{ Mm}^3, V_d = 1.36 \text{ Mm}^3.$$

Le volume utile est donc: $V_U = V_d = 1.36 \text{ Mm}^3$.

Le volume au niveau normal de la retenue est: $V_{NNR} = V_M + V_U = 39.47 \text{ Mm}^3$.

- Calcul du volume utile en tenir compte les pertes*** Calcule des pertes****Perte par infiltrations:**

Le volume mensuel des pertes par infiltrations est:

$$V_{inf} = \frac{\delta * V_{moy}}{100} \quad (I.32)$$

Avec : δ : coefficient dépendant des conditions hydrologiques de la cuvette

$$\delta = (0.5 \div 1.5). \text{ On prend } \delta = 0.75$$

$$V_{moy} = \frac{V_{ri} + V_{ri+1}}{2} \quad (I.33)$$

Perte par évaporation:

Le volume mensuel des pertes par évaporation est:

$$V_{evp} = E_s * S_{moy} \quad (I.34)$$

Avec : E_s : évaporation mensuelle.

S_{moy} : surface du plan d'eau correspondant au volume moyen.

*** Première approximation (Tableau II.I.24)**

$$V_S = 37.659 \text{ Mm}^3 ; V_d = 2.759 \text{ Mm}^3 ; V'_U = V_d = 2.759 \text{ Mm}^3 ; V_{NNR} = 40.862 \text{ Mm}^3.$$

Evaluation de l'erreur:

$$E = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \quad (I.35)$$

$E = > 2\%$ on passe à la deuxième approximation.

*** Deuxième approximation (Tableau II.I.25)**

$$V_S = 37.599 \text{ Mm}^3 ; V_d = 2.786 \text{ Mm}^3 ; V''_U = V_d = 2.786 \text{ Mm}^3 ; V_{NNR} = 40.899 \text{ Mm}^3.$$

Evaluation de l'erreur:

$$E = \frac{V''_u - V'_u}{V_u} \quad (I.35)$$

$E = 0.98 \% < 2\%$.

*** Résultats de calculs**

$$V_U = 2.786 \text{ Mm}^3 ; V_{NNR} = 40.899 \text{ Mm}^3.$$

Tableau II.1. 24 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (1ère approximation)

Mois	V moy (Mm ³)	S moy (Mm ²)	E vp (mm)	V evp (Mm ³)	V inf (Mm ³)	∏ (Mm ³)	W-U-∏ (Mm ³)	1ere consigne			2eme consigne		
								V _{ri} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S (m ³)	V _{ri} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S (Mm ³)
Septembre	38,37	1,18	0,15	0,17	0,29	0,46	0,08	38,18	38,18		38,10	38,10	0,08
Octobre	39,67	1,22	0,11	0,14	0,30	0,43	1,63	39,81	39,81		36,48	38,10	1,63
Novembre	40,51	1,25	0,07	0,09	0,30	0,39	1,69	41,50	40,86	0,637	36,42	38,10	1,69
Décembre	41,87	1,28	0,05	0,07	0,31	0,38	4,42	45,29	40,86	4,424	33,68	38,10	4,42
Janvier	43,83	1,34	0,05	0,07	0,33	0,39	8,32	49,18	40,86	8,32	29,78	38,10	8,32
Février	43,32	1,32	0,05	0,07	0,32	0,40	7,31	48,17	40,86	7,31	30,80	38,10	7,31
Mars	42,67	1,30	0,07	0,09	0,32	0,41	6,00	46,86	40,86	6,00	32,11	38,10	6,00
Avril	42,61	1,30	0,08	0,11	0,32	0,43	5,86	46,72	40,86	5,859	32,65	38,10	5,45
Mai	40,87	1,26	0,11	0,14	0,31	0,44	2,35	43,22	40,86	2,354	38,51	38,51	
Juin	39,55	1,22	0,15	0,18	0,30	0,48	-0,31	40,55	40,55		40,86	40,86	
Juillet	38,87	1,20	0,21	0,25	0,29	0,55	-1,75	38,80	38,80		40,55	40,55	
Août	38,18	1,18	0,21	0,25	0,29	0,54	-0,70	38,10	38,10		38,80	38,80	
Total	490,32	15,06	1,32	1,62	3,68	5,30	34,90			34,90	38,10	38,10	34,90

Tableau II.1. 25 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2eme approximation)

Mois	V moy (Mm ³)	S moy (Mm ²)	E vp (mm)	V evp (Mm ³)	V inf (Mm ³)	∏ (Mm ³)	W-U-∏ (Mm ³)	1ere consigne			2eme consigne		
								V _{ri} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S (m ³)	V _{ri} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S (Mm ³)
Septembre	38,14	1,18	0,15	0,17	0,29	0,46	0,08	38,19	38,19		38,10	38,10	0,08
Octobre	39,00	1,20	0,11	0,13	0,29	0,43	1,63	39,82	39,82		36,47	38,10	1,63
Novembre	40,66	1,25	0,07	0,09	0,30	0,39	1,69	41,51	40,89	0,617	36,42	38,10	1,69
Décembre	43,07	1,32	0,05	0,07	0,32	0,39	4,41	45,30	40,89	4,413	33,69	38,10	4,41
Janvier	45,02	1,37	0,05	0,07	0,34	0,40	8,31	49,20	40,89	8,311	29,79	38,10	8,31
Février	44,52	1,36	0,05	0,07	0,33	0,41	7,30	48,19	40,89	7,30	30,81	38,10	7,30
Mars	43,86	1,34	0,07	0,09	0,33	0,42	5,99	46,88	40,89	5,99	32,12	38,10	5,99
Avril	43,79	1,34	0,08	0,11	0,33	0,44	5,85	46,74	40,89	5,848	32,70	38,10	5,40
Mai	42,04	1,29	0,11	0,14	0,32	0,46	2,34	43,23	40,89	2,342	38,55	38,55	
Juin	40,71	1,25	0,15	0,18	0,31	0,49	-0,33	40,56	40,56		40,89	40,89	
Juillet	39,68	1,22	0,21	0,26	0,30	0,56	-1,76	38,80	38,80		40,56	40,56	
Août	38,45	1,19	0,21	0,25	0,29	0,54	-0,70	38,10	38,10		38,80	38,80	
Total	498,94	15,30	1,32	1,64	3,74	5,39	34,813			34,813	38,10	38,10	34,813

b. Régularisation interannuel

On fait une régularisation interannuelle quand la consommation dépasse l'apport, on accumule les eaux durant les années humides et on la restitue pendant les années sèches.

Pour le calcul de la régularisation interannuelle, on opte pour :

- Méthode de KRISTEKLY M pour le calcul du volume utile

$$V_{upa} = (\beta_s + \beta_{int}) * W_0 \quad (I.36)$$

Avec : β_s : Composante saisonnière du volume utile.

β_{pa} : Composante pluriannuelle du volume utile.

W_0 : Apport moyen interannuel = 17.60 Mm³.

On a : $\beta_s W_0$ = volume utile saisonnière = V_U = 5.321 Mm³.

$$\beta_{int} = (\alpha - K_p^n)n = \max[\alpha - (F_p C_V + 1)]n$$

Avec : K_p^n : coefficient de débit pour n années de régularisation.

Tableau II.1. 26 : Résultats de calcul du coefficient de débit

n	n^{0,5}	Cv	Cs	F80%	Kp=Cv*Fp+1	0,7	0,9
1	1,000	0,285	2,050	-0,850	0,758	-0,058	0,142
2	1,414	0,202	1,450	-0,850	0,829	-0,257	0,143
3	1,732	0,165	1,184	-0,850	0,860	-0,480	0,120
4	2,000	0,143	1,025	-0,850	0,879	-0,716	0,084
5	2,236	0,127	0,917	-0,850	0,892	-0,958	0,042
6	2,449	0,116	0,837	-0,850	0,901	-1,207	-0,007
7	2,646	0,108	0,775	-0,850	0,908	-1,459	-0,059

D'après le tableau N°II.I.26 ; $\beta_{int} = 0.14$.

Donc :

La capacité dans le cas d'une régularisation interannuelle est : $V_{int} = 8.72 \text{ Mm}^3$.

Le volume correspondant au niveau normal de la retenue est : $V_{NNR} = 36.95 \text{ Mm}^3$.

CHAPITRE 2 : LAMINAGE

II.2.1. Introduction

Pour dimensionner un évacuateur, on doit procéder à deux opérations : déterminer la crue dont on veut protéger l'ouvrage et évaluer l'effet de laminage provoqué par la réserve de cette crue, en effet, calculer un ouvrage évacuateur de telle manière qu'il puisse laisser passer le débit de pointe de la crue correspond à un surdimensionnement notable la plupart du temps.

L'objectif du laminage est de réduire de manière significative la longueur de l'évacuateur de crue, ce qui, bien évidemment, se traduira par un abaissement de son prix, généralement très élevé dans un projet de barrage.

II.2.2. Méthode de KOTCHERINE [9]

II.2.2.1. Estimation du débit de crue laminée

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_f = V_c \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q\%}\right) \quad (II.1)$$

V_f : le volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_c : le volume de la crue correspondant au $Q\%$ en m^3 .

$Q\%$: le débit de la crue en m^3/s

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

$$q_{lam} = q\% \left(1 - \frac{V_f}{V_c}\right) \quad (II.2)$$

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

II.2.2.2. Estimation de la charge au-dessus du déversoir

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

$$q = m * L * \sqrt{2g} * H^{3/2} \quad (\text{II.3})$$

Avec : m : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge H, et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0,49;

g : l'accélération de pesanteur = 9,81m²/s .

L : la largeur de déversoir,

H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 à 3 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S * V_{moy} \quad \text{Et} \quad S = L * (H + P)$$

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

$$V_{moy} = \frac{q}{L*(H+P)} \quad (\text{II.4})$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversant par la même formule qui a dessus et L compris entre 10 et 40 mètres.

$$H_0 = H + \frac{\alpha * V_{moy}^2}{2g} \quad (\text{II.5})$$

Avec : H_0 : la charge globale.

$\frac{\alpha * V_{moy}^2}{2g}$: la charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement;

P : la hauteur de pelle.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de q_{lam} .

Ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée en correspondance à la largeur optimale.

Le débit laminée est calculé pour différentes charges "H" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "b", (tableau II.2.1).

Les graphiques de la figure sont accordés à la table de calculs, en faisant varier les variables H et L, Les relations s'ajustent automatiquement.

Données initiales	
g	9.81 m ² /s
α	1
Q _{0.1%}	742
V _{crue0.1%}	47.06
m	0.49

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $h = f(q)$ et $v = f(q)$ comme montre l'ANNEXE 3 (Tableau ANNEXE 2)

Tableau II.2. 1 : caractéristique de largeur de déversoir

Largeur de seuil b(m)	Hauteur d'eau H(m)	Débit laminé q (m ³ /s)	Vf (Mm ³)	Cote PHE (m)
60	2,554	734,03	4,8846096	443,55
70	2,31	736,7	4,511664	443,31
80	2,12	739,5	4,12056	443,12
90	1,963	742,03	3,7671696	442,96
100	1,83	742	3,77136	442,83

II.2.3. Conclusion

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux (le remblai et le béton) pour chaque largeur du déversoir, pour l'étude d'optimisation on prendra les valeurs obtenues par la méthode de KOTCHERIN.

CHAPITRE 3 : ETUDE D'OPTIMISATION

II.3.1. Description du site de barrage

Le site du barrage de Koudiet Haricha se caractérise par une vallée large autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant et vérifie la possibilité d'implantation du barrage et de ses ouvrages annexes, la fondation composée d'une série de schistes satinés.

II.3.2. Choix du type de barrage

L'étude des variantes arrêtées sur 4 types du barrage :

- Variante 1 - Barrage en remblai avec noyau central en argile.
- Variante 2 - Barrage en remblai avec masque en béton armé.
- Variante 3 - Barrage poids en béton compacte au rouleau (BCR).
- Variante 4 - barrage en terre zone.

Un barrage en BCR n'est pas convenable à cause de la difficulté d'exploitation des agrégats pour les bétons, pour la 2eme variante on a une quantité insuffisante à la quantité des alluvions de remblais ainsi que la distance trop éloignée de site.

On a la 1ere variante un barrage en remblai avec noyau central en argile la recharge des alluvions propre en amont et recharge des alluvions tout venant en aval, cette variante est faisable avec des incertitudes concernant les quantités des alluvions propre.

Le choix est arrêté sur un barrage en terre zone car on a une quantité suffisante de la recharge de remblais (alluvions en aval, alluvions fines en amont).

II.3.3. Dimensionnement de la digue

a. Calcul de la hauteur du barrage [2]

La hauteur totale du barrage sera égale à la hauteur normale de la retenue des eaux majorée de la charge maximale au-dessus du seuil du déversoir de crues et de la revanche.

- Niveau normale de la retenue NNR

La hauteur normale de la retenue est calculée compte tenu de la capacité utile à stocker, de tranche morte éventuellement prévue en fond de la retenue pour emmagasiner les dépôts, et de la tranche correspondant aux pertes par évaporation et par infiltration.

$$\text{NNR} = 436.17 \text{ m.}$$

- Niveau de plus hautes eaux PHE

NPHE=NNR + H avec H : la charge de déversoir

Tableau II.3 1 : Récapitulatif du calcul du PHE

Largeur déversant (m)	Charge d'eau sur déversoir H(m)	NPHE (m)
65	2,95	439.12
70	2,85	439.02
75	2,725	438.90
80	2,62	438.79

- Détermination de la revanche

Connaissant la longueur du Fetch qui est la largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment en direction du barrage **F = 2.228 Km.**

La revanche est déterminée en utilisant des formules empiriques

Tableau II.3 2 : Récapitulatif du calcul de la revanche

Méthode	Formules		R (m)
Stevenson gaillard	$H = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26^4\sqrt{F}$	0,940	1,29
	$V = 1,5 + 2H$	3,380	
	$R = 0,75H + \frac{V^2}{2g}$	1,29	
Mallet et paquant	$H = 0,5 + 0,33\sqrt{F}$	0,9925741	1,61
	$V = 1,5 + 2H$	3,4851481	
	$R = H + \frac{V^2}{2g}$	1,61	
Formule simplifier	$R = 1 + 0,3\sqrt{F}$	1,45	1,45

On prend la valeur la plus grande pour plus de sécurité **R = 1.61m.**

- Cote de la crête du barrage (Tableau II.3.3)

$$N_{cr} = N_{PHE} + R$$

Où : N_{PHE} : Niveau de plus hautes eaux PHE

R : la revanche = 1.61 m.

- Hauteur du barrage (Tableau II.3.3)

$$H_b = N_{cr} - C_{TN} + H_{exc}$$

Où : N_{cr} : niveau de la crête du barrage

C_{TN} : cote terrain naturel ; $C_{TN} = 339.14$ m

H_{exc} : tranche à excaver pour atteindre la roche saine ; $H_{exc} =$ m

b. Calcul de la largeur en crête (Tableau II.3.4)

On doit prendre une largeur supérieur à 8m afin de permettre le passage des engins et le bon déroulement des travaux de terrassement, elle est en générale égale au 1/3 de la hauteur du barrage, Les différentes formules suivantes nous aide a déterminé la largeur b_{cr} :

Formule de CNAPPEN, Formule de PRECCE et Formule SIMPLIFIE

Tableau II.3 3 : Récapitulatif du calcul de la H_b

NPHE (m)	Ncr (m)	CTN (m)	Hex (m)	Hb (m)
448.27	449.89	339.14	0.5	111.25
448.03	449.64	339.14	0.5	111.00
447.84	449.45	339.14	0.5	110.81
447.68	449.29	339.14	0.5	110.65
447.55	449.16	339.14	0.5	110.52

Tableau II.3 4 : Récapitulatif du calcul de b_{cr}

H_b (m)	Formule			Moy b_{cr} (m)
	CNAPPEN $b_{cr} = 1,65\sqrt{H_b}$	PRECCE $b_{cr} = 1,1\sqrt{H_b} + 1$	ANONYM $b_{cr} = 3,6\sqrt{H_b} - 3$	
111.25	17.40	12.60	14.31	15.47
111.00	17.38	12.59	14.30	15.46
110.81	17.37	12.58	14.29	14.45
110.65	17.36	12.57	14.28	15.44
110.52	17.35	12.56	14.28	15.43

c. Pente des talus

Les pentes des talus amont et aval sont en fonction des matériaux de construction utilisés et leur caractéristiques mécaniques (cohésion C et l'angle de frottement ϕ) et de la hauteur. Amont : $m_1 = 3$.

Aval : $m_2 = 2,5$.

Et seront vérifiés par le calcul de stabilité au glissement des talus.

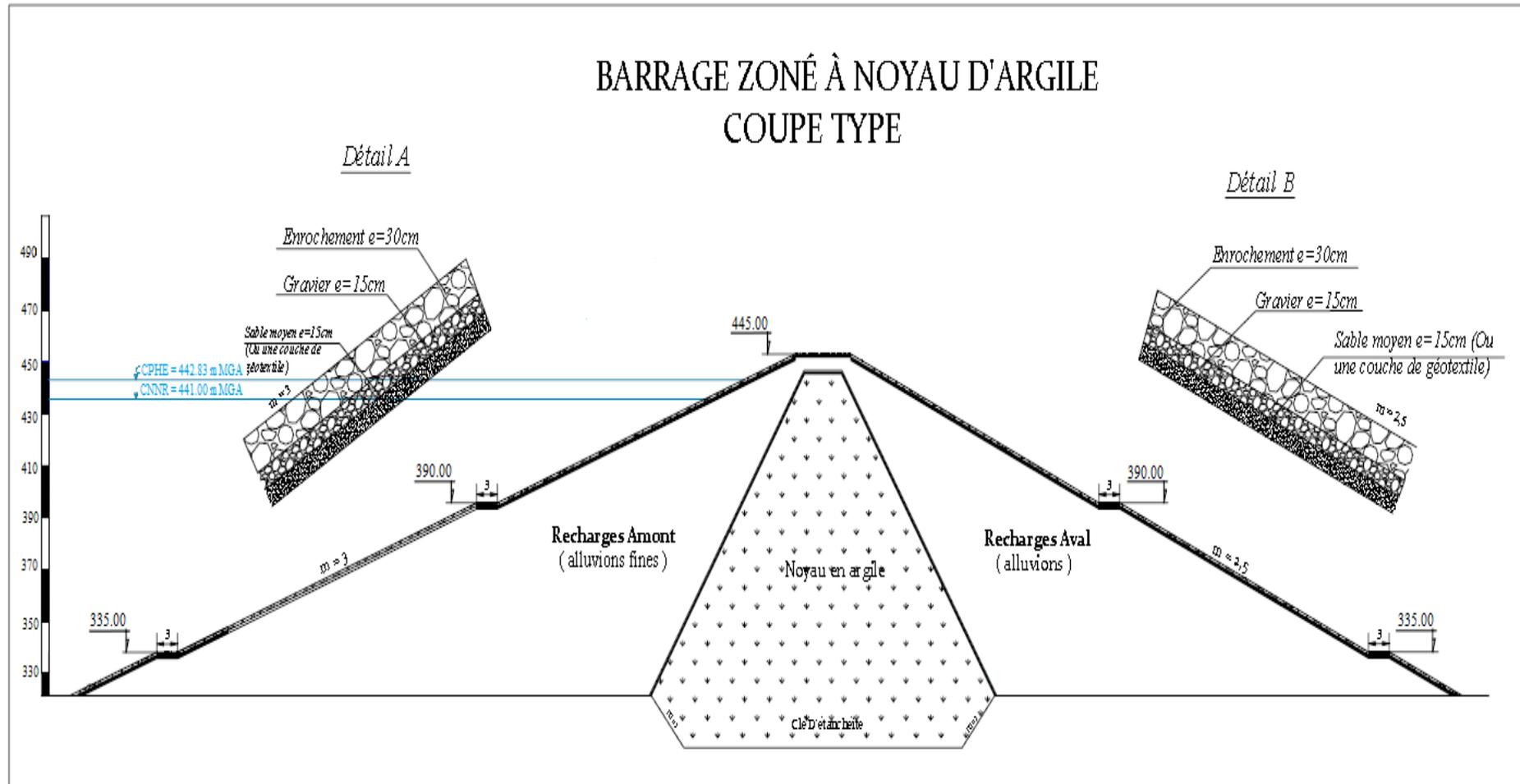


Figure II.3 1 : Coupe type d'un barrage zoné à noyau d'argile

II.3.4. Etude d'optimisation [11]

II.3.4.1. Calcul du coût de la digue

On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections à travers le barrage l'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i" est déterminée ainsi directement grâce à l'utilisation de l'outil informatique à l'occurrence l'AUTOCAD

Le volume total du barrage

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \quad \text{et} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * d \quad (\text{III.1})$$

Avec : d : Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1}

Tableau II.3 5 : Calcul le coût du remblai

b (m)	Charge h (m)	Volume des remblais (m3)	Coût du remblai (MDA)
60	2,55	8127147,31	3657,22
70	2,31	8078886,66	3635,50
80	2,12	8041421,27	3618,64
90	1,96	8010538,77	3604,74
100	1,83	7984430,77	3592,99

II.3.4.2. Calcul du coût de l'évacuateur de crues

L'évacuateur de crues est choisi selon les conditions topographiques et géologiques, son type est un évacuateur de crues à surface libre, il est constitué des éléments suivantes (déversoir latéral type USCE [United States Army, Corps of Engineers]), canal a adduction latéral, coursier, bassin dissipation, ouvrage de restitution).

a. Coût du déversoir

Tableau II.3 6 : Calcul le coût du déversoir

b (m)	Charge h (m)	P (m)	Si (m2)	V (m3)	Coût unitaire (DA)	Coût de béton (MDA)
60	2,55	1.92	4.21	252.85	45000.00	11.38
70	2,31	1.73	3.68	257.71		11.60
80	2,12	1.59	2.94	235.32		10.59
90	1,96	1.47	2.61	235.19		10.58
100	1,83	1.37	2.37	236.76		10.65

b. Coût du coursier

Les caractéristiques du coursier sont les suivantes :

- La longueur du coursier est $L = 490$ m
- La hauteur du mur $H = h_{cr} + R$ avec $h_{cr} = \sqrt{\frac{q^2}{b^2 * g}}$
- On prend pour tout sécurité $R = 1.61$ m
- La largeur du coursier est : $b' = q^{0.4}$
- L'épaisseur du mur est prise égale à 0,5m

Tableau II.3 7 : Calcul le coût du coursier

b (m)	Charge h (m)	Débit laminé q (m3/s)	b' (m)	Hcr (m)	H_{mure} (m)	V_i béton (m3)	V_i de sable (m3)	PRIX DE béton (MDA)	PRIX DE sable (MDA)	Coût totale (MDA)
60	2,55	734,03	14,01	6,54	8,15	6053,57	1372,50	272,41	1,24	273,65
70	2,31	736,70	14,03	6,55	8,16	6061,22	1374,49	272,75	1,24	273,99
80	2,12	739,50	14,05	6,56	8,17	6069,22	1376,58	273,12	1,24	274,35
90	1,96	742,03	14,07	6,57	8,18	6076,44	1378,46	273,44	1,24	274,68
100	1,83	742,00	14,07	6,57	8,18	6076,36	1378,44	273,44	1,24	274,68

c. Coût du CANAL d'approche

Les caractéristiques du coursier sont les suivantes :

- La longueur du canal d'approche est $L = 20$ m.
- $H_{ca} = P + H + R$ avec P (hauteur de pèle).
- On prend pour tout sécurité $R = 1.61$ m.
- L'épaisseur du mur est prise égale à 0,5m.

Tableau II.3 8 : Calcul le coût du coursier

b (m)	Charge h (m)	p (m)	Hca (m)	Si (m2)	V_i 350kg/m3 (m3)	V_i 200kg/m3 (m3)	Coût 350(DA)	Coût 200(DA)	Coût total (MDA)
60	2,55	1.92	6.08	30.08	961.62	3.00	43273034.42	105000.00	43.38
70	2,31	1.73	5.65	33.65	1093.08	3.50	49188734.42	122500.00	49.31
80	2,12	1.59	5.32	37.32	1226.43	4.00	55189484.42	140000.00	55.33
90	1,96	1.47	5.05	41.05	1360.94	4.50	61242209.42	157500.00	61.40
100	1,83	1.37	4.81	44.81	1496.28	5.00	67332734.42	175000.00	67.51

c. Coût total de l'évacuateur de crues

Tableau II.3 9 : Calcul le coût total de l'évacuateur de crues

b (m)	Charge h (m)	q (m³/s)	Coût du déversoir	Coût du coursier	Coût du canal d'approche	Coût de l'évacuateur de crues
60	2,55	734,03	11.38	273.65	43.38	328.40
70	2,31	736,70	11.60	273.99	49.31	334.90
80	2,12	739,50	10.59	274.35	55.33	340.27
90	1,96	742,03	10.58	274.68	61.40	346.66
100	1,83	742,00	10.65	274.68	67.51	352.84

II.3.4.3. Calcul le coût total de la digue plus l'évacuateur de crues

Tableau II.3 10: Coût totale (évacuateur + digue)

b (m)	Débit laminé (m³/s)	Coût de la digue (DA)	Coût de l'évacuateur de crues (DA)	Coût total (M DA)
60	734	3657,2	328.4	3985.6
70	737	3635,5	334.9	3970.4
80	740	3618,6	340.3	3958.9
90	742	3604,7	346.7	3951.4
100	742	3592,9	352.8	3945.8

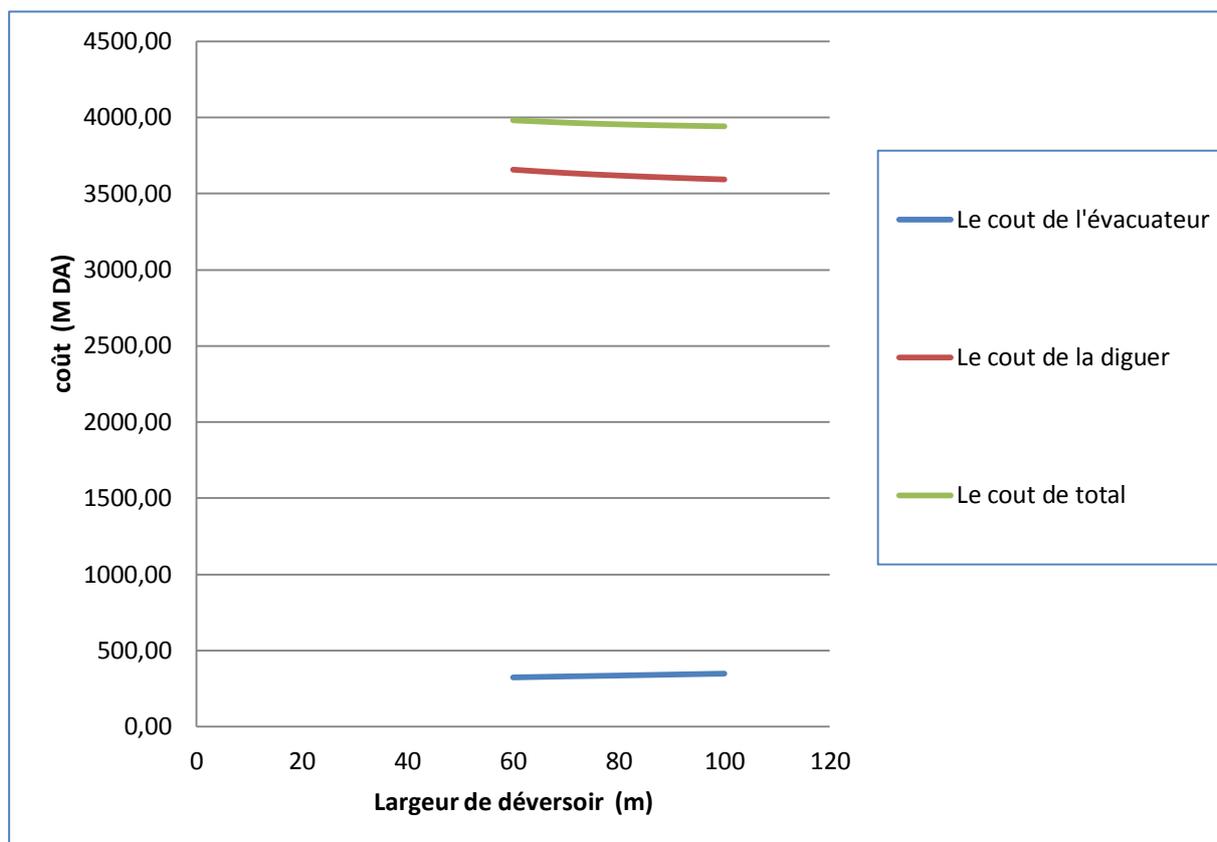


Figure II.3 2 : Courbe d'optimisation

Conclusion

A travers la courbe d'optimisation, on tire la largeur du déversoir optimale qui est $b=100\text{m}$; Cette longueur correspond à $H = 1.83\text{ m}$ avec $Q_{\text{dév}} = 742\text{ m}^3/\text{s}$ et $P = 1.4\text{ m}$.

CHAPITRE 4 : ETUDE DE LA VARIANTE

EVACUATEUR DE CRUES A SURFACE LIBRE LATERAL

II.4.1. Introduction

Souvent lorsque les conditions géologiques et topographiques ne permettent pas de dimensionner un évacuateur de crues latéral à entonnement frontal, on prévoit une variante d'évacuateur à entonnement latéral, qui s'étend généralement en longueur, pas en largeur ni en profondeur, limitant ainsi les travaux de terrassement ; Et cela notamment dans les terrains difficiles à travailler.

Dans ce chapitre nous allons essayer de dimensionner un évacuateur de crues latéral à entonnement latéral pour le barrage de KOUDIAT HARICHA (W.GUELMA). Ce choix est motivé par le fait que ce type ne possède pas beaucoup d'inconvénients, supporte les grands débits, il est économique et est souvent utilisé.

II.4.2. Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crues

Données de départ :

- Longueur déversant : $L = 100$ m.
- Débit évacué : $Q_{\text{dév}} = 742$ m³/s.
- Charge hydraulique : $H = 1.83$ m.
- Côte de la retenue normale : $NNR = 106.86$ m.

II.4.2.1. Canal d'amenée

$$V = \frac{Q}{S} \quad (\text{IV.1})$$

Avec : Q : Débit à évacuer (m³/s).

S : Section du canal (m²) = $h \times b$.

h : Charge d'eau (m) = $H + P$.

P : Hauteur de pelle (3.5 m).

H : Lame déversant.

AN : $V = 1.39$ m/s $\leq V_{\text{adm}}$ (4.4 – 10) m/s (Donc pas de risque de l'érosion).

II.4.2.2. Calcul de déversoir [11]

Pour les ouvrages qui doivent contrôler des débits importants, la géométrie du déversoir ne dépend pas seulement de considération hydraulique ; en effet, la stabilité de l'ouvrage, les caractéristiques du sous-sol, le type du barrage choisi et la topographie doivent être également pris en compte.

a. Calcul de la géométrie du déversoir

La proposition du USCE (United States Army, Corps of Engineers) pour le parement amont vertical une courbe de trois arcs circulaire au quadrant amont ($x < 0$) (fig II.IV.1), et de la fonction de puissance (II.IV.2) pour le quadrant aval.

$$-Z = \frac{1}{2} X^{1.85} \tag{IV.2}$$

Les origines des arcs circulaires et les rayons sont indiqués au Tableau II.IV.1.

- Calcul du quadrant amont

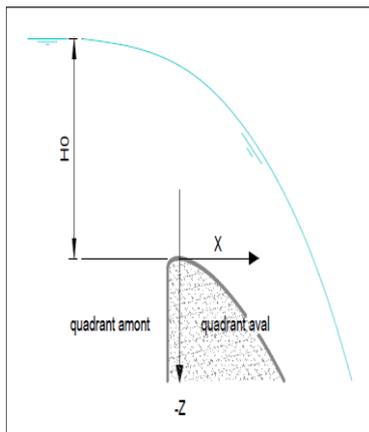


Figure II.4.1 : Définition du système des coordonnées

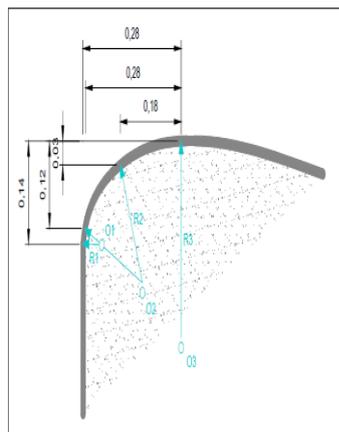


Figure II.4.2 : Détail du quadrant amont [6]

Tableau II.4 1 : origines O_i , rayons de validité relatifs à H_0 du déversoir standard

I	O_i/H_0		R_i/H_0
1	-0,2418	-0,136	0,04
2	-0,105	-0,219	0,2
3	0	-0,5	0,5

I	O_i		R_i
1	-0,443	-0,2489	0,073
2	-0,192	-0,4008	0,37
3	0	-0,915	0,92

On a :

$$\left. \begin{array}{l} N/H_0 > 0 \\ M/N > 1/2 \\ M/H_0 > 0.6 \end{array} \right\} \Rightarrow M = 1.2 \text{ m}, N = 2 \text{ m.}$$

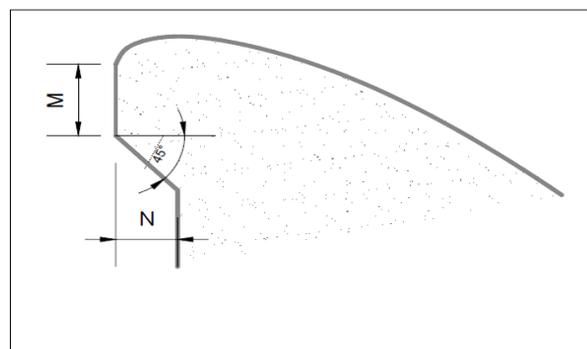
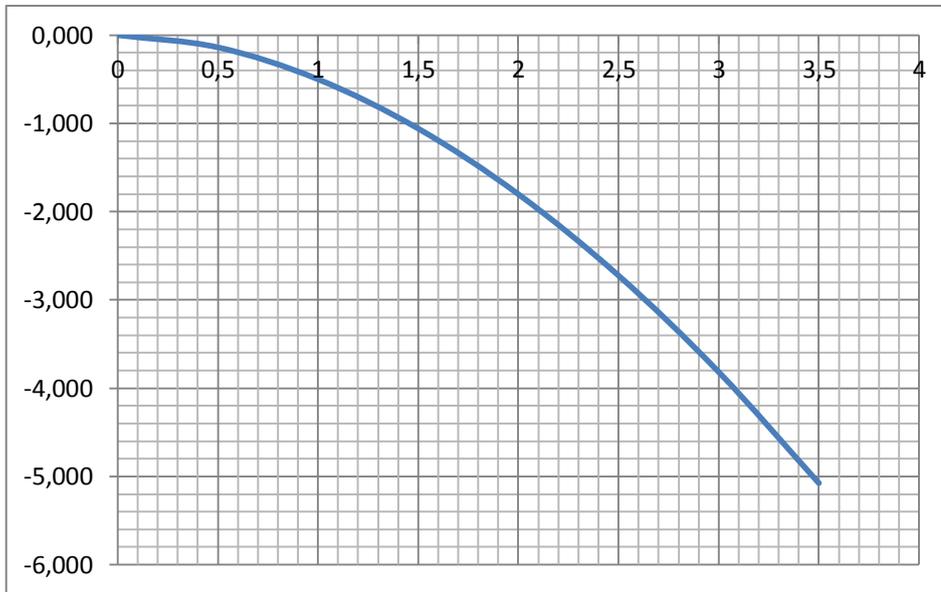


Figure II.4.3 : Déversoir standard à parement surplombant [6]

- Calcul du quadrant aval**Tableau II.4 2 : Calcul des coordonnées de profil de quadrant aval**

X (m)	0	0.5	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50
Z (m)	0,000	-0.139	-0.500	-1.059	-1.803	-2.724	-3.816	-5.076

**Figure II.4. 4 : Profil de quadrant aval****- Calcul du rayon de raccordement du déversoir**

Dans le cas de $P < 10$ m on prendre $R = 0.5 P$.

on à : $P = 4$ m < 10 m

d'où : $R = 0.5 * 4$; ce qui donne : **R = 2 m.**

b. Calcul hydraulique du déversoir**- Le débit spécifique est donnée par**

$$q = \frac{Q}{L} \quad (\text{IV.3})$$

Donc : $q = 7.42$ m²/s/ml.

Le débit aux sites

$$Q_i = q * X_i \quad (\text{IV.4})$$

- Coefficient de proportionnalité

$$V_i = V_{in} + a(X_i - 1) \quad (\text{IV.5})$$

$$a = (V_f - V_{in}) / (L - 1) \quad (\text{IV.6})$$

Avec : a : coefficient de proportionnalité

$$V_{in} = (3 \div 5) \text{ m/s} \Rightarrow V_{in} = 4 \text{ m/s}$$

$$V_f = (8 \div 10) \text{ m/s} \Rightarrow V_f = 9 \text{ m/s}$$

D'où: a = 0,05.

- Calcul des sections mouillées aux sites

$$W_i = Q_i / v_i \quad (\text{m}^2) \quad (\text{IV.7})$$

- Calcul de la largeur aux sites

$$b_i = L_1 + \frac{X_i(L_0 - L_1)}{L} \quad (\text{IV.8})$$

On calcule les différentes largeurs

$$L_c = Q_{dév}^{0.4} \quad (\text{IV.9})$$

Donc : $L_c = 14 \text{ m}$.

On a $L_0/L_c = 1$ et $L_1/L_0 = 0.75$

D'où $L_0 = 14 \text{ m}$ et $L_1 = 10.5 \text{ m}$.

- Calcul de la profondeur d'eau aux sites

$$h_i = (-b_i + \sqrt{b_i^2 + 4 * m * W_i}) / 2 \text{ m} \quad (\text{IV.10})$$

Avec : m : pente du profile du versoir assimilé à un plan : $m = 1/3$.

- Calcul de la pente du fond pour chaque site

$$h_i = V_i^2 / C_i^2 * R_i \quad (\text{IV.11})$$

Avec : V_i : vitesse moyenne aux sites (m/s).

R_i : rayon hydraulique (m).

C_i : coefficient de charge seront donnée par :

$$\Delta h_i = I_i \cdot \Delta X_i \text{ (m)}$$

$$\Delta X_i = X_i - X_{i-1}$$

Tableau II.4 3 : Hauteurs d'eau et pertes de charge

N	X_i (m)	Q_i (m ³ /s)	V_i (m/s)	W_i (m ²)	b_i (m)	h_i (m)	P_i (m)	R_i (m)	C_i	I_i	Δh
1	14,29	106	4,671	22,69	11,05	1,94	15,14	1,499	76.416	0.006	0.080
2	28,57	212	5,392	39,31	11,55	3,12	18,13	2,168	63.202	0.016	0.225
3	42,86	318	6,114	52,01	12,06	3,89	20,27	2,566	65.005	0.023	0.324
4	57,14	424	6,835	62,03	12,56	4,42	21,88	2,835	66.094	0.030	0.433
5	71,43	530	7,557	70,13	13,06	4,79	23,15	3,030	66.828	0.039	0.553
6	85,71	636	8,278	76,83	13,56	5,04	24,19	3,176	67.356	0.048	0.685
7	100	742	9,000	82,44	14,07	5,22	25,06	3,289	67.751	0.058	0.829

Tableau II.4 4 : Cotes du plan d'eau et du fond de la tranchée

N	Δh	h_i (m)	Cote P,E (m)	Cote Fond (m)
0	0.000	0.00	441.00	441.00
1	0.080	1.94	440.92	439.06
2	0.225	3.12	440.77	437.88
3	0.324	3.89	440.68	437.11
4	0.433	4.42	440.57	436.58
5	0.553	4.79	440.45	436.21
6	0.685	5.04	440.31	435.96
7	0.829	5.22	440.17	435.78

II.4.2.3. Calcul Hydraulique du coursier [11]

Le calcul été effectué à l'aide d'un logiciel CANALP les résultats de calcul sont résumés dans le tableau si desous avec le graphique de la ligne d'eau

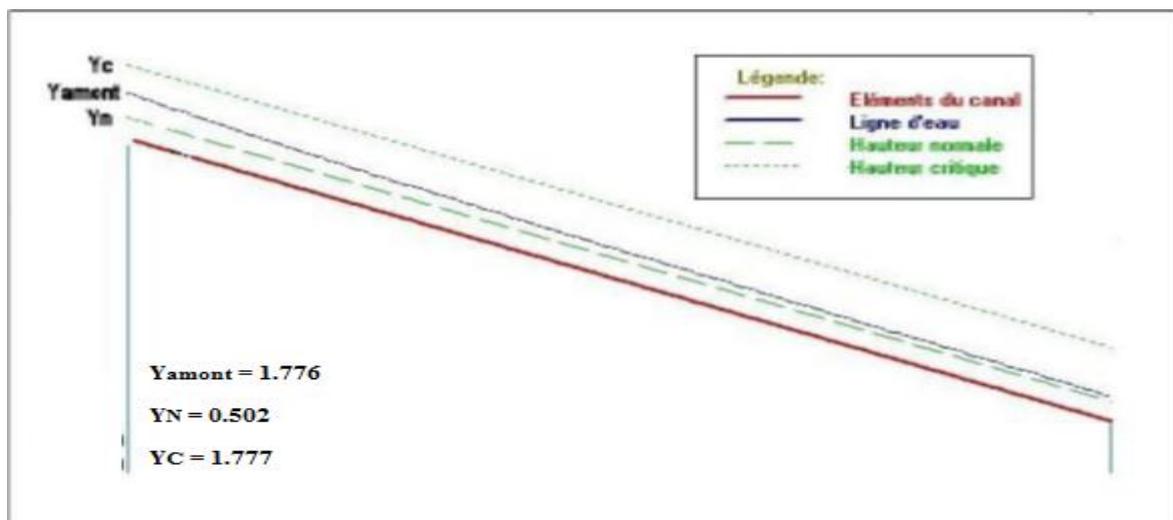


Figure II.4. 5 : Graphique de la ligne d'eau

Tableau II.4 5 : Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau

section	absic (m)	Pas (m)	y (m)	Froude	Hs (m)	J(mm/m)
Amon	0	10	1,78	1,00093	2,656	1,687
1	10	10	1,03	2,27955	3,692	10,301
2	20	10	0,86	2,99129	4,686	18,759
3	30	10	0,77	3,53367	5,548	27,102
4	40	10	0,71	3,99358	6,336	35,514
5	50	10	0,67	4,35871	6,992	43,09
6	60	10	0,64	4,67072	7,573	50,206
7	70	10	0,61	5,02181	8,247	58,933
8	80	10	0,59	5,28108	8,758	65,874
9	90	10	0,58	5,41921	9,034	69,795
10	100	10	0,57	5,56346	9,325	73,919
11	110	10	0,56	5,71422	9,633	78,423
12	120	10	0,55	5,87192	9,959	83,292
13	130	10	0,54	6,03701	10,303	88,562
14	140	10	0,54	6,03701	10,303	88,562
15	150	10	0,53	6,20999	10,668	94,275
16	160	10	0,53	6,20999	10,668	94,275
17	170	10	0,52	6,39138	11,055	100,478
18	180	10	0,52	6,39138	11,055	100,478
19	190	10	0,52	6,39138	11,055	100,478
20	200	10	0,52	6,39138	11,055	100,478
21	210	10	0,52	6,39138	11,055	100,478
22	220	10	0,51	6,58178	11,466	107,223
23	230	10	0,51	6,58178	11,466	107,223
24	240	10	0,51	6,58178	11,466	107,223
25	250	10	0,51	6,58178	11,466	107,223
26	260	10	0,51	6,58178	11,466	107,223
27	270	10	0,51	6,58178	11,466	107,223
28	280	10	0,51	6,58178	11,466	107,223
29	290	10	0,51	6,58178	11,466	107,223
30	300	10	0,5	6,78183	11,632	114,569
31	310	10	0,5	6,78183	11,632	114,569
32	320	10	0,5	6,78183	11,632	114,569
33	330	10	0,5	6,78183	11,632	114,569
Aval	340	10	0,5	6,78183	11,632	114,569

II.4.2.4. Dissipateur d'énergie [8]

a. Choix de l'ouvrage de restitution

Un saut de ski s'avère intéressant vue la structure géologique de la rive droite (voir la coupe géologique), et le gain de béton éventuel pour un bassin d'amortissement.

Le principe consiste à installer, en bas du déversoir, un bec relançant l'eau vers le haut suivant un angle θ .

Le jet se désintègre et retombe dans une cuvette de dissipation à une distance :

$$X = 2K \left(Y + \frac{V^2}{2g} \right) \sin 2\theta \quad (\text{IV.12})$$

Avec : K : coefficient d'aération $K=0,9$.

Y : tirant d'eau $Y= 1.78$ m.

V : vitesse au départ du saut de ski $V=4.18$ m/s.

θ : angle de sortie d'eau $\theta=20^\circ$.

On aura : $X= 3.09$ m.

b. Dimensionnement du dissipateur

Au préalable, il est nécessaire de déterminer les caractéristiques de l'écoulement à l'amont (au niveau de l'auge).

$$H_1 = h_1 + \frac{q_1^2}{2gh_1^2} \quad (\text{IV.13})$$

le débit unitaire : $q_1 = 7.51$ m²/s.

la hauteur d'eau à l'amont : $h_1 = 1.78$ m.

le nombre de Froude : $F_1 = 1.00093$.

la charge : $H_1 = 2.67$ m.

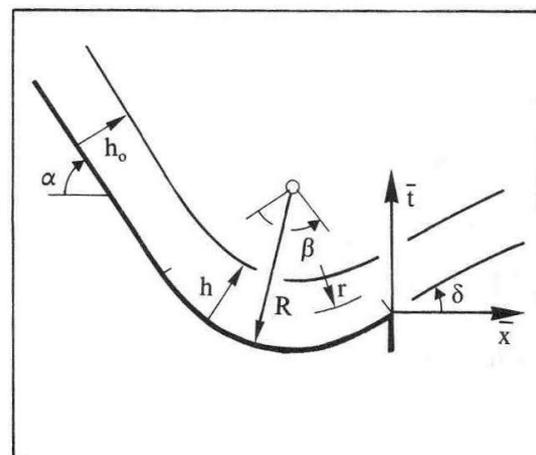


Figure II.4. 6 : Notation pour l'écoulement sur l'auge d'un saut de ski [6]

c. Caractéristique de l'écoulement

La vitesse à la surface libre V_s

$$V_s = \sqrt{2g(H_1 - h_1)} \quad (\text{IV.14})$$

Donc : $V_s = 18.09 \text{ m/s}$.

La pression au fond du canal est donnée par la relation suivante

$$\Delta P_f = \frac{F^2 \rho g h_1^2}{R} \quad (\text{IV.15})$$

Avec : R : Rayon de courbure de l'auge qui dépend du nombre de Froude.

$F = 6.78183$ Nombre de Froude.

D'après le graphe on opte :

$$R_{\min}/H_1 = 0.6$$

D'où : $R_{\min} = 0.18 * 12 \Rightarrow R = 2 \text{ m}$.

Donc : $\Delta P_f = 56.40 \text{ KN/m}^2$.

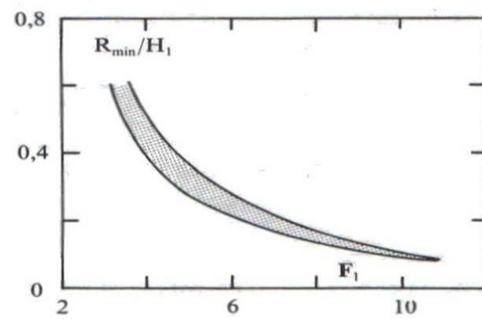


Figure II.4. 7 : Rayon minimal relatif R_{\min}/H_1 en fonction de F_1 . [6]

L'auge de dissipateur du saut de ski sera munie de dents (Figure II.IV.6), cette variante se distingue de la variante sans dents, car elle est plus favorable.

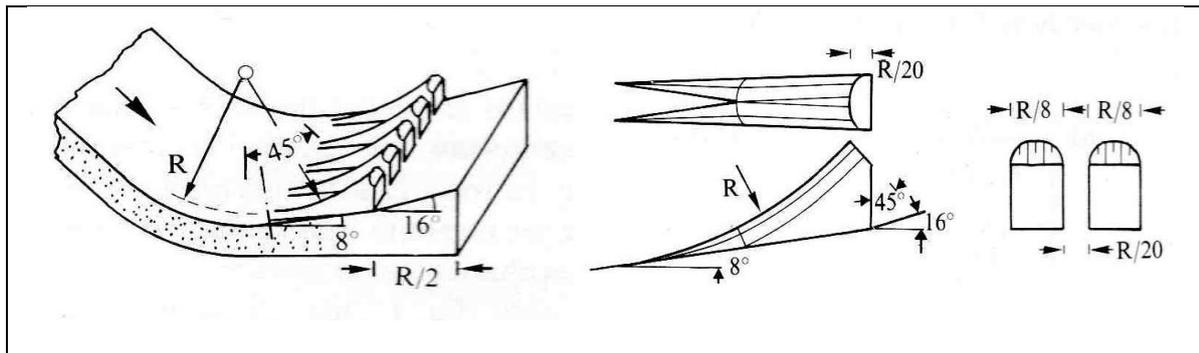


Figure II.4. 8 : Dent du dissipateur à auge [6]

La largeur d'une dent est : $R / 8 = 0.25 \text{ m}$.

L'espace libre entre les dents est : $R / 20 = 0.10 \text{ m}$.

Longueur $R / 2 = 1 \text{ m}$ à l'aval des dents sert à faire jaillir le jet et uniformiser l'écoulement à la sortie de la structure.

d. Détermination des longueurs de trajectoire de jet

On prend : $p = 1\text{m}$.

$$\alpha = 16^\circ.$$

a (coefficient empirique de vitesse) = 0.75.

$$\Psi = 0.95.$$

$$V_X = V * \Psi \quad (\text{IV.16})$$

$$V_Y = \sqrt{2g(P + h/2)} \quad (\text{IV.17})$$

$$V_2 = \sqrt{V_X^2 + V_Y^2} \quad (\text{IV.18})$$

D'où: $V_X = 3.97 \text{ m/s}$, $V_Y = 6.09 \text{ m/s}$ et $V_2 = 7.27 \text{ m/s}$.

$$\tan \theta = \sqrt{\tan^2 \alpha + \frac{2g(P + h/2)}{V_1^2 \cos \alpha}} \quad (\text{IV.19})$$

D'où: $\tan \Theta = 1.51$ et $\Theta = 56.53^\circ$.

$$L = 1.4 * q * \log\left(\frac{V_1}{V_x * a}\right) \quad (\text{IV.20})$$

$$l_1 = \frac{V_1^2}{2g} \cos \alpha \left(\sin \alpha + \sqrt{\frac{2g(P + h/2)}{V_1^2} + \sin \alpha} \right) \quad (\text{IV.21})$$

$$l_2 = L \cos \theta \quad (\text{IV.22})$$

$$l = l_1 + l_2 \quad (\text{IV.23})$$

D'où: $L = 4.04 \text{ m}$, $l_1 = 1.56 \text{ m}$, $l_2 = 2.23 \text{ m}$ et $l = 3.79 \text{ m}$.

d. Détermination de la hauteur d'affouillement

$$H_t = NPHE - C f_{\text{coursier}} - Y f_{\text{coursier}} \quad (\text{IV.24})$$

$$H = 0.9 \sin^2 \theta H_t + a \quad (\text{IV.25})$$

$$H_{\text{aff}} = 1.9 H^{0.225} q^{0.54} \quad (\text{IV.26})$$

Avec : H_t : Hauteur totale , H_{aff} : Hauteur d'affouillement

D'où: $H_t = 102.29 \text{ m}$, $H = 65.06 \text{ m}$, $H_{\text{aff}} = 15 \text{ m}$

On prend : $H_{\text{aff}} = 15 \text{ m}$.

d. Détermination de la hauteur des murs bajoyers**- Canal à addiction latérale**

Sur le long du canal les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue $N_{cr} = 444.44 \text{ m} = H_m$.

- Coursier

Pour des raisons d'ordre économiques et compte tenu de la ligne d'eau présentée, on partage le coursier en deux tronçons dont les hauteurs des murs bajoyers différent. le 1er tronçon à l'amont et le 2eme tronçon à l'aval.

□ **Hauteur de 1er tronçon :**

Les murs bajoyers du 1er tronçon vont atteindre le niveau de la crête de la digue $N_{cr} = 444.44 \text{ m} = H_m$.

□ **Hauteur au début de 2eme tronçon :**

$$H_m = h_e + r \quad (IV.27)$$

Avec : h_m : hauteur du mur bajoyer ;

h_e : hauteur d'eau $h_e = 1.83 \text{ m}$;

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$

V : la vitesse du niveau début de 2eme tronçon : $V = 4.10 \text{ m/s}$;

Ce qui donne : $r = 0.80 \text{ m}$, **$H_m = 2.63 \text{ m}$** .

□ **Hauteur à la fin de 2eme tronçon :**

$h_e = 0.5 \text{ m}$, on aura $V = 15.02 \text{ m/s}$, $r = 1.31 \text{ m}$, **$H_m = 1.81 \text{ m}$** .

Pour des raisons constructives et de sécurité on prend la hauteur suivante : **$H_m = 3 \text{ m}$** .

- Bassin de dissipation

$$H_m = 0.2 * H \quad (IV.28)$$

D'où : $H_m = 0,2 * H = 2.5 \text{ m}$

Pour des raisons constructives et de sécurité on prend la hauteur suivante : **$H_m = 2.5 \text{ m}$** .

II.4.3. Phénomène hydraulique [11]

II.4.3.1. Localisation du point de départ de l'aération

Pour calculer la localisation du point de départ de l'aération nous utilisons la formule de KELLER ET RASTOGI

$$\frac{\delta}{X} = 0.0212 \left(\frac{XL}{HL} \right)^{0.11} \left(\frac{X}{n} \right)^{-0.1} \quad (IV.29)$$

Avec : δ : Epaisseur de la couche limite (m).

n : Rugosité $n = 0.014$.

H : Charge sur la crête (m).

$$H = \frac{3}{2} \left(\frac{q_1}{\sqrt{g}} \right)^{\frac{3}{2}} \quad (IV.30)$$

$$Hl = H - Z - h \quad (IV.31)$$

$$XL = HL * \sin \alpha \quad (IV.32)$$

Z : Cote du radier du coursier au-dessous de la crête.

h : Tirant d'eau (m).

X : Distance à partir du rétrécissement au point de départ de l'aération (m).

$$XL = HL * \sin \alpha$$

$\sin \alpha =$ (la pente du coursier).

Tableau II.4 6 : Calcul du point de départ de l'aération

X_i (m)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170
h (m)	1,78	1,03	0,86	0,77	0,71	0,67	0,64	0,61	0,59	0,58	0,57	0,56	0,55	0,54	0,54	0,53	0,53	0,52
Z (m)	0	-1,1	-2,2	-3,3	-4,4	-5,5	-6,6	-7,7	-8,8	-9,9	-11	-12,1	-13,2	-14,3	-15,4	-16,5	-17,6	-18,7
Hl (m)	0,907	2,757	4,027	5,217	6,377	7,517	8,647	9,777	10,897	12,007	13,117	14,227	15,337	16,447	17,547	18,657	19,757	20,867
XL (m)	0,100	0,303	0,443	0,574	0,701	0,827	0,951	1,075	1,199	1,321	1,443	1,565	1,687	1,809	1,930	2,052	2,173	2,295
δ (m)	0	0,0861989	0,1608529	0,231692	0,3001621	0,3669229	0,4323525	0,4966954	0,5601223	0,6227592	0,684702415	0,746028256	0,8067983	0,8670634	0,9268663	0,9862431	1,0452251	1,1038394

On constate que le point de départ de l'entraînement d'air est situé à $X_i = 80$ m ou :
 $h_i = \delta_i = 0,6$ m

II.4.3.2. Aérateurs d'évacuateur de crues

Pour empêcher les dégâts par cavitation dans des écoulements à grandes vitesses, un aérateur supplémentaire est nécessaire lorsque la concentration de l'air au fond descend au-dessous de 7,5% d'après WOOD.

La concentration d'air donnée par la formule :

$$C_0 = 0.75 \sin \alpha^{0.75} \quad (\text{IV.32})$$

Avec : α : Angle d'inclinaison du radier : $\alpha = 6.32^\circ$.

Donc : **$C_0 = 14.33\%$** .

On remarque que la concentration d'air est supérieure à 7,5 % donc on n'est pas besoin de placé un aérateur.

II.4.4. Vérification de l'apparition de phénomènes hydrauliques nuisible (Vagues roulantes)

Ce sont des phénomènes qui apparaissent lors d'un débit inférieur au débit du projet. Les vagues peuvent provoquer des affouillements c'est à dire chassées lieu d'être noyées et afin d'éviter ce phénomène plusieurs solutions sont possibles :

- Diminuer la largeur du coursier.
- Opter pour un coursier filet.
- Opter pour profil para vague.
- Utiliser une rugosité artificielle.

La condition d'absence de vagues roulantes :

$$b/h = 7.9 < (10 - 12) \quad \text{et} \quad Fr^2 = 1.00186 < 40$$

Avec : b : largeur du coursier.

Fr : Nombre de Froude.

h : profondeur d'eau minimale dans le coursier

=> Donc les deux conditions sont vérifiées.

Conclusion

Donc pour cette variante pas de risque d'aération sur le coursier, la condition des vagues roulantes est aussi vérifiée.

Cette étude montre que l'évacuateur de crues à entonnement latéral est plus souvent économique, car elle présente un cout minimum du point de vue béton et excavation.

CHAPITRE 5 : ETUDE GENIE CIVIL

ETUDE DE STABILITE ET FERRAILLAGE

II.5.1. Introduction

Les distances entre les armatures et les parois d'une part et entre les armatures elles-mêmes d'autre part, doivent être suffisantes pour assurer une bonne adhérence entre l'acier et le béton, ainsi qu'une protection efficace contre l'oxydation et pour permettre une mise en place conventionnelle du béton.

II.5.2. Etude du déversoir [7]

Cette étude a pour but de vérifier la stabilité de l'ouvrage au renversement, au glissement et à la résistance aux contraintes se développant à l'intérieur de la masse

Le calcul est fait pour une tranche de longueur : **Is = 1 m.**

II.5.2.1. Stabilité du déversoir

a. Etude d'infiltration

On utilise la méthode de BLIGH.

La méthode de Bligh appelée aussi la méthode du contour déployé, elle consiste à dimensionner le radier général de tel sort à avoir une longueur du contour déployé imperméable supérieur ou égal à une longueur théorique calculer à l'aide du coefficient du Bligh (c) $L_{rcd} > L_{cd} = C * H$ ou C : coeff dépend de la nature du sol

Dimensionnement : (H = 3.5 m).

* **avant radier** : longueur = $(0 \div 2) H$; L = 5.25 m.

épaisseur : tar1 = 0,5 m.

tar2 = $0,5 + 0,05.H = 0.68$ m.

* **radier** : longueur = $(1,25 \div 2,5) H = 4.9$ m.

épaisseur : tr1 = $(0.25 \div 0,3) H = 0.88$ m.

tr2 = $(0,13 \div 0,15) H = 0.46$ m.

Donc : $L_{RCD} = 10.90$ m > $L_{CD} = 10.5$ m.

=> La condition de BLIGHT est vérifiée

a. Détermination des forces qui surgissent autour du déversoir

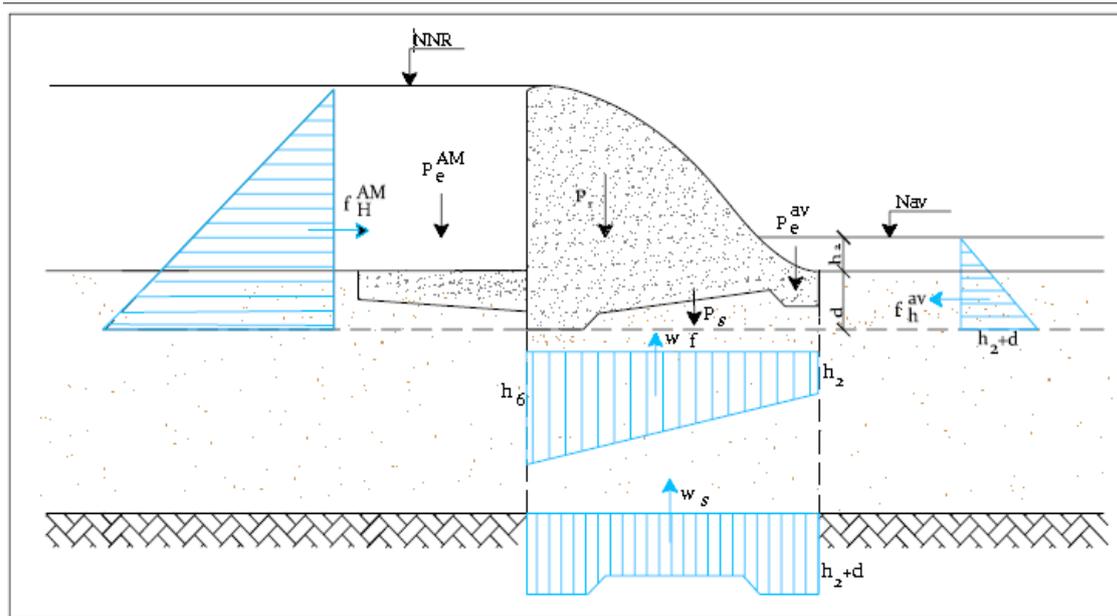


Figure II.5. 1 : Présentation des forces qui agissent sur le déversoir

Les forces verticales

- Poids de la terre : $P_t = \gamma * V_t \Rightarrow P_t = 94.50t$. Avec : V_t : Volume de la terre pour 1m.
- Poids des surcharges : $P_s = \gamma_s * S \Rightarrow P_s = 5.00 t$. Avec : S_r : Surcharge.
- Poids du rideau : $P_r = \gamma_b * V_r \Rightarrow P_r = 30.19 t$. Avec : V_r : Volume du rideau pour 1m.
- Poids de la semelle : $P_{se} = \gamma_b * V_{se} \Rightarrow P_{se} = 24.38t$. Avec : V_s : Volume de la semelle.

Les forces horizontales

- Poussée des terres : $F_t = A * \gamma_s * (H^2/2) \Rightarrow F_t = 43.40 t$.

Avec : $A = \text{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2)$; $\varphi = 30^\circ$ et H : hauteur des terres.

- Poussée des surcharges : $F_s = A * S * H \Rightarrow F_s = 4.00 t$. Avec $S = 1 t/m^2$.

b. Stabilité au renversement

$$\sum M_s / \sum M_r \geq 1.5 \quad (V.1)$$

Avec : M_s : Les moments des forces stabilisatrices par rapport au point A.

$$M_s = P_t * A + P_s * B + P_{se} * C + P_r * D \Rightarrow M_s = 504.606 t.m.$$

M_r : Les moments des forces di stabilisatrices par rapport au point A.

$$M_r = F_s * (H/2) + F_t * (H/3) \Rightarrow M_r = 196.800 \text{ t.m.}$$

$$\sum M_s / \sum M_r = 2.6 > 1.5 \Rightarrow \text{La condition stabilité au renversement est vérifiée.}$$

c. Stabilité au glissement

$$\sum F_h / \sum F_v \leq 0.8 \quad (\text{V. 2})$$

$$\text{Avec : } F_h = F_t - F_s \Rightarrow F_h = 47.200 \text{ t.}$$

$$F_v = P_t + P_s + P_r + P_{se} \Rightarrow F_v = 154.063 \text{ t.}$$

$$\sum F_h / \sum F_v = 0.31 < 0.8 \Rightarrow \text{La condition stabilité au glissement est vérifiée.}$$

II.5.2.2. Ferrailage du rideau

- Moment d'encastrement (à la base et a demi hauteur du rideau)

$$M_e^h = 1.35 \frac{A \gamma h^3}{6} + 1.5 \frac{A s h^2}{2} \quad (\text{V. 3})$$

$$\text{Donc : } M_e^h = 183.84 \text{ t.m.}$$

$$M_e^{h/2} = 1.35 \frac{A \gamma (h/2)^3}{6} + 1.5 \frac{A s (h/2)^2}{2} \quad (\text{V. 4})$$

$$\text{Donc : } M_e^{h/2} = 26.43 \text{ t.m.}$$

- Section

$$\varepsilon_1 = 0.001656.$$

$$\alpha_1 = 0.679.$$

$$\mu_1 = 0.396.$$

$$\mu_{(h)} = 0.060.$$

$\mu_{(h)} < \mu_1$ et $\mu_{(h)} < 0.186 \Rightarrow$ Pas d'acier comprimé et la section pivote autour du pivot A

$$\sigma_s = 3478$$

$$\alpha_{(h)} = 0.077$$

$$\beta_{(h)} = 0.969$$

$$A s_{(h)} = 37.10 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\mu_{(h/2)} = 0.015$$

$\mu_{(h/2)} < \mu_1$ et $\mu_{(h/2)} < 0.186 \Rightarrow$ Pas d'acier comprimé et la section pivote autour du pivot A

$A_{s(h/2)} = 6.83 \text{ (cm}^2\text{)}.$

- Calcul des aciers

Tableau II.5. 1 : Calcul des Aciers

T (mm)	1er Tranche (h)		2eme Tranche (h/2)	
	n (barres/m)	esp (cm)	n (barres/m)	esp (cm)
8	75	1,5	15	6,5
10	48	2	10	10
12	34	3	7	14
14	25	4	5	20
16	19	5	4	25
18	16	6	4	25
20	13	7,5	3	33,33
22	11	9	3	33,33
25	9	11	2	50

Tableau II.5. 2 : Les Aciers choisis

On Opte					
1er Tranche (h)			2er Tranche (h/2)		
T (mm)	n (barres/m)	esp (cm)	T (mm)	n (barres/m)	esp (cm)
25	9	11	10	10	10

II.5.2.3. Ferrailage de la semelle

- Calcul des différentes contraintes

$$\sigma_{rit,s} = \frac{1.35(P_t + P_r + P_{be}) + 1.5(P_s)}{100 b} \quad (\text{V. 5})$$

Donc : $\sigma_{rit,s} = 2.7 \text{ kg/cm}^2.$

$$M_G = 1.35(F_t * a - P_t * b + P_r * c) + 1.5(F_s * d - P_s * e) \quad (\text{V. 6})$$

Donc : $M_G = 264.688 \text{ t.m.}$

$$N = 1.35(P_t + P_{se} + P_r) + 1.5(P_s) \quad (\text{V. 7})$$

Donc : $N = 553.568 \text{ t.}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{100 \beta} \pm \frac{6 M_G}{100 \beta^2} \quad (\text{V. 8})$$

Donc : $\sigma_1 = 3.743 \text{ Kg/cm}^2$ et $\sigma_2 = 2.675 \text{ Kg/cm}^2$.

$$\sigma_{se} = \frac{1.35 P_{se}}{100 \beta} \quad (\text{V. 9})$$

Donc : $\sigma_{se} = 0.506 \text{ kg/cm}^2$.

$$\sigma_r = \sigma_2 + (\sigma_1 - \sigma_2) \frac{b}{\beta} \text{ et } \sigma_s = \sigma_2 + (\sigma_1 - \sigma_2) \frac{a}{\beta} \quad (\text{V. 10})$$

Donc : $\sigma_r = 3.743 \text{ kg/cm}^2$ et $\sigma_s = 3.650 \text{ kg/cm}^2$.

- Diagramme des contraintes

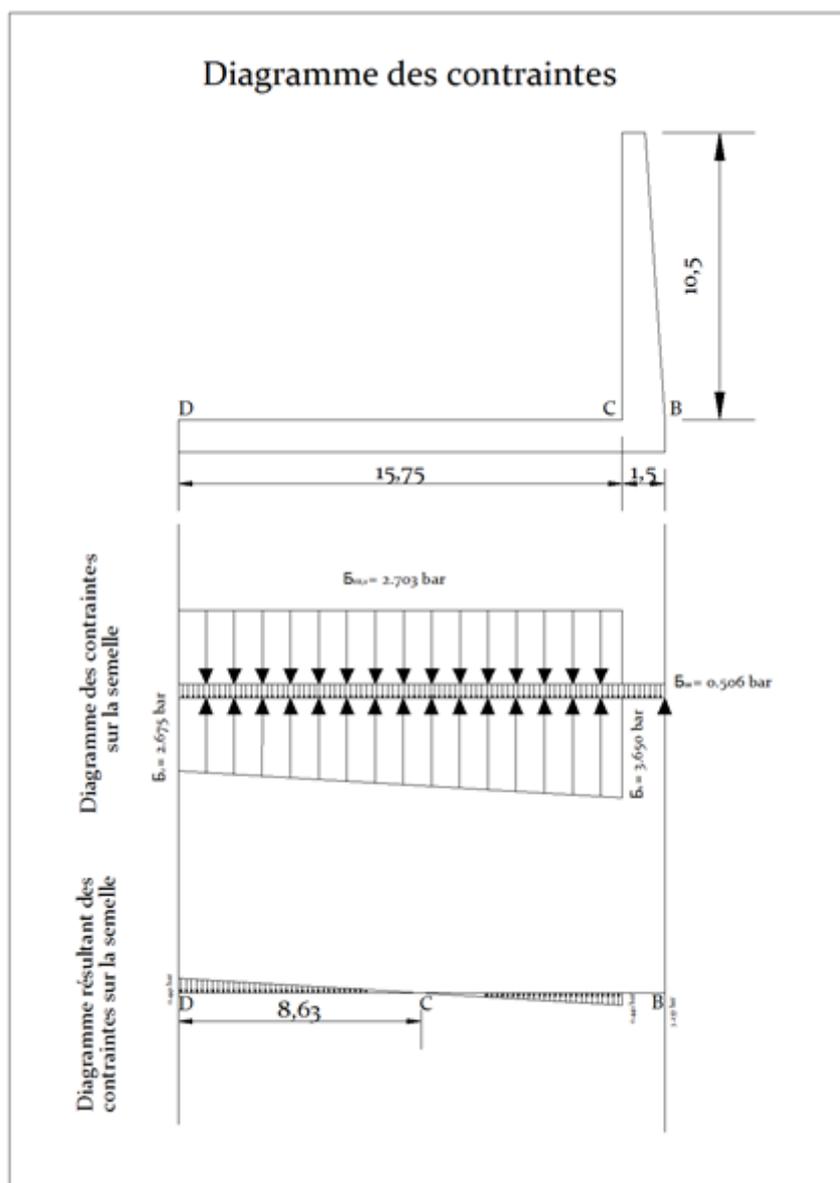


Figure II.5. 2 : Diagramme des contraintes

- Calcul des moments

F_{CD} (kg/cm ²)	-8006
S1	7,60539875
S2	0,800568289
X1	8,625
X2	11,5
X_G (m)	8,899
M_{ICD} (t.m)	71,24

- Calcul des sections

μ	0,023
α (h)	0,029
β (h)	0,988
A _{min} (RPA)	73,5
A_s(CD) (cm²)	14,099

- Ferrailage**Tableau II.5. 3 : Calcul des Aciers**

T (mm)	1er Tranche (h)	
	n (barres/m)	esp (cm)
8	29	3,5
10	19	5
12	13	7,5
14	10	10
16	8	12,5
18	7	14
20	5	20
22	5	20
25	4	25

Tableau II.5. 4 : Les Aciers choisis

On opte		
1er Tranche (h)		
T (mm)	n (barres/m)	esp (cm)
16	8	12.5

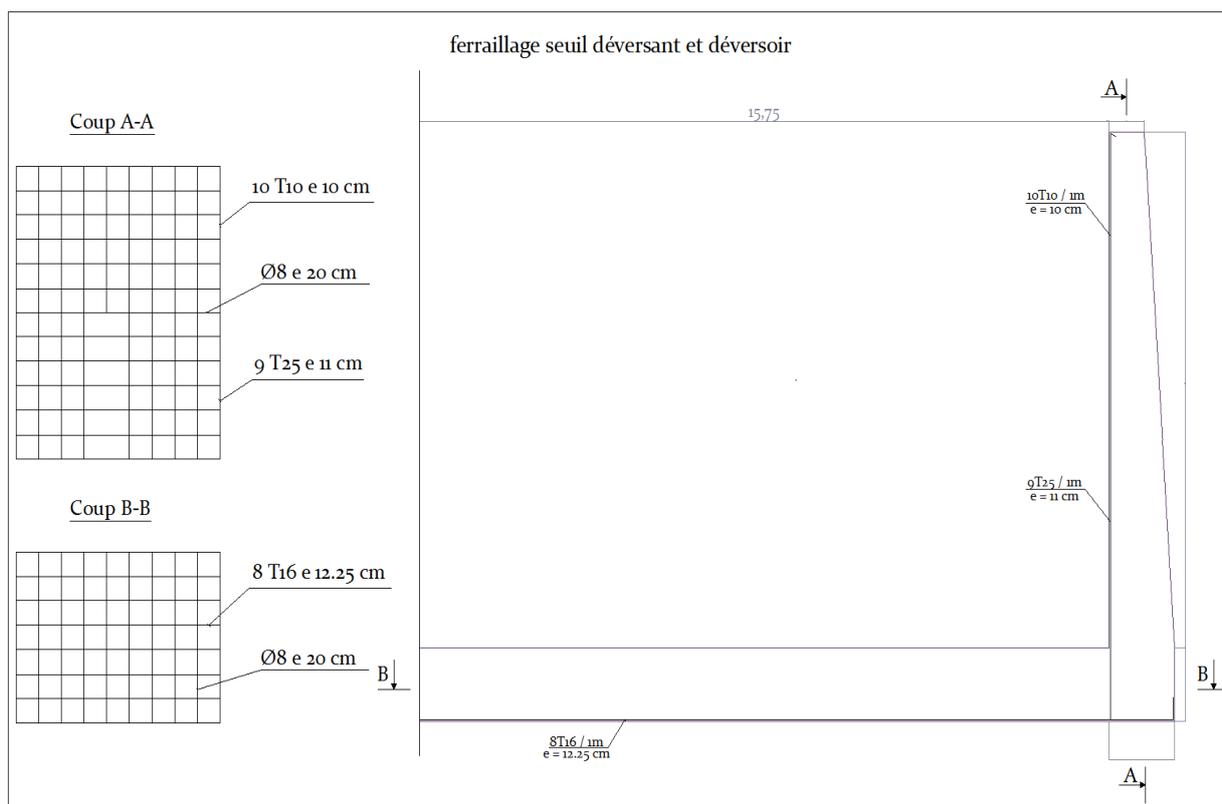


Figure II.5. 3 : Schéma du ferraillage du déversoir

II.5.3. Etude du coursier [7]**II.5.3.1. A vide****a. Ferrailage du mur****- Calcul des moments (hauteur et mi-hauteur)**

$$M_e^h = 1.35 \left(\frac{A\gamma h^2}{2} \right) \frac{h}{3} + 1.5(ASh) \frac{h}{2} \quad (\text{V.11})$$

$$M_e^{h/2} = 1.35 \left(\frac{A\gamma h^2}{8} \right) \frac{h}{6} + 1.5(AS \frac{h}{2}) \frac{h}{4} \quad (\text{V.12})$$

$$\text{AN: } M_e^h = 7.695 \text{ t.m} \quad M_e^{h/2} = 1.468 \text{ t.m.}$$

- Calcul des sections

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \varepsilon_s} \quad (\text{V.13})$$

$$\text{Avec : } f_e = 4000 \text{ b, } \gamma_s = 1.15, \varepsilon_s = 2.1 * 10^{-6}.$$

$$\text{AN : } \varepsilon_l = 1.656 * 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_l} \quad (\text{V.14})$$

$$\text{AN : } \alpha_l = 0.679$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_l - 0.32 * \alpha_l^2 \quad (\text{V.15})$$

$$\text{AN : } \mu_l = 0.396$$

Pour la hauteur (h)

$$\mu_h = \frac{M_e^h}{\sigma_{bc} * b * d^2} \quad (\text{V.16})$$

$$\text{Avec: } \sigma_{bc} = 142 \text{ bar, } b = 1 \text{ m, } d = 0.22 \text{ m.}$$

$$\text{AN : } \mu_h = 0.112$$

$\mu_h < \mu_l \Rightarrow$ **Il n'y a pas des aciers comprimés.**

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 4000 / 1.15 \Rightarrow \sigma_s = 3478 \text{ b.}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \quad (\text{V.17})$$

An : $\alpha = 0.149$.

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \quad (\text{V.18})$$

An : $\beta = 0.940$.

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha$$

$$A_s^h = \frac{M_e^h}{\beta * d * \sigma_s} \quad (\text{V.19})$$

AN : $A_s^h = 10.69 \text{ cm}^2$.

$$\mu_{h/2} = \frac{M_e^{h/2}}{\sigma_{bc} * b * d^2} \quad (\text{V.20})$$

AN : $\mu_{h/2} = 0.021$.

$\mu_h < \mu_l \Rightarrow$ Il n'y a pas des aciers comprimés.

D'après la formule (V.17) $\alpha = 0.027$.

D'après la formule (V.18) $\beta = 0.989$.

$$A_s^{h/2} = \frac{M_e^{h/2}}{\beta * d * \sigma_s} \quad (\text{V.21})$$

AN : $A_s^{h/2} = 1.94 \text{ cm}^2$.

- Ferrailage

Tableau II.5 5 : Calcul des Aciers

T (mm)	1er Tranche (h)		2eme Tranche (h/2)	
	n (barres/m)	esp (cm)	n (barres/m)	esp (cm)
8	22	4,5	5	20
10	15	6,5	3	33
12	10	10	3	33
14	8	12,5	2	50
16	6	16,5	2	50
18	5	20	2	50
20	4	25	2	50
22	4	25	2	50
25	3	33	1	100

Tableau II.5 6 : Les aciers choisis

On Opte					
1er Tranche (h)			2eme Tranche (h/2)		
T (mm)	n (barres/m)	esp (cm)	T (mm)	n (barres/m)	esp (cm)
18	5	20	8	5	20

b. Ferrailage de la semelle**- Epaisseur de la semelle**

$$e = \frac{\text{distance entre des portes}}{30} = \frac{14}{30} = 0.47 \cong 0.50 \text{ m.}$$

- Charge q :

$$q = 1.35 * e * 2.5 = 1.35 * 0.5 * 2.5 \Rightarrow q = 1.58 \text{ t/m.}$$

- Réactions d'appuis

$$\sum M_{p/B} = 0 \Rightarrow R_A = \frac{-M + M + q \frac{l^2}{2}}{l} \Rightarrow R_A = 11.129 \text{ t.}$$

$$\sum P_y = 0 \Rightarrow R_B = ql - R_A \Rightarrow R_B = 11.129 \text{ t.}$$

$$\text{Vérification : } \sum M_{p/B} = 0 \Rightarrow R_B = (-M + R_B * l - q * (l^2/2) + M) = 0 \Rightarrow \text{c'est vérifier}$$

- Calcul de Q_y et M_x

Tr : $0 < z < 14\text{m.}$

$$\sum P_y = 0 \Rightarrow Q_y = R_A - (q * z) \Rightarrow z = 0 \quad Q_y = 11.129 \text{ t.}$$

$$z = 14 \quad Q_y = -11.129 \text{ t.}$$

$$Q_y = 0 \Rightarrow z = R_A/q \Rightarrow z = 7 \text{ m.}$$

$$\sum M_{p/x} = 0 \Rightarrow M_x = -M1 + (R_A * l) - (q * l^2/2) \Rightarrow z = 0 \quad M_x = -7.695 \text{ m.}$$

$$z = 14 \quad M_x = -7.695 \text{ m.}$$

$$M_{x(z=7\text{m})} = M_{\max} = 31.438 \text{ t.m.}$$

$$M_x = 0 \Rightarrow \Delta = 99.5 \Rightarrow z_1 = 0.73 \text{ m et } z_2 = 13.34 \text{ m.}$$

- Calcul des sections

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} * b * d^2} \quad (V.22)$$

Avec: $\sigma_{bc} = 142\text{bar}$, $b=1\text{m}$, $d = 0.47\text{m}$.

AN : $\mu = 0.100$.

$\mu < \mu_1 \Rightarrow$ Il n'y a pas des aciers comprimés.

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 4000/1.15 \Rightarrow \sigma_s = 3478 \text{ b}$$

D'après la formule (V.17) $\alpha = 0.132$.

D'après la formule (V.18) $\beta = 0.947$.

D'après la formule (V.19) $A_s = 20.31 \text{ cm}^2$.

- Ferrailage

Tableau II.5 7 : Calcul des Aciers

T (mm)	n (barres/m)	esp (cm)
8	41	2
10	27	3,5
12	19	5
14	14	7
16	11	9
18	9	11
20	7	14
22	6	16,5
25	5	20

Tableau II.5 8 : Les aciers choisis

On Opte		
T (mm)	n (barres/m)	esp (cm)
22	6	16.5

II.5.3.2. A plein**a. Ferrailage du mur****- Calcul des moments (hauteur et mi-hauteur)**

$$M_e^h = 1.35 \left(\frac{A\gamma_\omega h^2}{2} \right) \frac{h}{3} \quad (\text{V.23})$$

$$M_e^{h/2} = 1.35 \left(\frac{A\gamma_\omega h^2}{8} \right) \frac{h}{6} \quad (\text{V.24})$$

$$\text{AN: } M_e^h = 2.025 \text{ t.m} \quad M_e^{h/2} = 0.253 \text{ t.m.}$$

- Calcul des sections

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \varepsilon_s} \quad (\text{V.25})$$

$$\text{Avec : } f_e = 4000 \text{ b, } \gamma_s = 1.15, \varepsilon_s = 2.1 * 10^6.$$

$$\text{AN : } \varepsilon_l = 1.656 * 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_l} \quad (\text{V.26})$$

$$\text{AN : } \alpha_l = 0.679$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_l - 0.32 * \alpha_l^2 \quad (\text{V.27})$$

$$\text{AN : } \mu_l = 0.396$$

Pour la hauteur (h)

$$\mu_h = \frac{M_e^h}{\sigma_{bc} * b * d^2} \quad (\text{V.28})$$

$$\text{Avec: } \sigma_{bc} = 142 \text{ bar, } b = 1 \text{ m, } d = 0.22 \text{ m.}$$

$$\text{AN : } \mu_h = 0.029$$

$\mu_h < \mu_l \Rightarrow$ **Il n'y a pas des aciers comprimés.**

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 4000 / 1.15 \Rightarrow \sigma_s = 3478 \text{ b.}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \quad (\text{V.29})$$

$$\text{An : } \alpha = 0.037.$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \quad (V.30)$$

$$\text{An : } \beta = 0.985.$$

$$A_s^h = \frac{M_e^h}{\beta * d * \sigma_s} \quad (V.31)$$

$$\text{AN : } A_s^h = 2.69 \text{ cm}^2.$$

$$\mu_{h/2} = \frac{M_e^{h/2}}{\sigma_{bc} * b * d^2} \quad (V.32)$$

$$\text{AN : } \mu_{h/2} = 0.004.$$

$\mu_h < \mu_l \Rightarrow$ Il n'y a pas des aciers comprimés.

D'après la formule (V.29) $\alpha = 0.005$.

D'après la formule (V.30) $\beta = 0.998$.

$$A_s^{h/2} = \frac{M_e^{h/2}}{\beta * d * \sigma_s} \quad (V.33)$$

$$\text{AN : } A_s^{h/2} = 0.33 \text{ cm}^2.$$

- Ferrailage

Tableau II.5 9 : Calcul des Aciers

T (mm)	1er Tranche (h)		2eme Tranche (h/2)	
	n (barres/m)	esp (cm)	n (barres/m)	esp (cm)
8	6	16,50	2	50
10	4	25,00	1	100
12	3	33	1	100
14	3	33	1	100
16	2	50	1	100
18	2	50	1	100
20	2	50	1	100
22	2	50	1	100
25	2	50	1	100

Tableau II.5 10 : Les aciers choisis

On Opte					
1er Tranche (h)			2eme Tranche (h/2)		
T (mm)	n (barres/m)	esp (cm)	T (mm)	n (barres/m)	esp (cm)
18	2	50	8	2	50

b. Ferrailage de la semelle

- Charge q (du poids propre) :

$$q = 1.35 * e * \gamma_b = 1.35 * 0.5 * 2.5 \Rightarrow q = 1.58 \text{ t/m.}$$

- Charge p (de l'eau) :

$$p = 1.35 * h * \gamma_w = 1.35 * 3 * 1 \Rightarrow p = 4.05 \text{ t/m.}$$

- Réactions d'appuis

$$\sum M_{p/B} = 0 \Rightarrow R_A = \frac{-M + M + (q+p) \frac{l^2}{2}}{l} \Rightarrow R_A = 11.129 \text{ t.}$$

$$\sum P_y = 0 \Rightarrow R_B = (q + p)l - R_A \Rightarrow R_B = 11.129 \text{ t.}$$

$$\text{Vérification : } \sum M_{p/B} = 0 \Rightarrow R_B = (-M + R_B * l - (q + p) * (l^2/2) + M) = 0$$

⇒ c'est vérifier.

- Calcul de Q_y et M_x

Tr : $0 < z < 14\text{m}$.

$$\sum P_y = 0 \Rightarrow Q_y = R_A - ((q+p)*z) \Rightarrow z = 0 \quad Q_y = 39.612 \text{ t.}$$

$$z = 14 \quad Q_y = -39.612 \text{ t.}$$

$$Q_y = 0 \Rightarrow z = R_A / (q+p) \Rightarrow z = 7 \text{ m.}$$

$$\sum M_{p/x} = 0 \Rightarrow M_x = -M1 + (R_A * l) - ((q+p) * l^2/2) \Rightarrow z = 0 \quad M_x = -2.025 \text{ m.}$$

$$z = 14 \quad M_x = -2.025 \text{ m.}$$

$$M_{x(z=7\text{m})} = M_{\max} = 137.267 \text{ t.m.}$$

$$M_x = 0 \Rightarrow \Delta = 1546.28 \Rightarrow z_1 = 0.05 \text{ m et } z_2 = 14.01 \text{ m.}$$

- Calcul des sections

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} * b * d^2} \quad (\text{V.22})$$

Avec: $\sigma_{bc} = 142\text{bar}$, $b = 1\text{m}$, $d = 0.47\text{m}$.

AN : $\mu = 0.438$.

$\mu > \mu_1 \Rightarrow$ Il y a des aciers comprimés.

On prend $\mu = \mu_1 = 0.396$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 4000 / 1.15 \Rightarrow \sigma_s = 3478 \text{ b}$$

D'après la formule (V.17) $\alpha = 0.679$.

D'après la formule (V.18) $\beta = 0.728$.

D'après la formule (V.19) $A_s = 115.26 \text{ cm}^2$.

- Ferrailage

Tableau II.5 11 : Calcul des Aciers

T (mm)	n (barres/m)	esp (cm)
8	230	--
10	148	--
12	103	--
14	76	1
16	58	1,5
18	46	2
20	38	2,5
22	31	3
25	24	4

Tableau II.5 12 : Les aciers choisis

On Opte		
T (mm)	n (barres/m)	esp (cm)
25	24	4

II.5.3.3. Représentation du ferrailage

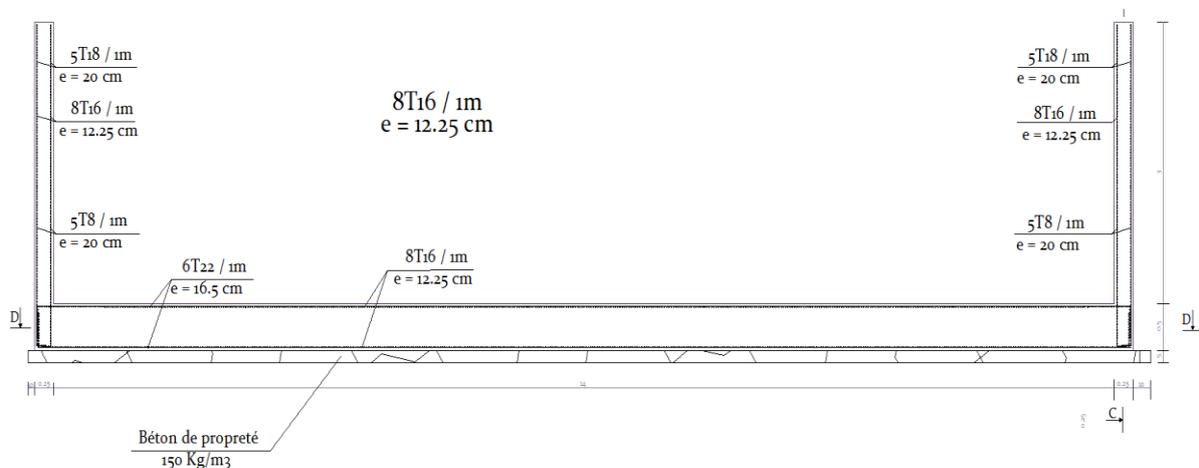


Figure II.5. 4 : Schéma du ferrailage du déversoir

II.5.4. Revêtement du fond du coursier [7]

Le fond des organes d'évacuation est soumis à la pression hydrostatique de l'eau, aux forces d'entraînement dues au mouvement de l'eau (réaction à la perte de charge), aux forces dynamiques du courant, aux sous pressions dues à l'eau infiltrée dans la fondation et éventuellement aux forces de soutènement dues aux dépressions pouvant occasionnellement se créer par suite d'un mauvais dessin hydraulique.

En réalité il n'est pas facile de calculer avec exactitude l'effet de toutes les forces, aussi la plupart du temps, les épaisseurs de béton sont-elles les résultats de règles empiriques.

Dans le cas de fondation rocheuse comme la nôtre, le minimum d'épaisseur, donnée pour avoir une résistance raisonnable à la fois aux efforts extérieurs et l'usure par abrasion est de l'ordre de 20 cm.

On prévoit des barres d'ancrage SCE liées dans des trous forés dans chaque élément de canal est ainsi fixées à la fondation et ne peuvent se déplacer sous l'effet des expansions et des contractions.

De ce fait, de nombreuses petites fissures se développent, il est donc nécessaire d'armer le béton pour lier l'ensemble, mieux répartir la fissuration et éviter son extension.

La profondeur et l'espacement de l'ancrage dépendent de la nature du rocher et de sa qualité ; il est nécessaire pour éviter l'apparition des sous pressions d'en tenir compte.

II.5.5. Joint [7]

Sur terrain rocheux, il suffit de placer un joint transversal. Sa dilatation et son retrait tous les 14,2 m. Certains concepteurs n'en prévoit pas, comptant sur la figuration généralisée, elle-même limitée par l'armature pour absorber les variations dimensionnelles.

Au niveau de chaque joint, il faut toujours faire en sorte que le niveau de l'extrémité de la dalle amont soit légèrement surélève par rapport à celui de la dalle aval pour qu'il ne se crée pas de pression dynamique tendant à injecter de l'eau dans le joint.

CHAPITRE 6 : ORGANISATION DE CHANTIER

II.6.1. Introduction

Une meilleure connaissance des lieux du chantier contribue, énormément, à dresser un planning chronologique d'intervention des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et de temps dictées par le marché. C'est dire qu'une bonne organisation du chantier permet des diminutions considérables des coûts de l'ouvrage.

Une bonne organisation ou une organisation optimale de chantier exige une utilisation rationnelle et correcte d'une main d'œuvre qualifiée et un ensemble des moyens matériels adéquats à mettre en œuvre dans le cadre de la réalisation du projet. Et pour atteindre ces objectifs, il est impératif de :

1. Définir avec précision les méthodes d'exécution et les modes opératoires permettant la mise en œuvre des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
2. Opter pour une mécanisation de plus en plus poussée.
3. Disposer d'un personnel à employer en quantité et en qualité.
4. Structurer convenablement les postes de travail.
5. Repartir et coordonner les tâches par l'utilisation d'une main d'œuvre spécialisée et qualifiée.

Notre étude consistera, donc à organiser le chantier de réalisation du barrage de Koudiat Haricha, tout en assurant :

1. Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux...etc.).
2. Une rapidité des diverses opérations.
3. Une économie : synchronisation et réduction des tâches.
4. Une organisation de l'utilisation du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs sont d'une importance capitale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleurs délais et les meilleures conditions.

II.6.2. Organisation technique de préparation [5]

Les opérations essentielles de préparation dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réaliser les travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

1. Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.
2. Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

II.6.3. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier [5]

Avant de commencer les travaux de réalisation du barrage, il paraît indispensable de rappeler le rôle de chacune des différentes parties concernées par l'intervenir dans l'acte de construction.

II.6.3.1. Le maître de l'ouvrage

C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer les marchés et de régler les situations de travaux.

II.6.3.2. Le maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de concevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation pour les entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi les décomptes.

II.6.3.3. L'entrepreneur

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître de l'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction jusqu'à la réception provisoire.

II.6.3.4. L'organe de contrôle technique

Il est sensé contrôler et approuver les plans fournis par le maître d'œuvre avant le lancement des travaux de réalisations, il contrôle aussi les agrégats utilisés et l'exécution de l'ouvrage.

II.6.4. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise [5]

L'implantation d'un chantier nécessite des terrains spacieux, afin de pouvoir aménager les divers aires de stockages, ouvrir des pistes de circulation d'engins, les occupations progressives par les locaux, les engins, les postes fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

II.6.4.1. Installations destinées au personnel [5]

Généralement, ce sont des dortoirs, des réfectoires, des installations sanitaires et des bureaux de chantier.

II.6.4.2. Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments, nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats peuvent être stockés en plein air. Pour éviter leur mélange et faciliter le dosage du béton on doit prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats. Les aciers sont stockés dans baraquements ou des hangars afin d'éviter leur oxydation...etc.

II.6.4.3. Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

II.6.4.4. Installation destinée pour la préfabrication

Cette installation est constituée de hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites.

II.6.5. Ordre d'exécution des travaux [5]

1. Installation du chantier.
2. Implantation des axes des différents ouvrages.
3. Coupure et dérivation de l'oued.
4. Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dite et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues.
5. Coupure finale et mise en eau.

II.6.6. Travaux de réalisation [5]**II.6.6.1. Travaux de terrassements**

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques. En ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

II.6.6.2. Travaux d'excavations

Les différentes opérations d'excavation doivent être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux. Ces derniers comprennent le décapage, l'excavation et la mise en dépôt des déblais selon les étapes suivantes :

- Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

II.6.6.3. Travaux secondaires

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- L'aménagement de la zone d'emprunt.
- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

II.6.7. Les moyens de chantier [5]

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétences.

Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechniciens spécialistes en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destinés à excaver, niveler, compacter et transporter les matériaux.

Afin de distinguer le matériel de compactage : la fonction, les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptibles d'être utilisés lors de la réalisation du petit barrage sont très importants.

A- Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains, indispensables pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en place du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences et leurs expériences.

B- Les engins de terrassement

En général, le matériel de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction, le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai- enrochement ...).

- Le bulldozer.
- La pelle mécanique.
- Le chargeur à pneus ou à chenilles.
- La décapeuse.
- Les niveleuses et les camions et les camions citernes.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant, à pneus ou à pied dameurs.
- Les canions dumpers.
- Les citernes d'eau et de fuel.
- Les brises roches et compresseurs.
- Les groupes électrogènes.

Le compactage des remblais est une tâche très importante du moment que cette opération soit liée de façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. Pour cela, on fait appel aux engins suivants:

- Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

C- Le matériel de bétonnage

On utilise, le plus souvent, des bétonnières pour la fabrication des bétons nécessaires pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur).

II.6.8. Programme des travaux [5]

La réalisation de barrage Koudiat Haricha se fera pendant les deux saisons sèches et sans difficultés particulières (printemps et été).

Les phases de la construction du barrage sont les suivantes :

-Aménagement du tronçon du canal d'amenée et la tête amont de la prise d'eau.

Une fois les conduites de prise et de vidange de fond et les canaux d'amenées (déviation des Oueds, pour que tous les débits passent à travers la conduite) sont terminés, la construction de la digue commence par le batardeau et par l'enlèvement des terres végétales sous la digue.

Simultanément à la construction du batardeau, on peut commencer l'enlèvement du fossé du noyau étanche prévu au-dessous de la digue et la mise en place du tapis étanche.

C'est le système de drainage (sortie de drain, tapis drainant, collecteur drainant et les puits de décompression) qui sera construit en premier sous la protection du batardeau.

-Tous ces travaux peuvent être exécutés pendant les mois relativement secs du printemps et le début d'été (1ère phase de la construction).

Parallèlement à la construction de la digue, il faut procéder à la réalisation de la protection en enrochement sur les talus et entamer la réalisation de l'évacuateur de crue.

Les équipements de la prise d'eau et de la vidange de fond seront installés dans l'ouvrage de prise d'eau.

Il sera procédé, ensuite à la construction de la route d'accès (chemin stabilisé) sur la crête de la digue et la correction des terrains aux alentours de la retenue collinaire qui seront à refaire.

Pour terminer les travaux, aménager la zone d'emprunt est nécessaire. A la fin des travaux de la digue, la fermeture de la tête amont et le bétonnage ultérieur de l'ouvrage de prise d'eau seront exécutés, cela permettra la mise en service du barrage.

Tous ces travaux doivent être exécutés pendant les mois secs d'été et d'automne et peuvent être continués pendant les mois relativement secs du printemps et l'été suivant (2^{ème} phase de construction).

En conclusion, la réalisation de la retenue collinaire ne présente pas de difficultés particulières.

Malgré, cette relative absence de difficultés, il convient néanmoins de ne confier ces travaux qu'aux entreprises ayant acquis une expérience sur des ouvrages analogues.

La mise en exploitation du barrage, après avoir terminé la construction peut être estimée à 08-12 mois (remplissage de la retenue).

II.6.9. Planification [5]

II.6.9.1. Définition

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- A temps (sans retard).
- Economique (avec des bénéfices).

II.6.9.2. Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

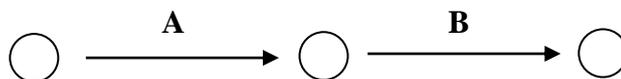
- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

a. Méthodes basées sur le réseau

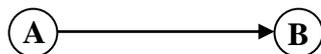
- Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

Réseau à flèches : L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



Réseau à nœuds : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

- Construction du réseau

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les cinq (5) opérations suivantes :

1. Etablissement d'une liste des tâches.
2. Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.
3. Construction des graphes partiels.
4. Regroupement des graphes partiels.
5. Construction du réseau.

b. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue.

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entrepr

L'utilisation de cette méthode nécessite les étapes suivantes:

1. Collection des informations ;
2. Décomposition du projet ;
3. Définition de la relation entre les tâches ;
4. Attribution des durées;
5. Construction du réseau.

- Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables pour l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR: Temps de réalisation ;

DCP: Date de commencement au plus tôt ;

DCP: Date de commencement au plus tard ;

DFP: Date de finition au plus tôt ;

DFPP: Date de finition au plus tard;

MT: Marge totale.

$$\text{Et : } \begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

- Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.Pcc} \end{cases}$$

- Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;

Dimensions du projet ;

On applique la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n} \quad (\text{II.VI.1})$$

Avec:

$$\begin{cases} \mathbf{Q = Quantité de travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre d'équipes} \end{cases}$$

II.6.9.3. Plannings

Il existe deux types de plan de travail :

a. plan de travail au plus tôt

Dans ce cas, toutes les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est bien fournie en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

b. Plan de travail au plus tard

Toutes les opérations commencent à une date au plus tard; les tâches ne sont pas retardées. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsque ses moyens sont limités (plus économique).

II.6.10. Délai de construction et programme des travaux [5]

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

- La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer certaines exigences, qui sont :
- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération ;
- Exécution du travail le plus économiquement possible ;

II.6.11. Symboles des différentes opérations [5]

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau II.6. 1 : Symboles des opérations

Tavaux	Opérations	Durée (mois)
Installation de chantier	A	40
Réalisation de la galerie de dérivation	B	30
Réalisation du batardeau	C	45
Excavation du tranché de la clé d'encrage	D	20
Remblais de la clé d'encrage	E	15
Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	F	20
Aménagement du canal d'amenée	G	25
Remblais du barrage, et prisme de drainage	H	30
Excavation et fouille pour l'évacuateur de crue	I	20
Construction de l'évacuateur de crue	J	40
Exécution du bassin d'amortissement d'E.C	K	30
Revêtement sur les talus (amont, aval)	L	30
Équipements hydromécaniques	M	20
Travaux de finition	N	40

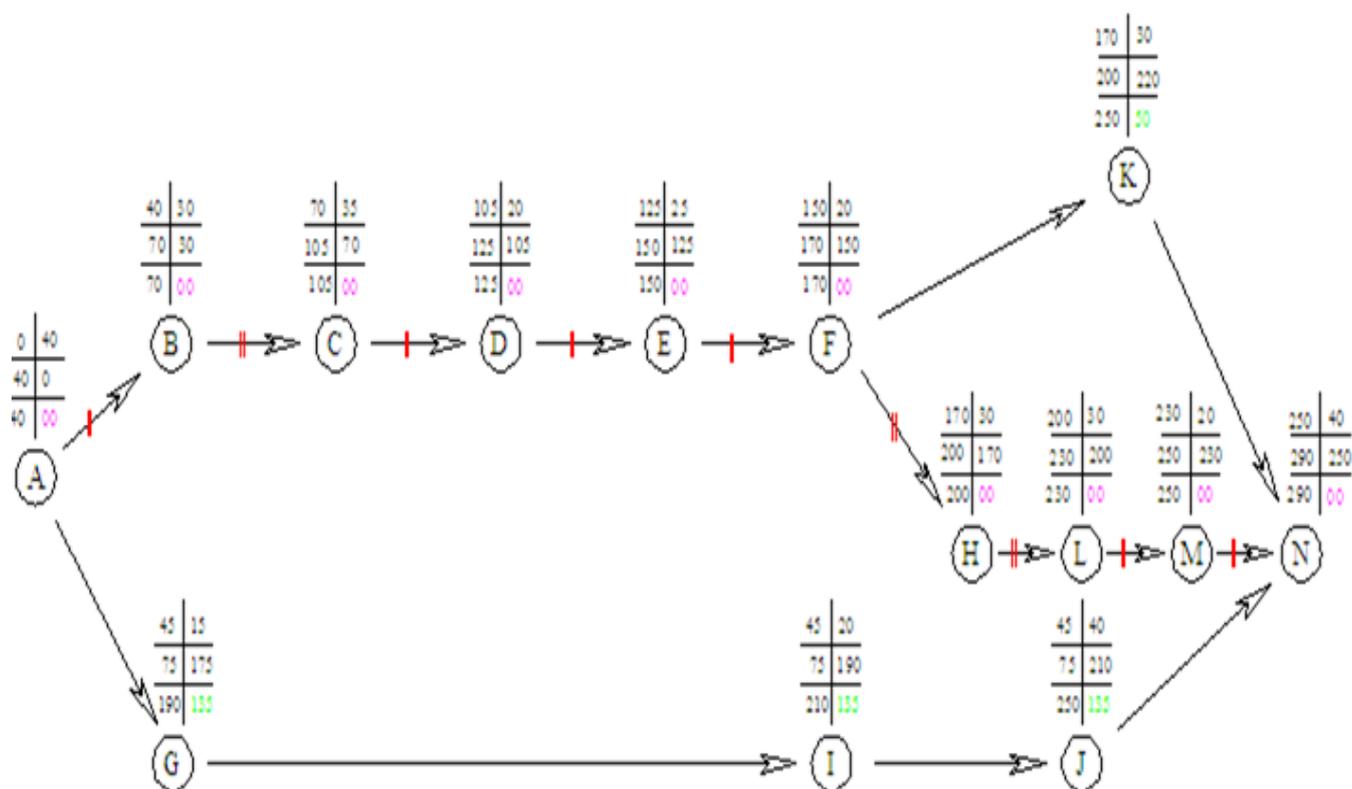


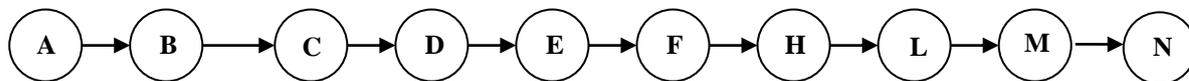
Figure II.6. 1 : Réseau à nœuds

Tableau II.6. 2 : Programme des travaux pour la réalisation de barrage Koudiat Haricha

OP	TR	La durée (jours)														
		20j	40j	60j	80j	100j	120j	140j	160j	180j	200j	220j	40j	260j	280j	300j
A	40	A														
B	30		B													
C	35			C												
D	20					D										
E	25						E									
F	20							F								
G	15			G												
H	30								H							
I	20				I											
J	40					J										
K	30									K						
L	30										L					
M	20												M			
N	40														N	

II.6.12 Détermination du chemin critique [5]

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant une marge totale nulle (0) est donnée par le chemin suivant:



$$DTR = \sum TR = 40 + 30 + 35 + 20 + 25 + 20 + 30 + 30 + 20 + 40 = 290 \text{ jours.}$$

C'est-à-dire que la durée totale de réalisation de notre barrage est environ 10 mois (290 jours).

CHAPITRE 7: PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL**II.7.1. Introduction**

Les statistiques ont révélé que le monde a connu une augmentation catastrophique des accidents de travail; c'est pour cela qu'il est temps de lui accorder une grande importance afin de garantir un rendement meilleur de nos entreprises mais aussi d'économiser les frais d'assurance et de dédommagements des victimes.

Les différents organismes intéressés par la sécurité lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements qui doivent être appliqués sur chantier.

Ces règlements contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et donc les dégâts humains et matériels qui en découlent. Pour une bonne et efficace sécurité pendant la période de construction et d'exploitation du barrage, la prévention contre les accidents de travail est indispensable.

II.7.2. Condition dangereuses dans le chantier [12]

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Stockage irrationnel.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

II.7.3. Action dangereuses [12]

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.
- Adopter une position peu sûre.

II.7.4. Mesures préventives [12]

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixées.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être aérés et climatisés.

II.7.5. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation [12]

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent le plus de temps dans la réalisation du barrage, on propose un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profonde ; on a résumé ce plan dans le tableau suivant.

Tableau II.7 1 : Objectifs visés et mesures à prendre

Objectifs visés	Mesures à prendre
Prévenir les risques d'accidents par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour, nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre. Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	Repérage des lignes électriques.
Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel de : Renversement des engins, éboulement des terrains.	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière
Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement.
Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
Heurtes des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisante les uns des autres.

II.7.6. Conclusion

La prévention et la sécurité de travail doivent être prises très au sérieux, l'esprit de sécurité et protection doit être dans chaque employé, dans chaque ouvrier, dans chaque responsablepour que la perte de vie humaine inutilement cesse, et ne se préoccuper uniquement que du rendement du travail.

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de ce travail de fin d'études, nous avons essayé de faire l'étude de l'avant-projet détaillé de l'évacuateur de crues du barrage de Koudiat Haricha.

L'ensemble des éléments qui ont été étudiés concerne les données de la morphologie du site et sa topographie, la géologie régionale et locale, l'hydrologie dans tous ses paramètres essentiellement la crue et enfin la géotechnique.

Nous n'avons pas perdu de vue les aspects liés à la réalisation tels que l'identification de l'ensemble des intervenants et les types de relations qui les lient dans le cadre de ce projet, ainsi que les dispositions à prendre lors de la réalisation du projet à commencer par la mobilisation des moyens humains et matériels adéquats, les mesures de sécurité à prendre et une programmation optimale à effectuer.

A travers cette étude, nous avons essayé d'aborder toutes les formules, méthodes et procédés. Ceci, nous a permis de pousser les tests et les examens jusqu'aux détails les plus fins pour confirmer ou infirmer notre étude.

On a retenu comme variante de cet ouvrage, un évacuateur latéral à entonnement latéral : Cet ouvrage devra évacuer une crue de $742\text{m}^3/\text{s}$, ce débit sera amorti par un dissipateur d'énergie de type saut de sky, l'ouvrage sera relié à l'aval de l'oued via un bassin de dissipation. Les dimensions ont été calculées pour ce débit.

Une modélisation physique est souvent nécessaire pour prévoir le comportement de l'ouvrage face aux situations extrêmes, notamment pour vérifier les phénomènes hydrauliques dans le coursier, qui sont la propagation des vagues roulantes et d'entraînement d'air : Car les formules de dimensionnement des murs bajoyer sont des formules empiriques tirées à partir d'études expérimentales.

Références bibliographiques

- [1] A.N.B.T, « Etude faisabilité de Barrage de Koudiat Haricha W. GUELMA ».
- [2] B. TOUAIBIA, « Les retenues », ENSH Blida.
- [3] B. TOUAIBIA, « Manuel pratique d'hydrologie », Blida 2004.
- [4] Centre D'études Techniques Maritimes Et Fluviales De France, « Notice sur les déversoirs ».
- [5] DEAM CERETTI, «Planification par la méthode du chemin critique », Paris 1967.
- [6] ELGUIZI TAHA AMINE, «MFE Etude d'avant-projet détaillé de l'évacuateur de crues de Zaouia – W. Tizi Ouzou », Paris 1967.
- [7] J. PERCHAT, « Béton armé : règles BAEL ».
- [8] J. SKUTCH, « Hydraulic analysis and design of energy dissipating structures ».
- [9] M. DUNGLAS, « Cours d'ouvrages d'art – les barrages-», 3eme partie.
- [10] R. M. KHATSURIA, « Hydraulics of spillways and energy dissipaters ».
- [11] REMI POCHAT, « Evacuateur de crue », Juillet 1980.
- [12] V. AMBART SOUMIAN, « Recommandation méthodiques »,2eme édition.
-

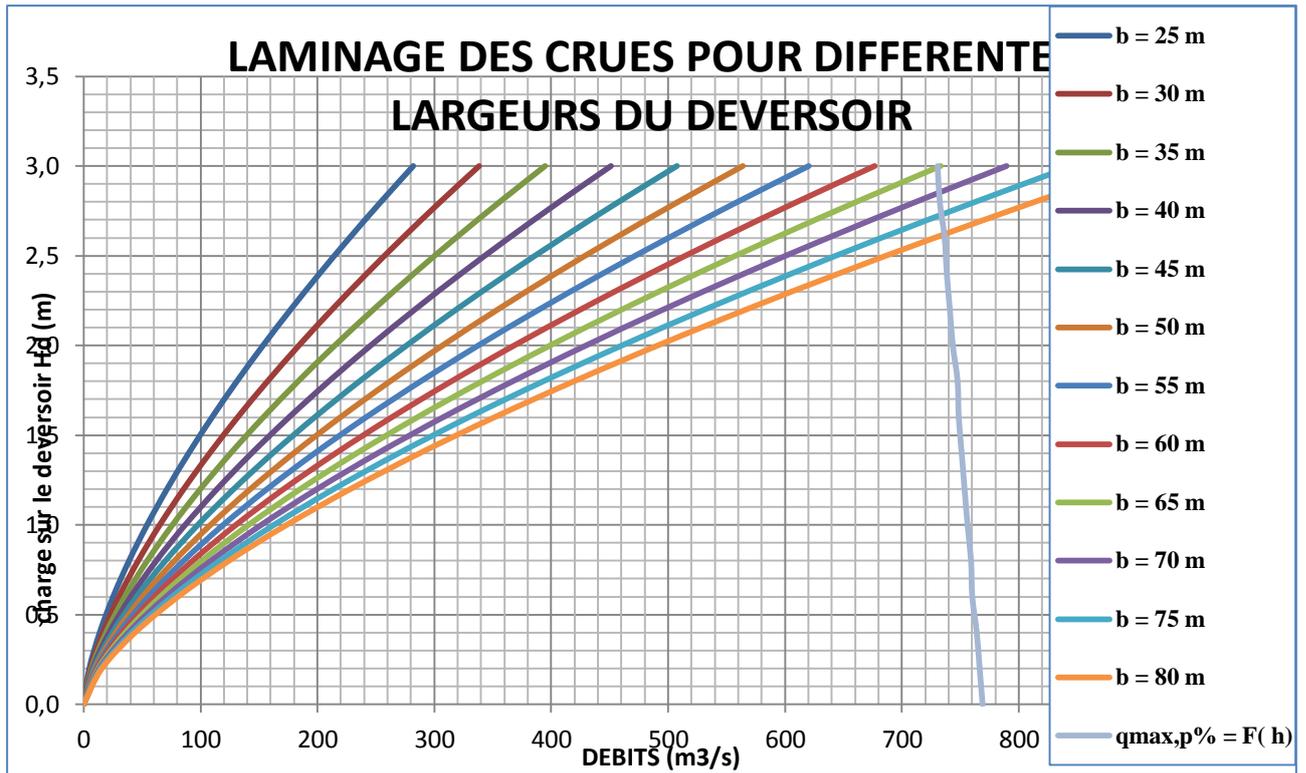
Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

	Relief	Ds (m)
1	Très faible	< 10
2	Faible	25
3	Assez faible	50
4	Modéré	100
5	Assez fort	250
6	Fort	500
7	Très fort	> 500

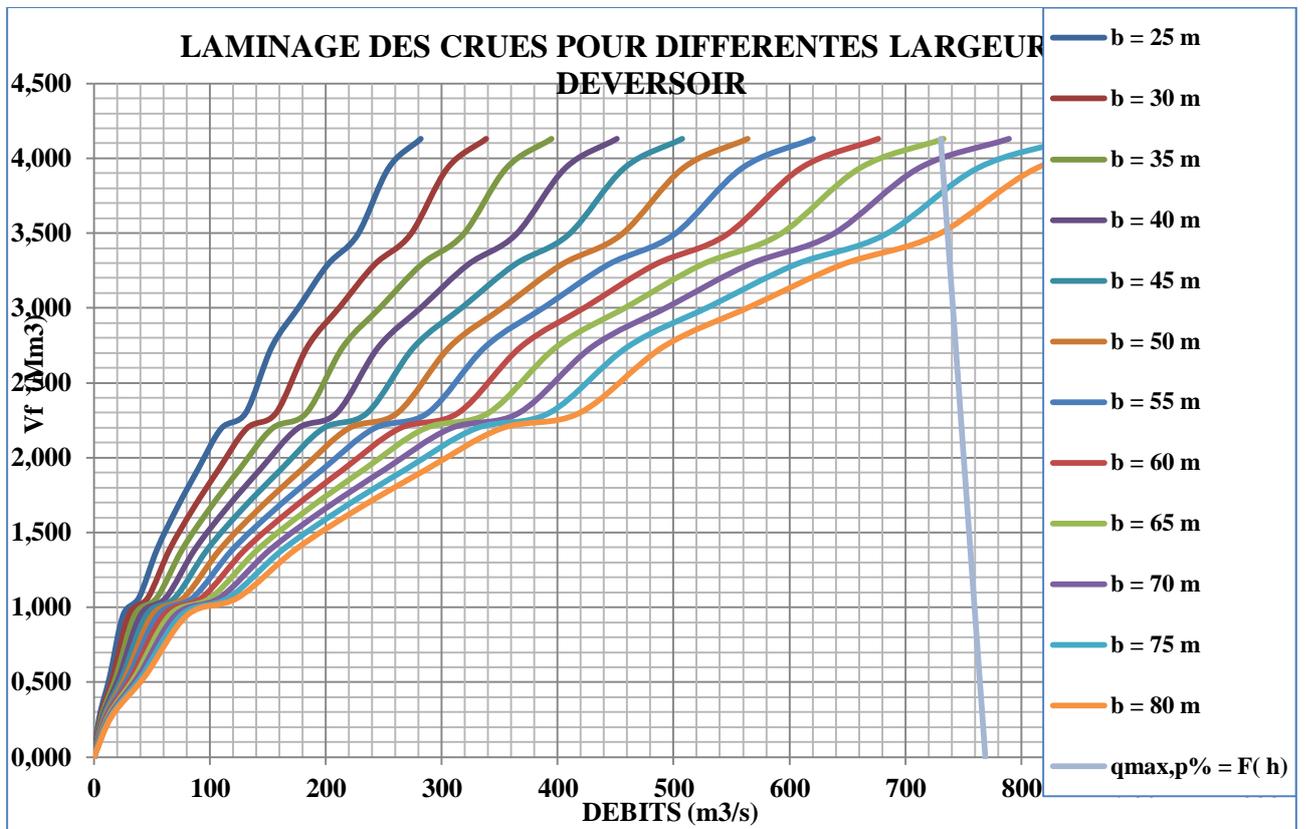
ANNEXE II

Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de Hd (Méthode de KOTCHERINE)

Hd (m)	PHE (m)	VPHE (Mm3)	Vf (Mm3)	q _{max,p%} = Q _{max,p%} / (1 - Vf/V _{cr})	q _{max,p%} = m.b√2g . Hd Puis(3/2) (m3/s)											
					b (m)											
					25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
0,0	441,00	47,060	0,000	769,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	441,20	47,335	0,275	766,439	4,853	5,824	6,795	7,765	8,736	9,706	10,677	11,648	12,618	13,589	14,560	15,530
0,4	441,40	47,600	0,540	763,971	13,727	16,472	19,218	21,963	24,709	27,454	30,199	32,945	35,690	38,436	41,181	43,926
0,6	441,60	48,010	0,950	760,153	25,218	30,262	35,305	40,349	45,393	50,436	55,480	60,523	65,567	70,611	75,654	80,698
0,8	441,80	48,125	1,065	759,082	38,826	46,591	54,356	62,121	69,886	77,652	85,417	93,182	100,947	108,712	116,477	124,243
1,0	442,00	48,445	1,385	756,102	54,261	65,113	75,965	86,817	97,669	108,521	119,374	130,226	141,078	151,930	162,782	173,634
1,2	442,20	48,720	1,660	753,542	71,328	85,593	99,859	114,124	128,390	142,655	156,921	171,186	185,452	199,717	213,983	228,248
1,4	442,40	48,985	1,925	751,074	89,883	107,860	125,836	143,813	161,789	179,766	197,743	215,719	233,696	251,672	269,649	287,626
1,6	442,60	49,255	2,195	748,559	109,816	131,779	153,742	175,706	197,669	219,632	241,595	263,558	285,522	307,485	329,448	351,411
1,8	442,80	49,360	2,300	747,582	131,037	157,245	183,452	209,659	235,867	262,074	288,282	314,489	340,697	366,904	393,111	419,319
2,0	443,00	49,800	2,740	743,484	153,473	184,167	214,862	245,556	276,251	306,945	337,640	368,334	399,029	429,723	460,418	491,112
2,2	443,20	50,070	3,010	740,970	177,060	212,472	247,884	283,295	318,707	354,119	389,531	424,943	460,355	495,767	531,179	566,591
2,4	443,40	50,350	3,290	738,363	201,745	242,094	282,443	322,792	363,141	403,490	443,839	484,188	524,537	564,886	605,235	645,584
2,6	443,60	50,550	3,490	736,500	227,481	272,978	318,474	363,970	409,466	454,963	500,459	545,955	591,451	636,948	682,444	727,940
2,8	443,80	50,995	3,935	732,356	254,228	305,073	355,919	406,764	457,610	508,455	559,301	610,146	660,992	711,837	762,683	813,528
3,0	444,00	51,190	4,130	730,540	281,947	338,336	394,726	451,115	507,505	563,894	620,283	676,673	733,062	789,452	845,841	902,230



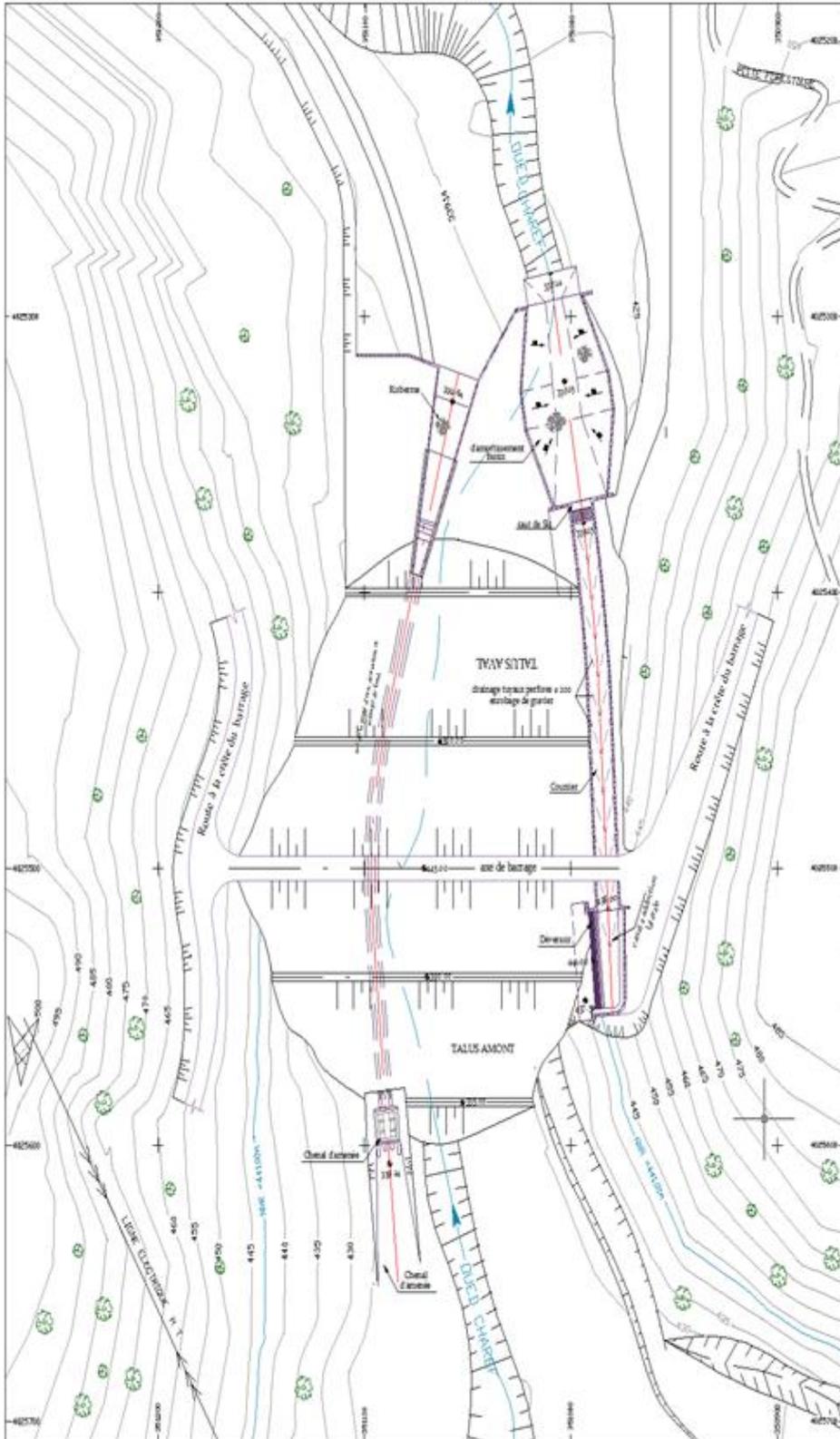
Laminage des crues pour différentes largeur du déversoir



Laminage des crues pour différentes largeur du déversoir

ANNEXE IV

PLAN D'AMENAGEMENT DE LA VARIANTE
(EVACUATEUR DE CRUES LATERAL DE BARRAGE DE KOUDIAT HARICHA
(W. GUELMA))



LEGENDE

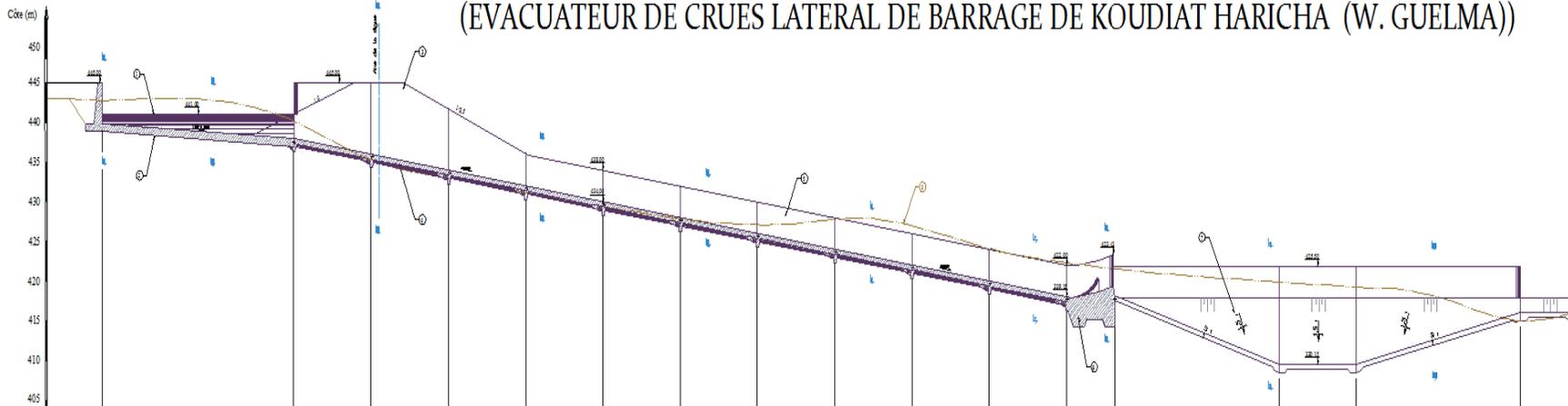
- Pylon S.T
- Ligne de barrage S.T
- Zone
- Dm.
- Outil
- La Rivière
- Tête
- Altitude
- Sea & Nordness
- courbe mètre

Eq = 1 m

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE	
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE - ABDELLAH ARBAOUI -	
DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU OPTION : CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUE	
Mémoire de Fin d'Etudes ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE L'EVACUATEUR DE CRUES DE BARRAGE DE KOUDIAT HARICHA (W. GUELMA)	
PROFIL EN LONG DE LA VARIANTE (EVACUATEUR DE CRUES LATERAL)	
Chef de labo : M ^{re} HASSANEH	N° de la Planché : 01
Examinateur : M ^{re} BOUKANEA	Nombre de Planché : 05
Présentateur : M ^{re} HASSANEH	Echelle : 1/500
Elève Ingénieur : MALLI DJAAFAR	Observations :
Promotion : 200 / 2002	

ANNEXE V

PROFIL EN LONG DE LA VARIANTE
(EVACUATEUR DE CRUES LATERAL DE BARRAGE DE KOUDIAT HARICHA (W. GUELMA))

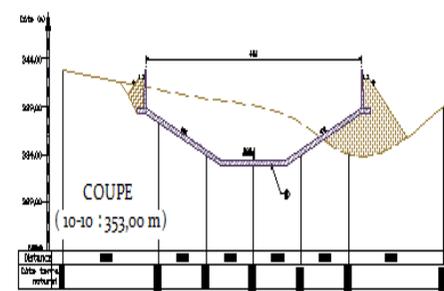
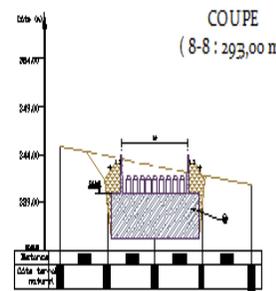
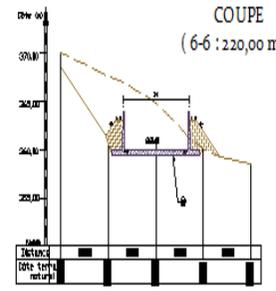
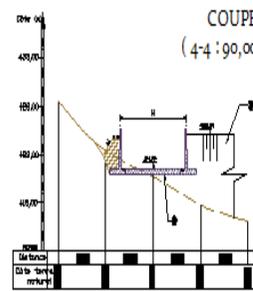
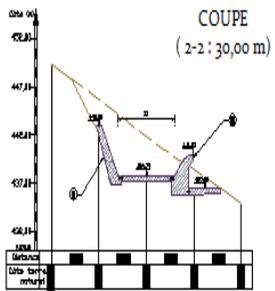
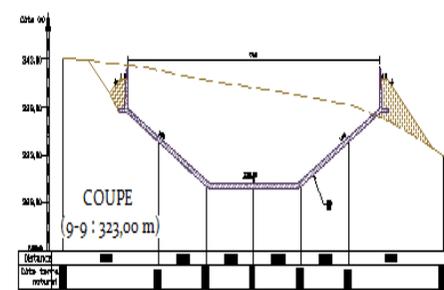
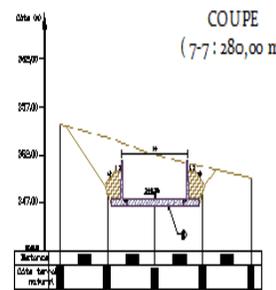
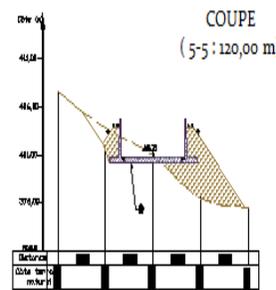
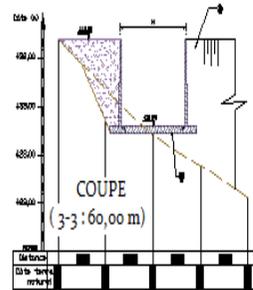
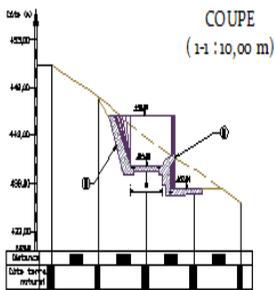


PC:																	
N° DES POINTS	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	
DISTANCES PARTIELLES (m)	10	100	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	30	34	30	10	
DISTANCES CUMULEES (m)	0	110	144	178	212	246	280	314	348	382	416	450	484	518	548	558	
COTES TERRAIN NATUREL (m)	445.5	445.0	440.0	435.0	430.0	425.0	420.0	415.0	410.0	405.0	400.0	395.0	390.0	385.0	380.0	375.0	
COTES DE PROJET (m)	445.0	445.0	445.0	445.0	445.0	445.0	445.0	445.0	445.0	445.0	445.0	445.0	445.0	445.0	445.0	445.0	
PARAMETRES HYDRAULIQUES	Déversoir latéral : p = 4 m , L = 100 m										Coursier en S.A de longueur 340 m avec : 1:0.110			Saut de Ski R = 1 m		Bassin d'amortissement Haff = 12 m	

- LEGENDE
- Ouvrage
 - ⊙ Canal ou section latérale
 - ⊕ La digue en terre
 - ⊙ Courant
 - ⊙ Les murs de l'évacuateur
 - ⊙ Saut de ski
 - ⊙ Bassin d'amortissement
 - ⊙ Terrain naturel
 - ⊙ Site de terrain naturel
 - ⊙ Sous-travaux
 - ⊙ Bâton armé

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE	
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE HYDRAULIQUE " ABDELHAH ARABACHE "	
DEPARTEMENT DE SPECIALITE OPTION: CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUES	
Thème de fin d'étude: ETUDE D'UN ANTI PROJET INITIAL DE L'EVACUATEUR DE CRUES DE BARRAGE DE KOUDIAT HARICHA (W. GUELMA)	
PROFIL EN LONG DE LA VARIANTE (EVACUATEUR DE CRUES LATERAL)	
Chargé de: M. R.	
Examinateur: M. R.	17 de la Partie: 02
Pratiquant: M. R.	Nombre de Pages: 05
Site d'origine: BOUJOURJOUR	Échelle: 1/1000 1/1000
Formateur: M. R.	Observation:

COUPES EN TRAVERS DE LA VARIANTE (EVACUATEUR DE CRUES LATERAL DE BARRAGE DE KOUDIAT HARICHA (W. GUELMA))

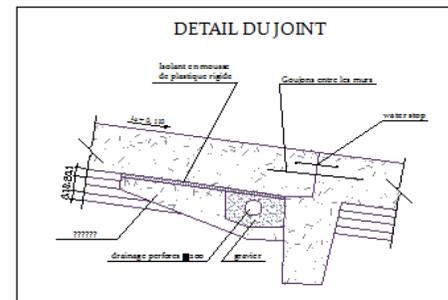
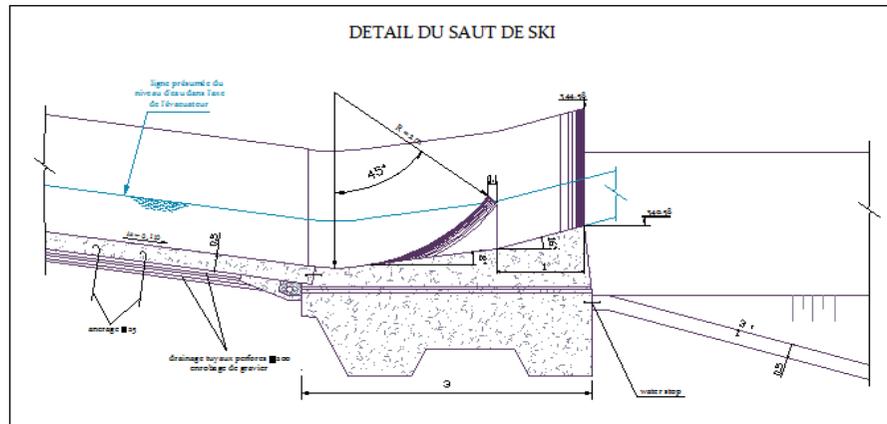
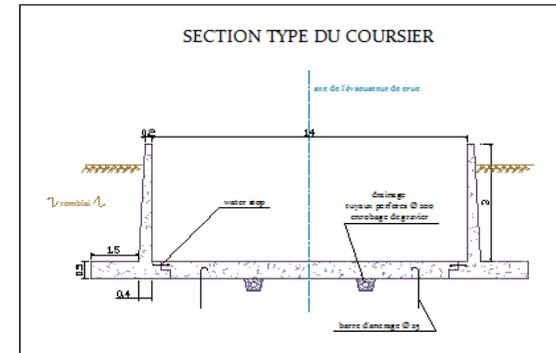
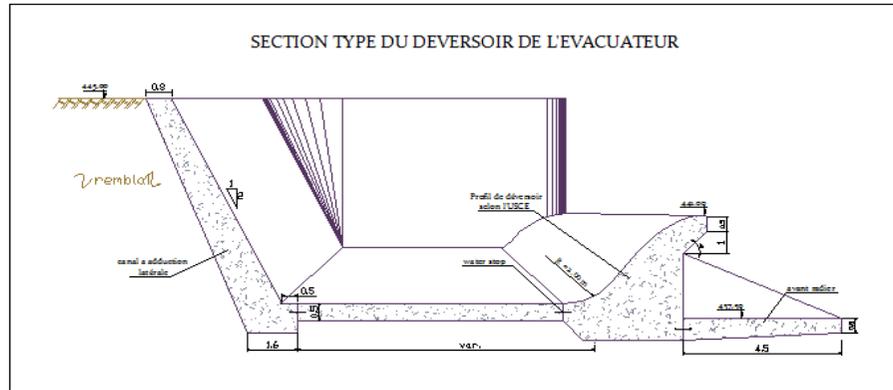


LEGENDE

- ⊙ : Ouvrage
- ⊕ : Canal à aduction centrale
- ⊗ : La digue en terre
- ⊙ : Courant
- ⊕ : Sauf de sol
- ⊗ : Sauf d'assèchement
- ▨ : Fondelle
- ▨ : Cote de terrain naturel
- ▨ : Niveaux

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE	
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE - A BOUJELIA ABADOU -	
DEPARTEMENT DE SESALITE ORDONNATEUR : M. BOUJELIA ABADOU	
MEMBRE DE FIN D'ETUDE ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE L'EVACUATEUR DE CRUES DE BARRAGE DE KOUDIAT HARICHA (W. GUELMA)	
COUPES EN TRAVERS DE LA VARIANTE (EVACUATEUR DE CRUES LATERAL)	
Chef de file M. BOUJELIA	M. BOUJELIA
Projeteur M. BOUJELIA	Projeteur de Planche M. BOUJELIA
Superviseur M. BOUJELIA	Chercheur M. BOUJELIA
Projeteur M. BOUJELIA	Observateur

DETAILS DE LA VARIANTE (EVACUATEUR DE CRUES LATERAL DE BARRAGE DE KOUDIAT HARICHA (W. GUELMA))



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE		
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE - AID ELLAH ARBAOUI -		
DEPARTEMENT D'E SPECIALITE OPTION : CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUE		
Mémoire de Fin d'Etudes ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE L'EVACUATEUR DE CRUES DE BARRAGE DE KOUDIAT HARICHA (W. GUELMA)		
DETAILS DE LA VARIANTE CHOISE (EVACUATEUR DE CRUES LATERAL)		
Chef de file :		
MA		
Examineur :		N° de la Plaque :
MA		05
Préparateur :		Nombre de Plaque :
MA MHASSANE		05
Élève Ingénieur :		Echelle : 1/100
MAIJI DJAAFAR		
Présenté le : 2011 / 2012		Observation :

FERRAILLAGE DU COURSIER ET DEVERSOIR

