



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : OUVRAGE HYDROTECHNIQUE

THEME :

ETUDE D'UN PETIT BARRAGE SUR L'OUED
BOU-LEXAXINE (W. SIDI BEL ABBES)

Présenté par :

BOUYAKOUB MOHAMMED EL-AMINE

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr. A. HADJ SADOK	M. C. A	Président
Mr. A. ZEROUAL	M. C. A	Examineur
Mr. M. BOUZIANE	M. A. A	Examineur
Mr. M.K. MIHOUBI	Professeur	Promoteur

Session octobre 2020

DÉDICACE

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 mauvais.

Ces personnes qui nous ont aidés sans le leurs dire, soutenus sans réserve, aimé sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en leur.

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

À ma très chère mère, à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien, sans elle j'avoue je ne serai pas ce que je suis aujourd'hui.

À mon cher père, pour ces conseils, son soutien et sa patience. Grand merci à vous.

Vous vous êtes dépensés pour moi sans compter. En reconnaissance de tous les sacrifices consentis par tous et chacun pour me permettre d'atteindre cette étape de ma vie.

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 leur dédiés du fond du cœur ce modeste travail.

À mon cher frère et ma chère sœur pour le soutien qui m'ont donnée tout au long de mon parcours.

À tous mes amis qui ont contribué de près ou de loin.

Et a la mémoire de ma chère grand-mère allah-yarhamha

Bouyakoub Mohammed

Remerciement

Je remercie tout d'abord ALLAH le tout puissant pour m'avoir aidé et donné le courage, la patience, la volonté et la foi afin d'achever ce modeste travail et sans Lequel il n'aurait jamais été accompli.

Je remercie infiniment mon promoteur Mr : Mustapha Kamel MIHOUBI pour ses qualités humaines, scientifiques et d'enseignement ; Je ne pourrai jamais Oublier sa gentillesse, ses conseils précieux, ses commentaires efficaces, ses remarques, ses encouragements. Un grand merci de m'avoir donné la chance d'être votre étudiant et de réaliser ce travail.

Je tiens à remercier l'ensemble des enseignants de l'ENSH, sans exception pour leurs conseils durant toute ma période d'étude.

Je tiens à remercier Mr A. hadj sadok , d'avoir accepté de présider mon jury de soutenance, et également les membres du jury, Mr A.Zeroual, Mr M.Bouziane de l'ENSH-Blida pour le temps consacré à l'évaluation du présent mémoire.

Je tiens à remercier tous les ingénieurs de la direction de de ressources en eaux de la wilaya de Sidi Bel Abbès principalement Mr KADOURI et Mr MIKHAFECH.

Je tiens aussi à remercier Mr Seif El Islam AZARI pour sa gentillesse, son dévouement, ses conseils et qui pour moi a été d'une aide précieuse tout au long de mon passage à l'ENSH.

Enfin, mes sincères remerciements s'adressent à tous ceux qui m'ont apporté leur aide et leur appui pour mener à bien ce travail.

Bouyakoub Mohammed

ملخص :

في هذا الموجز قمنا بإجراء دراسة فنية كاملة حول وادي بولكساكسين (ولاية سيدي بلعباس) لإنشاء سد صغير مخصص لتنظيم التدفق والري لما يقرب من 35 هكتارًا

تم استخدام الدراسات الجيولوجية والهيدرولوجية كأساس لحساب حجم الهيكل المدروس ، والذي يبلغ ارتفاعه 10 أمتار ، بسعة 88.750 متر مكعب

أخيرًا ، أثبتت دراسة التحقق من الاستقرار أنها ضرورية تتبعها منظمة الموقع لتنفيذ العمل بشكل صحيح وفي الوقت المحدد

Résumé :

Dans le présent mémoire nous avons fait une étude technique complète sur l'oued BOU-LEXAXINE (Wilaya de Sidi Bel Abbès) pour l'implantation d'un petit barrage, destiné à la régulation de débit et l'irrigation de près de 35 ha.

Les études géologique, hydrologique ont servi comme base de calcul pour dimensionner notre l'ouvrage étudié dont la hauteur est de 10 m, avec une capacité de 88.750 miles m3.

Enfin une étude de vérification de la stabilité s'est avérée indispensable suivi par une organisation de chantier pour réaliser correctement l'ouvrage et dans les temps.

Abstract:

In this brief, we have made a complete technical study on the BOU-LEXAXINE wadi (Wilaya of Sidi Bel Abbès) for the establishment of a small dam, intended for flow regulation and irrigation of nearly 35 ha.

Geological and hydrological studies were used as the basis of calculation to size our studied structure, the height of which is 10 m, with a capacity of 88,750 m3.

Finally, a stability verification study proved to be essential followed by a site organization to carry out the work correctly and on time.

➤ **Table des matières**

CHAPITRE I : DESCRIPTION DU SITE D'ETUDE	16
Introduction :	16
I.1 Généralités sur les barrages	16
I.1.1 Définition :	16
I.1.2 But des barrages :	16
I.1.3 retenue collinaire :	16
I.1.4 TOPOGRAPHIE ET APPORTS DU BASSIN VERSANT :	17
I.2. Situation géographique du site :	17
I.3.Documentation topographique	18
I.4 Choix du site du barrage.....	18
I.5 Caractéristiques physiques.....	19
I.5.1 Climat	19
I.6 Conclusion	19
CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE	20
Introduction	20
II.1 Etude géologique :	20
II.2 APERÇU GEOLOGIQUES	20
II.2.1 STRATIGRAPHIE.....	20
II.3 Géologie local :	22
II.4. Sismicité :	23
II.5 ETUDE GEOTECHNIQUE :	24
II.5.1 ESSAIS DE LABORATOIRE :	25
II.5.2 CARACTERISTIQUES GÉOTECHNIQUES DES SOLS EN PLACE :	25
II.5.3 Capacité portante :	26
II.5.4 CALCUL DU TASSEMENT :	27
II.5.5 PERMEABILITE DU SITE :	27
II.5.6 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX POUR CALCUL DE LA STABILITE :	28

II.6 CONCLUSION	28
Chapitre III : Etude hydrologique.....	29
Introduction	29
III.1 Le Bassin versant	29
III.1.1 Caractéristiques géographiques du bassin versant.....	29
III.1.2. Caractéristiques géométriques du bassin versant	30
III.1.3. Caractéristiques morphologiques	31
III.1.3.7-Indice de pente M.ROCHE Ip	36
III-1.4 Caractéristiques physiographiques :.....	39
III.1.5 Caractéristiques climatiques du bassin versant :.....	43
III.2. Les précipitations maximales journalières :.....	47
III.2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) : Erreur ! Signet non défini.	
III.2.2 La pluie de courtes durées :	50
III.3 Quantification des apports :	53
III.3.1. Estimation de l'apport moyen annuel (A0) :	53
III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement :	56
III.3.3 Coefficient de variation :	56
III.4 Irrégularité des apports :	57
III.4.1 Estimation fréquentielle des apports :	57
III.5 Etude des crues:.....	59
III.5.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue:	59
III.5.2. Hydrogramme de crue :	62
III.5.3.Estimation de la crue de projet:.....	64
III.5.4.Aport solide et l'estimation de volume mort:.....	65
III.6 Régularisation des débits	66
III.6.1 Répartition mensuel de l'apport 80% :	66
III.6.2 Répartition mensuel des besoins	66
III.6.3 Courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces»	67
III.6.4. Calcul du volume utile (Touaibia, 2001).....	68
III.6.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	69
III.7. Laminage des crues	71

III.7.1 Méthode de Muskingum:(Fread, D.L. 1993)	72
III.8 Etude d'optimisation.....	82
III.8.1 Calcul du coût approximatif de la digue :	82
III.8.2 Calcul de la revanche :	82
III.8.3 Largeur en crête :	83
III.8.4 Evaluation du coût de la digue :	84
III.8.5 calcul du coût de l'évacuateur de crue :	85
III.9 CONCLUSION :	87
CHAPITRE IV : Etude des variantes.....	88
IV.1. Généralités :	88
IV.2. Choix du type du barrage :	88
IV.2.1 Digue en terre homogène.....	88
IV.2.2 Digue zoné à noyau étanche.....	89
IV.3. Définition du profil général de la retenue :	90
IV.3.1 Hauteur de la retenue	90
IV.3.2 Largeur en crête.....	90
IV.3.3 La longueur en crête	90
IV.3.4 Choix des pentes des talus.....	90
IV.4. Protection des talus :	91
IV.5. Etude comparative.....	93
Barrage en terre Homogène	93
Barrage à zones.....	93
IV.5.1. Barrage homogène	94
IV.5.2. Barrage zoné :	96
IV .6. Estimation du coût des variantes	98
IV .7. Comparaison financière des deux variantes :	99
Conclusion :	99
CHAPITRE V : Conception de la digue : variante retenue	100
Introduction :	100

V.1. Etude des infiltrations :	100
IV.1.1. Ligne de saturation	100
IV-2- Calcul de stabilité :	103
IV. 2.1. Généralités sur l'étude de stabilité des barrages :	103
IV.2.2. Stabilité des talus.....	103
IV-2.3. Ordre de calcul (Méthode de FELLENIUS) :	104
IV-2.4. Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	105
IV-2.5. Classement des forces	106
IV.2.6. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :	107
Conclusion :	108
CHAPITRE VI : Etude de l'évacuateur de crues.....	109
Introduction	109
VI.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue	109
VI.2 Différents types d'évacuateurs de crue.....	109
VI. 2.1 Evacuateur central	109
VI.2.2 Evacuateur latéral.....	110
VI.3 Choix de la variante	111
VI.4. Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue	111
VI.4.1 Canal d'approche	111
VI.4.2 Déversoir.....	112
VI.4.3 Chenal d'écoulement	113
VI.4.4 Le convergent :	115
VI.4.5 Le coursier :	115
VI.4.6 Bassin de dissipation :	116
VI.4.7 Canal de fuite.....	119
Conclusion :	119
CHAPITRE VII : ORGANISATION ET ORDONNANCEMENT DES TRAVAUX.	120
Introduction :	120
VII.1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :	120
VII.1.1. Le Maître de l'ouvrage :	120

VII.1.2. Le Maître d'œuvre :	120
VII.1.3. L'entrepreneur :	120
VII-2- Installations du chantier :	121
VII-2-1- Installations destinées au personnel :	121
VII-2- 2- Installations destinées au stockage des matériaux :	121
VII.2.3. Installations destinées à la réparation des engins :	123
VII.2.4- Installations pour la préfabrication :	123
VII.3- les moyens de chantier :	123
VIII-4-Le devis estimatif :	123
VII.5. Terrassement au niveau des installations de chantier :	125
VII.5.1. Dérivation provisoire :	126
VIII.5.2. Exécution de la digue :	129
VIII.5.3. Exécution des travaux de bétonnage :	131
VII.6. Planification :	132
VII.6.1. Définition :	132
VII.6.2. Techniques de la planification :	133
VII.6.3.les paramètres de la méthode C.P.M :	134
VII.6.4. Plannings des travaux	135
VII.7. Délai de construction et programme des travaux :	136
VII.7.1. Symboles des différentes opérations :	136
VII.8. Détermination des chemins critiques :	138
Conclusion :	139
CHAPITRE VIII : SECURITE AU TRAVAIL DU CHANTIER	140
Introduction :	140
VIII. -1- Comite de sécurité :	140
VIII.2. Instructions structurelles sur la sécurité :	140
VIII.2.1. Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier :	140
VIII.2.2. Instructions à donner au Chef d'équipe :	140
VIII.3. Contrôle et entretien du matériel :	140

VIII.4. Organisation du service de la sécurité d’ouvrage :	141
VIII.5. Principes fonctions du service de sécurité :	141
VIII.6. Causes des accidents de travail :	141
VIII.6.1. Facteurs humains :.....	141
VIII.6.2. facteurs matériels.....	142
VIII.6.3. Causes des maladies professionnelles :.....	142
VIII.6.4. Conditions dangereuses dans le chantier :.....	143
VIII.6.5. Methode et moyens de prévention :.....	143
VIII.6.6. Actions dangereuses :.....	143
VIII.7 : Calcul du débit d’air nécessaire à la ventilation du tunnel :	143
VIII.7.1 : Calcul du diamètre de la canalisation d’air nécessaire à la ventilation :.....	144
VIII.7.2 : Calcul du diamètre des canalisations.....	145
Conclusion :	145
CONCLUSION GENERALE.....	146

Liste des figure :

Figure I.1. Plan de situation.	17
Figure II.1. Carte du zonage sismique du territoire national	22
Figure III.1. Délimitation du bassin versant BOU-LEXAXINE	30
Figure III.2. Carte hypsométrique du bassin versant BOU-LEXAXINE	34
Figure III.3. Courbe hypsométrique	34
Figure III.4. Réseau hydrographique du bassin versant BOU-LEXAXINE.....	41
Figure III.5. Répartition mensuelle de la température.	44
Figure III.6. répartition mensuelle de l'évaporation	46
Figure III.7. répartition mensuelle de la précipitation	47
Figure III.8. ajustement de la série par la loi log normal.....	49
Figure III.9. ajustement de la série par la loi de gumbel	50
Figure III.10. courbe des pluies de courtes durées	52
Figure III.11. courbe intensité de courtes durées.....	52
Figure III.12. répartition mensuel des apports	58
Figure III.13. les Hydrogrammes de crue.	64
Figure III.14. Courbe hauteur-surface-volume	68
Figure III.15. Laminage à travers un barrage	73
Figure III.16. Evacuateur à surface libre à entonnement frontal	75
Figure III.17. Modélisation de la courbe capacité- hauteur	76
Figure III.18. Modélisation de la courbe surface-hauteur	77
Figure III.19. Courbe caractéristique du barrage pour $b=10$ m.	78
Figure III.20. Hydrogrammes de sorties	81
Figure IV.1. Coupe transversale d'une digue homogène.....	89
Figure IV.2. Coupe transversale d'une digue zonnée	89
Figure V.1. forces exercées par une tranche de dol instable sur le cercle de glissement ..	103
Figure VI.1. Evacuateur de crue latérale à entonnement latéral	110
Figure VI.2. Dimensions caractéristiques et géométrie du déversoir	112
Figure VI.3. Schéma du profil du seuil déversant type Creager	114
Figure VI.4. Schéma de bassin de dissipation, type II (USB, 1987).....	118
Figure VII.1. Schéma de la relation entre les éléments de chantier.....	122
Figure VII.2. Vue schématique du réseau à nœuds	138

Liste des tableaux:

Tableau II.1 Résultats de l'essai de perméabilité.	26
Tableau II.2 caractéristiques des matériaux.....	27
Tableau III.1 Répartition des surfaces en fonction des altitudes dans le bassin versant	33
Tableau III.2 récapitulation des altitudes	35
Tableau III.3 détermination de la pente M.Roche Ip.....	36
Tableau III.4 Evaluation de la pente moyenne du Bassin versant.....	38
Tableau III.5 Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).	38
Tableau III.6 Temps de concentration	40
Tableau III.7 Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant.....	42
Tableau III.8 Répartition mensuelle de la température.....	43
Tableau III.9 Répartition mensuelle de l'évaporation Moyenne Interannuelle 1950-2004.	45
Tableau III.10: Répartition mensuelle de la pluie annuelle 1942-2005.....	47
Tableau III.11 Pluies max annuelles de la station de référence 1973-2010	48
Tableau III.12 : les précipitations des différent fréquence.	51
Tableau III.13: l'Apport moyenne interannuelle.....	54
Tableau III.14 les apports fréquentiels	58
Tableau III.15: Répartition mensuelle des apports A(80%).....	58
Tableau III.16: récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier	59
Tableau III.17: valeur de coefficient de ruissellement α	60
Tableau III.18 récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.....	60
Tableau III.19 Débit max de crue pour différent période de retour Formule fréquentielle .	61
Tableau III.20 récapitulatif des résultats de débit de crue	61
Tableau III.21 Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue.....	63
Tableau III.22 Répartition mensuelle de l'apport.....	66
Tableau III.23 Répartition mensuelle des besoins	66
Tableau III.24 Courbe capacité surface hauteur	67
Tableau III.25 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	70
Tableau III.26 Valeurs de h et les plages de variation en période de crue	74
Tableau III.27: Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour b=10m	78
Tableau III.28: Calcul de l'hydrogramme de sortie pour b=10 m.....	79
Tableau III.29 l'hydrogramme laminé pour les déférentes largeurs b de 8 à 18 m.....	80
Tableau III.30. Tableau récapitulatif des résultats de laminage	81
Tableau III.31 Récapitulatif des résultats de calcule de largeur de crête.....	83
Tableau III.32 récapitulatif des résultats.....	84
Tableau III.33 coût de la digue	84
Tableau III.34 coût du déversoir.....	85
Tableau III.35 récapitulatif des prix totaux.	86
Tableau III.36 les caractéristiques du barrage	86
Tableau IV.1: Valeurs indicatives des pentes des talus	91
Tableau IV.2: Valeurs du coefficient C.	92
Tableau IV.3: tableau du prix estimatif (barrage homogène).....	95
Tableau IV.4 : tableau du prix estimatif (barrage zoné).....	97

Tableau IV.5 les coûts des variantes étudiées.....	98
Tableau V.1 Coordonnées de la parabole de Kozeny.....	102
Tableau V.2: Détermination des rayons des cercles de glissement.....	105
Tableau V.3: Résultat de calcul de stabilité.....	108
Tableau VI.1 : Coordonnés du profil de Greager.....	113
Tableau VII.1 Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats.....	122
Tableau VII.2 devis estimatif.....	124
Tableau VII.3 symboles des opérations.....	137
Tableau VII.4 Détermination des chemins critiques.....	139
Tableau VIII.1 vitesse de l'air dans les différentes canalisations.....	146

Liste des planches :

- planche.1. vue en plan des ouvrage
- planche.2. coupe transversal detaille de la retenue avec trace de la ligne phreatique
- planche.3. profil en long de l'evacuateur
- planche.4. profil en long de l'ouvrage prise d'eau et vidange de fond

Introduction générale :

De par sa rareté, l'eau en Algérie, comme dans la plupart des pays du monde, est un facteur limitant du développement et source de tensions sociales. La rareté est appréhendée en termes de stress hydrique et d'irrégularité de la ressource, deux facteurs susceptibles de s'accroître avec le changement climatique.

La présente note établie pour le compte de la Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de **Sidi Bel Abbés**, rentre dans le cadre de l'étude hydrologique de faisabilité de la retenue collinaire au site de **BOU-LEXAXINE**, commune de **Sehala** et daïra de **Sehala**, situé sur l'oued qui porte son nom, dans le bassin de la **Macta**. Elle a pour objet de définir les principaux éléments hydrologiques de faisabilité du barrage et de pouvoir déterminer les paramètres de projet nécessaires pour le dimensionnement de la retenue au site prévu au Sud-Ouest du chef-lieu de la daïra de **Tessala**.

La région du bassin de la Macta a déjà fait l'objet de plusieurs études dont l'évaluation hydrologique est effectuée sur la base des séries de données synthétiques très fragmentaires. La majeure partie des résultats obtenus relèvent des anciennes études ayant pour cadre les formulations empiriques et les estimations plus ou moins subjectives des paramètres de projet dont la fiabilité, généralement hypothétique, n'est pas toujours confirmée.

L'objectif de notre mémoire de fin d'étude est d'appliquer des nouvelles méthodes d'estimation du débit de projet de la retenue de BOU-LEXAXINE pour estimer les risques directs liés aux différents états critiques affectant l'ouvrage pendant sa durée de vie, et aussi pour prendre la décision afin de minimiser le risque total ou maximisant l'utilité. Ainsi, le mémoire présenté comporte, après une introduction, huit chapitres répartis qui constituent deux phases principales du travail : une phase bibliographique sur l'étude hydrologique et l'estimation du débit de projet de la retenue de BOU-LEXAXINE et une phase de conception de la digue et les ouvrages annexes par le nouveau débit de projet.

CHAPITRE I : DESCRIPTION DU SITE D'ETUDE

Introduction :

Pour la réalisation d'un barrage, il est nécessaire avant tout de bien examiner les objectifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son implantation, en tenant compte sur la bonne connaissance des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

I.1 Généralités sur les barrages

I.1.1 Définition :

Ce sont des ouvrages hydrauliques, souvent importants, très délicats du point de vue de leur conception, et de leur réalisation et de leur exploitation et qui nécessitent un entretien très soutenu et soigné.

I.1.2 But des barrages :

Le but principal du barrage d'après sa définition, est l'accumulation. Cette accumulation sert à compenser l'inégalité des apports de la rivière et à adopter l'utilisation et la consommation de l'eau aux besoins. Un but secondaire (parfois primordial dans ce bassin) est la protection contre les crues.

Enumérons les divers buts d'utilisation d'un barrage que l'on peut associer dans le même ouvrage.

1-protection contre les crues.

2-alimentation en eau potable et l'irrigation.

3-amélioration de la navigation.

4- production de l'énergie électrique.

5- besoins industriels.

6- autres buts (dilution des eaux usées, alimentation de la nappe phréatique, protection contre le charriage et l'envasement).

I.1.3 retenue collinaire :

Les retenues collinaires sont des ouvrages de stockage de l'eau qui sont remplies par les eaux de ruissellement. Elles peuvent être assimilées à des petits-barrages. L'ouvrage, constitué d'une digue en terre, permet de retenir l'eau dans un talweg et de stocker une part des

écoulements d'eaux. Ces eaux sont utilisées ensuite dans les domaines de l'irrigation, la protection incendie, les loisirs, la pisciculture et l'eau potable.

Ces petits barrages permettent d'accroître les ressources en eau disponibles au cours de l'année.

I.1.4 TOPOGRAPHIE ET APPORTS DU BASSIN VERSANT :

Si l'on excepte le cas des plans d'eau à vocation touristique et les petits barrages hydroélectriques, c'est le volume de la retenue qui conditionne toute la conception du barrage. On cherche en effet à disposer d'un volume d'eau pour le soutien d'étiage, l'irrigation ou l'eau potable, ou bien d'un volume disponible pour amortir une crue.

I.2. Situation géographique du site :

Le bassin étudié s'étend dans la chaîne de montagnes côtières dans le plongement Ouest des monts de Tessala, remontant les crêtes à plus de 650 m d'altitude. Le bassin de l'oued de bou-lexaxine s'allonge du sud au nord-ouest aux affleurements dominants des crêtes limitantes. Le site projeté est accessible par une piste de 3400 m débouchant au chemin communal n°04. Il est rattaché administrativement à la Daïra de Tessala wilaya de Sidi Bel Abbes, il est limité (figure I .1)

- Au Nord par la commune de Hassasna (wilaya d'Aïn Témouchent).
- A l'Est par la commune de Tessala.
- Au Sud par la commune de Aïn kada.
- A l'ouest par la commune de Hassasna(wilaya d'Aïn Témouchent).
- De coordonnées Lambert :

X	178.400 km
Y	221.800 km
Z	449.00 m NGA

Communes limitrophes de **Sehala Thaoura**

Hassasna (Wilaya d'Aïn Témouchent)	Hassasna (Wilaya d'Aïn Témouchent)	Tessala
Hassasna (Wilaya d'Aïn Témouchent)		Tessala
Sidi Daho des Zairs	Aïn Kada	Sidi Yacoub



Figure 0.1 Plan de situation. Echelle (1/1000000)

I.3.Documentation topographique

Un intérêt particulier doit être accordé à la collecte des données fiables, dont la consistance dépend principalement de l’approche méthodologique. La présente étude nécessite des données cartographiques, hydrologiques et pluviométriques de la région où se trouve le bassin versant.

La documentation topographique pour des travaux sur l’étude de faisabilité du petit barrage et pour justifier les conceptions de l’étude, on a reçu les documents cartographiques suivant (Données de la direction des eaux de la wilaya de sidi bel abbés) :

Carte topographique Ech 1 :50 000.

Levé topographique du site du barrage Ech 1 :1000.

I.4 Choix du site du barrage

Le choix du site est basé essentiellement sur des connaissances et des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

Parmi les critères déterminants du choix d'un site d'un petit barrage, on distingue les différents points suivants :

-Garantir la quantité d’eau qui sera piégée dans le barrage ;

- Bonne géologie pour l'emplacement du barrage et de la retenue ;
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume du barrage sera minimum.
- Choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter la création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

Lors de la préparation d'un inventaire de sites possibles des barrages dans la région, et sur la base des résultats géologiques et des conditions topographiques, nous avons choisi l'axe le plus économique et le plus stable.

I.5 Caractéristiques physiques

Enclavé entre deux chaînes de montagnes, le bassin étudié, relativement moins important, couvre une superficie estimée à 7.53 km². L'altitude moyenne est évaluée à près de 550 m. Les lignes de crêtes situées entre 650 et 610 m dont le point cumulant étant 651 m, forment des chaînes montagneuses très arrosés en hiver.

I.5.1 Climat

Positionné dans la zone médiane de la Macta, au sud-ouest des monts de Tessal, le bassin est soumis à l'influences de deux régimes entièrement opposés en matière de formation de précipitation. L'un, méditerranéen dominant, agit directement par des entrées marines, provoquant de fortes précipitations en saison d'hiver ; l'autre continental, est marqué par la vaste étendue montagneuse, ou la pluviométrie, plus intense, est caractérisé par les effets orageux des saisons estivales.

I.6 Conclusion

Si le sous-sol est imperméable, le cheminement de l'eau ne sera déterminé que par la topographie. Donc il est évident que le site choisi est meilleur du point de vue topographique en tenant compte du dimensionnement de la digue et de la capacité de rétention dans différents niveaux.

D'une façon générale on peut dire que la retenue de Bou-Lexaxine de la commune de Sehala est envisageable du point de vue topographique.

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Introduction

La faisabilité d'un barrage est basée sur la nature géologique de son axe et de sa cuvette, Ce site doit être géologiquement acceptable c'est-à-dire qu'il doit assurer une bonne assise de la digue et pouvoir fournir les matériaux nécessaires pour sa construction, La cuvette doit être étanche et les berges de la retenue stables, Le sol de fondation doit présenter de bonnes caractéristiques mécaniques tels que :

Faible compressibilité, perméabilité, degré d'altération et une Grande résistance à l'écrasement.

II.1 Etude géologique :

La géologie c'est la science qui étudie les sols, et les processus géologiques qui influent sur les conditions de construction et d'exploitation des ouvrages (notamment hydrotechnique). La partie amont du bassin est composée de calcaires gréseux et argiles de types marneux de l'éocène supérieur, où l'infiltration est moyennement faible. Au centre du bassin, les marnes gréseuses prédominent, donnant un aspect assez favorable pour l'alimentation de la nappe souterraine Par contre, au nord du bassin, les terrains, plutôt moins évolués, sont constitués de formations gréseuses et marneuses, intercalés de calcaires multiports dont l'infiltration est très marquée à l'exutoire du bassin. En ce sens, le phénomène d'inféro-flux se produit assez souvent au niveau des formations alluvionnaires en par des résurgences latérales.

II.2 APERÇU GEOLOGIQUES

La région est caractérisée par les ensembles naturels suivants :

Le quaternaire ancien : Il est formé de gré beige, Moyen, friable et mal consolidé.

Le pliocène continental : li est formé de poudingues et galets à matrice argileuse.

Le miocène : Il est formé de marnes grises, verdâtres ayant des consistances fermes à raides rarement indurées.

II.2.1 STRATIGRAPHIE

Quaternaire :

Les recouvrements masquent les terrains secondaires et tertiaires, rendant difficile L'interprétation des limites géologiques et des accidents.

Il est constitué par des sols où s'établissent les cultures, des cailloutis, des dépôts limoneux mal consolidés, des éboulis qui s'accumulent localement au pied des falaises.

Pliocène:(Conglomérat des Hauts plateaux)

Il affleure dans la partie ouest, principalement le long de l'oued Mekerra où il recouvre, en discordance bien visible, les terrains mésozoïques.

Il est essentiellement composé d'un conglomérat ferrugineux, dolomitique ou calcaire de dureté inégale, qui emballe des éléments roulés décimétriques, plus rarement métrique, dont l'âge va du Jurassique supérieur au cénomanien. En absence de microfaune dans le ciment, il est difficile de le dater rigoureusement, par analogie avec les conglomérats que l'on trouve plus au sud sur hauts plateaux considérés comme Plio- Quaternaire.

Le Miocène :

Le Miocène recouvre par le quaternaire.

Albien supérieur-cénomaniens : (Formation carbonatée du Djebel Tanfeld)

Cette formation a été définie plus à l'est au djebel Tanfeld. Elle affleure au SE au Djebel el Adame. La succession lithologique comprend :

-50 m de Marnes vertes ou jaunes, gréseuses, lumachelliques à coquilles d'Huitres, des bancs de calcaires marneux ou de dolomie grise en intercalation.

-120 m de dolomies grises massives, avec quelques passées argileuses, une de 6 m à la base et un ressaut de 40 m au sommet.

-100 m d'un ensemble marneux débris de coquilles avec intercalation de marneux, lumachelliques, graveleux et parfois fétides.

Albien : (Formation de grès de Dhaya)

Cette formation a été définie dans la région de Dhaya. Elle affleure peu et mal, le long de la limite sud ; mais des bons affleurements s'observent au niveau Djebel. Elle se compose d'une alternance de grès mal consolidés, blancs ou roses à niveaux interstratifiés et d'argiles gréseuses frittées vertes et rouges.

Aptien : (Formation dog calcaires deZigyne)

Cette formation a été définie et datée au Djebel Zigyne, elle affleure au Se Aux Djebel Zoulai, Taoutila, et soumama. La série lithologique comprend de bas en haut :

- 05 m de Marnes
- 35 m de calcaire massif beige et quelques niveaux graveleux.
- 60 m d'une alternance de marnes grises ou jaunes, de calcaires graveleux et marneux gris. A 20 m du sommet, on observe une corniche de calcaire brun-jaune à nombreux débris organiques.
- 80 à 100 m d'un ensemble débutant par une corniche de calcaire marneux, graveleux, parfois vermiculés, surmonté par un ensemble marneux gris fossilifère.
- La série se termine par des calcaires massifs, des marnes vertes-jaune et une corniche dolomitique.

Barrémien :

Elle constitue le soubassement de la plupart de plaines d'effondrement On observe alors des pierres brun —rouge, sur les chemins et en bordure des Champs La série gréseuse dans son ensemble est constitué en fait par une alternance plus au moins régulière de :

- Grés bien classés.
- Argiles gréseuses.
- Dolomies gréseuses.
- Calcaires cristallines jaunes.
- Calcaires graveleux.

Kimméridgien supérieur-hauterivien :

(Formation des calcaires de Rernailia) Elle se décompose en quatre membres

- Membre calcaireux- gréseux
- Membre marno-calcaire (Berriasien Valanien)
- Membre marno- calcaire (Portlandien —Purbeckien)
- Membre calcaireux -dolomitique

II.3 Géologie local :

Sur le site prévu pour la future retenue collinaire. Nous avons dévoilé trois formations géologiques principales :

- Terre végétale. Limoneuse de teinte noirâtre.

- Argile silteuse verdâtre à brunâtre ; Parfois limoneuse (dans la rive droite).
- Argile marneuse verdâtre a grisâtre.
annexe A (8).

II.4. Sismicité :

La retenue sera implantée dans une activité sismique faible (zone I) d'après le RPA 99 VERSION 2003. L'ouvrage devra être conçu de façon qu'il n'y aura pas de soucis.

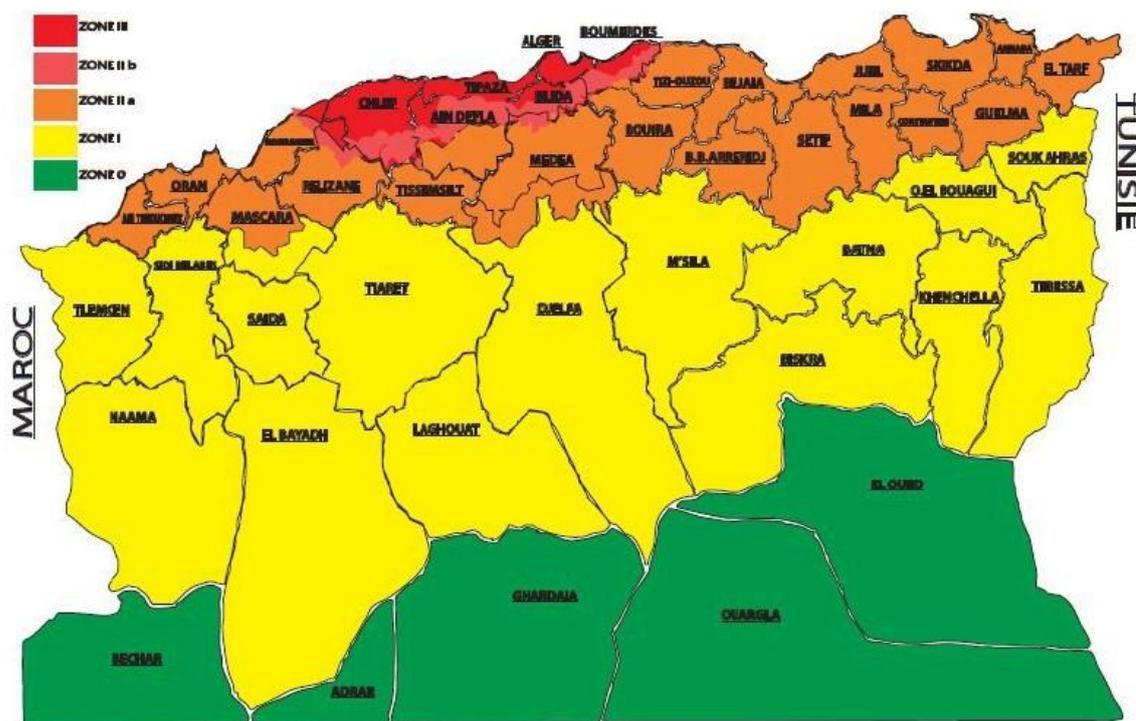


Figure 0.1 : Carte du zonage sismique du territoire national (RPA, 2003)

II.5 ETUDE GEOTECHNIQUE :

- But de l'étude géotechnique est de :

-Etablir une reconnaissance de la nature des sols et de leurs caractéristiques géologiques et géotechniques.

-Définir, d'une part, le degré d'altération et d'autre part les mesures à prendre pour éviter l'agressivité du sol et de l'eau qu'il contient par rapport au béton, et enfin constater et recenser les risques naturels éventuels.

L'étude géologique a pour but d'étudier la géologie du barrage et de définir les caractéristiques géologiques principales, ainsi que la perméabilité et la stabilité de fondation de la digue et de la cuvette et de rechercher les zones d'emprunts.

- Méthodes d'investigation

1. A l'aide d'une sondeuse, trois sondages ont été réalisés, en carottage continu. Les échantillons de sol intacts et remaniés furent récupérés au moyen d'un carottier $\phi = 101\text{mm}$. Le taux de récupération est bon. Le fluide de forage est l'eau claire, les sondages ont atteint les profondeurs respectives de :

Rive droite = 10,50 m

Lit d'oued (Axe) = 10,00 m

Rive gauche = 15,00 m

Annexe A (1,2,3)

II.5.1 ESSAIS DE LABORATOIRE :

Une série d'essais de laboratoire a été programmée sur des échantillons de sol représentatifs.

- Analyses granulométriques.
- Limites d'Atterberg.
- Poids volumiques apparents Teneur en eau.
- Essais de Cisaillement.
- Essais de compressibilité

Annexe A (4,5,6,7)

II.5.2 CARACTERISTIQUES GÉOTECHNIQUES DES SOLS EN PLACE :

Les sondages exécutés sur le site ont reconnu les formations géologiques suivantes :

Terre végétale :

Le sondage réalisé sur la rive droite a révélé sur la partie superficielle une couche de terre végétale d'épaisseur de 50cm équivalent de 4% environ à des couches traversées.

Argile limoneuse :

Cette formation est reconnue dans deux sondages (la rive gauche et la rive droite) et vient juste après la terre végétale. Cette formation est de proportions variables entre les deux sondages, elle va de 26% (pour la rive gauche) jusqu'à 95% (pour la rive droite).

Argile silteuse :

Cette formation se trouve dans deux sondages, cette formation s'installe juste après les argiles limoneuses. Elle ne représente 13% dans le sondage de la rive gauche* mais dans le lit d'Oued elle occupe presque la moitié du terrain traversée (45%).

Argile marneuse :

Cette formation est reconnue dans deux sondages (la rive gauche et le lit d'Oued) et vient juste après les argiles Silteuses. Cette formation est de proportions variables entre les deux sondages, elle va de 55% (pour la rive droite) jusqu'à 60% (pour la rive gauche).

II.5.3 Capacité portante :

La capacité portante a été calculée à partir des essais de cisaillement selon la formule Suivante :

$$Q_{adm} = 8D + \frac{0.5 * 8B * N_8 + 8D * (N_q - 1) + C * N_c}{F_s}$$

- Q_{adm} : Capacité portante admissible,
- B : Largeur de la semelle.
- $8D$: poids volumique apparents.
- C : cohésion.
- N_8, N_c, N_q : Coefficients de la capacité portante.
- F_s : Coefficient de sécurité.
- D : Profondeur d'ancrage.

B	1.00 m
D	4.00 m
8D	2.08 g/cm ³
C	1.04 g/cm ²
Angle de frottement	19.67°
N₈	1.69
N_c	3.26
N_q	9.81

$$Q_{adm} = 3.80 \text{ kg/cm}^2$$

Le calcul a été fait en prenant 2/3 de l'angle de frottement et 2/3 de cohésion afin de minimiser les tassements différentiels.

II.5.4 CALCUL DU TASSEMENT :

Les tassements ont été calculés d'après les résultats de l'essai de compressibilité, selon la formule suivante :

$$\Delta H = H \frac{C_c}{1+E_0} \text{Log}\left(1 + \frac{\Delta P}{P'_0}\right) \quad (\text{II.2})$$

Avec :

- ΔH : Tassement.
- H : mi-hauteur de la couche compressible (0.2m).
- C_c : Indice de compression (2.99 %).
- E_0 : Indice des vides initial (0555).
- ΔP : Accroissement des contraintes (I. Kg/cm²).
- P'_0 : Pression des terres (00416 Kg/cm⁷).

$$\Delta H = 0,53\text{cm}$$

II.5.5 PERMEABILITE DU SITE :

Tableau II.1 : résultats des essais de perméabilités (DRE SBA, 2012)

SONDAGE	PROFONDEUR(m)	PERMEABILITE(m /s)
S 01	00.50 à 03.00	10 ⁻⁹
S 01	03.00 à 10.50	10 ⁻¹⁰
S 02	00.00 à 04.00	10 ⁻⁹
S 02	04.00 à 06.00	10 ⁻⁹
S 03	06.00 à 10.00	4*10 ⁻⁵
S 03	00.00 à 04.50	10 ⁻¹⁰

II.5.6 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX POUR CALCUL DE LA STABILITE :

Tableau II.2 : caractéristiques des matériaux (DRE SBA, 2012)

ϕ'	19.67°
C'	1 .04 kg/ cm ²
μ	0.3 (coefficient de poisson)
γ_h	2.08 t /m ³
γ_d	1.77 t /m ³
W_n	17.50 %
G_s	2.70

II.6 CONCLUSION

Le terrain de fondation est dans l'ensemble est imperméable . Il est influencé par la composition géotechnique du site constitué principalement par des argiles. Par conséquent, le terrain est favorable pour la réalisation d'une retenue collinaire.

Pour la bonne mise en œuvre du remblai il faut décaper le terrain naturel sur une profondeur d'environ 1/10 de la hauteur de la digue (zone d'assise).

Pour garantir un bon ancrage du remblai au terrain il est nécessaire d'exécuter une tranchée suivant l'axe de la digue. La largeur de la tranchée devrait permettre l'accès aux engins. Sa profondeur doit être suffisante afin d'assurer la stabilité de l'ensemble de la digue.

Pour le dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes nous préconisons de prendre une capacité portante admissible égale à 1,5 kg/cm² et pour laquelle la stabilité est largement assurée, il est à noter que les tassements seront négligeables

Cependant, Il est nécessaire de prendre en compte la sismicité de la région lors de la conception de l'ouvrage.

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction

Le dimensionnement et l'exploitation des ouvrages hydrotechniques passent évidemment par une étude hydrologique. L'hydrologie est une science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature, dans le présent chapitre le bassin versant de l'oued BOU-LEXAXINE fera l'objet de cette dernière, en premier lieu on déterminera les paramètres géométriques et morphologiques du bassin, ensuite les caractéristiques climatologiques, tel que les précipitations, températures et évaporation, ce qui nous permettra de procéder à la quantification des apports liquides disponibles, ainsi que les apports solides engendrés.

La partie la plus importante est celle qui concerne l'étude des crues extrêmes : pour ce faire nous allons calculer les débits de crue par les formules empiriques . Afin de déterminer le volume utile et les différentes hauteurs et la cotes de la digue, on doit faire appel à la régularisation des débits, et au laminage de crues.

Enfin on terminera par une étude d'optimisation de la largeur du déversoir.

III.1 Le Bassin versant

Le bassin versant ou bassin d'alimentation au droit d'une section de mesure (futur axe du barrage), est définie comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont Chaque bassin versant est séparé de ses voisins a par une ligne de partage des eaux.

III.1.1 Caractéristiques géographiques du bassin versant

Les coordonnées LAMBERT de l'axe du barrage sont les suivantes :

$$X = 178.405 \text{ km}$$

$$Y = 221.873 \text{ km}$$

$$Z = 449 \text{ m NGA}$$

Pour la délimitation du bassin versant, nous nous sommes basés sur l'utilisation du logiciel ArcGIS 10.3 :

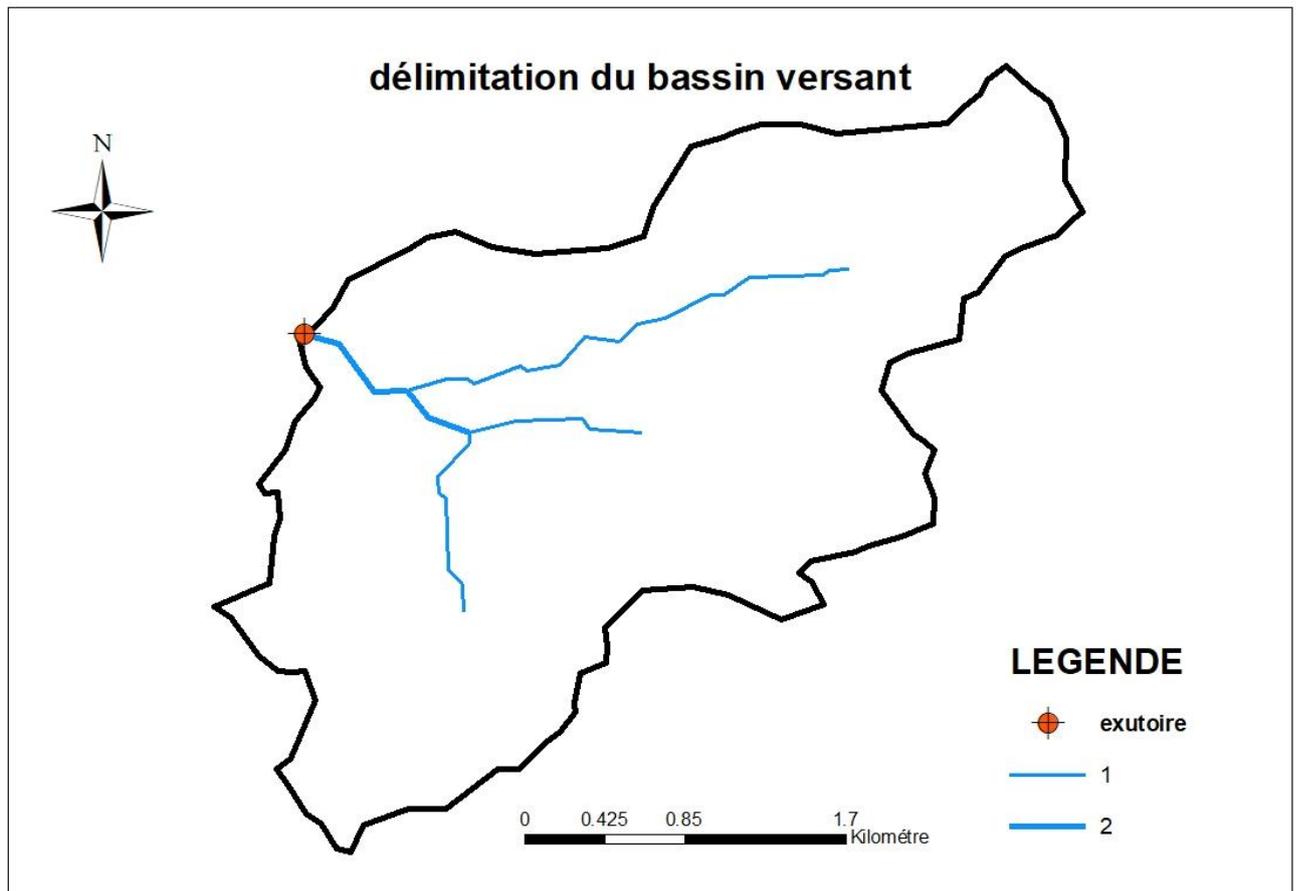


Figure 0.1 Délimitation du bassin versant BOU-LEXAXINE

III.1.2. Caractéristiques géométriques du bassin versant

- Surface du bassin versant: $S = 7.60 \text{ km}^2$.
- Périmètre du bassin versant: $P = 14.18 \text{ Km}$.
- Longueur du thalweg principal : $L_{cp} = 4.05 \text{ km}$
- Altitudes du bassin versant :
 - ✓ Altitude maximale : 630 m.
 - ✓ Altitude minimale : 449 m.
 - ✓ Altitude moyenne brute : 541.5 m.

III.1.3. Caractéristiques morphologiques

III.1.3.1 Indice de compacité de Gravelius K_c :

L'indice de compacité K_c d'un bassin versant est défini comme étant le rapport entre le périmètre du bassin et la circonférence du cercle ayant la même superficie que celle du bassin versant et qui sert à déterminer la forme du bassin versant. Il dépend de la surface du bassin et de son périmètre (Touaibia, 2004).

Nous avons :

$$K_c = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad P_c = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} \dots\dots\dots (III.1)$$

$$K_c = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (III.2)$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : superficie du bassin versant (Km²)

Si : $K_c=1$; le bassin est ramassé.

$K_c>1$; le bassin est allongé.

$K_c= 1.44$

Donc on peut conclure que le bassin étudié est de forme allongée.

III.1.3.2 Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation : $Ca = \frac{L}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (III-3)$

L : la longueur du talweg principal : $L = 4.05$ Km

S : la superficie du bassin versant: $S = 7.60$ Km²

$Ca=1.47$

Plus **Ca** est grand, plus le bassin versant est allongé, plus le temps de concentration est grand et plus la crue est moins violente, ce n'est le cas de notre bassin.

III.1.3.3 Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius :

La notion de rectangle équivalent a été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins introduite par Roche (1963), et elle permet la comparaison des bassins entre eux du point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement, pour la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré et par conséquent le même indice de compacité.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$L_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (III.4)$$

$$l_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (III.5)$$

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

Avec L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient : $L_r = 5.77 \text{ km}$ et $l_r = 1.31 \text{ km}$

III.1.3.4. Répartition et courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus de l'altitude représentée en ordonnée (**Touaibia, 2004**).

La courbe hypsométrique a été tracée en se basant sur un logiciel SIG. À partir des résultats de calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau III.1 et la figure III.02

Tableau 0.1 Répartition des surfaces en fonction des altitudes dans le bassin versant :

Altitude (m)	Hi (m)	surfaces			
		partielles		cumulées	
		Si (Km ²)	Si(%)	Si (Km ²)	Si(%)
642-630	636	0.03	0.38	0.03	0.38
630-610	620	0.19	2.54	0.22	2.93
610-590	600	0.34	4.39	0.56	7.32
590-570	580	0.67	8.70	1.23	16.02
570-550	560	1.80	23.49	3.03	39.52
550-530	540	1.85	24.12	4.88	63.64
530-510	520	1.31	17.14	6.19	80.78
510-490	500	0.81	10.53	7.00	91.30
490-470	480	0.52	6.73	7.51	98.04
470-449	461.5	0.15	1.96	7.66	100.00

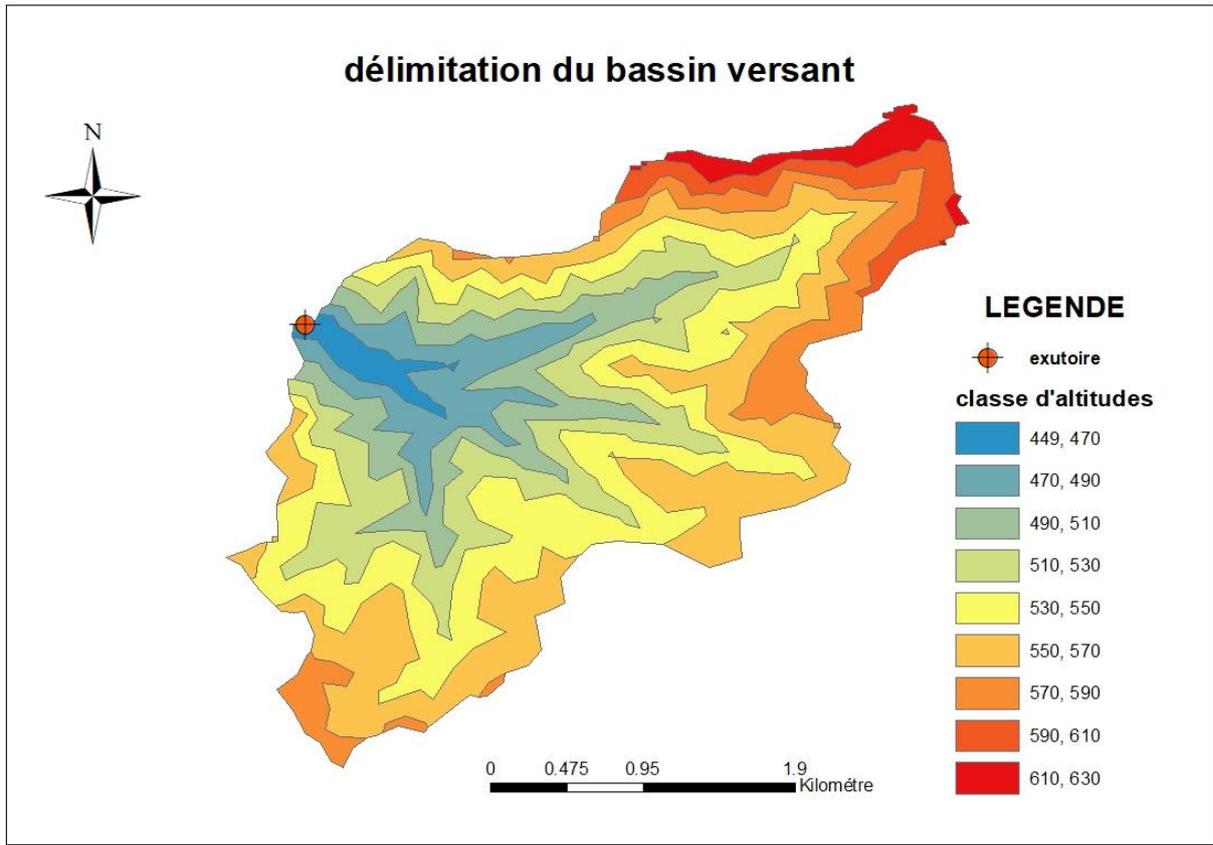


Figure 0.2 Carte hypsométrique du bassin versant BOU-LEXAXINE

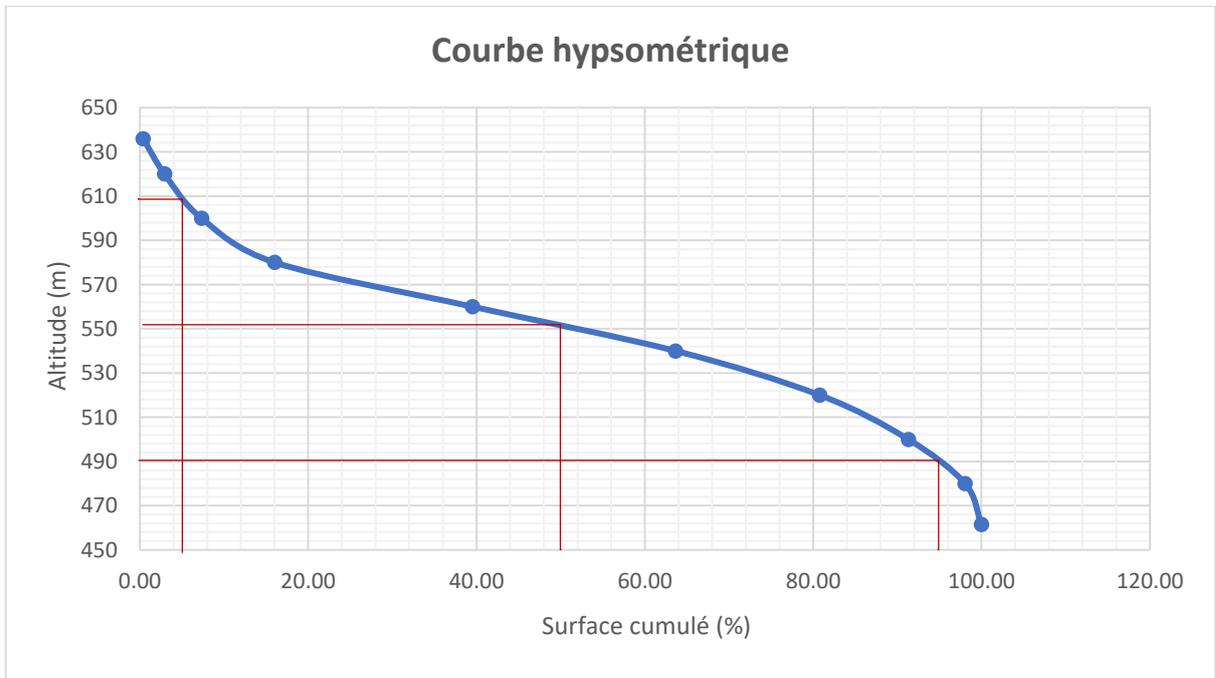


Figure 0.3 : Courbe hypsométrique.

La courbe hypsométrique met en exergue les paramètres suivants : (H max ; H min ; H 50% ; H 95% ; H 5% ; H moy)

D'après la topographie et la courbe hypsométrique :

- L'altitude maximale H max H max = 636 m

- L'altitude minimale H min H min = 449 m

D'après la courbe ci-dessous on peut déterminer :

- L'altitude médiane H 50% = 552 m

- L'altitude à 95% de la surface H 95% = 491 m

- L'altitude à 5% de la surface H 5% = 608 m

- L'altitude moyenne H moy par la formule suivante : $H_{moy} = \sum \frac{Si.Hi}{S}$; H moy= 540 m

Tableau 0.2 récapitulations des altitudes :

Altitude	Valeur (m)
H moyenne	540
H médiane	552
H ₉₅	491
H ₅	608
Hmax	636
H min	449

III.1.3.5. Indice de pente globale Ig :

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin versant et la longueur du rectangle équivalent (Touaibia, 2004) .

Il est donné par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = (H_{5\%} - H_{95\%}) / L \dots\dots\dots(III.7)$$

Avec : D : Dénivelée entre H_{5%} et H_{95%} en (m).

L : Longueur du rectangle équivalent en (m).

$H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ sont respectivement les altitudes correspondantes à $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$.

On a $H_{5\%}=608\text{m}$, $H_{95\%}=491\text{m}$ et $L=5770\text{ m}$

Donc : $I_g=0.02=2.03\%$

Tableau III.2 Classification du relief : source (TOUAIBIA, 2001)

R1	Relief très faible	$I_g < 0.002$	R4	Relief modéré	$0.01 < I_g < 0.02$
R2	Relief faible	$0.002 < I_g < 0.005$	R5	Relief assez fort	$0.02 < I_g < 0.05$
R3	Relief assez faible	$0.005 < I_g < 0.01$	R6	Relief fort	$0.05 < I_g < 0.1$

D'après le tableau ci-dessus et la valeur de la pente globale trouvée, le relief de notre bassin versant appartient à la classe R5 qui représente un relief assez fort.

III.1.3.6 Indice de pente moyenne I_{pm} :

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur du rectangle équivalent.

$$I_m = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots (III.8)$$

Donc : $I_m = 3.17 \%$

III.1.3.7-Indice de pente M. ROCHE I_p

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle Équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre deux courbes de niveau H_i est H_{i-1} . Il est donné par la Formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots (III.9)$$

L : longueur du rectangle équivalent (m)

A_i : surface partielle comprise entre deux courbes de niveau consécutives H_i et H_{i-1}

Tableau 0.3 détermination de la pente M.Roche Ip

Altitude (m)	Di (m)	Si(Km ²)	Ai=(Si/St)*100	A _i * D _i	$\sqrt{A_i * D_i}$
642-630	12	0.03	0.392	4.700	2.168
630-610	20	0.19	2.480	49.608	7.043
610-590	20	0.34	4.439	88.773	9.422
590-570	20	0.67	8.747	174.935	13.226
570-550	20	1.8	23.499	469.974	21.679
550-530	20	1.85	24.151	483.029	21.978
530-510	20	1.31	17.102	342.037	18.494
510-490	20	0.81	10.574	211.488	14.543
490-470	20	0.52	6.789	135.770	11.652
470-449	21	0.15	1.585	33.290	5.770
totale	189	7.60	100	/	125.975

$$I_p = 1.66\%$$

III.1.3.8 Pente moyenne du bassin versant Im :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{\bar{S}} \dots\dots\dots (III.10)$$

Avec : L₁L₂....L_n: les longueurs des courbes de niveaux (Km).

ΔH : Dénivelée (équidistance) en (m).

S: superficie du bassin versant (Km²).

Les résultats des mesures sont logés dans le tableau III.03 :

Tableau 0.4 Evaluation de la pente moyenne du Bassin versant.

N°	Courbes de niveau (m. NGA)	delta H (m)	Longueur (m)
1	460	20	709.80
2	480		4110.29
3	500		8027.75
4	520		11911.37
5	540		14899.38
6	560		12300.88
7	580		4296.90
8	600		2687.51
9	620		1040.00
10	640		48.69

La pente moyenne de bassin est : $I_m = 15.70\%$

III.1.3.9 Dénivelée spécifique : [A]

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficies différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout bassin quelle que soit sa surface.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Ds = Ig\sqrt{S} \dots\dots\dots (III.11)$$

$$Ds = 2.03 * \sqrt{7600} = 176.97m$$

Tableau 0.5: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).

Relief		Ds (m)
R 1	Très faible	Ds < 10
R 2	Faible	10 < Ds < 25
R 3	Assez faible	25 < Ds < 50

R 4	Modéré	50<Ds<100
R 5	Assez fort	100<Ds<250
R 6	Fort	250<Ds<500
R 7	Très fort	Ds>500

On déduit, d'après le tableau précédant, que notre zone d'étude se caractérise par un relief **R5** assez fort.

III-1.4 Caractéristiques physiographiques :

1) Densité de drainage Dd

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (III.12)$$

Avec $\sum_{i=1}^n L_i$: Somme de tous les cours d'eau d'ordre i en (Km)

$$\sum_{i=1}^n L_i = 30.28 \text{ Km.}$$

$$\boxed{D_d = 3.98 \text{ Km/Km}^2} \dots\dots \dots (\text{touabia2004}):$$

2) Densité du thalweg élémentaire

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (III.13)$$

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1 = 138$

S : Superficie du bassin versant.

$$\text{Soit : } F_1 = 18.16 \text{ thalweg/km}^2$$

3) Coefficient de torrentialité :

Le coefficient de torrentialité C_t est calculé par l'expression suivante :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (III-14)$$

$$C_t = 72.3$$

D'après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure que le chevelu hydrographique est dense, ce qui traduit que notre bassin est bien drainé.

4) Temps de concentration du bassin versant t_c :

C'est le temps qu'effectue une particule d'eau pour parcourir la distance qui sépare l'exutoire du point du bassin le plus éloignée.

Le temps de concentration T_c peut être calculé par plusieurs formules empiriques, entre autres :

a). Formule de GIANDOTTI :

$$T_C = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III-15)$$

S:surface du bassin versant en (Km).

L_p :longueur du talweg principale en (Km).

H_{moy} , H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du bassin versant.

b). Formule de KIRPICH:

$$T_C = 0.6615.L_p^{0.77} .I_g^{-0.85} \dots\dots\dots (III-16)$$

I_g : indice de pente globale.

L_p : longueur du talweg principal en (Km).

c). Formule de CALIFORNIA :

$$T_C = \left(\frac{0.87L^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.386} \dots\dots\dots (III-17)$$

L : longueur du talweg principal en (Km).

H_{max} , H_{min} : respectivement la hauteur maximale et minimale du bassin versant.

Tableau 0.6 : Temps de concentration.

Formules	Tc
Formule de <i>GIANDOTTI</i>	2.29
Formule de <i>KIRPICH</i>	1.06
Formule de <i>CALIFORNIA</i>	0.64

Discussion des résultats :

On prend donc la valeur de $T_c=0.64h = 38$ minutes, par mesure de sécurité on a choisi la valeur la plus petites (la crue la plus dangereuse est la plus courte).

$T_c= 0.64$ heures

5) Vitesse de ruissellement :

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain, et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météoriques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel.

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (III.18)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

Soit : **V_r = 6.33 Km/h**

Le réseau hydrographique est illustré dans la figure III.4.

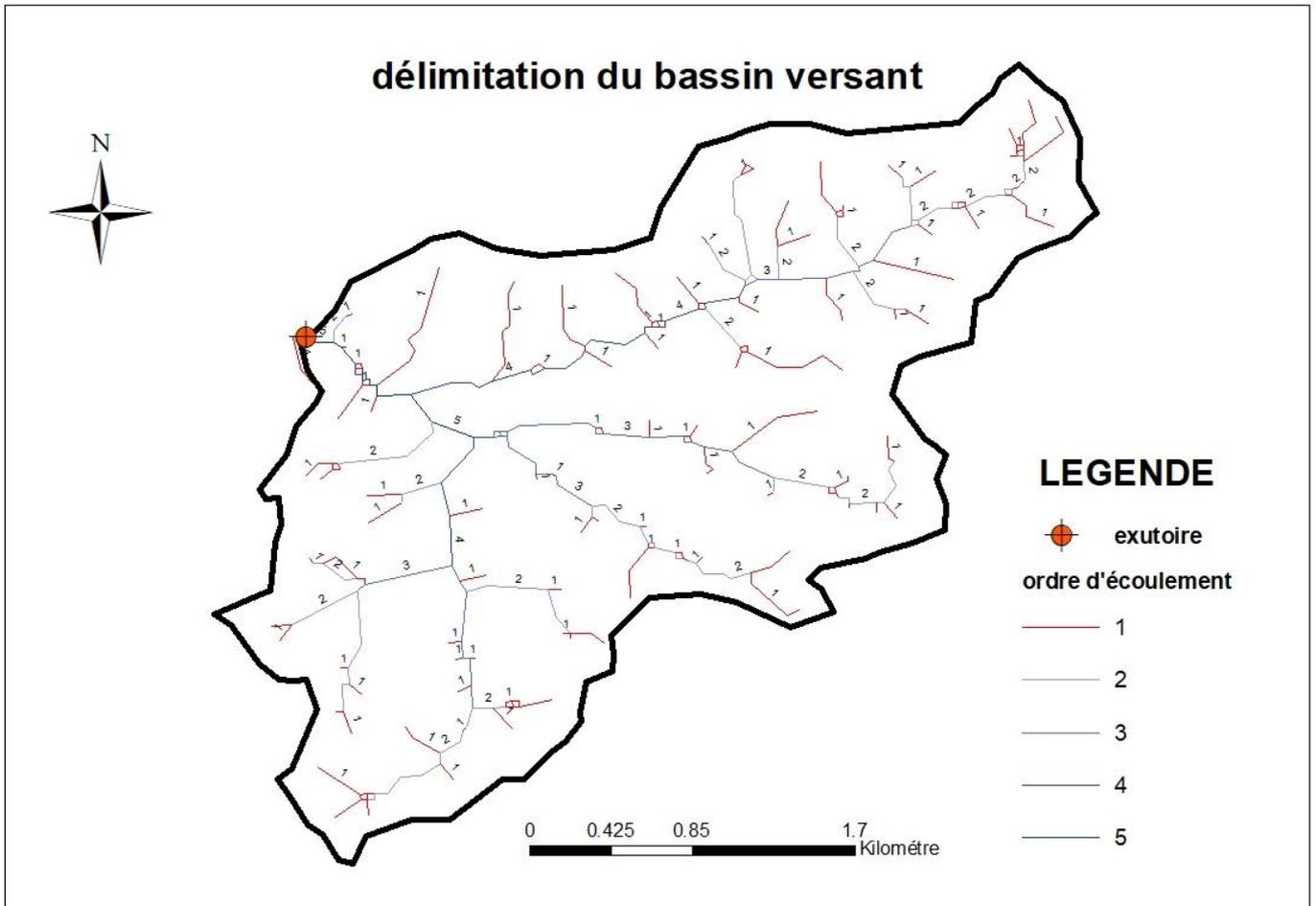


Figure 0.4. Réseau hydrographique du bassin versant BOU-LEXAXINE.

Tableau 0.7 Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant.

ÉSIGNATION		SYMBOLE	UNITÉS	VALEUR
Superficie		S	km ²	7.60
Périmètre		P	km	14.18
Longueur du thalweg principal		L _P	km	4.05
Indice de compacité		K _C	-	1.44
Coefficient d'allongement		Ca	-	1.47
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	5.77
	largeur	l _r	Km	1.31
Altitudes	maximale	H _{max}	m	636
	moyenne	H _{moy}	m	540
	médiane	H _{med}	m	552
	minimale	H _{min}	m	449
Pente moyenne de B.V		I _{moy}	%	15.70
Indice de pente globale		I _g	%	2.03
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	3.17
Indice de pente de M Roche		I _p	%	1.66
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	3.98
Coefficient de torrentialité		C _t	-	72.3
Temps de concentration		T _c	h	0.64
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	6.33

III.1.5 Caractéristiques climatiques du bassin versant :

Le fait que le bassin est orienté vers le Nord, enclavé entre deux formations montagneuses, les caractéristiques climatiques diffèrent nettement dans ces deux régions. Le régime pluviométrique est conditionné sur cette zone étroite par un changement du climat local brusque du versant sur le vent. En effet, une diminution pluviométrique est marquée dans la plaine où les conditions de formation orageuses ne sont pas favorables. Ce phénomène trouve son explication dans le transfert des masses d'air très chargées vapeur d'eau vers le Sud, en passant sans encombre, le long du bassin où la région en altitude est nettement plus arrosée.

En effet, le bassin subit dans l'année deux grandes saisons caractéristiques aux termes des températures qui semblent partager le cycle climatique en deux périodes nettement inégales et irrégulières. Un semestre continental froid s'étend de novembre à mars dont la température moyenne avoisine les 8.

Et un semestre modéré sec et chaud à l'intérieur des continents ; la température moyenne est à 16°C sous l'influence du régime marin. En période estivale sévère les maxima absolus peuvent atteindre les 40°C, voire 45°C en temps de sirocco. La proximité de l'influence de la mer fait que les températures saisonnières. Régulées en tous les mois de l'année, ne s'abaissent jamais en dessous de 0°C, d'où l'absence d'observation des phénomènes de gelée et de verglas.

Les conditions climatiques au niveau du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont :

III.1.5.1. Température :

Quelques relevés de températures extrêmes enregistrées au sein du bassin étudié, montrent nettement les variations climatiques tant au niveau des côtes maritimes que sur le continent à l'intérieur du bassin. De ce fait, il est à remarquer notamment que le bassin est climatiquement adouci par l'effet régulateur de la mer par rapport la partie sud continental où les températures sont beaucoup plus importantes en été et moins basses en hiver, ce qui confirme l'hypothèse de régulation des espaces humides Sur le relief. Les amplitudes thermiques pour ces deux parties climatiquement opposées se compensent en hiver comme en été, donnant ainsi grossièrement les mêmes valeurs moyennes à l'échelle annuelle. Deux Sidi Bel Abbes situé à l'Est du bassin et l'autre Ain-Témouchent au nord en relief donnent Légèrement différentes valeurs moyennes interannuelles marquant entre le nord et le sud, respectivement 18°C et 16.2°C.

Tableau 0.8 Répartition mensuelle de la température :

Mois		Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
Températures (°C)	Sidi bel abbes	22.2	17.3	12.8	9.4	7.8	9.5	11.7	13.3	17.3	21.6	25.7	26.2
	Ain-temouchent	23.7	19.8	15.4	12.2	11.4	12.5	14.0	15.8	18.5	22.2	25.0	26.0

Moyennes Interannuelles 1950-2004

Stations principales de la région d'étude

La température moyenne annuelle est égale à 17.1 °C.

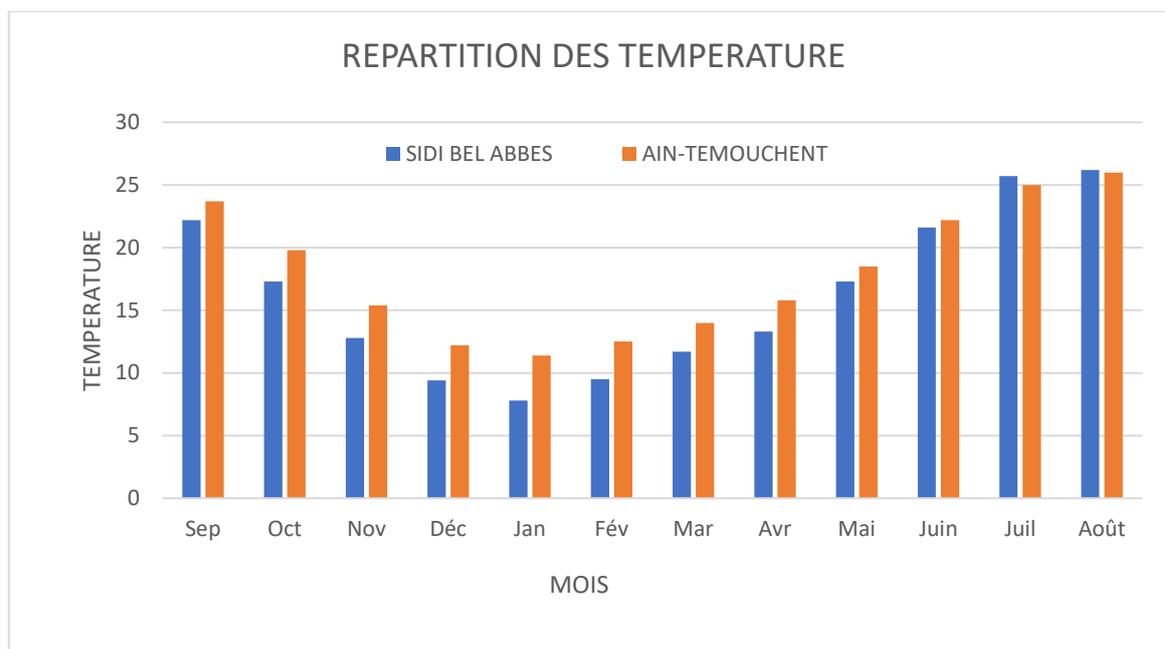


Figure 0.5. Répartitions mensuelles de la température.

III.1.5.2 L'évaporation :

Quant à l'évaporation qui constitue un facteur essentiel pour établir un bilan hydrique. Les mesures effectuées à la station de Sidi Bel Abbés, montrent une extrême dissipation d'eau par les conditions climatiques sévères en périodes des étiages. Le pouvoir évaporant, très accentué en été, exige près de du total annuel. Les variations dans la journée sont extrêmement importantes dont les valeurs, selon le mis. Passent du simple double.

La répartition mensuelle illustre notamment ce type de variations irrégulières dont les écarts par rapport à la moyenne sont nettement considérables pendant la journée. C'est l'effet caractéristique du climat continental qui agit directement sur le comportement des facteurs évaporant.

Dans cette région, la tranche d'eau évaporée annuellement est presque toujours supérieure aux précipitations. Et cet excès croit considérablement avec l'aridité de climat. Le processus de l'évaporation mus permet d'étudier directement la transformation physique de l'eau en vapeur à partir des surfaces libres. Les relevés effectués à la station de Sidi Bel Abbès dans le bac d'évaporation classique a pu situer la d'eau qui pourrait se transformer en vapeur de manière convenable.

La répartition mensuelle illustre notamment ce type de variations irrégulières dont les écarts par rapport a la moyenne sont nettement considérables pendant la journée. C'est l'effet caractéristique du climat continental qui agit directement sur le comportement des facteurs évaporant. La tranche d'eau maximale brute évaporée annuellement sur une surface libre est estimée à près de 1183 mm

Tableau 0.9 Répartition mensuelle de l'évaporation Moyennes Interannuelles 1950-2004

Mois	ETP (mm)	P (%)
Septembre	124	10.5
Octobre	81	6.9
Novembre	66	5.6
Décembre	35	3.0
Janvier	37	3.1
Février	45	3.8
Mars	73	6.2
Avril	101	8.5
Mai	135	11.4
Juin	151	12.8
Juillet	181	15.3
Août	154	13.0
Annuel	1183	100

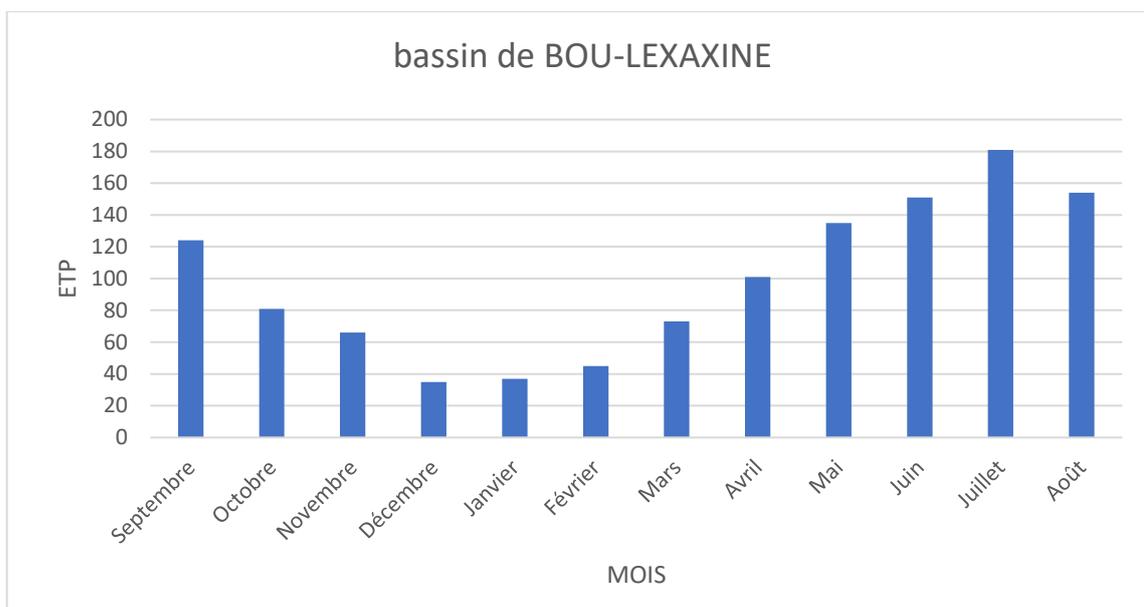


Figure 0.6 : répartition mensuelle de l'évaporation

III.1.5.3 Humidité relative :

Il est à rappeler que l'humidité est en réalité mesurée en fonction de la température de l'air conjointement avec celle fournie par le thermomètre mouillé (psychromètre) dont la valeur n'est pas obtenue sans difficulté de dépouillement. Pour nous permettre de donner une valeur moyenne plus représentative du bassin, on a jugé utile de traiter la station de Ain Témouchent (Trois Marabouts), qui est censée représenter la partie continentale du bassin étudié. L'humidité relative annuelle moyenne est évaluée respectivement à environ 69% dans les continents à l'intérieur du bassin et à 73% à proximité des côtes.

III.1.5.4 Nébulosité :

Les valeurs moyennes mensuelles de nébulosité varient de 2,4 octas en juillet à 4.3 octas en novembre et mars, confirmant alors les formations des masses nuageuses à caractère orageux. En été, la nébulosité est faible à modérée du fait que le type de nuages qui se forment est d'origine locale donnant des nuages individualisés du genre de cumulus et stratus, généralement sans précipitations significatives. Ce genre de nuages se forment en principe par refroidissement du continent en étant envahi par des vents faibles, de secteur nord, très chargés en vapeur d'eau.

III.1.5.5 la pluviométrie:

Dans la région définie par notre bassin hydrographique, on dispose de plusieurs postes pluviométriques avec un nombre d'années d'enregistrements assez long, comprenant des observations depuis années 1914 jusqu'à 2004. Les périodes exploitées pour cette étude, concernent pratiquement plusieurs séries de précipitations mensuelles relatives aux postes répartis uniformément à l'extérieur du bassin. En ce le réseau pluviométrique de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques, combiné à celui de l'office National de la Météorologie, est assez dense pour permettre d'évaluer correctement les principaux paramètres de la pluviométrie tant dans le temps que dans l'espace. Ainsi donc, compte tenu du nombre réduit de stations ayant fonctionné sur une longue période, nous sommes limités à exploiter seulement la pluviométrie enregistrée durant la période postérieure 1942 pour des raisons de disponibilité de séries non lacunaires d'une part, et dans le souci de traiter

une analyse pluviométrique spatial prenant en compte les contraintes climatiques récemment ressenties par l'exploitation des eaux superficielles.

Tableau 0.2: Répartition mensuelle de la pluie annuelle (source DRE) 1942-2005

Mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
Pluies (mm)	14.7	32.8	52.1	59.8	60.3	57.3	49.9	43.7	32.9	8.4	1.4	1.8	415.10
Pluies (%)	3.6	8.0	12.7	14.5	14.6	13.9	12.1	10.6	8.0	2.1	0.3	0.4	100,00

Les valeurs les plus élevées s'observent au mois de Janvier estimé à 60.3 mm, et un minimum au mois de juillet avec une précipitation de 1.4 mm, pluie moyenne annuelle de 415.10 mm et une moyenne mensuelle de 34.59mm.

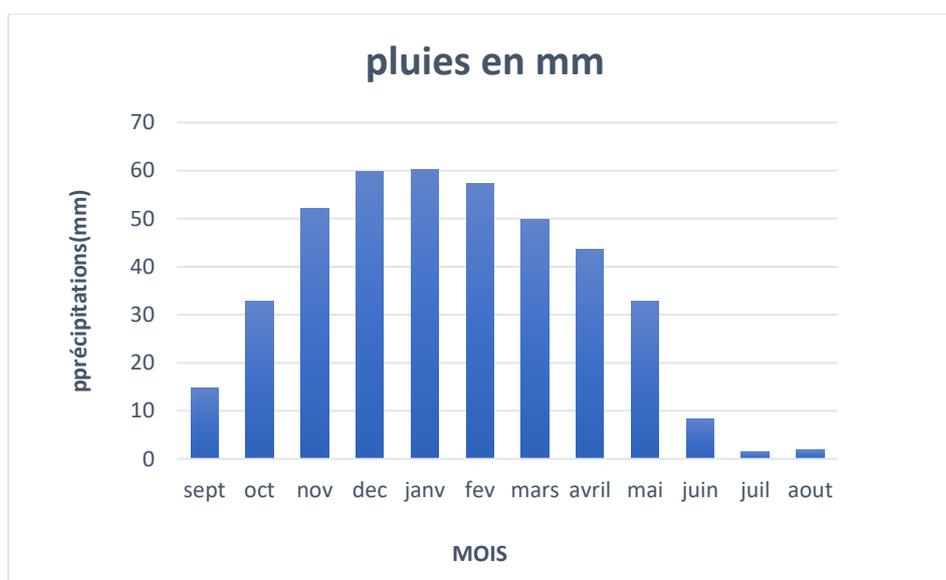


Figure 0.7 : répartition mensuelle de la précipitation. 1942-2005

III.2. Les précipitations maximales journalières :

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station pluviométrique sidi ali boussadi a été choisie comme étant la plus représentative des maxims journaliers pouvant se produire dans la zone d'étude

Tableau 0.11 : Pluies max annuelles de la station de référence (1973-2010)

Année	Précipitation max annuel
1973	52.2
1974	46.7
1975	35.3
1976	73.9
1977	52.0
1978	38.3
1979	57.4
1980	46.7
1981	30.2
1982	52.3
1983	49.7
1984	49.1
1985	46.7
1986	49.2
1987	57.8
1988	57.1
1989	80.4
1990	45.3
1991	41.0
1992	25.0
1993	28.3
1994	44.3
1995	55.2
1996	32.4
1997	47.5
1998	67.0
1999	58.8
2000	74.3
2001	83.0
2002	63.7
2003	48.0
2004	44.1
2005	48.5
2006	49.8
2007	54.8
2008	68.2

2009	88.2
2010	53.0

III.2.1 Ajustement de la série pluviométrique :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, Les lois d'ajustement choisies sont :

1-la loi de log-normale (droite de GALTON).

2-la loi de GUMBEL.

III.2.1.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN »,

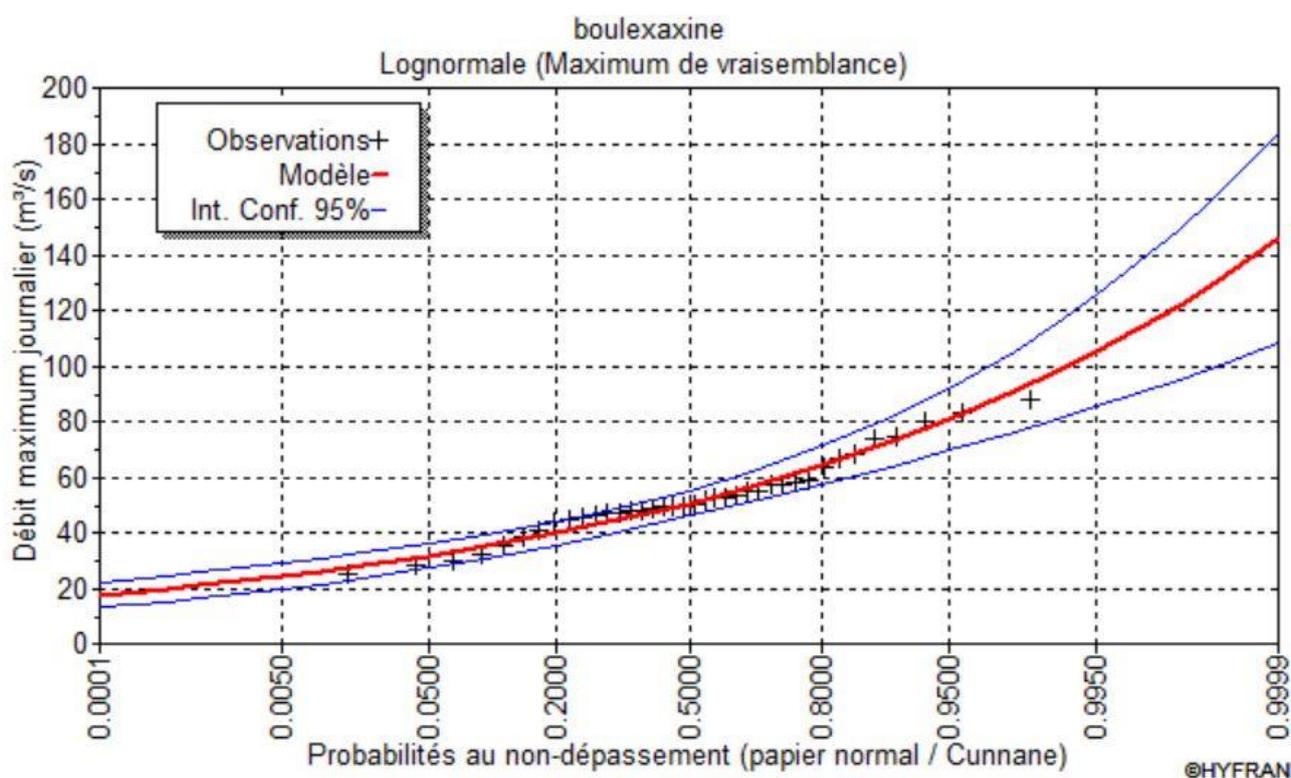


Figure. III.8 : ajustement de la série par la loi de lognormal.

D'après le graph on remarque que tous les points sont l'intérieur de l'intervalle de confiance.

Comparaison des caractéristiques de l'échantillon et de la loi log-normale

III.2.1.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.

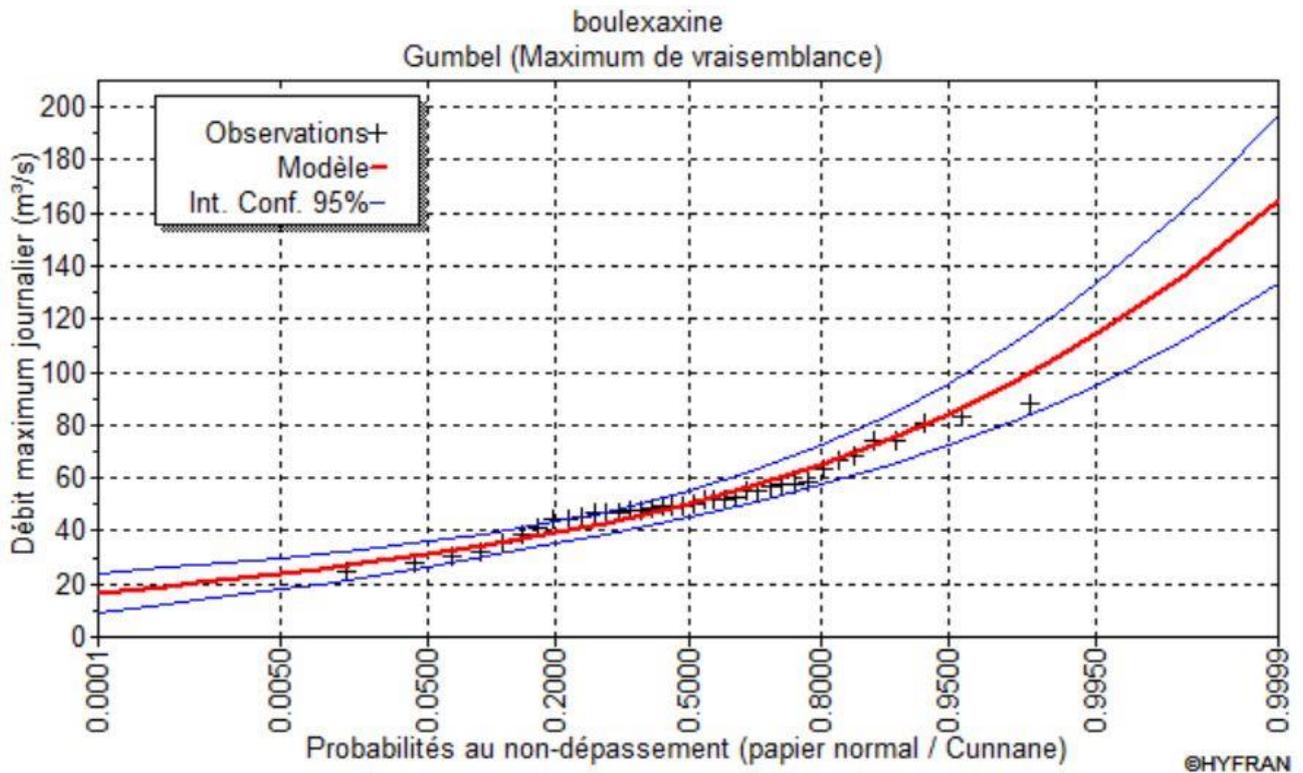


Figure 0.7: ajustement de la série par la loi de gumbel

D'après le graph on remarque tous les point sont a l'intérieur de l'intervalle de confiance mais le dernier et négative

Conclusion : D'après les deux schémas, après analyse graphiques des deux lois, nous pouvons conclure que la pluie maximale journalière suit la loi log-normal car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et l'intervalle est plus serré que celui de Gumbel

III.2.2 La pluie de courtes durées :

Pour une période donnée la quantité de pluie tombée dans un temps donnée "t" est donnée par la formule suivante (ANRH 1984) :

$$Pct = 0.34 * Pj_{max} * T^b \dots\dots\dots (III.19)$$

Avec : **t** : durée de l'averse. (h)

b : exposant climatique (**b = 0.32**, selon l'ANRH).

Ensuite on calcule les intensités maximales d'une durée t(h) et une période de retour T (ans) par la relation suivante

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (III.20)$$

Avec : I : l'intensité maximale de période t (h).

P : Pluies de courte durée (mm).

Tableau 0.12 les précipitations des différent fréquence.

Périodes de retours		5ans		10 ans		20 ans		50 ans		100 ans	
Durée (min)	Durée (h)	pct (mm)	i (mm/h)								
5	0.08	8	100	10	125	11	137.5	13	162.5	15	187.5
10	0.17	10	58.82	12	70.59	14	82.35	17	100.00	18	105.88
15	0.25	12	48.00	14	56.00	16	64.00	19	76.00	21	84.00
20	0.33	13	39.39	15	45.45	18	54.55	21	63.64	23	69.70
30	0.5	15	30.00	18	36.00	20	40.00	24	48.00	26	52.00
45	0.75	17	22.67	20	26.67	23	30.67	27	36.00	29	38.67
60	1	19	19.00	22	22.00	25	25.00	29	29.00	32	32.00
90	1.5	21	14.00	25	16.67	29	19.33	33	22.00	37	24.67
120	2	23	11.50	27	13.50	31	15.50	37	18.50	40	20.00
150	2.5	25	10.00	29	11.60	34	13.60	39	15.60	43	17.20
180	3	26	8.67	31	10.33	36	12.00	42	14.00	46	15.33
240	4	29	7.25	34	8.50	39	9.75	46	11.50	50	12.50
360	6	33	5.50	39	6.50	45	7.50	52	8.67	57	9.50
540	9	38	4.22	44	4.89	51	5.67	59	6.56	65	7.22
720	12	41	3.42	49	4.08	56	4.67	65	5.42	71	5.92
1440	24	51	2.13	61	2.54	70	2.92	81	3.38	89	3.71

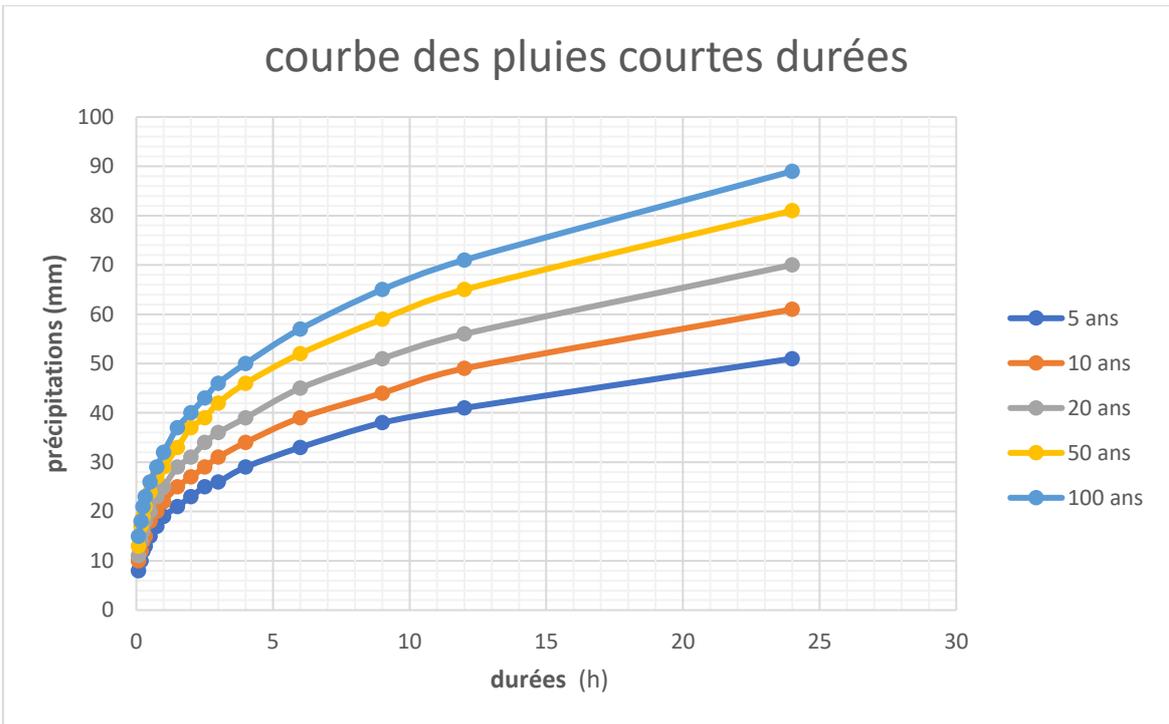


Figure 0.8 : courbe des pluies de courtes durées

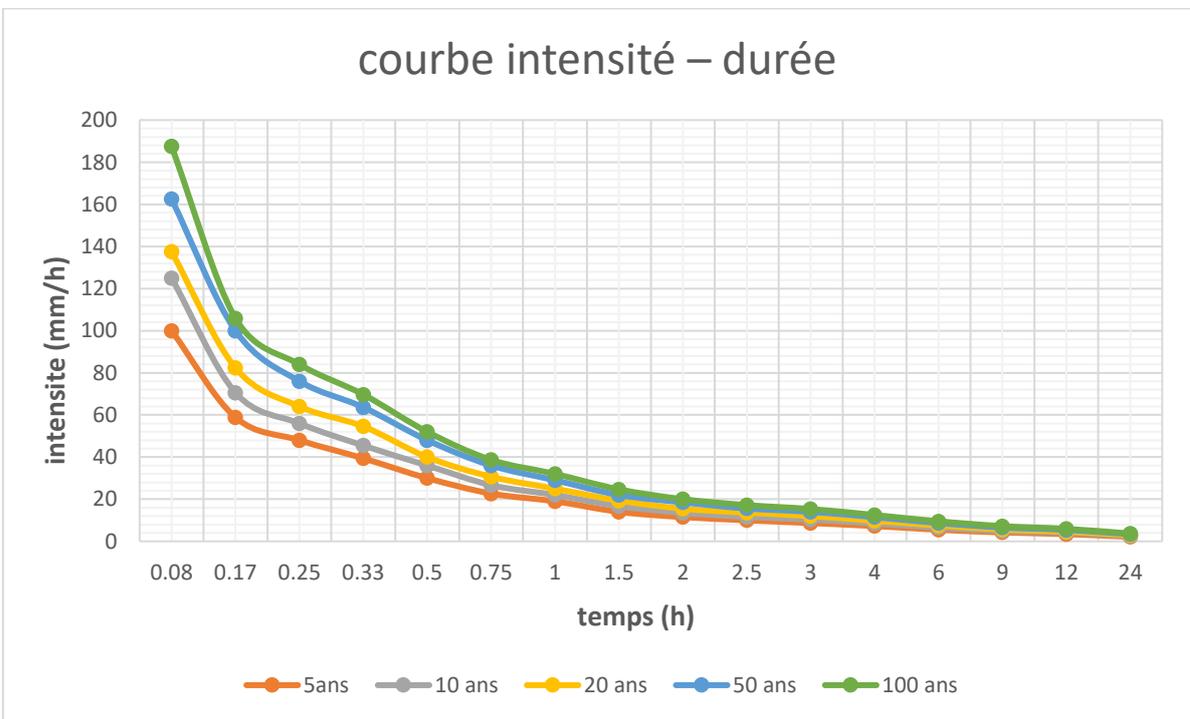


Figure 0.9: courbe intensité de courtes durées

III.3 Quantification des apports :

III.3.1. Estimation de l'apport moyen annuel (A₀) :

III.3.1.1 FORMULES EMPIRIQUES :

La détermination des apports est orientée de préférence vers les observations hydrométriques, lorsqu'elles existent sur le bassin versant propre du site à étudier, ou par analogie avec un bassin voisin. À défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basées sur la pluviométrie et les caractéristiques du bassin versant peuvent être utilisés. Ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit. L'estimation de l'apport moyen annuel du bassin versant de la retenue est calculée grâce à deux approches :

- * Les formules empiriques.
- * La série d'observations de la station hydrométrique.

À base de manque de séries hydrométriques au niveau du talweg principal, les apports seront estimés à partir des formules empiriques.

III.3.1.1.1 Formule de l'A.N.R.H : on a

$$A_{\text{moy}} = 0,513 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot Dd^{0,5} \cdot S^{0,842} \quad [10^6 \text{ m}^3] \dots\dots\dots (III.21)$$

- P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [m].
- S : Superficie du bassin versant [Km²].
- Dd : Densité de drainage [Km/Km²].

AN :

$$A_0 = 0.533 \cdot 10^6 \text{ m}^3 = 0.533 \text{ Hm}^3$$

$$Le = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (III.22)$$

Soit : **Le=72.76mm**

III.3.1.1.2 Formule de Derie I :

On a:

$$A_0 = 0.915 \cdot P^{2.683} \cdot S^{0.842} \quad [10^6 \text{ m}^3] \dots\dots\dots (III.23)$$

- P : Pluie moyenne annuelle (mm).
- S : Superficie du bassin versant (Km²).

AN :

$$A_0 = 0.477 \cdot 10^6 \text{ m}^3 = 0.477 \text{ Hm}^3$$

$$Le = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (III.22)$$

Soit : **Le=62.82 mm**

III.3.1.1.3 Formule de SAMIE :

$$Le = P_0^2 (293 - 2.2 \sqrt{S}) \dots\dots\dots (III.27)$$

Avec : **Le = 49.40 mm**

P_0 : Pluie moyenne annuelle en (m) ;

S : Surface du bassin versant en (km²) ;

Le : Lamme d'eau écoulée en (mm).

$$A_0 = Le \cdot S$$

$$A_0 = 0.384 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau (III.19) :

Tableau 0.13 : l'Apport moyenne interannuelle.

Formule	A_0 (M m ³)
ANRH	0.533
SAMIE	0.384
Deri I	0.477

Tableau III.1

On opte pour la valeur moyenne entre les 3 méthodes " Deri I, ANRH et SAMIE":

$$A_{\text{moy}} = (0.533 + 0.384 + 0.477) / 3 = 0.422$$

DONC : $A_0 = 0.465 \text{ Mm}^3$

III.3.1.2- Formule régionale de transfert :

Ayant une analogie globale acceptable entre le bassin étudié et celui de référence dans le domaine de la géomorphologie, de l'hydrologie fluviale et de l'état de recouvrement végétal, il a été transformé les valeurs calculées, en fonction de la superficie variée du bassin étudié.

La formule de transformation s'exprime par analogie, en fonction des valeurs moyennes prises du bassin de référence. Ainsi, nous obtenons les résultats qui semblent conformes aux différentes études réalisées dans ce cadre, moyennant à quelques coefficients correctifs près, lié aux caractéristiques géo climatiques, et du bassin projeté et de celui de référence.

$$A_s = (A_b * C_r)(S_s / S_b)^{0.8}$$

Où, les paramètres sont définis comme suit :

- As = Apport annuel au site projeté du bassin de Bou-Lexaxine.
Ab = Apport annuel du bassin de référence, à Besbes et Ain Trid.
Ss et Sb= Superficies respectives des deux bassins.
Cr = Coefficient correctif lié au climat et au type d'écoulement pris respectivement égal à 0,80.

Connaissant les données fréquentielles des apports liquides, tirées des études hydrologiques basées sur les débits réellement enregistrés aux deux stations, il est établi les valeurs de mêmes fréquences pour le bassin de l'oued Bou Lexaxine, dont l'apport annuel est évalué à:

Bassin de référence	Apport annuel Hm3	Surface du bassin Km2	Apport annuel à Bou Lexaxine Hm3
Besbes	4.4	108	0.420
Ain Trid	0.8	11.8	0.446

Compte tenu de ces estimations, la valeur moyenne probable serait pour l'apport moyen annuel de 0.433

III.3.1.3 - Formule référence régionale :

Etant donné que l'apport moyen annuel est fonction de la lame d'eau moyenne précipitée, il est possible alors de déterminer ce paramètre, en évaluant un coefficient d'écoulement régional. En effet, si la pluie annuelle est estimée à près de 415 mm dans le bassin, et un coefficient Ce, dont le climat est semiaride, évalué à 0,15 selon les études réalisées dans la région, et adapté pour les petits bassins de moins de 100 km², la lame d'eau écoulée Le, serait de l'ordre de 55 mm..on déduit alors l'apport moyen annuel, sans grosses erreurs, au site de l'Oued Sanoun, à :

$$A = K * Le * S$$

K est un coefficient inversement proportionnel à la surface du bassin, pris égal à 1.0.

$$A = 0.418 \text{ Hm}^3$$

III.3.1.4- Récapitulation des résultats :

Ces valeurs des apports annuels calculés ou déduits des différentes formules ajustées climatiquement à notre bassin, varient entre 0.418, 0.465 et 0.433 Hm³ dont serait de l'ordre de 0.425 Hm³, compte tenu du caractère climatique aride du bassin d'oued Bou-Lexaxine qui, faut-il le noter, est situé à proximité des effets humides.

Dans ce sens, proposons-nous pour le bassin étudié la valeur de l'apport moyen annuel :

$$\underline{\underline{A = 0.425 \text{ Hm}^3}}$$

III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement :

III.3.2.1 Module de l'écoulement :

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots (III.28)$$

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] " $T = 31,536.10^6$ secondes".

$$M_e = 0.425 * 10^9 / 31,536.10^6 = 13.95 \text{ l/s}$$

$$M_e = 13.95 \text{ l/s}$$

III.3.2.2 Module de l'écoulement relatif :

$$\text{On a : } M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots (III.29)$$

M_0 : Module de l'écoulement ([l/s]).

S : Superficie du bassin [Km²].

$$M_0 = 13.96 / 7.60 = 1.84 \text{ l/s/km}^2$$

III.3.2.3 lame d'eau écoulée :

On a

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (III.30)$$

S : Superficie du bassin.

$$L_e = 0.440 * 10^6 / 7.60 * 10^6 = 57.89 \text{ mm}$$

$$L_e = 58 \text{ mm}$$

III.3.2.4 Coefficient de l'écoulement:

$$\text{Il est donné par : } C_e = L_e / P_{\text{moy}} \dots\dots\dots (III.31)$$

$$C_e = 0.14$$

III.3.3 Coefficient de variation :

Pour le calcul du coefficient de variation C_v et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques.

III.3.3.1 Formule de SOKOLOVSKY :

$$C_v = 0.78 - 0.27 \log M_0 \dots\dots\dots (III.32)$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif

$C_v=0.71$

III.3.3.2 Formule de OURKGUIPROVODKHOZ

$$C_v = \frac{0,7}{M_0^{0,125}} \dots\dots\dots (III.33)$$

M : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

$C_v=0.65$

III.3.3.3 Formule Algérienne de PADOUN

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel et en plus elle est établie à partir d'une analyse statistique de 42 oueds de l'Algérie du nord cette relation s'écrit comme suit :

$$C_v=0.93 K / M_0^{0.23} \dots\dots\dots(III.36)$$

Avec :

K : coefficient de réduction on prend $K=1$

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

AN : $C_v = 0.81$

On a

$$C_{v,moy} = (0.71+0.65+0.81+0.53+0.454)/5$$

$$C_{v,moy} = 0.72$$

On prend le coefficient proche de moyenne donc : $C_v=0.72$

III.4 Irrégularité des apports :

III.4.1 Estimation fréquentielle des apports :

Les apports fréquentiels ou de période de retour donnée sont nécessaires pour le dimensionnement de la cuvette et de la digue de l'ouvrage .Les apports annuels s'ajustent bien à la loi Log Normale (Loi de Galton) dont l'équation est :

$$A_{p\%} = \frac{A}{\sqrt{1+C_v^2}} e^{\mu\sqrt{\ln(C_v^2+1)}} \dots\dots\dots (III.37).$$

$A_{p\%}$: Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A : Apport moyen annuel (Hm³).

C_v : Coefficient de variation.

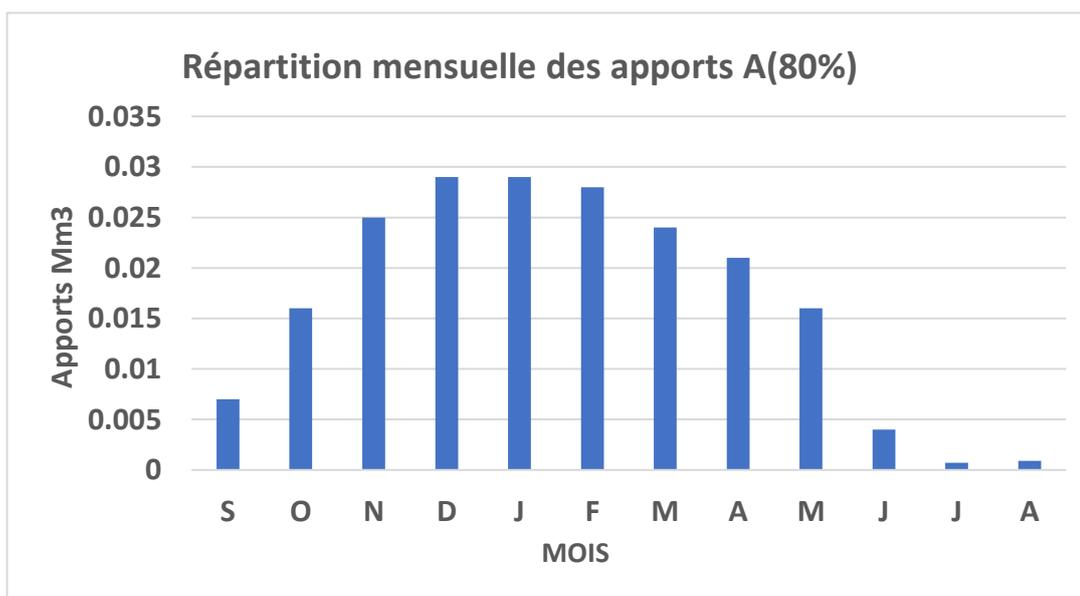
Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau III.20

Tableau 0.3 : les apports fréquentiels

Période de retour	5/4	10	20	50	100
Fréquence (%)	80	10	5	2	1
Variable de Gauss	-0,84145	1,28229	1,64308	2,05046	2,32723
apport (Mm ³)	0.2001	0.642	0.810	1.058	1.260

Tableau 0.15 Répartition mensuelle des apports A(80%).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	total
Pluies (mm)	14.7	32.8	52.1	59.8	60.3	57.3	49.9	43.7	32.9	8.4	1.4	1.8	415.1
A(%)	3.54	7.90	12.55	14.41	14.53	13.80	12.02	10.53	7.93	2.02	0.34	0.43	100
Apport mens (Mm ³)	0.007	0.016	0.025	0.029	0.029	0.028	0.024	0.021	0.016	0.004	0.0007	0.0009	0.200



0.10 : Répartition mensuelle des apports A(80%).

III.5 Etude des crues :

Les dimensions des évacuateurs de crue des barrages, la hauteur des digues de protection contre l'inondation sont essentiellement déterminées par le maximum probable de la crue au quel ses ouvrages devront faire face compte tenu de certaines considérations d'optimum économique.

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

III.5.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue:

III.5.1.1 Formule de MALLET-GAUTHIER :

Ils ont établi une formule exprimant le débit maximum en crue en fonction des précipitations, de la surface du bassin versant et d'un coefficient K caractéristiques géographique et climatique du bassin versant.

$$Q_{\max, p\%} = 2K \cdot \log(1 + 25H) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4\log T - \log s} \dots\dots\dots (III.38)$$

K : paramètre lié a la géomorphologie de bassin comprise entre 1-3 généralement prise égal a 2.5 pour ce type de bassin.

H : Précipitation moyenne interannuelle en m (0.415)

S : Surface du bassin versant en Km²

L : Longueur du talweg principale en Km

A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30 [A = 25].

T : Période de retour.

Le tableau (III.22) nous donne les résultats de calcul pour différents périodes de retour :

Tableau 0.16 : récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.

Période de retour	2	5	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	50	20	10	5	2	1	0.1
Qmax (m ³ /s)	18.07	26.20	30.96	35.08	39.88	43.16	52.60

III.5.1.2 Formule de SOKOLOVSKY :

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max, p\%} = 0,28 \cdot \frac{X_{p\%t_c} \cdot \alpha_{p\%} \cdot S \cdot f}{t_m = t_c} \dots\dots\dots (III.39)$$

S : Superficie du bassin [Km²].

T_c : temps de concentration[h].

f : Coefficient de forme de la crue

X_{p%, tc} : précipitation en mm, de probabilité p% correspondant à un temps t_c.

0.28 : coefficient de changement d'unité.

α_{p%} : coefficient de ruissellement pour la crue probable

Le coefficient de forme de la crue peut être calculé par la formule :

$$f = \frac{12}{4+3\gamma} \dots\dots\dots (III.41)$$

Pour $S \leq 50km^2$ on a $\gamma = 2$

Le coefficient de ruissellement est pris des valeurs suivantes :

Tableau 0.17 : valeur de coefficient de ruissellement α

Fréquence (%)	1	2	5	10	20
α _{p%}	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25

Puisque le bassin versant A une surface inférieure à 50 Km² on prend $\gamma = 2$ alors :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} = 1.2$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau III.24

Tableau 0.18 : récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.

Période de retour	2	5	10	20	50	100	1000
-------------------	---	---	----	----	----	-----	------

Fréquence (%)	50	20	10	5	2	1	0.1
Pct(mm) ($T_c=1.5H$)	12.32	16.93	20.00	22.9	26.78	29.37	39.77
Qmax (m ³ /s)	7.90	13/58	19.25	25.72	34.37	42.40	63.80

III.5.1.3. Formule de Fréquentielle :

$$Q_{max} = Q_{moy} \times e^{0.8 \times u}$$

Le débit de pointe moyen annuel est calculer par la relation de Bennie/Athkins

$$Q_{moy} = 0.000781 \times S^{0.688} \times P^{1.275}$$

S : Surface du bassin versant

P : Périmètre du bassin versant

U : Variable réduite de GAUSS

Tableau 0.4 Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de fréquentielle :)

Fréquence (%)	10	5	2	1
Variable de gauss u	1.28	1.64	2.05	2.32
Qmax (m3/s)	15.73	20.98	29.12	36.15

Tableau 0.20 : récapitulatif des résultats de débit de crue.

Formule	Q 1%	Q 2%	Q 5%	Q 10%	Q 20%
	(m ³ /s)				
Mallet - Gauthier	43.16	39.88	35.08	30.96	26.20
Sokolovsky	42.40	34.37	25.72	19.25	13.58

fréquentielle	36.15	29.12	20.98	15.73	/
Valeur proposées	39.0	32.0	26.0	20.0	17.0

III.5.2. Hydrogramme de crue :

Les Hydrogrammes de crues pour diverses fréquences sont évalués par les méthodes empiriques qui assimile l'hydrogramme à deux équations paraboliques

La montée de la crue : $Q_{\max} = Q_{\max p} \left[\frac{t}{t_m} \right]^n$ (III.43)

La décrue : $Q_{\max} = Q_{\max p} \left[\frac{t_d - t}{t_d} \right]^m$ (III.44)

Sachant que :

t_m : temps de montée de la crue.

t_d : temps de la décrue

m, n : puissance des équations $m=3, n = 2$.

t_m et $t_d = \gamma \cdot t_m$ On prend $\gamma = 2$ car :

γ : Coefficient qui dépend de la caractéristique du bassin versant.

Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

Condition	γ
-S≤ 50 Km ²	2
- pour du petit bassin non boisé, sol peu perméable	2 à 2,5
-pour des bassins boisés, sol perméable	3 à 4

Pour notre bassin

$t_m=1.5h$ et $T_d= 3h$

Tableau 0.21 : Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue

		TEMP DE RETOURS (ANS)				
		100	50	20	10	5
		DEBITS (m ³ /s)				
		39	32	26	20	17
T(min)	t(h)	Q1%	Q2%	Q5%	Q10%	Q20%
0	0	0	0	0	0	0
10	0.17	0.48	0.40	0.32	0.25	0.21
20	0.33	1.93	1.58	1.28	0.99	0.84
30	0.50	4.33	3.56	2.89	2.22	1.89
40	0.67	7.70	6.32	5.14	3.95	3.36
50	0.83	12.04	9.88	8.02	6.17	5.25
60	1.00	17.33	14.22	11.56	8.89	7.56
70	1.17	23.59	19.36	15.73	12.10	10.28
80	1.33	30.81	25.28	20.54	15.80	13.43
90	1.50	39.00	32.00	26.00	20.00	17.00
100	1.67	32.85	26.96	21.90	16.85	14.32
110	1.83	27.39	22.47	18.26	14.05	11.94
120	2.00	22.57	18.52	15.05	11.57	9.84
130	2.17	18.35	15.06	12.23	9.41	8.00
140	2.33	14.69	12.05	9.79	7.53	6.40
150	2.50	11.56	9.48	7.70	5.93	5.04
160	2.67	8.90	7.30	5.93	4.56	3.88
170	2.83	6.69	5.49	4.46	3.43	2.91
180	3.00	4.88	4.00	3.25	2.50	2.13
190	3.17	3.42	2.81	2.28	1.76	1.49
200	3.33	2.29	1.88	1.53	1.18	1.00
210	3.50	1.44	1.19	0.96	0.74	0.63
220	3.67	0.84	0.69	0.56	0.43	0.36
230	3.83	0.43	0.35	0.29	0.22	0.19
240	4.00	0.18	0.15	0.12	0.09	0.08
250	4.17	0.05	0.04	0.04	0.03	0.02
260	4.33	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00
270	4.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Les Hydrogrammes de crues sont représentés par la Figure_ (III.13)

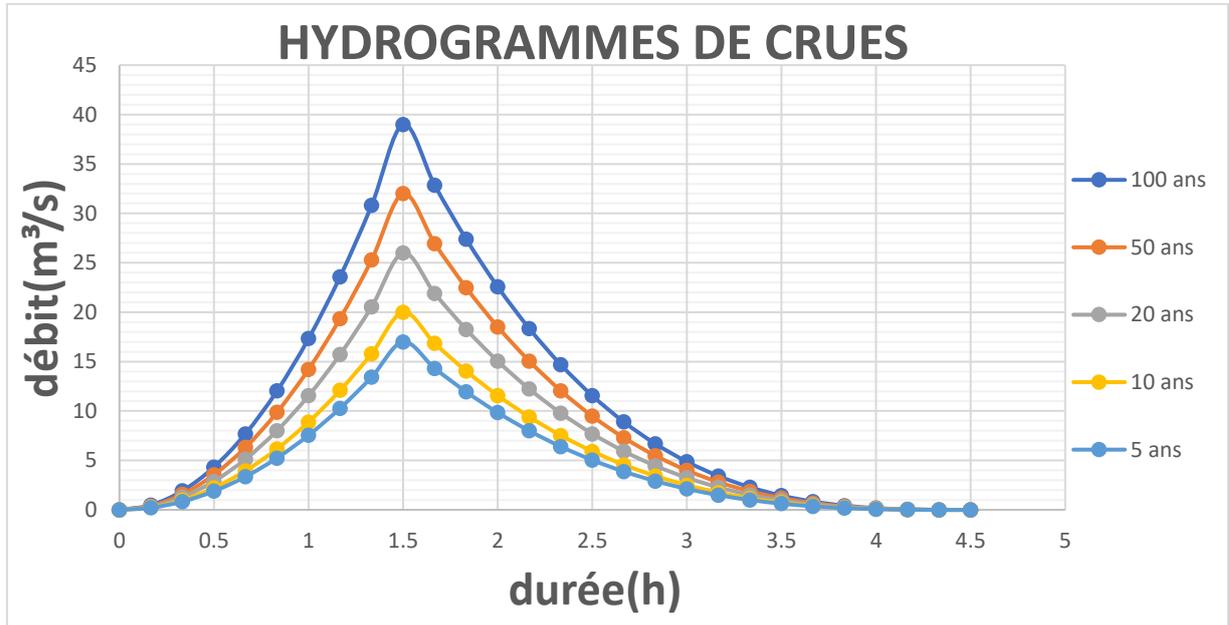


Figure 0.11 : les Hydrogrammes de crue.

III.5.3. Estimation de la crue de projet:

Le choix de crues de projet dépende de degré de risque admis en cas de dépassement celle –ci.

IL intervient à la fois sur la sécurité du barrage et sur le dimensionnement des ouvrages d'évacuations et de la réserve supplémentaire nécessaire au laminage de la crue de projet.

La tendance actuelle dans de nombreux pays est de distinguer l'aspect sécurité du barrage de celui du dimensionnement des ouvrages d'évacuation. Cette approche conduit en pratique à définir deux crues de projet et les deux capacités correspondantes des ouvrages d'évacuation :

Une **crue de projet** stricto sensu devait être évacuée dans des conditions normales avec une marge de sécurité fournie par la revanche. Cette crue est généralement estimée comme un pourcentage de la PMF ou une crue de probabilité de dépassement donnée.

Si le choix de la crue de projet et le dimensionnement des ouvrages d'évacuation sont théoriquement fixés sur la base de considérations techniques et économiques et sur l'analyse des dommages qui résulteraient de la rupture du barrage, ils dépendent aussi de la confiance que l'on peut avoir dans les données base, des caractéristiques de l'ouvrage et des contraintes que l'on impose dans les calculs des ouvrages d'évacuation.

On doit calculer l'indice global "I_g" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r \dots \dots \dots (III.45)$$

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

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

I_r : représente les risques.

Si le risque est faible (degré 01), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

Si le risque est moyen ou modérée (degré 02), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

Si le risque est élevé (degré 03), la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque moyen (degré 02) et on opte pour la crue centennale avec une vérification avec la crue millénaire.

$$Q_{\text{crue projet}} = 39.0 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour la crue des travaux Nous adoptons crue de période de retour ($T = 20$ ans)

$$Q_{\text{crue travaux}} = 26.0 \text{ m}^3/\text{s}$$

III.5.4. Aport solide et l'estimation de volume mort:

L'estimation de l'envasement (tranche morte) est indispensable pour un dimensionnement et harmonieux de l'ouvrage ; une évaluation correcte de sa durée de vie et une définition rationnelle des modes de gestion et d'exploitation.

III.5.4.1 Formules empiriques :

a) Formule de TIXERONT:

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

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15} \dots\dots\dots (III.46)$$

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, $\alpha = 75$ (perméabilité moyenne).

Soit :

$$T_s = 238.05 \text{ (t/Km}^2\text{/an)}.$$

III.5.4.2 Calcul du volume mort :

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits (B.Touaibia, 2001) ,Le volume est donné par la formule suivante :

$$Vm = Vs \cdot T$$

T : Durée de vie du barrage (15 ans)

Vs : Envasement annuel estimé à 1150.00 m³/an

D'où **Vm=17243.70 m³** Pour 15 ans d'exploitation. Et ce volume correspond à la cote du niveau mort égale à 453.70 m.

III.6 Régularisation des débits

L'étude de régularisation du barrage projeté sur l'oued Bou-lexaxine a pour objectif de déterminer le volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
 - La régularisation interannuelle.
- La régularisation saisonnière est utilisée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.
- La régularisation interannuelle est utilisée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation. Dans ce cas de figure, les eaux des saisons humides sont stockées pour être distribuées lors des saisons sèches. Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport (A80% en Mm³).
- La consommation totale (Mm³).
- Les infiltrations et l'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

III.6.1 Répartition mensuel de l'apport 80% :

Tableau 0.22. Répartition mensuelle de l'apport.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	total
A(%)	3.54	7.90	12.55	14.41	14.53	13.80	12.02	10.53	7.93	2.02	0.34	0.43	100
Apport mens (Mm ³)	0.007	0.016	0.025	0.029	0.029	0.028	0.024	0.021	0.016	0.004	0.0007	0.0009	0.200

On remarque que la période Novembre-Mars a un apport important, alors que la période de Juin-Septembre est sèche.

III.6.2 Répartition mensuel des besoins

Tableau 0.23 : Répartition mensuelle des besoins

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill.	Aout	annuel
------	-------	------	------	------	-------	------	------	-------	-----	------	--------	------	--------

Besoin85.90%(m ³)	27488	0	0	0	0	0	0	5154	15462	34360	48104	41232	171800
-------------------------------	-------	---	---	---	---	---	---	------	-------	-------	-------	-------	--------

Source (DRE SBA)

III.6.3 Courbes « Hauteurs – Capacités - Surfaces »

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

$$DV_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot DH \quad (III.50)$$

S_i: Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m²;

S_{i+1} : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m²;

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

ΔV: Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm³.

$$DV1 = \frac{2}{3} \cdot S_{moy} \cdot DH \quad (III.51)$$

Tableau 0.24 : Courbe capacité surface hauteur.

No	COTE	HAUTEUR	SURFACE	SURFACE(M ₀)	CAPACITE	CAPACITE(T)
	m	m	m ²	m ²	m ³	m ³
1	449	0	0	0	0	0
2	449	0	0	0	0	0
3	450	1	300	150	150	150
4	451	1	1400	850	850	1000
5	452	1	3700	2550	2550	3550
6	453	1	8450	6075	6075	9625
7	454	1	12490	10470	10470	20095
8	455	1	18730	15610	15610	35705
9	456	1	26000	22365	22365	58070

10	457	1	35000	30500	30500	88570
11	458	1	42552	38776	38776	127346
12	459	1	52430	47491	47491	174837
13	460	1	64000	58215	58215	233052
14	461	1	75887	69943.5	69943.5	302995.5
15	462	1	88000	81943.5	81943.5	384939

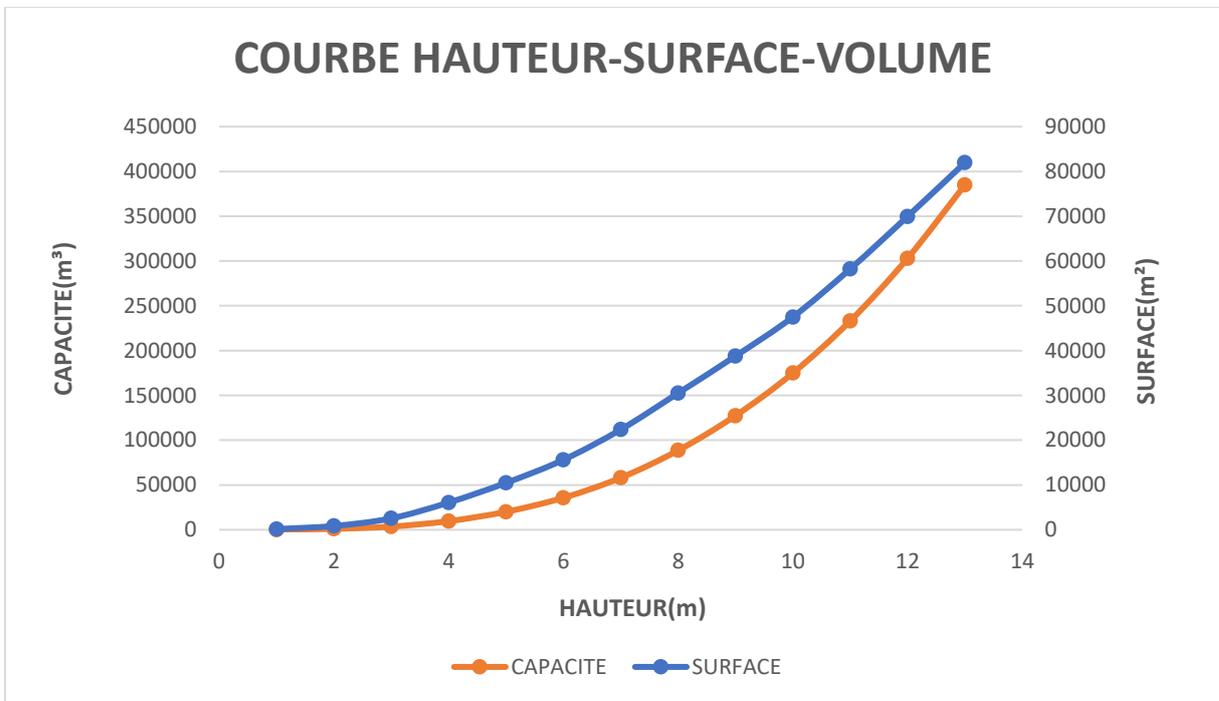


Figure 0.12 Courbe hauteur-surface-volume

III.6.4. Calcul du volume utile (Touaibia, 2001)

Pour calculer le volume utile du barrage, nous avons besoin de :

- L'apport annuel A80%.
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.
- Le calcul de la régularisation qui est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

Procédé de calcul

- Détermination de la période de bonne hydraulicité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période de bonne hydraulicité est celle du mois de Novembre jusqu'au mois d'Octobre.

Les calculs se font comme suit : $V_{rf} = V_{ri} + (W-U)$. (III.52)

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final.

V_{ri} : Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

Remarque : Du moment que nos apports sont supérieurs aux besoins, on opte pour une régularisation saisonnière.

III.6.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation. C'est-à-dire à la cote du niveau normal de la retenue NNR.

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution, s'appelle temps de fonctionnement. A ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

- **Première consigne d'exploitation :** Elle consiste à remplir le barrage, lors des crues, jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR). Ensuite restituer l'excédent d'eau qui est déversée par l'évacuateur de surface.

Le niveau de remplissage initial est fixé au remplissage final qui est déterminé pour chaque mois, en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.

- **Deuxième Consigne d'exploitation :** Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 0.55 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³)

A	U(m ³)	A-U	1er consigne			2eme consigne		
			Vri	Vrf	s	Vri	Vrf	s
0.016	0	0.0160	0.0172	0.0332	0.000	0.0172	0.0172	-0.016
0.025	0	0.0250	0.0332	0.0582	0.000	0.0172	0.0172	-0.025
0.029	0	0.0290	0.0582	0.0872	0.000	0.0172	0.0172	-0.029
0.029	0	0.0290	0.0872	0.1162	0.000	0.0172	0.0172	-0.029
0.028	0	0.0280	0.0888	0.1168	0.027	0.0172	0.0392	-0.006
0.024	0	0.0240	0.0888	0.1128	0.028	0.0392	0.0632	0.000
0.021	2867.32	0.0181	0.0888	0.1069	0.024	0.0632	0.0814	0.000
0.016	8601.95	0.0074	0.0888	0.0961	0.018	0.0814	0.0888	0.000
0.004	19115.44	-0.0151	0.0888	0.0736	0.007	0.0888	0.0737	0.000
0.0007	26761.61	-0.0261	0.0736	0.0476	0.000	0.0737	0.0476	0.000
0.0009	22938.53	-0.0220	0.0476	0.0255	0.000	0.0476	0.0256	0.000
0.007	15292.35	-0.0083	0.0255	0.0172	0.000	0.0256	0.0173	0.000
					0.105			-0.105

Du tableau précédant, il ressort :

$$V_d = 71506.30 \text{ m}^3.$$

Donc, le barrage fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ alors on prend $V_u = V_d$

$$V_u = 71506.30 \text{ m}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

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

$$D'où : V_{\text{NNR}} = V_m + V_u = 71506.30 + 17243.70 = 88750 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = \mathbf{0.089 \text{ Mm}^3}$$

Donc, le volume utile saisonnier est de 71506.30 m^3 .

Il correspond à un niveau **NNR = 457m**

III.7. Laminage des crues

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad (\text{III.56})$$

Q : Le débit entrant de la crue.

q : Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé).

S : La surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \quad (\text{III.57})$$

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

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

III.7.1 Méthode de Muskingum:(Fread, D.L. 1993)

III.7.1.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière

Le mouvement de l'eau durant une période de crue dans un tronçon de rivière ou d'égout obéit aux équations de Saint-Venant. Ces équations traduisent la conservation de la masse et de la quantité de mouvement le long d'un tronçon orienté selon la direction principale d'écoulement X. L'équation de la quantité de mouvement se présente comme suit :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial X} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial X} = gA (S_0 - S_f) + q \frac{Q}{A} \quad (\text{III.58})$$

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

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial X} = q \quad (\text{III.59})$$

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

La signification des cinq termes de l'équation(III.58) est la suivante :

- a) Le terme 1 représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. A titre d'exemple, si le débit de crue augmente de 1 m³/s à 2m³/sen une heure, ce terme vaut (1 m³/s - 2m³/s) / 3600s =0,000277m³/s. L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.
- b) Le terme 2 représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.
- c) Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x.
- d) Le terme 4 exprime les forces de gravité (S₀) et les forces de frottement (S_f).
- e) Le terme 5 exprime l'apport ou ma perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

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

D'après plusieurs études (Cunge et al. 1980), les trois premiers termes de l'équation III.58 peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation III.58 devient en l'absence d'apport de débit latéral :

$$S_0 = S_f \quad (\text{III.60})$$

L'équation de continuité 2 peut être mise sous la forme suivante :

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad (\text{III.61})$$

Ou : I (INPUT ou Inflow) désigne le débit d'entrée Q_E .

O (OUTPUT ou Outflow) désigne le débit de sortie Q_S .

S désigne l'emmagasinement d'eau dans le tronçon.

L'équation III.61 exprime tout simplement le principe de conservation de la masse ? Le taux de variation de l'emmagasinement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant.

III.7.1.2 Méthode de Muskingum

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t_1 et t_2 , l'équation 71 s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt \quad (\text{III.62})$$

Pour un petit intervalle de temps $\Delta t = t_2 - t_1$, on peut écrire :

$$S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \Delta t \quad (\text{III.63})$$

La résolution du problème consiste à déterminer O_1 et O_2 , connaissant I_1 et I_2 . L'équation III.73 ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emmagasinement pour déterminer S_1 et S_2 .

III.7.1.3 Principe de la méthode de solution

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

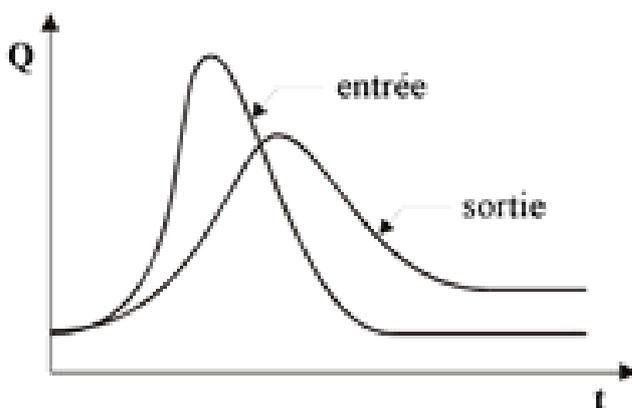


Figure 0.13 Laminage à travers un barrage

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation III.73 s'applique encore. Elle peut être réécrite :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \quad (\text{III.64})$$

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

La question qui se pose est : comment calculer le débit de sortie O_2 à partir de la quantité connue $[2S_2 / \Delta t + O_2]$?

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

Comme il sera démontré dans les deux prochains paragraphes, le stockage S et le débit de sortie dépendent de la profondeur h dans le réservoir. On se donne arbitrairement un certain nombre de valeurs de h pour couvrir adéquatement les plages de variation en période de crue et on construit le tableau suivant :

Tableau III.26 Valeurs de h et les plages de variation en période de crue

h_1	S_1	O_1	
h_2	S_2	O_2	
h_3	S_3	O_3	
...
$h_n S_n O_n$			

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

III.7.1.4 Calcul du débit de sortie

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

1) Evacuation à surface libre par un déversoir (figure III.17). Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :

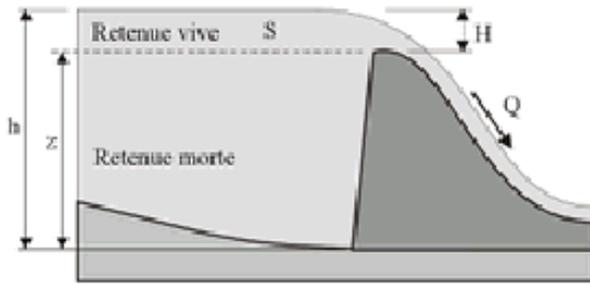


Figure 0.14 Evacuateur à surface libre à entonnement frontal

$$Q = CBH^{3/2} = CB(h - z)^{3/2} \quad (\text{III.65})$$

ou : C : c'est une constante qui tient compte de la forme du déversoir

B : est la largeur de déversoir

H : est la charge au-dessus de la crête z en avant du déversoir,

h : est la profondeur d'eau en amont du déversoir.

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

$$Q = mA \quad (\text{III.66})$$

Ou : m : est une constante de débit

A : est la section d'écoulement

h : est la hauteur d'eau à partir du centre de la section d'écoulement jusqu'à la surface libre.

III.7.1.5 Calcul du volume stocké

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

$$S = Ah \quad (\text{III.67})$$

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

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

$$S = a_0 + a_1h + a_2h^2 + a_3h^3 + \dots + a_nh^n \quad (\text{III.68})$$

Les coefficients $a_0, a_1, a_2, \dots, a_n$ qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges.

Que la section soit constante ou variable avec la profondeur, la connaissance de h permet de déterminer le volume stocké.

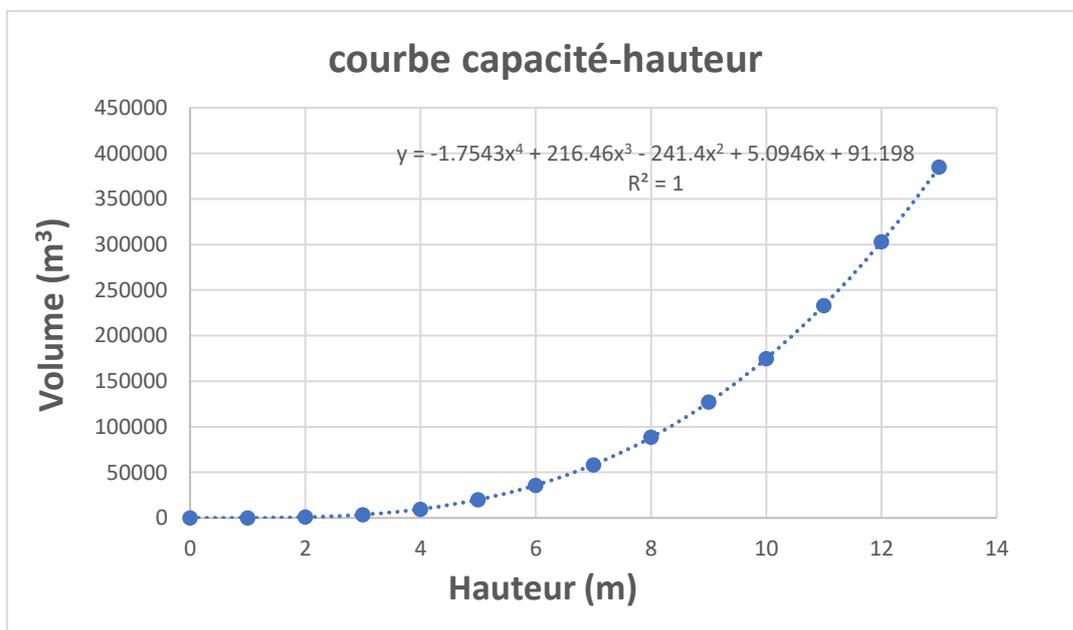
- **Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir b=10 m**

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q = mb\sqrt{2g}H^{3/2} \quad (\text{III.69})$$

Pour b=10 m et m = 0,49 : $Q = 21.70 H^{3/2}$

La courbe capacité –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure III.18) avec un coefficient de corrélation r =1 entre les altitudes 449m NGA et 462m NGA.



Figure

0.15 Modélisation de la courbe capacité- hauteur

La courbe surface –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure3.19) avec un coefficient de corrélation r =0.9999 entre les altitudes 449m NGA et 462m NGA.

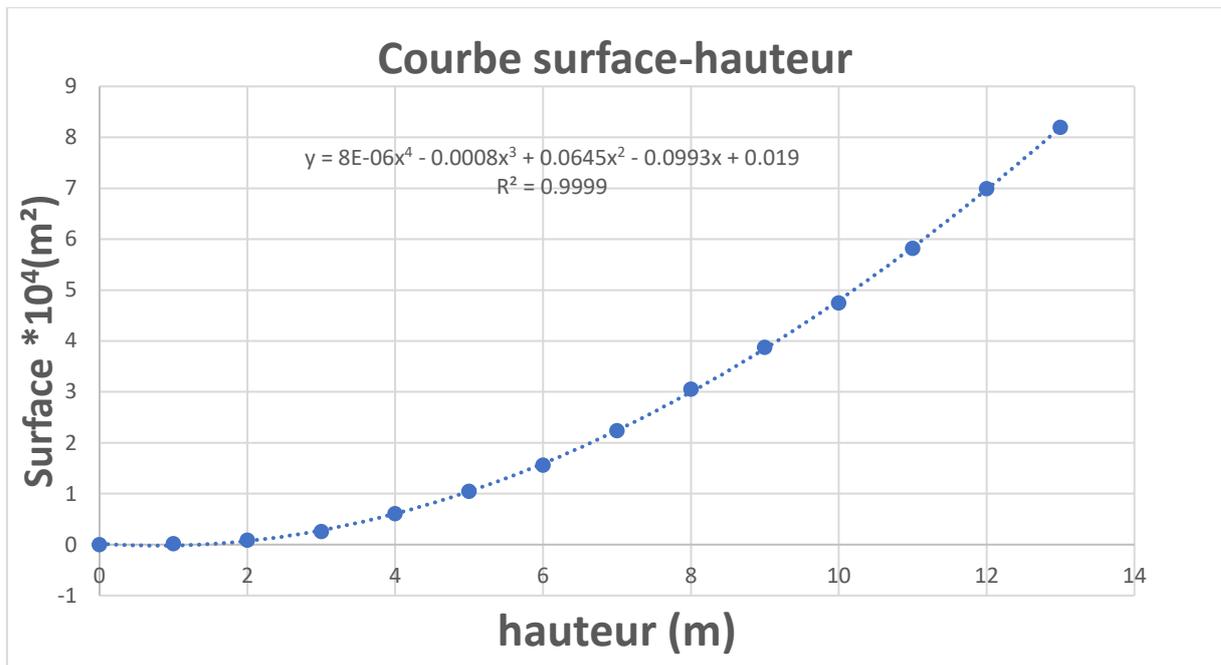


Figure 0.16 Modélisation de la courbe surface-hauteur

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage $f(Q_s) = (2S/\Delta t + Q_s)$:

Initialement le débit de sortie $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ et la hauteur $H = 0 \text{ m}$, le volume stocké $V_s = 0 \text{ m}^3$.

La valeur maximale de débit d'entrée $Q_e = 39.00 \text{ m}^3/\text{s}$ nous donne la plage à couvrir avec le variable H :
 $39 = 21.70 H^{3/2}$, soit $H_{\text{max}} = 1.48 \text{ m}$.

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau III.34

Tableau 0.27 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour b=10m.

H (m)	COTE (m NGA)	Q (m ³ /s)	A (m ²)	S (m ³)	2S/T+O
0	457	0	0	0	0
0.1	457.1	0.686	30558.00	3055.8	10.87
0.2	457.2	1.941	31367.95	6273.591	22.85
0.3	457.3	3.566	32187.52	9656.256	35.75
0.4	457.4	5.491	33016.67	13206.67	49.51
0.5	457.5	7.674	33855.36	16927.68	64.10
0.6	457.6	10.087	34703.56	20822.14	79.49
0.7	457.7	12.711	35561.24	24892.87	95.69
0.8	457.8	15.530	36428.38	29142.7	112.67
0.9	457.9	18.531	37304.94	33574.44	130.45
1	458	21.704	38190.88	38190.88	149.01
1.1	458.1	25.040	39086.18	42994.8	168.36
1.2	458.2	28.531	39990.81	47988.97	188.49
1.3	458.3	32.171	40904.74	53176.16	209.42
1.4	458.4	35.953	41827.93	58559.1	231.15
1.48	458.48	39.079	42573.13	63008.24	249.11

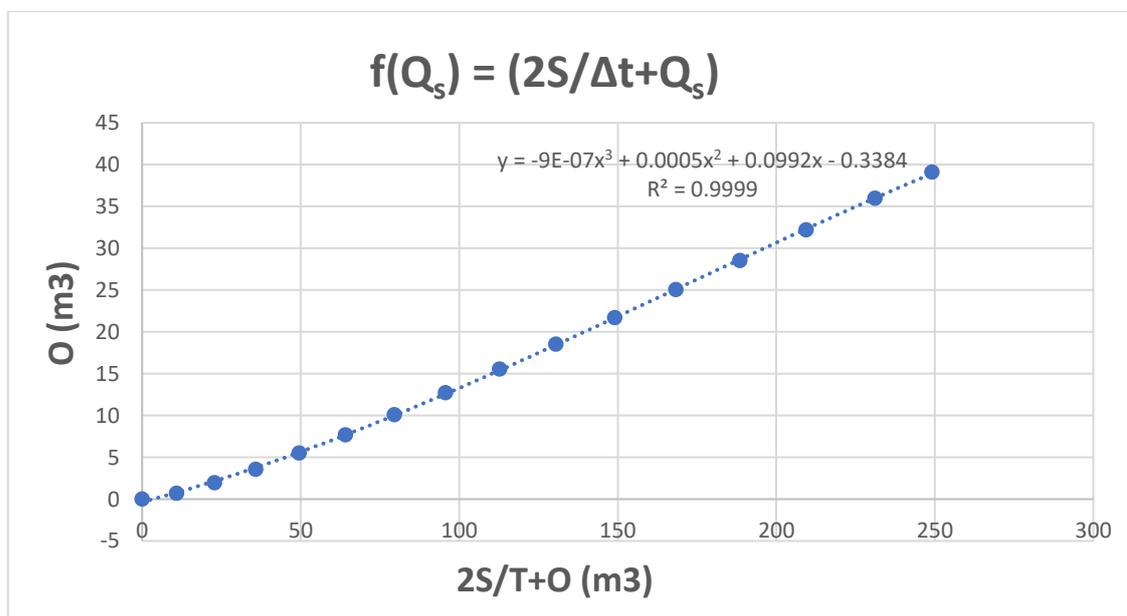


Figure 0.17 Courbe caractéristique du barrage pour b=10 m.

Utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation $f(Q_s) = (2S/\Delta t + Q_s)$

On détermine l'hydrogramme des débits de sortie

Tableau 0.28 : Calcul de l'hydrogramme de sortie pour b=10 m

T (min)	T (h)	I (m ³ /s)	I1+I2 (m ³ /s)	2S/Δt + O (m ³ /s)	2S/Δt + O - 2O (m ³ /s)	O (m ³ /s)
0	0.00	0	0.48	0	0	0
10	0.17	0.48	2.41	0.48	1.061	0
20	0.33	1.93	6.26	3.471	3.447	0.012
30	0.50	4.33	12.03	9.707	8.365	0.671
40	0.67	7.7	19.74	20.395	16.625	1.885
50	0.83	12.04	29.37	36.365	28.591	3.887
60	1.00	17.33	40.92	57.961	44.129	6.916
70	1.17	23.59	54.4	85.049	62.726	11.162
80	1.33	30.81	69.81	117.126	83.738	16.694
90	1.50	39	71.85	153.548	106.700	23.424
100	1.67	32.85	60.24	178.550	122.168	28.191
110	1.83	27.39	49.96	182.408	124.547	28.931
120	2.00	22.57	40.92	174.507	119.674	27.416
130	2.17	18.35	33.04	160.594	111.074	24.760
140	2.33	14.69	26.25	144.114	100.817	21.648
150	2.50	11.56	20.46	127.067	90.080	18.493
160	2.67	8.9	15.59	110.540	79.498	15.521
170	2.83	6.69	11.57	95.088	69.405	12.841
180	3.00	4.88	8.3	80.975	59.985	10.495
190	3.17	3.42	5.71	68.285	51.324	8.480
200	3.33	2.29	3.73	57.034	43.476	6.779
210	3.50	1.44	2.28	47.206	36.478	5.364
220	3.67	0.84	1.27	38.758	30.348	4.205
230	3.83	0.43	0.61	31.618	25.078	3.270
240	4.00	0.18	0.23	25.688	20.639	2.525
250	4.17	0.05	0.06	20.869	16.986	1.941
260	4.33	0.01	0.01	17.046	14.059	1.494
270	4.50	0	0	14.069	11.761	1.154
280	4.67	0	0	11.761	9.969	0.896
290	4.83	0	0	9.969	8.570	0.699
300	5	0	0	8.570	7.474	0.548

Tableau 0.29 : l'hydrogramme laminé pour les différentes largeurs b de 8 à 18 m

		Hydrogrammes de sorties débit laminé (m3/s)					
		Hd=1.72m	Hd=1.48m	Hd=1.31m	Hd=1.18m	Hd=1.08m	Hd=1.00m
Temps (h)	Qe (m3/s)	B=8m	B=10 m	B=12 m	B=14 m	B=16m	B=18m
0.00	0	0	0	0	0	0	0
0.17	0.48	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.33	1.93	0.000	0.000	0.018	0.061	0.108	0.160
0.50	4.33	0.496	0.611	0.738	0.853	0.948	1.040
0.67	7.7	1.506	1.834	2.061	2.310	2.494	2.674
0.83	12.04	3.198	3.843	4.237	4.703	5.030	5.358
1.00	17.33	5.801	6.880	7.522	8.272	8.802	9.324
1.17	23.59	9.507	11.133	12.106	13.132	13.926	14.626
1.33	30.81	14.396	16.673	18.045	19.214	20.336	21.119
1.50	39	20.364	23.410	25.239	26.281	27.820	28.528
1.67	32.85	24.916	28.182	30.004	30.619	32.082	32.501
1.83	27.39	26.415	28.925	30.056	30.396	31.048	31.228
2.00	22.57	26.003	27.413	27.777	27.966	27.860	27.863
2.17	18.35	24.402	24.758	24.541	24.571	24.016	23.871
2.33	14.69	22.099	21.647	21.078	20.939	20.210	19.956
2.50	11.56	19.462	18.493	17.756	17.469	16.730	16.412
2.67	8.9	16.762	15.521	14.737	14.343	13.667	13.323
2.83	6.69	14.179	12.841	12.077	11.620	11.029	10.684
3.00	4.88	11.822	10.495	9.783	9.300	8.794	8.463
3.17	3.42	9.738	8.480	7.835	7.352	6.921	6.613
3.33	2.29	7.941	6.779	6.203	5.737	5.371	5.092
3.50	1.44	6.422	5.364	4.854	4.419	4.107	3.858
3.67	0.84	5.159	4.205	3.757	3.359	3.093	2.875
3.83	0.43	4.125	3.270	2.878	2.520	2.294	2.106
4.00	0.18	3.289	2.525	2.184	1.868	1.675	1.515
4.17	0.05	2.622	1.941	1.646	1.371	1.208	1.074
4.33	0.01	2.097	1.493	1.239	1.003	0.866	0.755
4.50	0	1.686	1.154	0.937	0.736	0.622	0.532
4.67	0	1.363	0.896	0.711	0.543	0.449	0.376
4.83	0	1.109	0.699	0.543	0.402	0.325	0.268
5	0	0.905	0.548	0.416	0.299	0.237	0.191

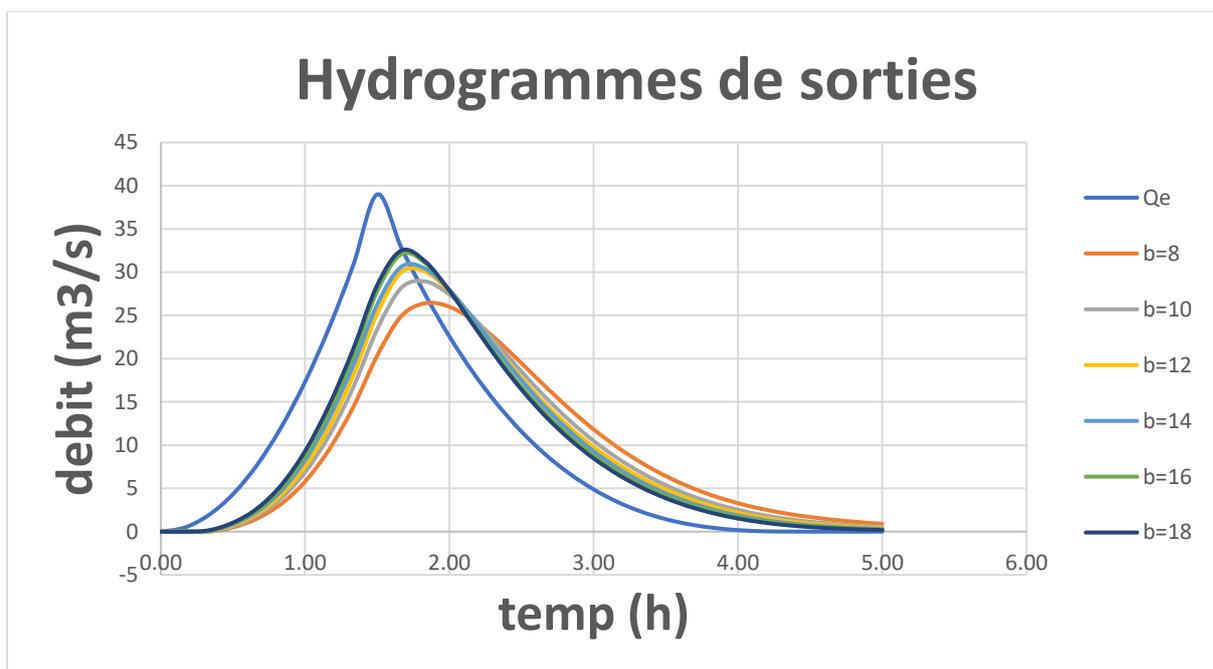


Figure 0.18 Hydrogrammes de sorties

Tableau 0.30 : Tableau récapitulatif des résultats de laminage

B (m)	Hd (m)	NPHE (m NGA)	q laminé (m³/s)	V forcé (m³)
8	1.32	458.72	26.415	160456.18
10	1.08	458.48	28.925	148693.57
12	0.91	458.31	30.056	140708.78
14	0.78	458.18	30.619	134793.78
16	0.68	458.08	32.082	130355.04
18	0.6	458.00	32.501	126873.03

III.8 Etude d'optimisation

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement. deversantes

III.8.1 Calcul du coût approximatif de la digue :

On calcul en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \Sigma V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i $\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right]$.

B_i : Largeur de base $[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b]$.

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i $[H_i = NNR - Cf + R + h_{dév} + t]$.

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III.8.2 Calcul de la revanche :

Formule de STEVENSON GAILLARD

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(III.70)$$

Avec $H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (III.71).$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch [$F = 0.27km$].

A.N :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{0.27} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0.27} = 0,739m$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,739 = 2.978 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.75 \cdot 0,739 + \frac{2.978^2}{2 \cdot 9,81} = 1,19 \text{ m}$$

L'USBR recommande pour un fetch inférieur à 1.6 Km une revanche comprise entre 0.9m et 1.25m.

Conclusion

On prend une valeur dans le cas de l'oued de boulexaxine R=0.9m.

III.8.3 Largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPEN [5]

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.75)$$

2) Formule de F-PREECE [5]

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (III.76)$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) [5]

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (III.71).$$

Pour une charge moyenne de 1,5 mètre on a :

On admet une valeur de t =0,5 mètre pour le tassement du barrage, le tableau (III.50) nous donne les résultats du calcul.

Tableau 0.31 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

			largeur en crête		
largeur de déversoir (m)	lame déversante (m)	hauteur de barrage (m)	Formule de KNAPEN	Formule de E- F- PREECE	Formule Anonyme (simplifiée)
8	1.32	10.22	5.38	4.58	4.91
10	1.08	9.98	5.32	4.54	4.85
12	0.91	9.81	5.27	4.51	4.81

14	0.78	9.68	5.24	4.49	4.78
16	0.68	9.58	5.21	4.48	4.75
18	0.6	9.5	5.19	4.46	4.73

On opte pour une largeur de crête égale à:

$$b_{cr} = 5 \text{ m}$$

III.8.4 Evaluation du coût de la digue :

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage représenté par la, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment

Tableau 0.32 : récapitulatif des résultats.

b (m)	Q _e (m ³ /s)	H (m)	NPHE	H _b (m)
8	33.09	1.32	458.32	10.22
10	39.83	1.08	458.08	9.98
12	45.08	0.91	457.91	9.81
14	48.93	0.78	457.78	9.68
16	57.75	0.68	457.68	9.58
18	53.82	0.6	457.60	9.5

Tableau 0.33 : coût de la digue.

digue	b (m)	H (m)	V (m ³)	prix (Millions DA)
1	8	1.32	18560,74	11,14
2	10	1.08	18501,09	11,10
3	12	0.91	18453,63	11,07
4	14	0.78	18399,20	11,04
5	16	0.68	18360,71	11,02
6	18	0.6	18311,67	10,99

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètres, et pour le prix du mètre cube du remblai, il est estimé à 600 DA.

III.8.5 calculs du coût de l'évacuateur de crue :

Coût du déversoir :

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...),pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant à la suite l'instabilité de l'ouvrage. Le coefficient de débit est $m = 0.49$.

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1,80} \dots\dots\dots (III.77)$$

Ou :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S \cdot L$$

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à quinze mille dinars Algériens , le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

Tableau 0. 34 : coût du déversoir.

profil N°	b (m)	H (m)	V (m3)	prix (Millions DA)
1	8	1.32	46.88	0.281
2	10	1.08	50.07	0.300
3	12	0.91	55.22	0.331
4	14	0.78	59.93	0.360
5	16	0.68	64.16	0.385
6	18	0.6	68.69	0.412

Tableau 0.35 : récapitulatif des prix totaux.

Barrage N°	b (m)	Cote crête (m)	Coûts (Million de DA)		
			Digue	Déversoir	Global
1	8	458.32	11.14	0.281	11.421
2	10	458.08	11.1	0.3	11.4
3	12	457.91	11.07	0.331	11.401
4	14	457.78	11.04	0.36	11.4
5	16	457.68	11.02	0.385	11.405
6	18	457.6	10.99	0.412	11.402

Tableau 0.36 : les caractéristiques du barrage.

Définition	Unité	Valeur
VOLUME MORT	M.M ³	0.066
VOLUME UTILE	M.M ³	0.559
VOLUME AU NIVEAU NORMAL DE LA RETENUE	M.M ³	0.625
COTE DE FOND (▼FOND)	M	449
COTE AU NIVEAU MORT (▼NVM)	M	453.7
COTE AU NIVEAU NORMAL DE RETENUE (▼NNR)	M	457
COTE DE PLUS HAUTES EAUX (▼NPHE)	M	458.1
COTE DE LA CRÊTE (▼CRETE)	M	459
LARGEUR DE DÉVERSOIR	M	10
LA HAUTEUR DE CHARGE DÉVERSER.	M	1.5
LE DÉBIT ÉVACUER	M ³ /S	28.93

III.9 CONCLUSION :

Après avoir tracé la courbe de la digue, du déversoir et du canal d'approche (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de cette figure, notre choix a été basé sur le coût total minimal.

D'après la courbe d'optimisation représentée par la figure III.24, la largeur déversante donnant le coût minimum est **10 mètres**.

Donc la hauteur de barrage est : **$H_b = 10 \text{ m}$**

Et le niveau de crête est **459** mètres.

CHAPITRE IV : Etude des variantes

IV.1. Généralités :

Simultanément à la recherche et à l'identification des sites, on doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables au vu des informations et conditions : géologiques, hydrologiques et topographiques recueils.

Sur la base des investigations géotechniques, résultats hydrologiques et reconnaissances géologiques, on a eu à développer des variantes pour le barrage, et en nous appuyant sur la base de considération : géologiques et géotechniques, nous avons opté pour une variante de digue en matériaux meubles

IV.2. Choix du type du barrage :

A priori, selon les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager une digue en matériaux locaux suivants trois alternatives de variantes :

- Digue en terre homogène
- Digue zonée à noyau étanche

IV.2.1 Digue en terre homogène

Les barrages homogènes sont le plus souvent réalisés en argile peu plastique, dont les caractéristiques tant hydrauliques que mécaniques permettent en toute sécurité d'adopter des pentes de talus 2,0 à 3.0 en amont et en aval, moyennant le respect des spécifications de compactage. Le coefficient de perméabilité recherché pour le massif varie de 10^{-7} à 10^{-8} m/s. Ce type de variante de barrage engendre des quantités considérables de matériaux.

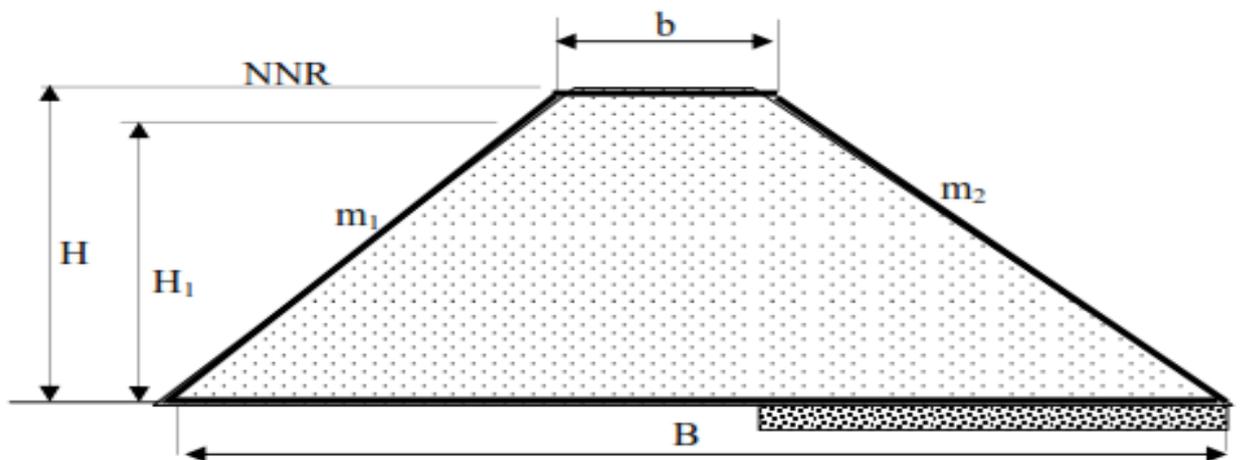


Figure IV-1 : Coupe transversale d'une digue homogène

IV.2.2 Digue zoné à noyau étanche

Nous adoptons cette variante lorsque la quantité des matériaux de construction pour une digue homogène est insuffisante. Ce sont des digues formées essentiellement par un noyau en terre imperméable qui assure l'étanchéité de la digue, compris entre des zones perméables qui assurent la stabilité de l'ensemble.

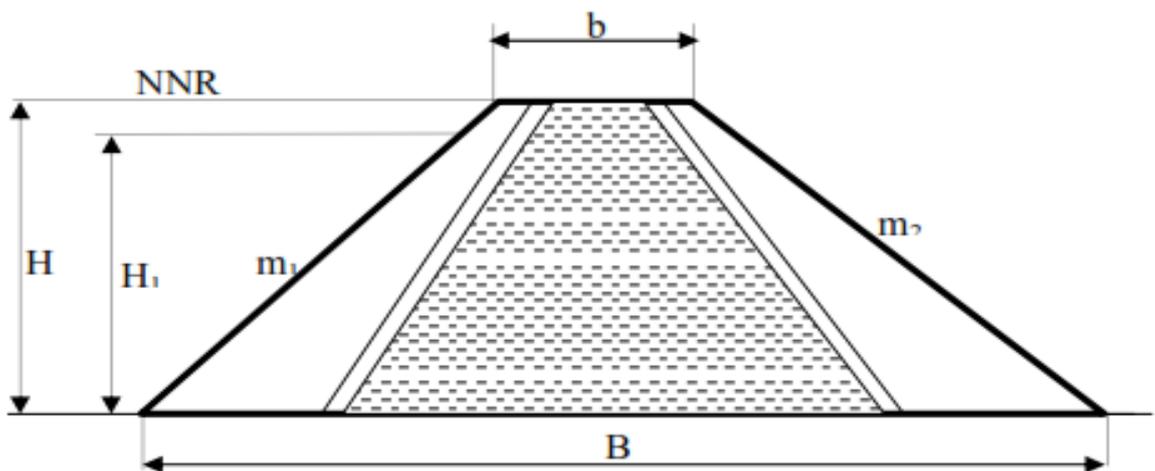


Figure IV-2 : Coupe transversale d'une digue zonée

Pour adopter la bonne variante, nous faisons une étude de comparaison économique des variantes, proposées auparavant, susceptibles d'être projetées sur le site. Les digues proposées sont dimensionnées approximativement au niveau de notre étude comparative, nous ne tiendrons pas compte du coût des ouvrages annexes car, nous supposons que le coût

est le même pour toutes les variantes.

IV.3. Définition du profil général de la retenue :

IV.3.1 Hauteur de la retenue

➤ Calcul de la revanche

La revanche a été calculée dans l'étude d'optimisation

$$\underline{\underline{R = 0.9 \text{ m}}}$$

Donc la cote en crête est :

$$H_b = C_{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R \dots\dots\dots(\text{IV.1})$$

Nous prenons la hauteur de barrage

$$\underline{\underline{H_b = 10 \text{ m}}}$$

IV.3.2 Largeur en crête

D'après l'étude d'optimisation, nous avons trouvé

$$\underline{\underline{b_c = 5 \text{ m}}}$$

IV.3.3 La longueur en crête

La longueur de la crête est obtenue par mesure sur le plan du site à l'échelle 1/500 qui égale à :

$$\underline{\underline{L_{cr} = 115.43 \text{ m}}}$$

IV.3.4 Choix des pentes des talus

La pente des talus doit assurer leur stabilité statique. C'est à dire que les fruits de talus sont fixés par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Le tableau suivant donne les valeurs des pentes des talus en fonction de la hauteur et du type du barrage.

Tableau IV.1 : Valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur de la digue (m)	Type de Digue	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H < 5 m	Homogène	2.5	2.0
	A zones	2.0	2.0
5 m ≤ H ≤ 10 m	Homogène granularité étendue	2.0	2.0
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2.5	2.5
	A zones	2.0	2.5
10 m ≤ H ≤ 20 m	Homogène granularité étendue	2.5	2.5
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2.5	3
	A zones	2.5	3

D'après le tableau des fruits des talus, en fonction de la hauteur et le type de barrage nous choisissons les pentes.

Pentes des talus :

Fruits des talus d'après le tableau IV.01

- Parement amont $m_1 = 2.5$.
- Parement aval $m_2 = 3$.

IV.4. Protection des talus :

A. Talus amont:

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

Préconise une formule empirique pour déterminer l'épaisseur minimum de la couche d'encrochement pour la protection du talus amont.

$$e = C.v^2 \dots\dots\dots(IV.2)$$

Avec :

V : Vitesse des vagues déterminées par formule de Gaillard.

C : Coefficient qui dépend du fruit du talus et du poids spécifique γ_p del'encrochement utilisé. Il est donné par le tableau ci-dessous.

Tableau IV.2 : Valeurs du coefficient C

Fruit du talus	Valeur de C pour différents γ_p		
	$\gamma_p = 2.50$	$\gamma_p = 2.65$	$\gamma_p = 2.80$
1/4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
1/2	0.031	0.028	0.026
1/1.5	0.036	0.032	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

A partir du tableau IV.2, pour $\gamma_p = 2.5 \text{ t/m}^3$ et $m = 3$, nous trouvons $C = 0.028$.

$$e = 2.978^2 \times 0.028 = \mathbf{24.8 \text{ cm}}$$

➤ **US ARMY corps of Engineers**

Les ingénieurs d'US ARMY utilisent un tableau déterminé à partir d'abaques qui permettent d'obtenir l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague déterminée à partir de l'abaque.

Pour notre cas pour une hauteur des vagues comprise entre

$$0.6 < H < 1.2$$

$$E = 0.45 \text{ m}$$

On a alors : $D_{50} = 0.20 \text{ m}$

En analysant les résultats obtenus que ce soit par la formule de T.V.A, ou avec l'abaque de l'US ARMY on peut conclure que l'épaisseur à retenir pour la suite du dimensionnement de la digue est $e = 40 \text{ cm}$ et un diamètre moyen $d = 20 \text{ cm}$.

Donc une protection du talus amont d'une épaisseur de 40 cm avec deux 2 couches d'enrochement plus une couche de gravier de 15 cm et une couche de sable de 15 cm

également pour protéger la digue contre une éboulement en cas d'une vidange rapide.

B. Talus aval

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement à réaliser au fur à mesure que les travaux de terrassement. Un enrochement de pierres reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3 m) doit être réalisé.

La pratique a montré que les ouvrages se trouvant en pleine nature c'est-à-dire non gardé par les services exploitant sont menacés et détruits par le phénomène du surpâturage.

Aussi et pour palier à ce phénomène néfaste prévoyons une protection du talus aval en tout venant d'oued (TVO).

IV.5. Etude comparative

Une étude de comparaison approximation des différents volumes de chacun des types de barrage choisis parait nécessaire pour faire le choix du type de retenue.

Barrage en terre Homogène

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus facile à réaliser, mais il faut prévoir un drainage efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont, Pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable.

Barrage à zones

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

Volume de la digue

On aura à procéder de la manière suivante : On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections à travers le barrage et sur chaque coupe, on détermine l'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i. Le volume total du barrage s'obtient en sommant les volumes partiels des différentes sections de coupe.

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi}$$

Où :

N_{cr} : Côte de la crête du barrage (m) ;

N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section i (m).

L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i" est déterminée ainsi :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \cdot H_{bi} \dots\dots\dots (IV.01)$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage (m) ;

B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section "i" (m).

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) \cdot H_{bi}$$

Où : m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \dots\dots\dots (IV.02)$$

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots (IV.03)$$

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

En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

IV.5.1. Barrage homogène

C'est une variante très économique et très étanche mais seulement, il faudrait disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante de l'ordre de 1,5 à 2 fois le volume du remblai.

Pour un barrage homogène en argile les pentes des talus amont 3 et aval 2.5.

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration.

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de 1.5 m

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant, pour drainer les fondations, en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant.

Tableau IV.3 : tableau du prix estimatif (barrage homogène)

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	PU	Montant
1	Décapage de la couche végétale d'une épaisseur de 50cm et évacuation a la DP	m ³	2250.00	400.00	900000.00
2	Excavation para fouille dans un terrain dur	m ³	1180.00	600.00	708000.00
3	Remblai en argile du corps de la digue y/c arrosage et compactage	m ³	18500.00	600.00	11100000.00
4	Protection talus amont et aval en rip-rap (enrochement)	m ³	760.00	2500.00	1900000.00
5	Protection talus aval en TVO	m ³	600.00	400.00	240000.00
6	Transition talus amont gravier d'une épaisseur de 15cm	m ³	300.00	2300.00	690000.00
7	Transition talus amont sable d'une épaisseur de 15cm	m ³	300.00	1200.00	360000.00
8	Protection de la crête en gravier d'une épaisseur 30cm	m ³	175.00	5000.00	875000.00
9	Enrochement drain du pied	m ³	450.00	2200.00	990000.00
10	Transition drain du pied gravier	m ³	15.00	2300.00	34500.00
11	Transition drain du pied sable	m ³	15.00	1200.00	18000.00
Évacuateur de crues					
1	Excavation en grande masse dans un terrain de toute nature	m ³	5000.00	250.00	1250000.00
2	Fourniture et mise en place du béton de propreté dosé à 150 kg/m ³ y/c coffrage	m ³	50.00	6000.00	300000.00
3	Fourniture et mise en place du béton armé dosé à 350 kg/m ³ y/c coffrage	m ³	300.00	20000.00	6000000.00
4	Remblai derrière les murs de l'évacuateur y compris compactage	m ³	270.00	300.00	81000.00
5	Enrochement du canal de fuite et d'approche	m ³	250.00	2000.00	500000.00
6	Fourniture et pose de conduite en PVC perforée pour drainage DN100 mm	ml	45.00	2000.00	90000.00
7	Joint de dilatation	ml	90.00	1000.00	90000.00

Vidange de fond et prise d'eau					
1	Terrassement en tranchée dans un terrain de toute nature	m ³	160.00	200.00	32000.00
2	Fourniture et mise en place du béton de propreté dosé a 150 kg/m ³	m ³	8.00	6000.00	48000.00
3	Fourniture et mise en place du béton armé dosé a 350 kg/m ³ y/c coffrage	m ³	48.00	18000.00	864000.00
4	F/P de conduite en acier DN300 mm	ml	70.00	15000.00	1050000.00
5	F/P de vanne DN300 mm	u	2.00	250000.00	500000.00
6	Fourniture et mise en place du béton d'enrobage de la conduite dosé a 250 kg/m ³	m ³	25.00	7000.00	175000.00
7	Remblai en argile (au-dessus de la conduite) y/c compactage	m ³	92.00	500.00	46000.00
8	Enrochement du canal de fuite	m ³	138.00	2000.00	276000.00
9	F/P d'échelle métallique	u	2.00	20000.00	40000.00
10	F/P d'une grille métallique	u	1.00	20000.00	20000.00
11	F/P d'une trappe pour chambre de vanne	u	1.00	10000.00	10000.00
Total en H.T					29187500.00
T.V.A 17%					4961875.00
Total en T.T.C					34149375.00

IV.5.2. Barrage zoné :

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 10.4 m on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=2.5$ et $m_2= 3$).

Tableau IV.4 : tableau du prix estimatif (barrage zoné)

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	PU	Montant
1	Décapage de la couche végétale d'une épaisseur de 50cm et évacuation a la DP	m ³	2250.00	400.00	900000.00
2	Excavation para fouille dans un terrain dur	m ³	1180.00	600.00	708000.00
3	Remblai en argile (noyau)	m ³	6775.00	600.00	4065000.00
4	Remblai en matériaux limoneux-graveleux et sable (recharge de la digue)	m ³	11390.00	550.00	6264500.00
5	Protection talus amont et aval en Rip-Rap (enrochement)	m ³	760.00	2500.00	1900000.00
6	Transition talus amont gravier d'une épaisseur de 15cm	m ³	300.00	2300.00	690000.00
7	Transition talus amont sable d'une épaisseur de 15cm	m ³	300.00	1200.00	360000.00
8	Protection talus aval en TVO	m ³	600.00	400.00	240000.00
9	Transition recharge -noyau en sable d'une épaisseur de 20cm	m ³	360.00	1500.00	540000.00
10	Transition recharge -noyau en gravier d'une épaisseur de 20cm	m ³	360.00	2500.00	900000.00
11	Protection de la crête en gravier d'une épaisseur 30cm	m ³	175.00	5000.00	875000.00
12	Enrochement drain du pied	m ³	450.00	2200.00	990000.00
13	Transition drain du pied gravier	m ³	15.00	2300.00	34500.00
14	Transition drain du pied sable	m ³	15.00	1200.00	18000.00
Évacuateur de crues					
1	Excavation en grande masse dans un terrain de toute nature	m ³	6200.00	250.00	1550000.00
2	Fourniture et mise en place du béton de propreté dosé à 150 kg/m ³ y/c coffrage	m ³	50.00	6000.00	300000.00
3	Fourniture et mise en place du béton armé dosé à 350 kg/m ³ y/c coffrage	m ³	300.00	20000.00	6000000.00
4	Remblai derrière les murs de l'évacuateur y compris compactage	m ³	270.00	300.00	81000.00
5	Enrochement du canal de fuite et d'approche	m ³	250.00	2000.00	500000.00

6	Fourniture et pose de conduite en PVC perforée pour drainage DN100 mm	ml	45.00	2000.00	90000.00
7	Joint de dilatation	ml	90.00	1000.00	90000.00
Vidange de fond et prise d'eau					
1	Terrassement en tranchée dans un terrain de toute nature	m ³	160.00	200.00	32000.00
2	Fourniture et mise en place du béton de propreté dosé a 150 kg/m ³	m ³	8.00	6000.00	48000.00
3	Fourniture et mise en place du béton armé dosé a 350 kg/m ³ y/c coffrage	m ³	48.00	18000.00	864000.00
4	F/P de conduite en acier DN300 mm	ml	70.00	15000.00	1050000.00
5	F/P de vanne DN300 mm	u	2.00	250000.00	500000.00
6	Fourniture et mise en place du béton d'enrobage de la conduite dosé a 250 kg/m ³	m ³	25.00	7000.00	175000.00
7	Remblai en argile (au-dessus de la conduite) y/c compactage	m ³	92.00	500.00	46000.00
8	Enrochement du canal de fuite	m ³	138.00	2000.00	276000.00
9	F/P d'échelle métallique	u	2.00	20000.00	40000.00
10	F/P d'une grille métallique	u	1.00	20000.00	20000.00
11	F/P d'une trappe pour chambre de vanne	u	1.00	10000.00	10000.00
Total en H.T					30 157 000.00
T.V.A 17%					5 126 690.00
Total en T.T.C					35 283 690.00

IV .6. Estimation du coût des variantes

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau 0.5 : les coûts des variantes étudiées.

Variante	Travaux	Coût (Million de Dinar)	Coût total (en Million de Dinar)
Homogène	Digue	17.82	29.19
	Évacuateur de crues	8.31	
	Vidange de fond et prise d'eau	3.06	
Zoné	Digue	18.49	30.16
	Évacuateur de crues	8.61	
	Vidange de fond et prise d'eau	3.06	

IV .7. Comparaison financière des deux variantes :

A travers le Tableau récapitulatif N°V.07, il apparaît clairement que nous ne pouvons que nous orienter vers la 1 ère variante car elle est la plus économique possible et la plus facile à mettre en place techniquement.

Ce barrage en terre homogène qu'a la rigueur remplit les conditions suivantes :

- avoir une imperméabilité suffisante ;
- insoluble dans l'eau ;
- avec une faible teneur en matière organique (<5%) ;
- ne pas se fissurer sous l'effet des tassements ;
- une grande résistance au cisaillement et un maximum de densité sèche.

La première variante est la plus économique et la plus facile à mettre en place techniquement, avec un coût total 34.15 million DA

Conclusion :

D'après l'estimation du coût des différentes variantes, on remarque que le type de Digue homogène est le plus économique.

Selon l'étude géologique et géotechnique, ainsi que la disponibilité des matériaux nous Adoptons pour la même variante –digue homogène- elle est aussi la plus facile à mettre en Place techniquement.

CHAPITRE V : Conception de la digue : variante retenue

Introduction :

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

Le terme "terre" couvre donc toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même, on utilise des roches altérées facilement comptables, tel que des latérites, des schistes et grès tendres.

Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de vallée, des problèmes de transport et d'approvisionnement, des possibilités en matériel et en main-d'œuvre, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

V.1. Etude des infiltrations :

Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours des infiltrations d'eau du fait qu'on crée une charge hydraulique derrière la digue.

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considérées sous deux aspects différents, d'une part elles réduisent le volume emmagasiné, d'autre part elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage sous l'influence des renards qui sont un processus d'érosion régressive souterraine et l'eau s'infiltrant sous une certaine pression permet l'apparition de cheminements à travers la digue ou la fondation avec entraînement des particules fines et des pressions de filtration.

Les infiltrations doivent permettre la détermination des éléments suivants :

La ligne de saturation du massif du barrage ; le débit de fuite ; la pression de l'eau interstitielle dans le massif. La zone submergée du corps de la digue.

Hypothèse de calcul

La digue est isotrope du point de vue hydraulique (coefficient de perméabilité est le même dans toutes les directions).

V.1.1. Ligne de saturation

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ».

Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny et qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ; la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2.Y_0} \dots\dots\dots (IV.23)$$

En se reportant à la figure on a :

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (IV.24)$$

$$\text{Et } a = \frac{Y_0}{2} \text{ d'où } Y = \sqrt{2XY_0 + Y_0^2} \dots\dots\dots (IV.25)$$

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale. Et pour la hauteur des plus hautes eaux qui est un cas exceptionnel et de durée relativement courte.

$h = H_e$

d : étant la largeur en base diminuée de $0.7.b$

$b = m_1.h$ donc : $b = 24.00m$

$d = 21.6455 m$ est déterminée graphiquement

$y_0 = 1.431 m$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$\boxed{y^2 = 2.86 x + 2.05.}$$

La parabole coupe le plan d'eau en un point A.

Pour obtenir la ligne de saturation a partir de la parabole de Kozeny on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point D sensiblement situé à une distance de a_0 :

$$a_0 = \frac{Y_0}{2} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{d^2 + H^2} - d \right) \dots\dots\dots (IV.26)$$

AN : $a_0 = \frac{1.431}{2} = 0.72$

Tableau 0.1: Coordonnées de la parabole de Kozeny.

X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)
0	1.431	39	10.66141
3	3.260945	42	11.05675
6	4.384035	45	11.43843
9	5.273117	48	11.80778
12	6.032558	51	12.16593
15	6.706546	54	12.51382
18	7.318727	57	12.85231
21	7.883512	60	13.1821
24	8.410455	63	13.50384
27	8.906276	66	13.8181
30	9.375914	69	14.12536
33	9.823124	70	14.22631
36	10.25084		

V.1.2. Calcul du débit de fuite par infiltration :

Le débit de fuite à travers le barrage est déterminé par la formule suivante :

$$q_n = K \cdot Z_0 = K \cdot (H^2 + d^2)^{1/2} - d$$

q_n : débit d'infiltration ($m^3 / s/ml$).

K : Coefficient de perméabilité.

$H = H_e$

$Z_0 = y_0$

Sachant que :

$$K = 10^{-8} \text{ m/s}$$

$$q = 1.431 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/s/ml$$

Le débit total a travers le barrage sera :

$$Q = q \cdot L = 1.652 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/s$$

Le débit de perte en une année sera : $Q_{an} = 52.102 \text{ m}^3/an$

Cette valeur de débit de fuite est sensiblement négligeable par rapport au volume d'eau stocké.

V-2- Calcul de stabilité :

V. 2.1. Généralités sur l'étude de stabilité des barrages :

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir pour l'essentiel à la définition de la géométrie de l'ouvrage dont les pentes des talus et des principes de drainage à appliquer. Il est évident qu'un barrage mal dimensionné est instable et porte d'une part préjudice à la sécurité des populations, aux exploitations agricoles et aménagements situés à l'aval et d'autre part entraînera sûrement des travaux d'entretien et de reconstruction dont le coût pourrait influencer d'une manière négative sur les économies locales.

Schématiquement deux formes d'instabilité mécanique sont à signaler au niveau d'un barrage en remblai à savoir :

Le glissement des talus ;

L'instabilité mécanique en fondation peu probable, car le remblai sollicité moins sa fondation.

L'analyse de la stabilité du barrage consistera en la détermination des actions, combinaisons dont on retient les plus défavorables vis-à-vis du mécanisme de rupture envisagé.

Ici nous étudierons la stabilité vis-à-vis du risque de glissement des talus.

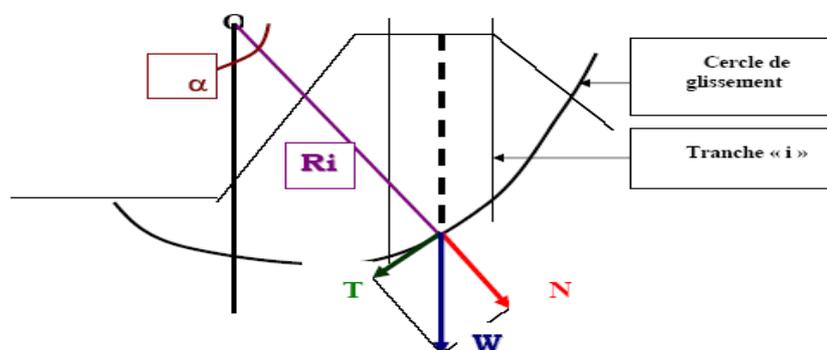


Figure V.1 : forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement

V.2.2. Stabilité des talus

Il existe plusieurs méthodes de calcul de stabilité au glissement, les plus courantes sont les méthodes dites de calcul à la rupture dont la méthode de FELLENIUS, BISHOP, TAYLOR ...etc., dans les calculs, nous considérerons les cas de sollicitation suivants :

Cas 1 : Retenue au niveau normal ;

-Cas 2 : Vidange rapide.

-Cas 3: de fin de construction. Ces trois cas doivent être analysés pour le suivant :

***État normal en service**, retenue pleine : le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités

***fin de construction** : pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées, car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées ; cas souvent dimensionnant pour le talus aval ;

***Fin de vidange rapide** : après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont ; ce cas est souvent dimensionnant pour le talus amont ;

Les coefficients de sécurité couramment admis en fonction de classe de barrage dans le tableau suivant :

Notre barrage fait partie de la classe IV ($H_b=10m$), le coefficient admissible sera donc :

- Sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,40 - 1,50$

- Avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05 - 1,10$

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

Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types :

A/ glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

A-1. Glissement en cascade.

A-2. Glissement, puit renard :

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

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

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment

des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} »

V-2.3.Ordre de calcul (Méthode de FELLENIUS) :

Pour définir la zone des centres de cercle critiques on procède de la manière suivante :

On trace tout d'abord deux droites dont l'une verticale passe par le milieu du talus, l'autre faisant un angle de 85° avec le talus, puis on trace deux arcs à partir du milieu du talus dont les rayons sont

déterminés en fonction des pentes d'après le tableau suivant où H indique la hauteur du barrage en mètres.

Tableau 0.2 : Détermination des rayons des cercles de glissement

Pentes	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
R_{min}/H	0,75	0,75	1	1,5	2,2	3
R_{max}/H	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5,5

Ensuite, nous disposerons les centres de glissement de manière à ce que les courbes de glissement ne dépassent pas les limites des talus, dont la zone limitée par la courbe de glissement sera divisée en tranches de largeur $b=0,1R$ où R est le rayon du cercle.

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

Poids de la tranche « G ».

Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».

Forces de pressions interstitielles.

Forces de Cohésion.

L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

*Composante normale (forces stabilisatrices) :

$$N = G \cos \alpha \dots\dots\dots (IV.26)$$

*Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :

$$T = G \sin \alpha \dots\dots\dots (IV.27)$$

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

Les caractéristiques géotechniques des sols

Elles sont représentées dans le tableau (IV.19) suivant :

V-2.4. Calcul des forces appliquées à chaque tranche

a. Force de pesanteur

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

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

h_1, h_2 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation. (γ_d : densité sèche).

γ_2 : densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation. (γ_{sat} : densité du matériaux de construction à l'état saturé).

b : largeur de la tranche.

Cette force- a deux composantes :

- $N=G.\cos\alpha$.: qui est une force normale stabilisatrice.

- $T=G.\sin\alpha$: qui est une force déstabilisatrice tangentielle au cercle de glissement.

Avec : $\sin\alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{\text{nombre.total.des.tranches}}$.

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

* Pour le cas d'une vidange rapide on utilise pour le calcul du poids de la tranche la densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$. Sachant que : $\gamma_w = 1 \text{ g/cm}^3$

b. Forces de cohésion

Fc = c.l (IV.28)

Avec : C: Cohésion du sol considéré.

C. Forces dues au séisme

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

T = a Gn.r/R (IV.29)

Avec :

a : Coefficient de séisme (a=0,15).

G_n : Poids de la tranche.

V-2.5. Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

Les forces stabilisatrices :

-Force de frottement

F₁ = N . tg φ(IV.30)

-Force de cohésion

F c = c.l (IV.31)

Avec : $l = \frac{2.\pi.R.B_i}{360}$

R : rayon de la courbe de glissement.

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

-Les forces motrices

les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique ($N t$), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus.

le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (IV.32)$$

Remarque que : $\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

V.2.6. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

1/- calcul de K_s : (coefficient de sécurité) :

Le coefficient « K_s » est le rapport du moment des forces stabilisatrices sur les moments des forces motrices par rapport au centre de glissement.

a)°- avec effet de séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \cdot tg \varphi + \sum C.l}{\sum G_n \sin \alpha_n + \frac{\sum a.G_n.r}{R}} \dots\dots\dots (IV.33)$$

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

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

b)- Sans l'effet de séisme :

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \cdot tg \varphi_n + \sum C.l}{\sum G_n \sin \alpha_n} \dots\dots\dots (IV.34)$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau (IV-20).

2/ Discussion sur les valeurs du coefficient de sécurité

Une fois obtenu le coefficient de sécurité pour un talus, il convient de l'interpréter dans le cadre du cas de charge envisagée.

Ainsi, on admet traditionnellement qu'un coefficient supérieur à 1,5 assure une sécurité suffisante au glissement des talus et cela pour les deux cas de charge, mais il arrive qu'on accepte des coefficients plus petits de l'ordre de 1,2 lorsque des conditions de rupture sévères sont prises en compte telles que la vidange, ou le cas de séisme comme le nôtre.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 0.3 : Résultat de calcul de stabilité :

Cas de calcul		Coefficient de sécurité	
		Sans séisme $K_{adm}=1.5$	Avec séisme $K_{adm}=1.1$
Retenue pleine	Talus amont	13.00	1.68
	Talus aval	3.065	1.150
Fin de construction	Talus amont	28.80	1.37
	Talus aval	4.65	1.27
Vidange rapide	Talus amont	2.59	1.12

Conclusion :

Sachant que la probabilité d'occurrence d'un séisme lors d'une vidange est très faible et u'une éventuelle rupture de la digue alors que la retenue est vide ne présente pas de risque de pertes de vie humaines, sachant aussi qu'une éventuelle vidange de la retenue représente un fait incertain. Dans tous les cas de figures l'ouvrage est stable et les valeurs du facteur de sécurité sont admissibles. Nous retiendrons les fruits des talus adoptés comme définitifs :

- $m = 3$; talus amont
- $m = 2.5$; talus aval

CHAPITRE VI : Etude de l'évacuateur de crues

Introduction

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans créer d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

L'évacuateur de crues

Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres, en utilisant pour ce but la charge hydraulique effective disponible.

Les dimensions des plants en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que des conditions de réalisation et d'exploitation.

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans créer d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

VI.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue

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

- La qualité des prévisions de crues
- La sismicité de la zone de l'aménagement et la fiabilité de l'exploitation
- La durée et les degrés d'utilisation
- Les conditions topographiques et géologiques particulières du site aménagé
- Le type de barrage
- Les conditions d'exploitations.

VI.2 Différents types d'évacuateurs de crue

VI. 2.1 Evacuateur central

Il est fait en béton, en maçonnerie ou en gabions, il est encadré par des bajoyers (murs latéraux qui protègent la digue). A l'aval du barrage, un bassin de dissipation permet de

réduire l'énergie de l'eau après la chute. La longueur du bassin est égale à au moins 1.5 fois la hauteur de chute.

VI.2.2 Evacuateur latéral

L'évacuateur de crues latéral est un chenal ouvert creusé dans les berges du cours d'eau et situé à côté d'une extrémité de la digue. Son implantation dépend des conditions topographiques et géologiques du site. En général, il est composé de :

- Un canal d'amenée qui dirige le courant vers le passage
- Un seuil qui détermine le débit d'écoulement
- Un chenal d'évacuation qui raccorde l'ouvrage au lit principal du cours d'eau. Il peut être revêtu ou non en fonction de la nature des sols de fondation

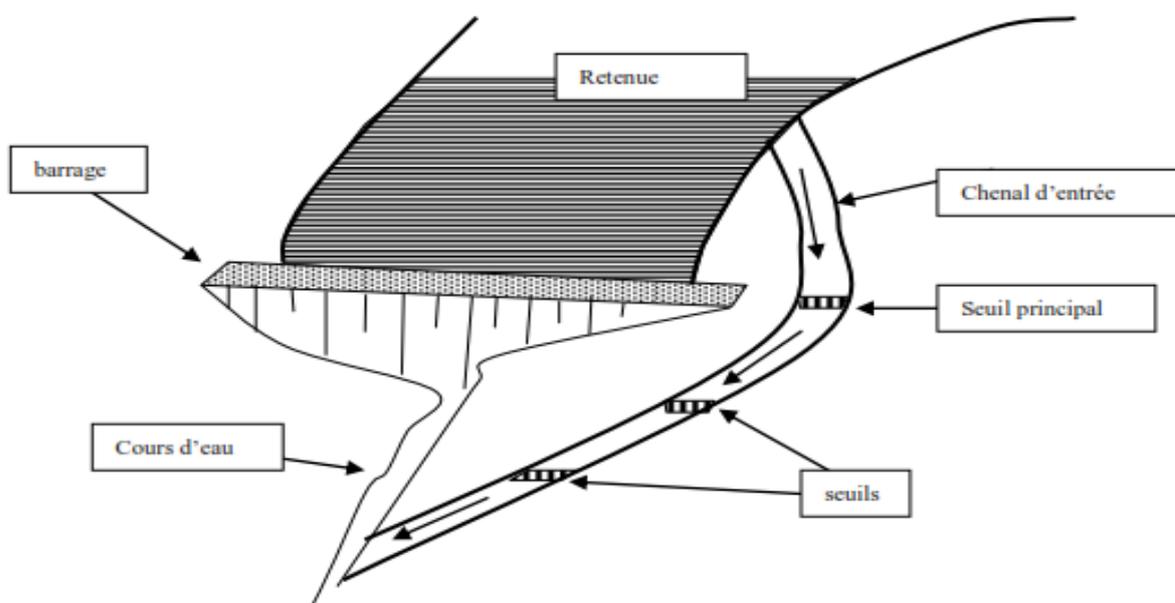


Figure VI-1 : Evacuateur de crue latérale à entonnement latéral

A. Évacuateur de crue latérale à entonnement frontal

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

Il représente les avantages :

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

Ces inconvénients sont :

- Le coût peu onéreux
- La difficulté de modification.

VI.3 Choix de la variante

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles pouvant arracher les arbres du site boisé ; la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive ; tous ces problèmes ramènent à rejeter cette Variante .

L'évacuateur de crue latéral s'adapte au site du fait que les excavations seront réduites, mais le problème de saturation pour une crue de débit qui peut dépasser celui de la crue de projet rend celle-ci peu fiable.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal s'adapte aussi au site, puisque la largeur déversante n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.

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

L'évacuateur des crues pour la retenue sera donc latéral à entonnement frontal :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Une risberme

VI.4. Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue

VI.4.1 Canal d'approche

Le canal d'approche permet de guider l'écoulement de la crue vers le seuil déversant, il doit conduire l'eau jusqu'au déversoir dans des conditions tranquilles sans turbulence. C'est un canal en terre destiné à réduire la vitesse d'approche vers le seuil déversant. Sa pente $i=0.00$, la longueur du canal d'approche est d'environ 80m pour une largeur maximale de 37m.

La charge dans le canal d'approche est égale à H+P

Données :

P : Hauteur de pelle en (m), **P = 0.55 m**

H : hauteur d'eau sur le NNR en (m), **h = 1.5 m**

finalement **H+P=2.05m**

VI.4.2 Déversoir

Le déversoir a pour but de collecter les eaux de la retenue, il joue un rôle d'une section de contrôle, il est dimensionné en fonction des contraintes de stabilité et de débit de pointe de l'hydrogramme.

On adopte à un déversoir à profil Creager qui a l'avantage d'éviter toute suppression qui provoque la cavitation et l'érosion par la suite.

La figure suivante, montre les dimensions du déversoir :

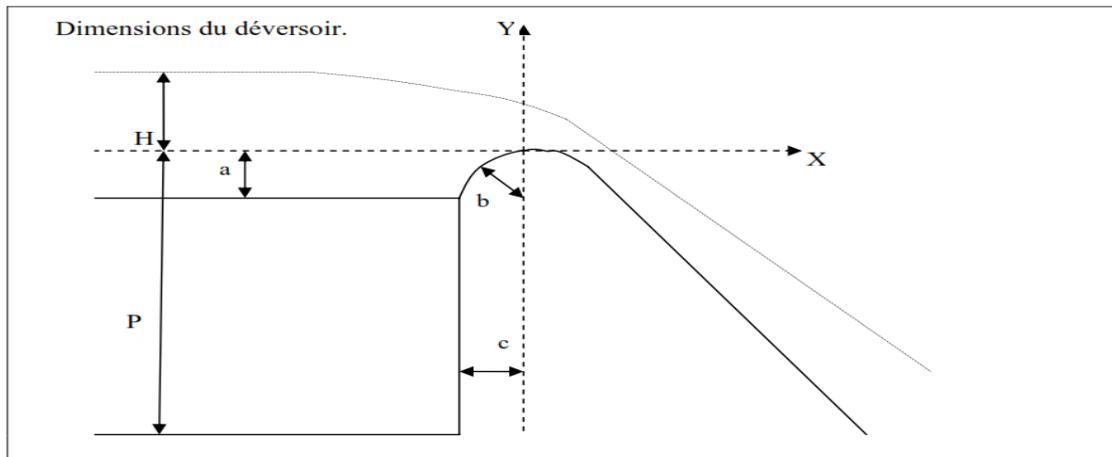


Figure VI-2 : Dimensions caractéristiques et géométrie du déversoir

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante :

$$y = \frac{x^{1,85}}{2H^{0,85}} \dots\dots\dots (VI.1)$$

H : étant la charge sur le déversoir

Tableau VI.1 : Coordonnés du profil de Greager

x(m)	y(m)
0	0
0.2	0.018
0.4	0.065
0.6	0.138
0.8	0.234
1	0.354
1.2	0.496
1.4	0.660
1.6	0.845
1.8	1.051
2	1.277
2.2	1.523

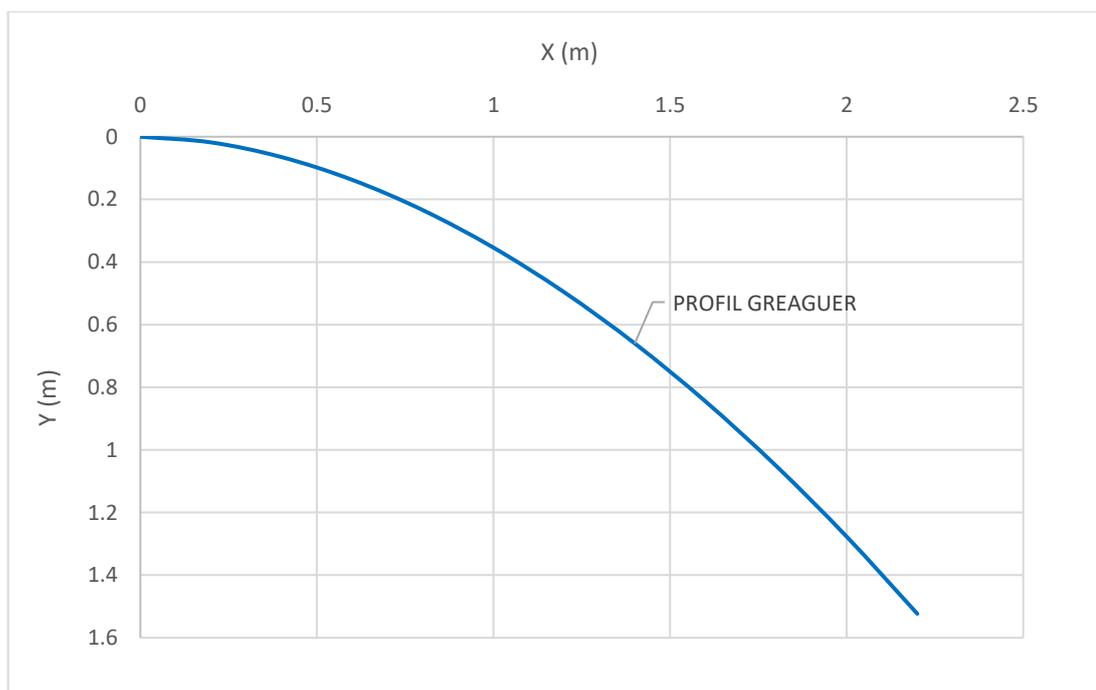


Figure VI-3 : Schéma du profil du seuil déversant type Creager

VI.4.3 Chenal d'écoulement

Le chenal d'écoulement se situe à l'aval immédiat du déversoir, il doit posséder une pente suffisamment faible pour assurer un écoulement fluvial. La forme rectangulaire est

généralement la plus adaptée pour le chenal. L'écoulement dans ce chenal n'est généralement pas uniforme, car le chenal est trop court. Il s'établit un ressaut, juste à l'aval du déversoir, qui conduit à un écoulement fluvial.

La longueur du chenal est déterminée à partir du plan topographique, elle est égale à 16.81 m, il à une faible pente de 0.2% pur que le régime d'écoulement y soit fluvial

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calcule la profondeur critique " y_c " et la pente critique.

Profondeur critique

$$y_c = 0.47 \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2}} \dots\dots\dots(VI.2)$$

Avec :

Q : Débit à évacuer (m³/s), **Q = 29.75 m³/s**

b1 : largeur du chenal, **b1 = 10m**

g : l'accélération de pesanteur, **g = 9.81m/s**

$$y_c = 0.9722 \text{ m}$$

La profondeur d'eau dans le chenal est :

$$H_c = 1.5 * Y_c = 1.458 \text{ m}$$

la vitesse V au niveau de la section de contrôle, c'est-à-dire au début du coursier est :

$$V = Q / S$$

Avec :

Q : Débit à évacuer (m³/s), **Q = 29.75 m³/s**

b2 : largeur du coursier, **b2 = 8m**

g : l'accélération de pesanteur, **g = 9.81m/s**

$$y_c = 0.47 \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2}}$$

$$y_c = 1.128 \text{ m}$$

$$V = 3.296 \text{ m/s}$$

La revanche R est égale à :

$$R = 0.6 + 0.05 * V * Y^{2/3}$$

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

la hauteur du mur Hm du chenal sera :

$$H_m = H_c + R$$

$$H_m = 2.22 \text{ m}$$

Donc on adopte la hauteur du mur égale à **2.20 m**.

VI.4.4 Le convergent :

Le canal à une pente de 0.2 % pour que le régime d'écoulement y soit fluvial.

A l'extrémité du chenal là où le coursier, on projette un convergent pour marquer le passage en régime torrentiel.

La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante :

$$L = 2.5 * (l_1 - l_2)$$

Ou :

l₁ : est la largeur au plafond du bief amont **l₁ = b₁ = 10.0 m**

l₂ : est la largeur au plafond de la section de contrôle **l₂ = b₂ = 8.0 m**

$$\text{donc : } L = 5.0 \text{ m}$$

VI.4.5 Le coursier :

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement et conduit l'eau du convergent au bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

C'est un canal prismatique de section rectangulaire de 8.0 m de largeur, d'une longueur de 29.25 m

Le calcul du tirant dans le coursier se fait comme suit :

A la section de contrôle il est égal à la hauteur critique $Y_1 = 1.128$ m

Le long du coursier il devient inférieur à Y_c et il atteint en fin de coursier une valeur que nous déterminons à partir de l'équation de Bakhmetev.

La pente est égale à $i=0.25$

Le module de débit est $K = (Q / I)^{1/2} = 59.50$

La rugosité du béton est $n = 0.014$

On détermine tout d'abord la profondeur normale, cette profondeur est celle qui apparaît pour la pente du coursier si l'écoulement était uniforme.

Elle se déduit de l'équation de Chézy :

$$Q = C * S * (R / I)^{1/2}$$

Le calcul se fait par itération successives.

Après itérations on opte pour $h_0 = 0.264$ m.

La vitesse dans le coursier :

$$V = Q / (b*h) = 12.30 \text{ m/s}$$

VI.4.6 Bassin de dissipation :

Le principe de la dissipation de l'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial.

Dans les bassins à ressaut hydraulique, l'énergie dissipée peut être exprimée en fonction du nombre de Froude au niveau de la section initiale du ressaut Fr_1 . Le meilleur intervalle du nombre de Froude qui assure une dissipation d'énergie élevée et la régularité du courant aval est celui compris entre 4.5 et 9 (ressaut stable). Pour des grandes valeurs, le ressaut est dit fort. Il est appelé faible ou oscillant pour des faibles valeurs de Fr_1 . Ces valeurs entraînent la formation des ondulations dans le courant aval ou à des tourbillons instables voire à une dissipation d'énergie quasiment nulle.

Les différents types de ressaut hydraulique en fonction du nombre de Froude sont les suivants :

$1.0 \leq Fr \leq 1.7$ Ressaut ondulé.

$1.7 < Fr \leq 2.5$ Ressaut faible de petites apparaissances en surface.

$2.5 < Fr \leq 4.5$ Ressaut oscillant.

$4.5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$9 < Fr$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Pour notre cas :

Fr =7.144, Froude est compris entre 4.5 et 15 donc nous avons opté pour un bassin d'amortissement de type II élaboré par USBR.

Nous avons : $4.5 < Fr \leq 15$ donc on opter pour un bassin de type II.

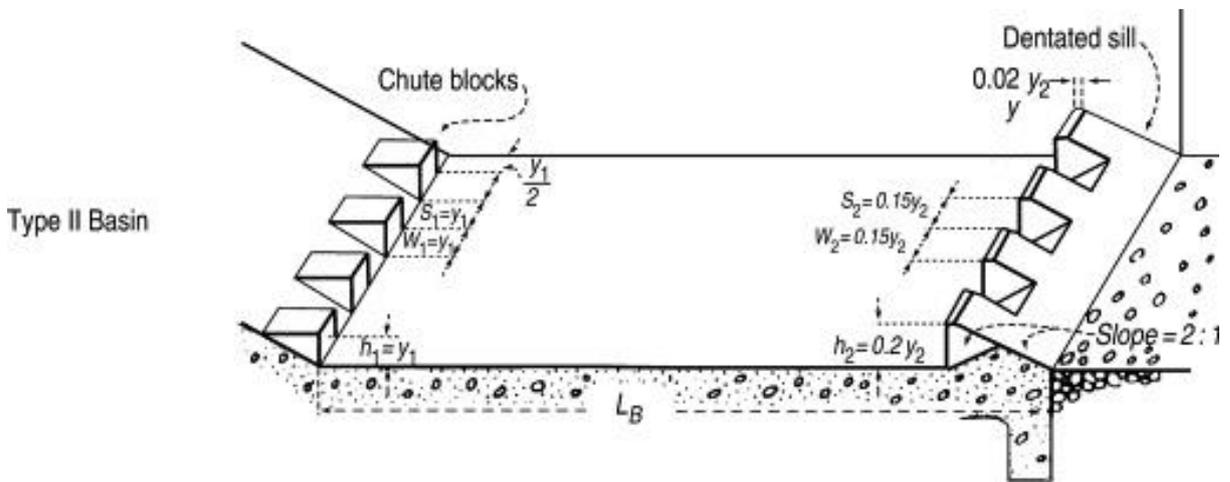


Figure VI-4 : Schéma de bassin de dissipation, type II (USBR, 1987)

A. Détermination des caractéristiques du bassin

$$F = 7.144$$

$$y_1 = 0.302 \text{ m}$$

Déterminons y_2 :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} (-1 + \sqrt{1 + 8F^2})$$

$$\frac{y_2}{y_1} = 9.615 \quad \text{d'où : } y_2 = 2.90 \text{ m}$$

avec,

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m)

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m)

La longueur du bassin :

$$L = y_2 (1.62 + 0.1788F - 0.007F^2)$$

D'où

$$L = 7.36628 \text{ m}$$

Donc :

On prend **L = 7.50 m**

Dimension des dents défectrices :

- Hauteur = 0.30 m
- Espaces entre les dents = 0.30 m
- Espace fractionnel = 0.30 m

On calcule le nombre de dents défectrices (n).

$$n = \frac{b}{2Y_1}$$

n = 9.924 on prend la valeur inférieure par défaut, c'est-à-dire n = 9 dents

Dimensions des blocs amortisseurs d'énergie :

$$h_3 = y_1 (0.545 + 0.175 F)$$

Dimensions des blocs amortisseurs

- Hauteur = $h_3 = 0.5427$
- Epaisseur = $0.75 h_3 = 0.4070$
- Longueur = $1.2 h_3 = 0.7512$
- Epaisseur supérieure = $0.2 h_3 = 0.1085 \text{ m}$
- Espace entre les blocs = $0.75 h_3 = 0.4070 \text{ m}$
- Espace fractionnel = $0.375 h_3 = 0.2035 \text{ m}$

$$N_d = \frac{b}{1.5h_3}$$

Nombre des blocs amortisseurs (N)

$$h_4 = y_1 (0.956 + 0.063 F)$$

Dimension du seuil terminal

$$h_4 = 0.4250$$

- Epaisseur de la face supérieure du seuil = $0.04 h_4 = 0.0170$
- Longueur = $2.04 h_4 = 0.8671$

VI.4.7 Canal de fuite

Le canal de restitution est constitué d'un tronçon revêtu par des enrochements jusqu'à l'oued. La vitesse admissible pour les enrochements est 3.00 m/s.

La pente du canal de fuite est :

$$I = V^2 / (R * C^2)$$

$$I = 0.00068$$

Conclusion :

Le mauvais dimensionnement des ouvrages annexes peut endommager notre retenue pour cela notre étude a été réalisée avec précision pour éviter les dégâts.

Le diamètre de la vidange de fond est de 300 mm avec une vanne de vidange au pied de la retenue et elle sera manipulée manuellement.

CHAPITRE VII : ORGANISATION ET ORDONNANCEMENT DES TRAVAUX

Introduction :

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main-d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour lesquels, on adopte une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient ;

VII.1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

VII.1.1. 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 et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

VII.1.2. Le Maître d'œuvre :

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

VII.1.3. L'entrepreneur :

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné. Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier se résume (figure VII.1) :

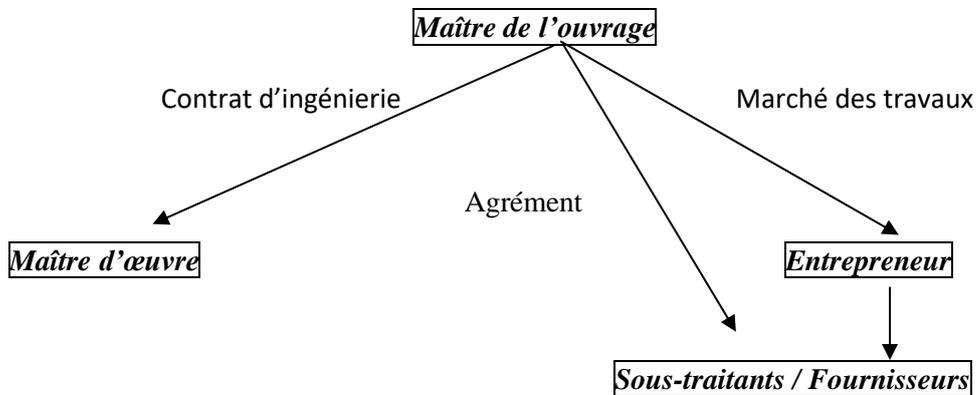


Figure VII.1. Schéma de la relation entre les éléments de chantier.

VII-2- Installations du chantier :

VII-2-1- Installations destinées au personnel :

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII-2- 2- Installations destinées au stockage des matériaux :

*Agrégats :

Les agrégats destinés à la fabrication du béton (sable, graviers) doivent être contrôlés à leur réception ; il convient de vérifier la granulométrie en prélevant des échantillons.

Le pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats est donné par le tableau suivant :

Tableau. VII.1. Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats

Matière indésirable	% maximum du poids du plus gros granulats
Argile, limon, vases	1%
Charbon, bois	1%
Matériaux tendres	8%
Autres substances -nuisibles-	1%

Les différents sables et les graviers seront stockés en tas mélange. Vu que leurs densités sont différentes un mélange risque de fausser la pesée. La méthode de stockage sera en étoile, la

teneur en eau des agrégats doit être contrôlée avant utilisation vue que le degré hydrométrique de l'air en variable ainsi que les éventuelles précipitations.

***Le Ciment et les aciers :**

Le ciment sera livré en vrac et stocké dans des silos. A sa réception il est nécessaire de procéder à un contrôle de température et à certaines analyses de laboratoire (résistance, le temps de prise, et les aciers). On doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

***L'eau de gâchage :**

L'eau destiné au gâchage du béton doit satisfaire aux normes internationales en :

Matières organiques : 0.1 (g/l)

Matières en suspension : 0.2 (g/l)

Sels dissout : 1.5 (g/l)

Sulfates : 1.0 (g/l)

Acide humique : 0.05 (g/l)

Acide sulfhydrique : 0.05 (g/l)

Chlorures : 0.1 (g/l)

Ces éléments indésirables risquent de provoquer de fausses prises ou encore altérer le ciment ou attaquer les aciers.

***Le Béton :**

Le béton est matériau artificiel dont on fait la plus grande consommation de nos jours en travaux publics et de bétonnage en général.

Le béton employé devra avoir une résistance à la compression à 28 jours de 180 bars, il se compose de sable, graviers de différentes granulométries, d'un liant hydraulique (ciment ou autres) et d'eau.

***L'énergie électrique :**

L'alimentation en énergie électrique sera faite par un groupe électrogène, ne justifier pas l'alimentation à partir d'un réseau de moyenne tension (SONELGAZ).

***L'alimentation en eau potable**

L'alimentation en eau potable sera assurée par un réservoir de stockage dont le volume sera réalimenté quotidiennement.

***L'alimentation en carburant**

L'alimentation sera assurée par des camions citernes, le stockage sera fait dans des réservoirs enterrés avec un accessoire de pompage.

VII.2.3. Installations destinées à la réparation des engins :

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

VII.2.4- Installations pour la préfabrication :

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ...etc.

VII.3- les moyens de chantier :

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci-après : les compacteurs à pneus ; les rouleaux à pieds dameurs pour le compactage des sols fins ; les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux.

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

*la décapeuse automotrice (motor scraper) ;

* la pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou a un relief très marqué.

VIII-4-Le devis estimatif :

Le devis estimatif et quantitatif est représenté dans les tableaux suivants :

Tableau 0.2 : devis estimatif :

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Pu	Montan
1	Décapage de la couche végétale d'une épaisseur de 50cm et évacuation à la DP	m ³	2250.00	400.00	900000.00
2	Excavation para fouille dans un terrain dur	m ³	1180.00	600.00	708000.00
3	Remblai en argile du corps de la digue y/c arrosage et compactage	m ³	18500.00	600.00	11100000.00

4	Protection talus amont et aval en rip-rap (enrochement)	m ³	760.00	2500.00	1900000.00
5	Protection talus aval en TVO	m ³	600.00	400.00	240000.00
6	Transition talus amont gravier d'une épaisseur de 15cm	m ³	300.00	2300.00	690000.00
7	Transition talus amont sable d'une épaisseur de 15cm	m ³	300.00	1200.00	360000.00
8	Protection de la crête en gravier d'une épaisseur 30cm	m ³	175.00	5000.00	875000.00
9	Enrochement drain du pied	m ³	450.00	2200.00	990000.00
10	Transition drain du pied gravier	m ³	15.00	2300.00	34500.00
11	Transition drain du pied sable	m ³	15.00	1200.00	18000.00
Évacuateur de crues					
1	Excavation en grande masse dans un terrain de toute nature	m ³	5000.00	250.00	1250000.00
2	Fourniture et mise en place du béton de propreté dosé à 150 kg/m ³ y/c coffrage	m ³	50.00	6000.00	300000.00
3	Fourniture et mise en place du béton armé dosé à 350 kg/m ³ y/c coffrage	m ³	300.00	20000.00	6000000.00
4	Remblai derrière les murs de l'évacuateur y compris compactage	m ³	270.00	300.00	81000.00
5	Enrochement du canal de fuite et d'approche	m ³	250.00	2000.00	500000.00
6	Fourniture et pose de conduite en PVC perforée pour drainage DN100 mm	ml	45.00	2000.00	90000.00
7	Joint de dilatation	ml	90.00	1000.00	90000.00
Vidange de fond et prise d'eau					
1	Terrassement en tranchée dans un terrain de toute nature	m ³	160.00	200.00	32000.00
2	Fourniture et mise en place du béton de propreté dosé a 150 kg/m ³	m ³	8.00	6000.00	48000.00
3	Fourniture et mise en place du béton armé dosé a 350 kg/m ³ y/c coffrage	m ³	48.00	18000.00	864000.00
4	F/P de conduite en acier DN300 mm	ml	70.00	15000.00	1050000.00
5	F/P de vanne DN300 mm	u	2.00	250000.00	500000.00

6	Fourniture et mise en place du béton d'enrobage de la conduite dosé a 250 kg/m ³	m ³	25.00	7000.00	175000.00
7	Remblai en argile (au-dessus de la conduite) y/c compactage	m ³	92.00	500.00	46000.00
8	Enrochement du canal de fuite	m ³	138.00	2000.00	276000.00
9	F/P d'échelle métallique	u	2.00	20000.00	40000.00
10	F/P d'une grille métallique	u	1.00	20000.00	20000.00
11	F/P d'une trappe pour chambre de vanne	u	1.00	10000.00	10000.00
Total en H.T					29187500.00
T.V.A 17%					4961875.00
Total en T.T.C					34149375.00

A partir de ces devis on trouve que le coût total de notre ouvrage est estimé à :

34.2 Million de DA.

VII.5. Terrassement au niveau des installations de chantier :

a) - Exécution des voies d'accès :

La desserte est composée de 1 routes principales. Des ponts provisoires seront construits par des buses pour la traversée de l'oued des deux côtés de l'ouvrage (aval et amont). Ces buses seront posées et revêtues en béton.

b) - Détermination des engins nécessaires :

Pour les l'exécution des voies d'accès il y a lieu de se disposer d'un chargeur au de la carrière d'alluvions dont le rendement est :

$$R = \frac{60.G.K_r.K_t}{T.K_f} \quad \text{m}^3/\text{h}$$

Où : G : capacité du godet.

K_r : coefficient de remplissage de godet.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

K_f : coefficient de foisonnement.

Pour le transport de ces matériaux on a besoin de camions benne dont le rendement est :

$$R_c = \frac{60.G.K_t}{T} \quad \text{m}^3/\text{h}$$

Où : G : capacité de la benne du camion.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Le réglage sera assuré au moyen d'un bulldozer d'un rondement :

$$R_b = \frac{60.G.K_t}{T} \quad \text{m}^3/\text{h}$$

Où : G : capacité de la lame.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Il est à signaler, qu'avant l'exécution des voix d'accès il est nécessaire de procéder à leur préparation au moyen d'un bulldozer avec un rendement important. Comme le délai d'exécution étant relativement important il est nécessaire de faire appel à un autre bulldozer et ceci dans le but d'accélérer les travaux.

VII.5.1. Dérivation provisoire :

Il est évident qu'il plus avantageux de donner à la galerie de vidange les dimensions voulues pour servir de la galerie de dérivation.

Le calcul doit se faire dans cette optique, ce qui conduira inévitablement à envisager les deux alternatives ci-après :

- Dérivation en une étape au moyen d'une galerie ;
- Dérivation en deux étapes avec canal à ciel ouvert et galerie.

Dérivation en une seule phase :

Selon cette solution, l'oued barré par un batardeau s'écoulerait sous pression dans la galerie de vidange. Ceci interdirait le démarrage des travaux d'exécution des alluvions graveleuses de l'oued de la digue avant l'achèvement de la galerie et le batardeau. De ce fait, la digue du batardeau serait forcée de reposer sur des fondations non préparées pour leur plus grande partie.

Dérivation en deux phases :

Compte tenu de ce qui précède, il est indispensable d'envisager la dérivation de l'oued selon les deux étapes ci-après qui permettent d'exécuter les autres travaux de fondation nécessaires pendant la construction de la galerie.

Première étape : Creusement d'un canal à ciel ouvert sur la rive droite et la construction d'un batardeau temporaire.

Deuxième étape : Construction de la galerie de dérivation et d'un batardeau permanent.

La dérivation se fera donc pour un canal de 4m de largeur creusée dans l'appui droite. Elle se fera ensuite par une galerie circulaire.

a) Exécution du batardeau principale :

Les règles d'économie dictent l'utilisation des matériaux extraits des fouilles les plus voisines pour la construction des éléments de l'aménagement. Pour cela il est plus rationnel de concorder l'excavation de l'évacuateur de crues avec le remblayage de la digue du batardeau principal et ceci pour éviter une double manutention des déblais.

b) Opération d'exécution du batardeau principale :

Les matériaux servant à la construction des massifs collationneuses proviennent des excavations de l'évacuateur de crues, tandis que l'écran d'étanchéité nécessite la préparation d'une carrière réservée à cet effet, les opérations d'exécution s'effectueront dans l'ordre suivant :

Décapage de la couche superficielle.

Aménagement des fosses de ceinture.

Construction des routes d'accès et des rampes.

Creusage et déplacement de terre utile.

Ces opérations seront suivies de la mise en place des terres s dans le corps du batardeau, et qui à son tour s'effectuera dans l'ordre suivant :

Déchargement des terres dans la zone considérée.

Réglage des terres déchargées.

Humectage des terres jusqu'à la teneur en eau optimale.

Compactage des terres par couches successives.

N.B : les couches de remblayage doivent se succéder dans l'ordre suivant :

- Massif aval
- Ecran d'étanchéité
- Massif amont

c) Exécution du massif du batardeau :

Etant donné que les matériaux extraits des déblais de l'évacuateur de crue sont très suffisants pour la construction des massifs du batardeau.

On utilise dans ce cas pour le chargement un chargeur et pour le transport des camions à benne.

d) Exécution du remblai des massifs :

Un bulldozer est capable de procéder au régalage des terres.

Un camion-citerne :

Un camion-citerne de 10m³ muni d'une pompe pour le remplissage et un arroseur pour l'humectation est nécessaire pour accomplir cette tâche.

Le volume d'eau nécessaire pour l'humectation d'un mètre cube de terre est déterminé d'après la formule suivante :

$$q = \frac{W_0 - W_n + W_p}{100} \cdot \frac{\gamma_n}{\gamma_0}$$

où: W_0 : Humidité optimale demandée.

W_n : Humidité naturelle de sol.

W_p : Perte d'humidité au cours de transport.

γ_n : Densité humide de sol.

γ_0 : Densité d'eau utilisée pour l'humectage.

Le volume total d'humectage : $Q = q \cdot V_m$

Avec : V_m : volume total des massifs.

Un compacteur (rouleau vibrant) :

Pour le compactage ces matériaux on a besoin d'un compacteur dont le rendement est :

$$R = \frac{V \cdot (B - c) \cdot h_c}{N} \cdot K_t \quad \text{m}^3/\text{h}$$

Où : V : Vitesse du compacteur en service.

B : Largeur du compacteur.

c : Epaisseur de la couche à scarifier.

h_c : Epaisseur de la couche à compacter.

K_t : coefficient d'utilisation du temps.

N : Nombre de passage du rouleau sur une bande.

e) **Extraction des terres dans la carrière :**

Le choix de l'excavation dépend essentiellement de l'importance du volume à extraire et de l'état dans lequel se trouvent les matériaux.

Dans notre cas on opte pour une pelle butte dont la capacité du godet est de l'ordre 0,65 à 2m³. Un godet de 1m³ est adopté.

Le rendement de l'excavateur est :

$$R_p = g.n.K_r.K_t \cdot \frac{1}{K_f} \quad \text{m}^3/\text{h.}$$

Où : g : capacité du godet de l'excavation.

n : Nombre de cycle pendant une heure de travail, $n=3600/T$

Avec : T durée d'un cycle égale à 30secondes.

K_r : coefficient de remplissage du godet.

K_t : coefficient d'utilisation du temps.

K_f : coefficient de foisonnement des terres.

VII.5.2. Exécution de la digue :

Le remblayage des différentes zones de la digue sera exécuté avec les matériaux prévenant des diverses zones d'emprunt se trouvant à des distances relativement acceptables. Ces matériaux doivent répondre aux exigences du projet d'étude du point de vue granulométrie, perméabilité, propriété, ...etc.

Pour l'excavation des matériaux on pourra utiliser une pelle hydraulique en butte, dont la capacité est estimée en fonction du volume des matériaux nécessaires.

Compte tenu de l'importance du volume à extraire, il est plus rationnel de deviser la carrière en bandes, afin de faciliter son exploitation au fur et à mesure des besoins du chantier.

Définitions des engins nécessaires :

-Pelle brute

-Camion benne

-Bulldozer.

a- Exécution du remblai de la digue :

Avant de commencer le terrassement du remblai, un remblai d'essai sera prévu. Le remblai d'essai a pour objet de déterminer l'épaisseur des couches à compacter, le nombre de passes de

rouleaux et le type de rouleaux à utiliser. Etant donné que la digue est composée de différentes zones, il y a lieu de respecter l'ordre de mise en place des matériaux respectifs.

Mise en place des terres dans le corps de la digue :

Une fois la fondation de la digue préparée, on procède à la mise en place des terres dans le corps de la digue. Cette opération consiste à l'épandage (régalage) des matériaux du remblai, suivi d'un nivellement, humectation puis compactage jusqu'à l'obtention du degré de compactage exigé par le projet.

Technologie d'exécution des différentes opérations :

1- Déchargement :

Le déchargement doit s'effectuer régulièrement en respectant la distance entre deux déchargements successifs et ceci pour faciliter leur régalaage.

2- Régalage des terres :

Le régalaage sera assuré par un bulldozer.

3- Humectage des terres :

L'humectage se fera au moyen d'un camion-citerne.

4- Compactage :

Le compactage des matériaux sera assuré par un compacteur aux rouleaux lisses avec vibration.

b- Exécution des travaux de carrier des filtres et drains :

Le lit de la rivière représente une zone d'emprunt adéquate pour l'extraction des matériaux de transition. L'extraction des matériaux se fera à l'aide d'une pelle rétro hydraulique, et qui assurera leur chargement dans un camion benne qui a son tour assurera leur transport jusqu'à la centrale de concassage pour la fabrication des différents matériaux dont la granulométrie est exigée par le projet d'étude.

Matériel nécessaire :

- bulldozer
- pelle hydraulique.
- camion benne.

Mise en place des filtres et drains :

Elle est également identique aux massifs du la digue, seul le compactage est assuré au moyen d'un rouleau lisse sans vibration et ceci afin d'éviter la ségrégation des matériaux qui favorise l'augmentation des fines et par conséquent elle influe sur la fonction du filtre.

c- Enrochement de protection des paramètres :

Les matériaux pour l'enrochement de protection (rip-rap) des parements consisteront en fragments de roche dure, dense, saine et stable à l'aire libre et à l'eau.

Les enrochements sont simplement déversés des camions et régalez ensuite à l'aide d'une pelle mécanique de manière à assurer un bon arrangement des blocs, cette opération se répète au fur et à mesure de la montée du remblai et ce tous les 3m.

VII.5.3. Exécution des travaux de bétonnage :

a) - Généralités :

Les travaux de bétonnage représentent généralement un élément très important lors de l'exécution du barrage, car la plupart des ouvrages nécessitent des quantités énormes de ce matériau. Il est donc nécessaire de définir sa composition et ceci selon sa destination et selon sa l'importance de l'ouvrage projeté en respectant les données du projecteur. Il faut rappeler que seules quelques gâchées d'essai et la confection d'éprouvettes permettront d'ajuster au mieux la composition à adopter définitivement en fonction des qualités souhaitées et des matériaux effectivement utilisées.

Nous nous bornerons au calcul de la composition du béton B40, dont la résistance moyenne est de 300 bars, et ceci à titre d'exemple.

b) - Composition du béton :

- Affaissement (5-11) cm.
- Résistance moyenne spécifiée 300 bars.

On suppose que les granulats sont assez secs mais présentent quand même une certaine humidité sur l'abaque on se place sur la zone comprise entre les zones sèches et humides et l'on trouve :

- Eaux : 180 l/m³
- Ciment classe 350 kg/m³
- Sable : 0/5 mm
- Gravier : 5/25 mm
- Cailloux : 20/40 mm

c)- Bétonnage de l'évacuateur de crue :

L'évacuateur de crue sera construit sur les marne grisâtre compacté de la rive droite .

Exécution des coffrages :

Les éléments de l'évacuateur de crue se diffèrent et nécessitent en général plusieurs types de - coffrages à savoir :

- coffrage glissant en acier pour mur.

-Coffrage glissant pour radier.

-Coffrage en bois, et autre.

Le coffrage en bois, en panneaux métalliques, fait sur mesure, ou les coffrages métalliques glissant de dimensions appropriées (3x10m) sont montés avant le bétonnage.

Les coffrages pour les parties arrondies ou tout autres éléments spéciales seront préparés à l'avance à l'atelier de coffrage. Pendant le montage, il faut vérifier la position verticale et longitudinale d'après les repères topographiques afin de garantir un bétonnage répondant aux exigences du projet.

Mise en place du matériel :

-Jeux de coffrage glissant.

-Camion grue.

-Pompe à béton.

-Camion malaxeur.

-Pervibrateur.

Mise en place du personnel :

-Equipe de coffrage.

-Equipe de ferrailage.

- Equipe de bétonnage.

VII.6. Planification :

VII.6.1. Définition :

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à --- entreprendre, elle consiste en :

-installation des postes de travail ;

-observations instantanées ;

-analyse des tâches ;

-le chronométrage ;

-définition des objectifs et des attributions ;

-simplification des méthodes ;

-stabilisation des postes de travail.

VII.6.2. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

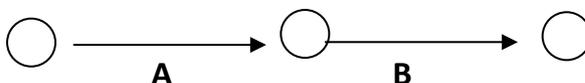
VII.6.2.1. Méthodes basées sur le réseau :

VIII.6.2.1.1. Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

Réseau à flèches :

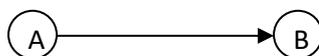
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

VII.6.2.1.2 Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

Etablissement d'une liste des tâches :

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

Détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

Construction des graphes partiels ;

Regroupement des graphes partiels ;

Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;

Construction du réseau ;

VII.6.2.1.3. Méthode C.P.M (Critical Path Method) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VII.6.2.2.les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VII.6.2.2.1. Collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VII.6.2.2.2. Décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VII.6.2.2.3. Relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation ; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VII.6.3.les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	<i>TR</i>
DFP	<i>DCPP</i>
<i>DFPP</i>	<i>MT</i>

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale. Et on a :
$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

VII.6.3.1. Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\mathbf{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.P} \end{cases}$$

VII.6.3.2. Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ; Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante :

$$\mathbf{T = \frac{Q.N}{n}}$$

Avec :
$$\begin{cases} \mathbf{Q = Quantité de travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VII.6.4. Plannings des travaux

Il existe trois types de plan de travail :

VII.6.4.1. Plan de travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VII.6.4.2. Plan de travail au plus tard : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VII.6.4.3. Plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date u plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII.7. Délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

Le déroulement du travail dans un ordre correcte c'est-à-dire une bonne succession des opérations ; le respect des délais de réalisation pour chaque opération faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut

Rendement asservi par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport ; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VII.7.1. Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau 0.3 : symboles des opérations

Phases des Travaux	Opérations	Durée (mois)
Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier	A	1
Décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange	B	1
Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage ;	C	2
Préparation des zones d'emprunt	D	2
Déboisement de la cuvette ;	E	3
Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	F	1
Approvisionnement du filtre	G	2
Mise en place un système de drainage	H	1
Remblai compacté	I	4
Excavations de l'évacuateur de crues	J	1
Génie civil de l'évacuateur de crues	K	2
Revêtements de talus	L	3
Équipements hydraulique	M	1
Travaux des finitions	N	2

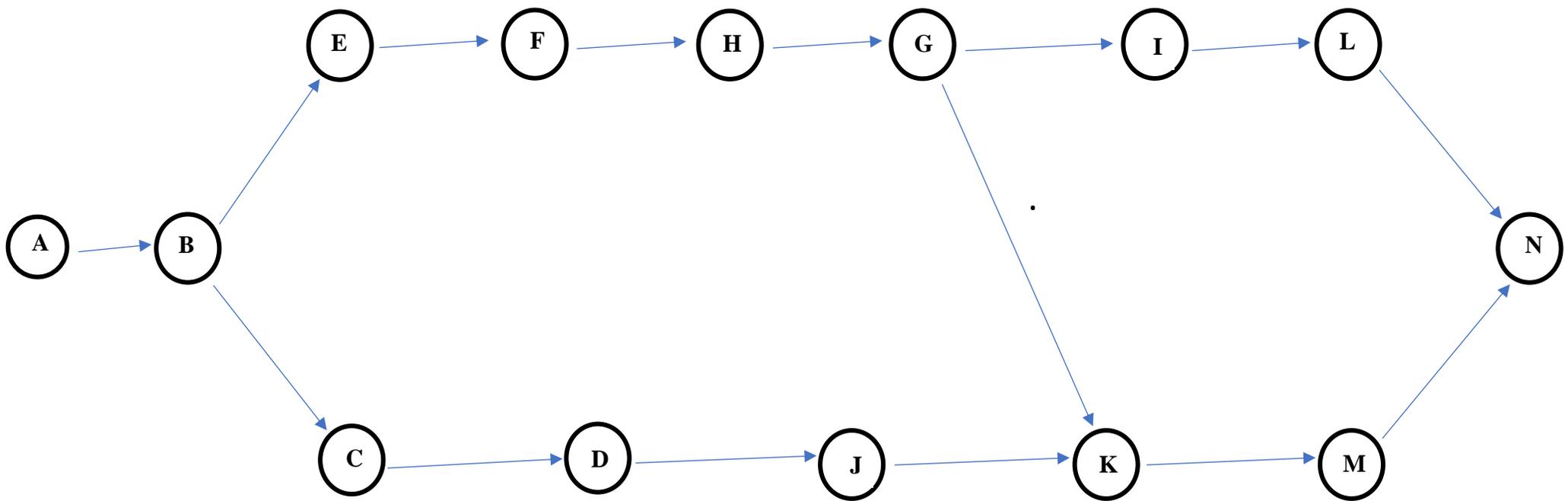


Figure VII.2: Vue schématique du réseau à nœuds

VII.8. Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau 0.4 : Détermination des chemins critiques.

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	1	0	1	0	1	0
B	1	1	2	1	2	0
C	2	2	4	8	10	6
D	2	4	6	10	12	6
E	3	2	5	2	5	0
F	1	5	6	5	6	0
G	2	7	9	7	9	0
H	1	6	7	6	7	0
I	4	9	13	9	13	0
J	1	6	7	12	13	6
K	2	9	11	13	15	4
L	3	13	16	13	16	0
M	1	11	12	15	16	4
N	2	16	18	16	18	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation égale à **18** mois.

Donc le chemin critique est : **A-B-E-F-H-G-I-L-N.**

Conclusion :

Organiser le barrage de BOU-LEXAXINE en coordonnant la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles, les travaux à exécuter pour la construction de ce barrage.

Tel est l'objet de ce chapitre, malgré les problèmes auxquels nous nous sommes heurtés (tels que manque de documents détaillés), nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent à l'organisation de chantier.

Une importance a été donnée à l'organisation de la construction, une organisation compatible avec tous les travaux, afin de supprimer les temps morts, d'avoir une meilleure qualité de conserver une même vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaires et sur tous les points de chantier.

CHAPITRE VIII : SECURITE AU TRAVAIL DU CHANTIER

Introduction :

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et sur le plan humain.

L'objet sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits « de sécurité », leur utilisation est contestable bien que le problème reste difficile.

VIII. -1- Comité de sécurité :

L'Agent de sécurité fait la patrouille périodiquement dans le chantier et rapporte le résultat de la patrouille à la réunion tenue à cet égard.

VIII.2. Instructions structurelles sur la sécurité :

VIII.2.1. Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier :

Quoiqu'il en soit Algérien ou expatrié ; la personne qui travaille ou pénètre sur le site doit être informé en matière de sécurité de façon qu'il respecte les règles de sécurité du chantier.

VIII.2.2. Instructions à donner au Chef d'équipe :

Le Chef d'équipe confirme périodiquement les mesures préventives contre les accidents.

Réunion matinale en matière de sécurité :

Le contre maître de chaque poste préside tous les matins une réunion pour expliquer le détail des travaux à exécuter en précisant l'instruction sur la sécurité.

Mise en ordre du chantier :

L'effectif de chaque poste s'engage à la mise en ordre du chantier une fois par mois à la date préalablement fixée.

VIII.3. Contrôle et entretien du matériel :

Les engins ne peuvent être utilisés sur le site qu'avec le bon de mise en service qui sera émis à la suite du contrôle mécanique les engins utilisés doivent passer le contrôle journalier et son résultat sera enregistré dans le rapport journalier.

Les engins doivent être au contrôle période et son résultat sera enregistré dans le carnet d'entretien.

Les échafaudages, plateforme, passerelle, boisage, cintre, coffrage, soutènement, et toute autre installation les gardes corps, rampes, filets, ceintures de sécurité et toute autre dispositif de sécurité, les chaînes câbles au cordage, les échelles ainsi que matériel et engins de toute

nature mis par les chefs d'établissement à la disposition des travailleurs à effectuer et aux risques auxquels les travailleurs sont exposés.

VIII.4. Organisation du service de la sécurité d'ouvrage :

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes.

VIII.5. Principes fonctions du service de sécurité :

a) Etudes :

Participation au Comité d'hygiène et de sécurité.

Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».

Suggestions du Personnel.

Statistique : élaboration et commentaire.

Rapport avec l'administration.

b) Exécution :

Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).

Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c) Contrôle :

Enquêtes à la suite des accidents.

Inspections des installations.

Visites périodiques effectuées par les organismes.

Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

d) Animation :

Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.

Equipes de secours.

Formation spéciale concernant certaines professions.

VIII.6. Causes des accidents de travail :

Les différents facteurs réagissant les causes d'accidents de travail se subdivisent en deux catégories : l'une se traduit par les facteurs humains, l'autre par les facteurs matériels.

VIII.6.1. Facteurs humains :

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humain qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

*La négligence des travailleurs.

*La fatigue excessive

*Manque de concentration.

*L'agitation

*La nervosité.

*Inaptitude mentale ou physique.

*Taux d'erreur important.

VIII.6.2.facteurs matériels

Les causes d'accédants d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

*Des outils et engins utilisés (implantation, entretien).

*Du lieu de travail (éclairage, conditions climatiques).

*Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

VIII.6.3.Causes des maladies professionnelles :

Les poussières :

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui causent le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus graves et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.

Ces maladies se traduisent par un certain nombre de symptômes tels que :

Dyspnée : au début difficulté de respirer, c'est une dyspnée d'effort, puis cela aboutit à une insuffisance respiratoire plus importante.

L'hémoptysie : expectoration sanglante avec risque de tuberculose.

Le bruit :

Les surdités professionnelles surviennent par traumatismes sonores dus à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieur à une seconde et aigu, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne.

Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, déficit audiométrique bilatéral par lésions cochères irréversibles, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations.

VIII.6.4. Conditions dangereuses dans le chantier :

Installation non protégée ou mal protégée.

Outils, engins et équipements en mauvais état.

Matériau défectueux, stockage irrationnel.

Protection individuelle inexistante.

Défauts dans la construction.

Eclairage défectueux.

Facteur d'ambiance impropre.

Conditions climatiques défavorables.

VIII.6.5. Méthode et moyens de prévention :

Assurer une protection individuelle.

Assurer un entretien continu.

Prudence demandée.

Éviter toute cadence supérieure à la normale.

Assurer aux installations des protections.

Utiliser des protections (gardes corps).

Assurer un stockage rationnel

VIII.6.6. Actions dangereuses :

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.

Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII.7 : Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel :

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

1/ Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation.

2/ Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum.

3/ Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum, cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30 m³ d'air frais par personne et par heure. Elle permet le renouvellement de l'air pollué dégagé par les travailleurs, les infrastructures industrielles et les machines.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit :

On a :

$$Q = A_m \cdot N$$

Q : Débit d'air frais en (m³/h).

A_m : L'alimentation Minimum (A_m = 30 m³ / h / personne)

N: Nombre de personne dans le lieu à aérer.

VIII.7.1 : Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :

Etude de dimensionnement du réseau de ventilation :

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations, cette étude nécessite les points suivants :

Etude détaillée des plans des ouvrage à aéré et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracés de canalisations simples comportant des coudes à grands rayons et des changements de sections des canalisations.

Disposer les sorties des canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace à aérer.

Déterminer le nombre et les dimensions de sortie sur la base du volume d'air ainsi que la vitesse admissible en ne perdant pas de vue les distances des conduites.

Il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placer en fins des conduites présentes des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.

Calculer les dimensions des canalisations par l'une des méthodes suivantes :

1. La méthode dynamique :

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau (VIII-01)

Tableau VIII.1 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations suivant les normes internationales :

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
2	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2 – 5) m/s	(3 – 6) m/s
4	Colonnes montantes	(1.5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
5	Pièces spécialisées (coudes ...)	(0.5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s

2. Méthode d'équifriction :

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s) à la canalisation dérivée.

VIII.7.2 : Calcul du diamètre des canalisations

On a la formule donnant la section des canalisations en fonction du débit et de la vitesse :

$$S = Q / V \text{ (m}^2\text{)}.$$

Q: Débit d'air (m³/s).

V : Vitesse de circulation d'air dans la conduite.

On a encore :

$$Q = \frac{\pi \cdot V \cdot D^2}{4} \text{ (m}^3 \text{/s)} \quad \text{D'où : } D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}} \text{ (m)}.$$

Conclusion :

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de pallier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'économie à attendre d'une construction pareille.

Une source ininterrompue de déboire, de retards et de pertes dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel ; de simples petites meurtrissures aux mortelles.

CONCLUSION GENERALE

À travers ce travail, nous avons réalisé une étude d'exécution de la retenue collinaire, située sur Oued Bou-Lexaxine dans la wilaya de Sidi Bel Abbes, destinée pour la régulation de débit et l'irrigation de périmètres agricoles de près de 35 hectares permettant un développement socioéconomique de la région.

D'après les études géologiques, géotechniques du site, les données hydrologiques à l'échelle du bassin versant et selon les calculs d'optimisation, nous avons opté pour une digue en matériaux locaux homogène de 10 m de hauts correspondants à un volume du réservoir de l'ordre 88.750 m³. Un calcul de la stabilité des talus de la digue a été effectué selon la méthode Bishop dans logiciel Geo-slope.

Les conditions topographiques du site ont permis de choisir un évacuateur de crues de type latéral à entonnement frontal d'une largeur déversante égale à 10 m et une lame déversante de plus de plus un mètre.

Le prélèvement de l'eau se fait à un seul niveau de prise à une côte de 457 m NGA.

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographiques et géologiques, Dans notre cas la solution est une vidange de fond tubulaire en acier de diamètre 300 mm.

Selon les résultats de dimensionnement et de calcul de stabilité, le site proposé pour la réalisation de cet aménagement est favorable tant sur le plan technique.

Finalement, On peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude et l'exécution d'un barrage tout en se basant sur les fondements théoriques acquis tout au long de notre parcours du cursus universitaire.

Notre souhait c'est de perfectionner plus ce type d'étude par la pratique et l'expérience sur le terrain.

Références bibliographiques

- Petits barrages-recommandation pour la conception (GERARD DEGOUTTE).
- Dimensionnement des retenues collinaires (Mme. B. TOUAIBIA -ENSH).
- Revue eaux et sol d'Algérie (ANRH).
- Caractéristiques techniques des retenues collinaires (Mr. M. K. MIHOUBI -ENSH).
- Manuel d'hydraulique générale A. LANCASTRES.
- **Luis E. Rosete Gamboa, & Agustín Alvarez García** Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs de crues ; ANBT
- **Schleiss, A. J., & Pougatsch, H. (2011).** Les barrages : du projet à la mise en service (Vol. 17). Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne
- **Layan, Dridri, Benaabidate, Zemzami** : Détermination des crues de projet par les aspects du débit de pointe et l'hydrogramme de crue au niveau de la commune Ain Boukhellal, Bassin versant de l'oued LARBAA, Maroc.
- **KHATSURIA.R.M (2005)** Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators. Georgia Institute of Technology Atlanta, Georgia
- **Cox, R. G. (1973)** «Spillway Water Surface Profiles, » Miscellaneous Paper H-73-4, Jun 1973, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, CE, Vicksburg, Miss.
- **DESIGN OF SMALL DAMS USBR (1987)** a water resources technical publication
- **USACE Engineering and Design**; Hydraulic design of Spillway, Engineer Manual EM 1110-2-1603, January 1990.
- **Wili H. Hager & Anton J. Schleiss. (2009).** Construction hydraulique, écoulement stationnaires (Vol. 15) Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne.

- **Sites web :**
- http://www.soudoud-dzair.com/index.php?action=esmap_vect&table=chahidgis_barrage&id=70
- <https://www.isl.fr/fr/activites/projets/barrage-de-kis>
- <https://www.nasa.us/activites/projets/raster>

ANNEXE A :

<p style="text-align: center;">RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: S01 Rive droite</p>									
<p>ETUDE : RETEINÉ COLLINAIRE LIEU : SEHALA (TESSALA) / SIDI BEL ABBES CLIENT : B.E.T TOUMI BEPTHYD MASCARA</p>									
<p>DATE DEBUT : DATE FIN :</p>		<p>PROFONDEUR TOTALE : 10,5 ML COORDONNEES: X = Y = Z =</p>			<p>BOUE DE FORAGE : EAU CLAIRE TYPE FORAGE : CAROTTAGE TYPE DE MACHINE : ATLAS COPCO</p>				
Prof (m)	Récupération	S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottes	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	
	0 25 50 75 100								
0,50									Terre végétale limoneuse, de couleur noirâtre.
1,0									
2,0									Argile limoneuse, plus ou moins sableuse, de couleur verdâtre à brunâtre.
3,00				113					
4,0									
5,0	100 %								
6,0					101				
7,0									Argile limoneuse, plus ou moins sableuse, de couleur verdâtre, avec des teintes jaunâtre.
8,0									
9,0									
10,0									
10,50									
11,0									
12,0									
13,0									
14,0									
15,0									
16,0									
17,0									
18,0									
19,0									
20,0									

1.Sondage rive droite

RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: S02 Rive gauche

ETUDE : RETENUE COLLINAIRE

LIEU : SEHALA (TESSALA) / SIDI BEL ABBES

CLIENT : B.E.T TOUMI BEPTHYD MASCARA

DATE DEBUT :

PROFONDEUR TOTALE : 15 ML

BOUE DE FORAGE : EAU CLAIRE

DATE FIN :

COORDONNEES : X = Y =

TYPE FORAGE : CAROTTAGE

NIVEAU NAPPE : - m

Z =

TYPE DE MACHINE : ATLAS COPCO

Prof (m)	Récupération 0 25 50 75 100	S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carotier	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION
1,0								Argile limoneuse, peu sableuse, de couleur verdâtre
2,0								
3,0				113				
4,0								
5,0	98 %							Argile silteuse, de couleur verdâtre.
6,0								
7,0								Argile marneuse, plus ou moins silteuse, de couleur grise à verdâtre.
8,0				101				
9,0								
10,0								
11,0								
12,0								
13,0	85 %							
14,0								
15,0								
16,0								
17,0								
18,0								
19,0								
20,0								

2.Sondage rive gauche

RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: S03 Axe

ETUDE : RETENUE COLLINAIRE

LIEU : SEHALA (TESSALA) / SIDI BEL ABBES

CLIENT : B.E.T TOUMI BEPTHYD MASCARA

DATE DEBUT :

PROFONDEUR TOTALE : 10 ML

BOUE DE FORAGE : EAU CLAIRE

DATE FIN :

COORDONNEES : X = Y =

TYPE FORAGE : CAROTTAGE

NIVEAU NAPPE : - m

Z =

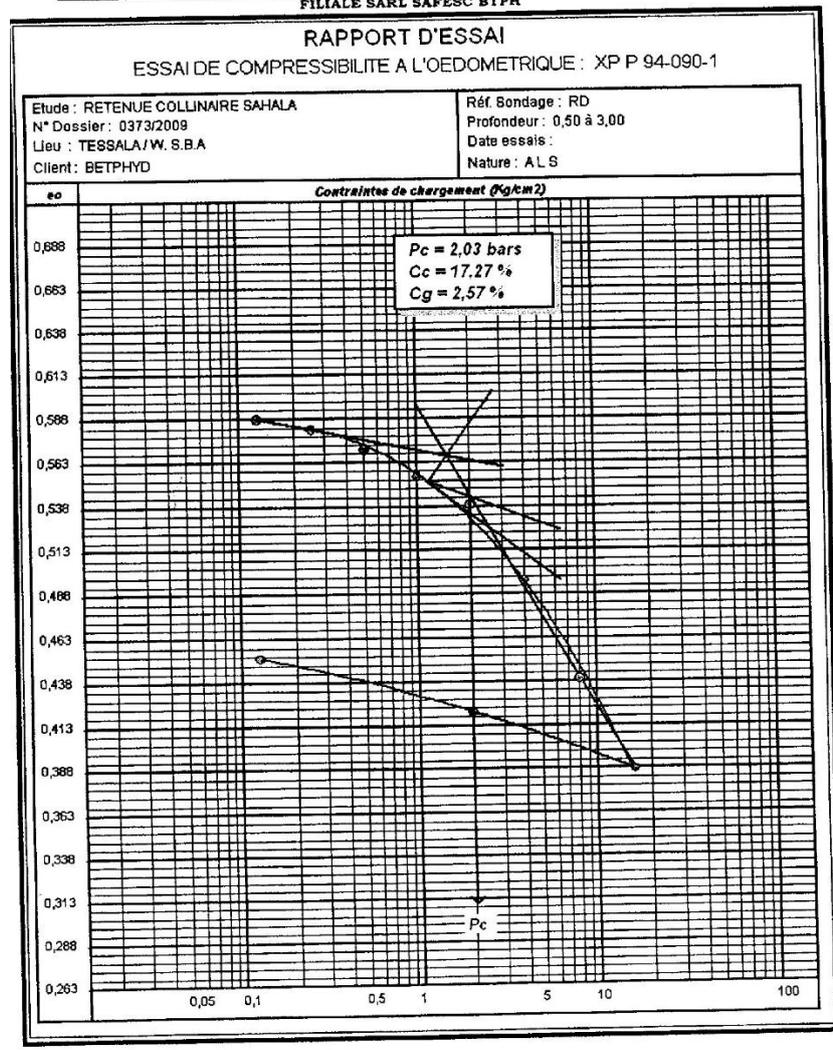
TYPE DE MACHINE : ATLAS COPCO

Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carotier	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION
	φ	25	50	75 100							
0,5											
1,0											
1,5											
2,0											
2,5											Argile silteuse de couleur brunâtre à verdâtre, plus ou moins mameuse.
3,0							113				
3,5											
4,0											
4,5											4,50
5,0											
5,5											
6,0											
6,5											
7,0											
7,5											Argile mameuse, de couleur verdâtre à grisâtre.
8,0											
8,5											
9,0											
9,5											
10,0											10,00

3.Sondage axe de l'oued

FOR N°	ECHAN. N°	PROF (m)	W %	γ_h g/cm ³	γ_d g/cm ³	γ_r g/cm ³	LIMITES CONSISTANCE			TAMISAGE SEDIM.			CISAILL. DIRECT UU		CONSOLIDATION OEDOMETRIQUE			CLASS
							LL %	LP %	IP %	G %	S %	F %	ϕ	Cu Kg/cm ²	P _c Kg/cm ²	CC %	C _g %	
RD	01	0.50 - 3.00	14.50	1.894	1.654	2.70	39.63	21.95	17.68	0.76	12.22	87.02	19.67	1.00	2.03	17.27	2.57	AP
RD	02	3.00 - 10.50					50.10	26.14	23.96	0.00	1.57	98.43						AT
LO	03	0.00 - 4.50	17.50	2.08	1.77	2.70	48.60	24.29	24.31	0.48	12.92	87.56	19.67	1.04	2.07	20.26	2.74	AP
RG	05	0.00 - 4.00				2.70	45.80	23.41	22.39	1.95	21.04	80.91	21.26	0.83	1.98	2.33	0.61	AP
RG	06	4.00 - 6.00					39.40	19.27	20.13	9.31	13.48	77.21						AP
RG	07	6.00 - 10.00					34.30	23.46	10.84	10.32	7.36	82.32						AP

4. tableau récapitulatif des essais au laboratoires



5. Essai de compressibilité (rive droite)

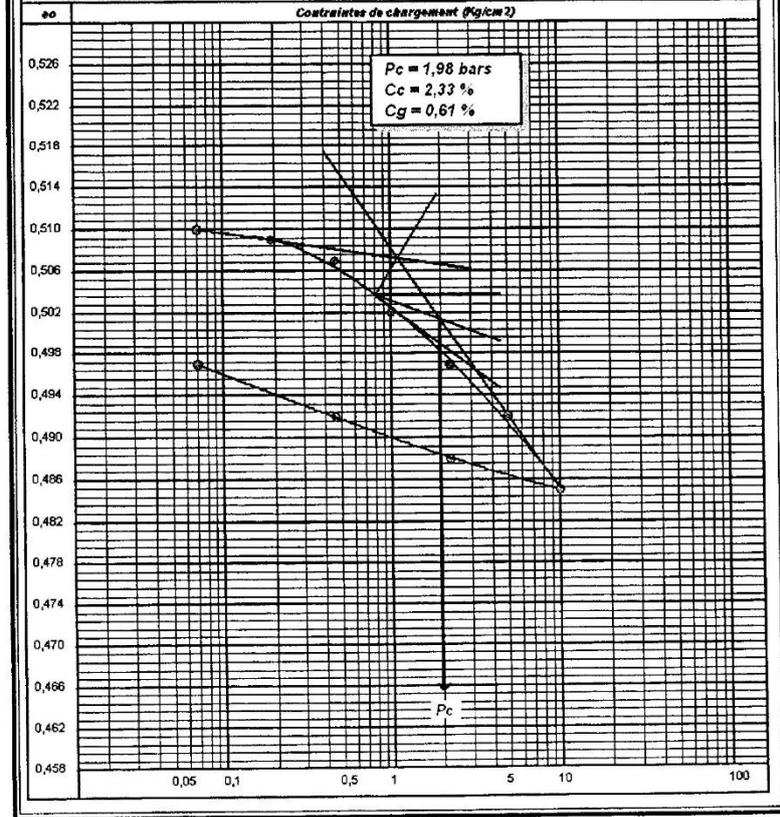


RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : RETENUE COLLINAIRE SAHALA
N° Dossier : 0373/2009
Lieu : TESSALA / W. S.B.A
Client : BETPHYD

Réf. Sondage : S 02 rive gauche
Profondeur : 3,00 à 3,20 m
Date essais :
Nature : Argile limoneuse avec peu de sable



6. Essai de compressibilité (rive gauche)



AGRO-HYD-GROUP

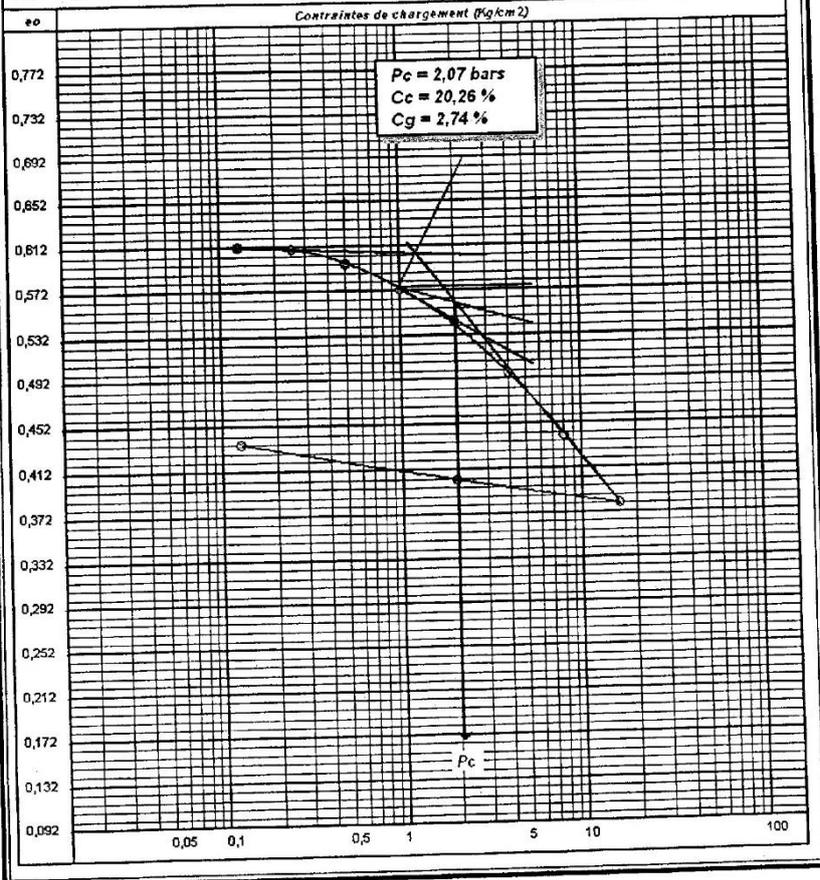
BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.
FILIALE SARL SAFESC BTPH

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

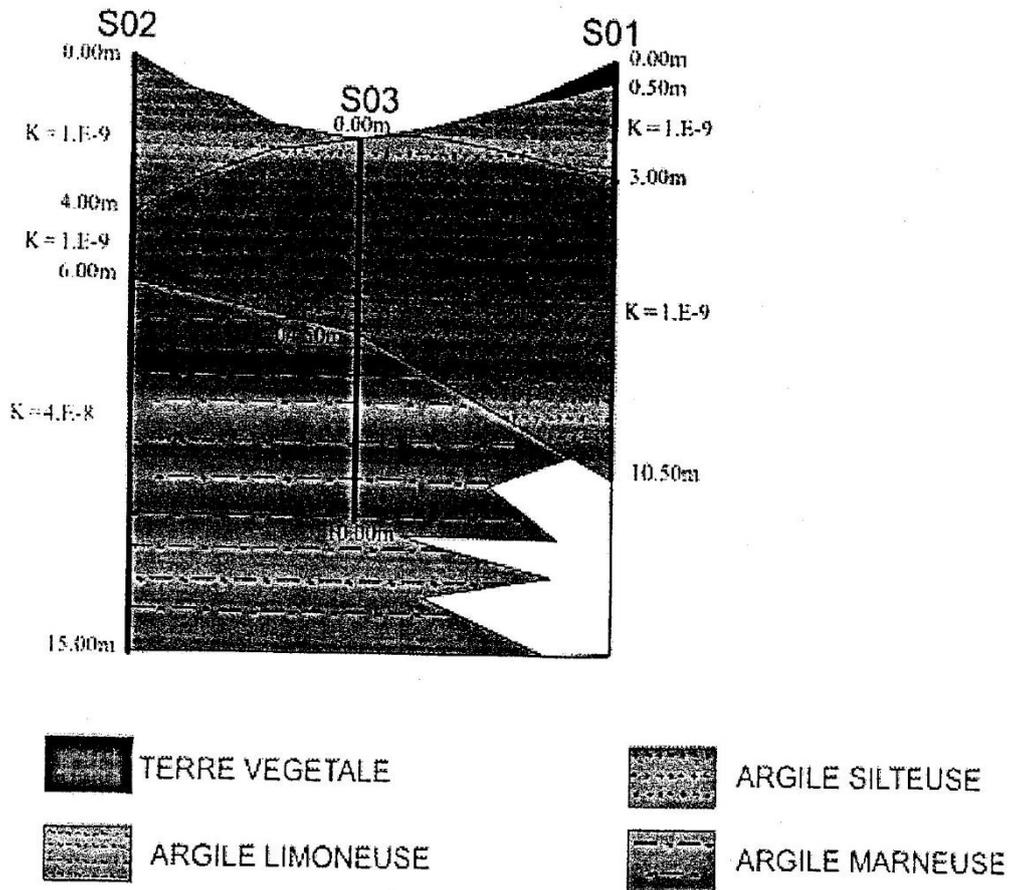
Etude : RETENUE COLLINAIRE SAHALA
N° Dossier : 0373/2009
Lieu : TESSALA / W. S.B.A
Client : BETPHYD

Réf. Sondage : S03 Lit d'oued
Profondeur : 2,40 à 2,70 m
Date essais :
Nature : Argile silteuse avec peu de marne



7. Essai de compressibilité (lit de l'oued)

CORRELATION ENTRE LES SONDAGES



8. corrélation entre les sondages