

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

THEME DU PROJET :

**ETUDE D'UN PETIT BARRAGE SUR OUED
MESTAOUA W.BISKRA**

PRESENTE PAR :

Mr AISSAOUI ABDALLAH

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr B.BENLAOUKLI	M.C.A	Président
Mr S. TOUMI	M.C.B	Examineur
Mr M.BOUZIANE	M.A.A	Examineur
Mr M.BOUKHELIFA	M.A.B	Examineur
Mr M.HASSANE	M.C.B	Promoteur

Session - 2015

Dédicace

J'ai le grand honneur de dédier ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance envers :

Mon très cher père Abdehafidh

Ma très chère mère Djenna

pour ces soutiens ces patiences et ces confiances. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma

profonde gratitude pour tout ce qu'ils font pour moi « que Dieu vous garde et vous bénisse ».

une spéciale dédicace pour :

Mes frères :

Mes sœurs : chafia nadjat

Toute ma famille, mes tantes, mes cousins et mes cousines.

A tout mes amis que j'ai connus dans ma vie

A tous les enseignants et toutes les enseignantes de l'ENSH L. et tous ceux qui ont contribué

de près ou de loin à ma formation.

Abdallah

Remerciment

*Tout d'abord, je remercie le bon Dieu de m'avoir donné la puissance
pour achever mes études supérieures.*

*Je tiens à remercier en premier lieu mon promoteur Mr M. #ASSANE
pour ses remarques, ses conseils considérables et ces critiques constructives.*

*J'adresse mes remerciements à mes enseignants qui m'ont encadré durant mon
cursus universitaire.*

*Mes remerciements vont également à tout les enseignants et les enseignantes de
ENSH*

*Ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la
réalisation de ce modeste travail.*

الملخص :

تعد بلدية مزيرعة ولاية بسكرة ذات إمكانيات مهمة من الناحية الفلاحية لما تنتجه من مختلف أنواع الخضار خاصة اثناء فصل الشتاء، الا ان المنطقة تعاني حاليا من مشكل ندرة المياه الجوفية، فلم تعد مياه الآبار تكفي لسد متطلبات السقي، لذلك قررت وزارة الموارد المائية منذ سنوات بإنجاز سد مائي على مستوى منطقة مستوا لسد هذه الحاجيات والذي نحن بصدد دراسة جانبه الجيولوجي والهيدرولوجي والاقتصادي.

Résumé :

La commune du Mziraa située à la wilaya de Biskra a des capacités très importantes ; grâce à la variété existante des agricultures et des végétaux produits durant l'hiver, quoi que la région souffre déjà de la pénurie d'eau souterraine.

Ainsi l'eau ne suffit plus à remplir les besoins d'irrigation, par conséquent le ministère des ressources en eau a décidé de construire un barrage tout au long de la région.

Le barrage concerné dont nous sommes en train d'étudier du point de vue hydrologique, géologique et économique aura comme but d'assurer les besoins en eau de cette région.

Abstract:

The municipality of Meziraa, which is situated in Biskra has an important agricultural abilities thanks to the considerable amount of various kinds of vegetebales produced in winter. Although this region suffers from the scarcity of ground water; well water is no longer enough to ful fill the irrigation needs.

That's why the Ministry of Water Resources decided to build a dam along the region. That we are going to study hydrologically, geologically and economically to meet these needs.

TABLEAU DES MATIERES

Introduction générale

Chapitre I : Etude topographique

Introduction.....	1
I.2 Caractéristique de la région :	1
I.2.1 Situation géographique de la zone d'étude	1
I.2.2 Situation administrative des communes du Zab Est	3
I.2.2 Alimentation en eau potable	4
I.2.3 Alimentation en eau d'irrigation	5
I.2.4 Alimentation en eau industrielle	6
I.2.5 Climat.....	7
I.2.6 Végétation.....	7

Chapitre : II Etude Géologique

II.1 Introduction.....	8
II.2 Géologie de l'aire d'étude.....	8
II.2.1 Géologie régionale:.....	8
II.2.2 Sismicité :	9
II.2.3 Géologie du site et de la cuvette :	9
II.2.3.1 Site du barrage.....	9
II.2.3.2 Cuvette du barrage.....	11
II.2.3.2.1 Terrains quaternaires :	11
II.2.3.2.2 Formations du pontien inférieur.....	11
II.3 Hydrogéologie du site et de la cuvette.....	12
I.3.1 Site du barrage.....	12
II.3.2 Cuvette.....	12

II.4	Caractéristiques géotechniques des sols de fondation de la digue et ouvrage annexes.....	13
II.4.1	Colluvions :.....	13
II.4.2	Alluvions:.....	14
II.4.3	Sols de fondations d'ouvrage de la prise d'eau:.....	14
II.4.4	Argile marneuses du miocène (fond de fondation de la digue):.....	16
II.5	Caractéristiques géotechniques des matériaux d'emprunt:.....	17
II.5.1	Zone d'emprunt n°1(Zone d'emprunt graveleuse).....	17
II.5.2	Zone d'emprunt n° 03 (Zone d'emprunt graveleuse) :.....	17
II.5.3	Zone d'emprunt n°02:.....	18
II.5.4	Zone d'emprunt n°05 (Zone d'emprunt argileuse) :.....	19
II.6	Conclusion.....	21

Chapitre III : Etude hydrologique

III.1.	Introduction.....	23
III.2.	Le bassin versant.....	23
III.2.1.	Caractéristiques générales du bassin versant.....	23
III.2.1.1	Paramètres géométriques :.....	23
III.2.1.2	Paramètres de forme (caractéristique hydro morphologiques):.....	23
III.2.1.3	Caractéristiques hydrographiques.....	26
III.2.1.5	Caractéristiques physiographiques :.....	30
III.2.1.6	Caractéristiques climatique du bassin versant:.....	33
III.2.1.7	Caractéristiques de l'écoulement.....	47
III.2.1.8	Régularisation :.....	58
3.	Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface » :.....	59
III.2.1.9.	Laminage des crues :.....	65
	Conclusion :.....	70

Chapitre IV : Etude D'Optimisation

Introduction :	71
Calcul du coût approximatif de la digue :	71
IV.3. Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes :	74
IV.4. Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :	77
Conclusion :	81

Chapitre V : Etude de variantes

V.1 Introduction :	82
V.2 Le choix du site du barrage :	82
V.3. Le choix du type de barrage :	82
V.4. Variantes proposées :	84
V.5. Définition de profil général du barrage :	85
V.6. Etude comparative :	86
V.7. Etude Technico-économique :	92
V.8. Estimation du coût des variantes :	99
V.9. Comparaison financière des trois variantes :	99
V.10. Conclusion :	100

Chapitre VI : Etude de conception de la digue

VI.1 Introduction:	101
VI.2 Dimensionnement du noyau:	102
VI.3 Dimensionnement de clé d'étanchéité.	103
VI.5 Disposition Des Filtres et Drains.	105
CONCLUSION :	108
VI.5 Les infiltrations.	109
VI.6 Traitement Des Fondations.	114
VI.7 Tassement De La Digue.	114

VI.8	Calcul de stabilité :.....	115
V.6.4. 1.	Calcul des forces appliquées à chaque tranche :.....	117
V.6.5.	Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :.....	119
	Conclusion :.....	121

Chapitre VII : Dérivation provisoire

VII.1	Introduction :.....	122
VII.2	Type d'ouvrage de dérivation provisoire :.....	122
VII.3	Choix de la crue de dimensionnement :.....	122
VII.4	Succession des travaux :.....	123
VII.5	Calcul hydraulique de galerie :.....	123
VII.6	Le batardeau.....	125
VII.7	Conclusion.....	129

Chapitre VIII : Les ouvrages annexes

VIII.1	Introduction :.....	130
VIII.2	Etude des variantes des ouvrages annexes :.....	130
VIII.3	Dimensionnement des ouvrages :.....	134

Chapitre IX : Organisation de chantier

IX.1	Introduction :.....	163
IX.2	Travaux préparatoires :.....	163
IX.3	Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :.....	163
IX.3	Réalisation de la galerie de dérivation, la vidange de fond et la prise d'eau:.....	164
IX.4	Réalisation de l'évacuateur de crue:.....	165
IX.5	Réalisation du corps du barrage:.....	165
IX.6	Le planning.....	165
IX.7	Conclusion.....	171

Chapitre X : Protection et sécurité de travail

X.1 Introduction :.....	172
X.2 Causes des accidents de travail :.....	172
X.3 Conditions dangereuses dans le chantier :.....	173
X.4 Actions dangereuses :.....	173
X.5 Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel :.....	174
Conclusion :.....	175
Conclusion générale	

Liste des tableaux

Chapitre I : Etude topographique

Tab.I.1 Situation administrative des communes du Zab Est	4
Tab.I.2 Perspective de l'évolution de la population et de la demande en eau potable dans la région du Zab Est de Biskra.....	5
Tab.I.3 : Répartition des surfaces agricoles totale et utile dans les communes de la zone d'étude.....	5
Tab.I.4 : Périmètre ou aire d'irrigation existant hors grands périmètre gérés par l'GPI.....	6
Tableau.I.5 : Evolution dans le temps des besoins en eau pour l'industrie dans la région de Zab Est de Biskra (2008-2035).....	6

Chapitre : II Etude Géologique

Tableau II-1 : résultat des sondages au niveau du site du barrage.....	10
Tableau II-2 : résultat des essais préssiométriques.....	15

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau (III. 1) : Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	26
Tableau III.2 : Détermination des altitudes.....	28
Tableau III.3 : détermination de la pente M. Roche Ip (suite).....	29
Tableau III.4 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant.....	33
Tableau III.5 : Caractéristiques des stations pluviométriques.....	34
Tableau III.6 : Températures moyennes mensuelles en °C à la station de Biskra.....	34
Tableau III.7: Humidité mensuelles moyennes (%) (ONM).....	35
Tableau III.8: Ensoleillement mensuel moyen (heures) (ONM).....	36
Tableau III.9 : Vitesses moyennes mensuelles du vent.....	36
Tableau III.10 : Fréquence moyenne interannuelle des vents par leur direction. (ONM)...	37
Tableau III.11 : Répartition mensuelle de l'évaporation du plan d'eau à Foum EI Gherza ...	38
Tableau III.12 : l'évaporation complémentaire à Foum EI Gherza.....	38
Tableau III.13 : caractéristique de station de T'kout.....	39
Tableau III.14 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	39

Tableau III. 15:Les paramètres statistiques de la série.....	40
Tableau III.16: Ajustement à la loi de GUMBEL station de T'Kout.....	41
Tableau III.17: Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon de station de T'Kout	42
Tableau III.18 : Ajustement à la loi de Galton (log-normal) de station T'Kout.....	43
Tableau III.19: Ajustement a la loi de Gauss (normal) de station Laghouat.....	44
Tableau III.21: Apports moyens interannuels.....	47
Tableau III.21: Les caractéristiques d'écoulement.....	49
Tableau III.22: l'Apport fréquentielle de sous bassin versant.....	50
Tableau III.23 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER).....	52
Tableau III.24 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour.....	52
Tableau III.25: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de POSSENT).....	53
Tableau III.26: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de TERRAZA).....	53
Tableau III.27: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de Giandotti).....	54
Tableau III.28: Débits moyennes fréquentielles calculés.....	54
Tableau III.30 : Catégories des dommages résultant des crues.....	56
Tableau III.31 : Crues de projet recommandé.....	57
Tableau III.32: Choix de la crue de projet.....	57
Tableau III.32 : Répartition mensuelle des besoins.....	58
Tableau III.33: répartition mensuelle des apports.....	58
Tableau III.34 : Courbes topographiques et volumétriques.....	59
Tableau III.35 : Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sans perte.....	61
Tableau III.36 : Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (La première approximation).....	62
Tableau II.40 : La composante pluriannuelle	64
Tableau n°III.41 : Données initiales.....	67
Tableau n°III.42 : 1 ère étape de calcule.....	67

Tableau n°III.43 : 2 ème étape de calcul.....	67
Tableau n°III.44 : 3 ème étape de calcul.....	67
Tableau n°III.45 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.....	68
Tableau N°III.53 : Récapitulatif des résultats de la méthode step by step.....	70
Tableau III.49 : tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage.....	70

Chapitre IV : Etude D'Optimisation

Tableau IV.1 : récapitulatif des résultats des déférences hauteur de la digue.....	73
Tableau IV.2 : récapitulatif des résultats de calcul de la largeur en crête.....	73
Tableau n° IV.3: volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes.....	74
Tableau n° IV.4: volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes.....	74
Tableau n° IV.5: volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes.....	75
Tableau n° IV.6: volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes.....	75
Tableau n° IV.7: volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes.....	76
Tableau n° IV.8: volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes.....	76
Tableau n° IV.9: volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes.....	77
Tableau n° IV.10 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes :.....	77
Tableau n° 11 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes :.....	78
Tableau n° 12 : Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes :.....	79
Tableau n°III.67 : Coût de chenal d'écoulement.....	80
Tableau n° 13 : Tableau récapitulatif des prix totaux :.....	80
Tableau III.49 : tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage	81

Chapitre V : Etude de variantes

Tableau V.1 : résultats de calcul de la largeur en crête.....	85
Tableau V.2 : Valeurs indicatives des pentes des talus.....	86
Tableau V.3 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.....	88
- Tableau V.4: Résultats de calcul.....	89

Tableau V.07: Le coefficient K en fonction de la catégorie de l'ouvrage.....	90
Tableau V.7. Etude Technico-économique :	92
Tableau V. 4 : volume de recharge (Argile).....	93
Tableau IV. 5 : volume des recharges.....	94
Tableau V. 6 : volume des graviers.....	94
Tableau V.7 : volume des sables.....	95
Tableau V. 8 : volume du Noyau.....	95
Tableau V.9 : volume des recharges.....	96
Tableau V.10 : volume des recharges.....	96
Tableau IV.11 : volume des graviers.....	97
Tableau IV.12 : volume des sables.....	97
Tableau V.13 : volume des recharges.....	98
Tableau V.14: volume des recharges.....	98
Tableau V.15 : les coûts des variantes étudiant.....	99

Chapitre VI : Etude de conception de la digue

Tableau n°VI.1: Classe De Barrage En Terre En Fonction Du Type De La Fondation..	102
Tableau n°VI.2:Gradient Admissible En Fonction De La Classe De L'ouvrage.....	103
Tableau n°3 : les résultats de diamètre moyen par deux méthodes.....	104
Tableau N°VI-5 : Coordonnées De La Parabole De KOZENY.....	109
Tableau VI.6 : Coefficient de stabilité admissible des talus.....	115
Tableau VI.7 : (K1-K2) en fonction des pentes des talus (V.volkov, 1986) :.....	115
Tableau VI.8 : Les valeurs de R1 et R2.....	116
Tableau V.15 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	119

Chapitre VII : Dérivation provisoire

Tableau (VII.1) : coefficient de débits.....	122
Tableau VII.02 : $Q = f(D)$	122
Tableau VII.03 : $H_{dév} = f(T)$	123

Tableau VII.04 : Résultats du laminage.....	123
Tableau VI.05 : récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.....	124
Tableau VI.06 : Paramètres de calcul d'optimisation.....	125
Tableau VI.07: Résultats de calcul d'optimisation.....	126
Chapitre VIII : Les ouvrages annexes	
Tableau VIII.1 : Type de vidange de fond en fonction de (H^2 .) :.....	131
Tableau VII.2: Coordonnées du seuil déversant.....	137
Tableau VIII.3: Détermination de la hauteur normale :.....	155
Tableau VIII.4: Ligne d'eau à pas d'espace de 20m.....	157
Tableau VIII.5: Vitesse critique d'aération à pas de 20m.....	159

Chapitre IX : Organisation de chantier

Tableau IX.1: symboles des opérations et les durées de réalisation	167
Tableau VIII.2: Détermination des chemins critiques (tableau de Gantt).....	168

Chapitre X : Protection et sécurité de travail

Tableau X.1 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations.....	174
--	-----

Liste des figures

Chapitre I : Etude topographique

Figure I.1 Plan de situation de l'ouvrage (échelle:1/50000) source (ANBT).....	2
FigI.2. Situation géographique de la région du Zab Est (Les petits bassins du Zab Est).....	3

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III.1: Le plan de situation (ech: 1/200000).....	23
FigureIII.2: Rectangle équivalent.....	25
Figure III.3 : Courbe hypsométrique.....	26
Figure III.4 : la répartition des surfaces.....	27
Figure III.5 : situation des mesures hydrométrique.....	30
Figure III.6 : réseau hydrographique de notre bassin versant.....	31
Figure III.7: distribution mensuelle des températures minimales et maximales de la station de Biskra.....	32
Figure III.8 : Humidités en fonction de temps.....	35
Figure III.9 : distribution mensuelle de l'insolation à Biskra.....	36
Figure III.10 : Rose des vents-Station de Biskra (ONM).....	37
Figure III.11 : distribution mensuelle de l'évaporation à Foum El Gherza.....	38
Figure III.12 : La répartition mensuelle de la précipitation.....	40
Figure III.13 : Ajustement d'une loi de Gumbel aux pluies maximales journalières observées à la station de T'Kout pour le période (1975-2010).....	42
Figure III.14 : Ajustement de la loi de Galton (Log Normale) station T'Kout.....	43
Figure III.15: Ajustement de la loi de Gauss (Normale) station T'Kout.....	44
Figure III.18 : Pluie de Courte Durée station T'Kout.....	45

Figure III.19: diagramme de crue pour les différentes périodes de retour	55
Figure .III.18 : $q = f(Vf)$	68
Figure .III.19: $q = f(Hd)$	68

Chapitre IV : Etude D'Optimisation

Figure n°IV.1 : Courbe d'optimisation.....	80
--	----

Chapitre VII : Dérivation provisoire

Fig n°VII.1 : Schéma de calcul.....	125
Figure VII:2 Résultats de calcul d'optimisation.....	128

Chapitre VIII : Les ouvrages annexes

Figure VIII.1 Le profil du seuil déversant (type Creager).....	137
Figure VIII.2 : La ligne d'eau.....	157
Fig. VIII.3 Linge d'eau dans le coursier.....	158

Chapitre IX : Organisation de chantier.

Fig.VIII.2: programme des travaux pour la réalisation de petit barrage sur l'Oued Mestaoua (W.Biskra).....	169
--	-----

INTRODUCTION

Le problème de l'eau a pris une dimension exceptionnelle telle que le secteur de l'hydraulique qui bénéficie d'un intérêt particulier de l'état, qui lui consacre notamment depuis le premier plan quinquennal, des investissements considérables pour construire des grands barrages, la rénovation des anciens, les travaux de forages en vue de mobiliser le maximum des ressources en eau.

Cet intérêt est d'autant plus justifié que les ressources hydriques sont liées aux priorités actuelles du développement, notamment en matière de promotion de l'agriculture et de son redressement pour garantir la sécurité alimentaire du pays.

L'accroissement des réserves à mettre à la disposition de l'agriculture est donc désormais une tâche primordiale.

L'objet de cette étude est la conception d'un petit barrage sur l'oued Mestaoua dans la wilaya de Biskra qui est de priorité agricole.

Après avoir présente une synthèse de l'étude de faisabilité, nous passons à une analyse détaillée des données pluviométriques et géomorphologiques en vue de déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage, le second, présentera les variantes possibles qui sont déterminées à partir d'une analyse géologique du site, la disponibilité des matériaux et le facteur économique, puis enfin une étude de conception détaillée de la digue viendra pour déterminer l'avant mètre et le devis estimatif de la digue.

I.1 Introduction

La présente phase "Etude Topographique" de barrage sur oued Mestaoua est le premier chapitre d'une étude d'un petit barrage qui fera l'objet de mon mémoire de fin d'étude. L'étude sera élaborée, dans le but de la mobilisation des eaux de surface et leur utilisation à des fins d'irrigation d'un périmètre agricole à l'aval du barrage.

Le but principal de l'étude topographique est d'établir les documents nécessaires pour les avants projets (plans, cartes, documents...) qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes.

I.2 Caractéristique de la région :

Pour la justification des activités à entreprendre et des ouvrages à projeter, on doit faire une étude topographique qui consiste à rassembler certains documents concernant l'étude à entreprendre (carte d'état-major, levé topographique du site) et cela pour infirmer ou confirmer la faisabilité de l'ouvrage

1. Situation géographique de la zone d'étude

Dans la Figure -1.1 est présenté un fragment d'une carte d'Etat-major à l'échelle 1/50000 qui touche la zone d'étude. La zone d'implantation du barrage projeté est située dans la région du Zab Est (la partie Est de la wilaya de Biskra); dans le lieu dit **Mziraa**.

L'accès dans la zone d'implantation du site étudié se fait par la route nationale reliant Biskra-Zeribet El Oued, en se dirigeant vers Zeribet El Oued sur 60 Km, puis en empruntant au nord la route nationale en construction passant par le village Beghila sur 16 Km environ en fin 5 Km sur piste au Nord-Ouest de la route.

Les coordonnées selon la carte 1/5 0000 de la région sont les suivantes :

- coordonnées LAMBERT: $X = 834.40 \text{ Km}$
- $Y = 176.50 \text{ km}$
- $Z = 170 \text{ m, NGA}$

Le plan de situation de l'ouvrage est montré de la figure (I.1).

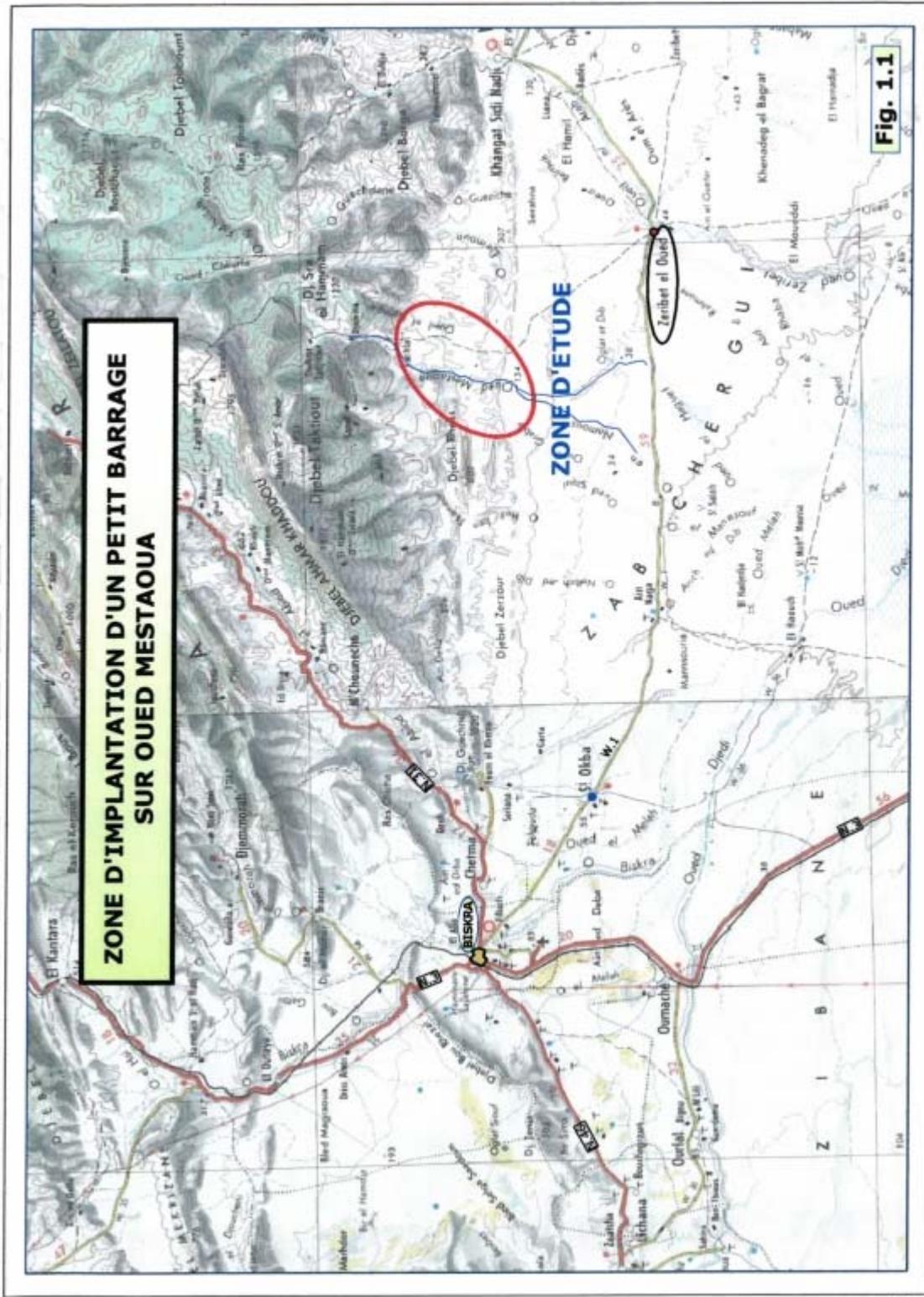
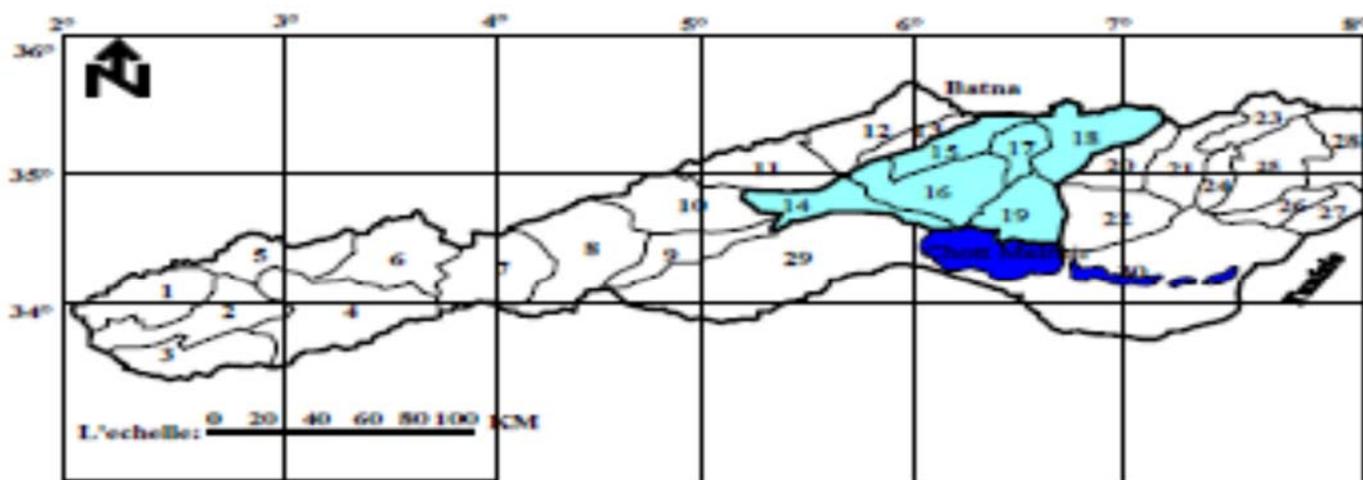


Figure I.1 Plan de situation de l'ouvrage (échelle:1/50000) source (ANBT)



Carte du bassin de Chott Melrhar (06)

- | | |
|--------------------------------|---------------------------|
| 14 Bassin de oued Djedi-Biskra | 17 Bassin de oued Dermoun |
| 15 Bassin de oued El Abiod | 18 Bassin de oued El Arab |
| 16 Bassin de oued Biraz-Atrous | 19 Bassin de oued Zeribet |

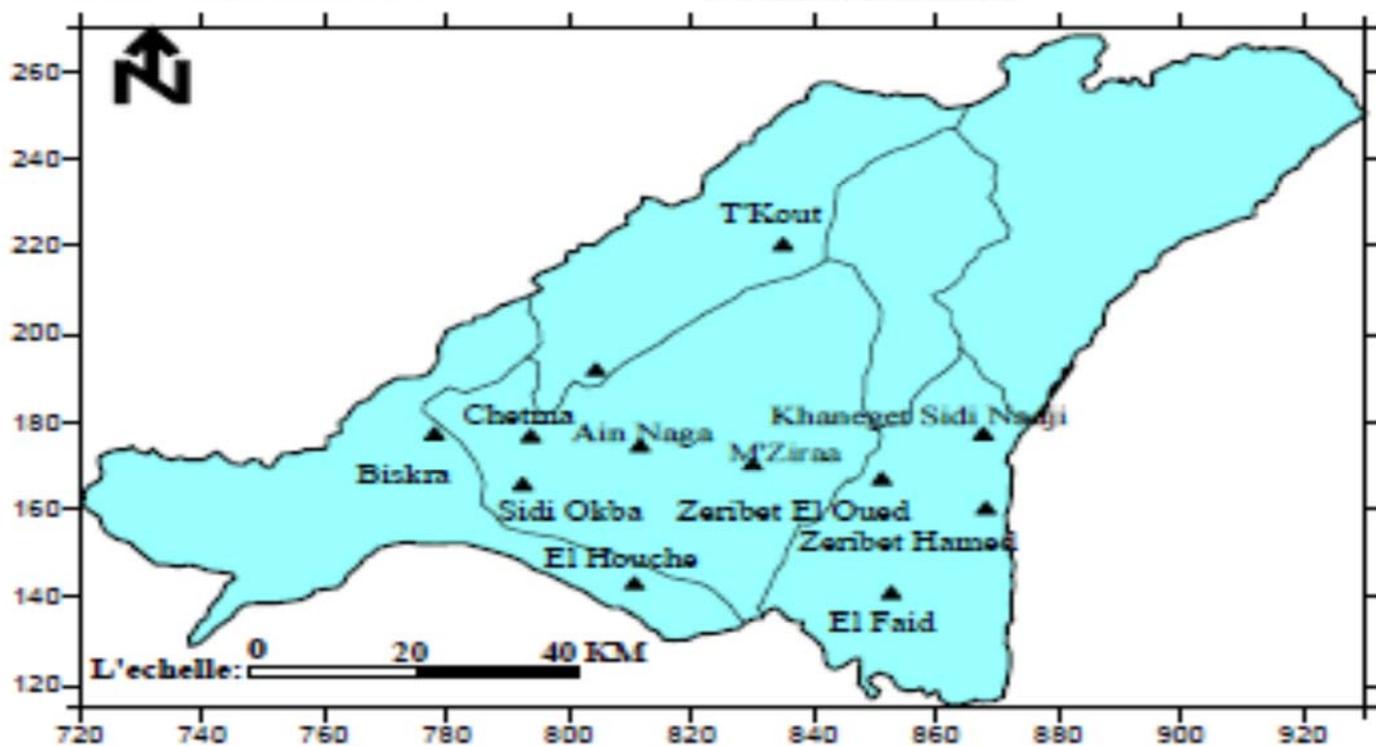


Fig1.2. Situation géographique de la région du Zab Est (Les petits bassins du Zab Est).

2. Situation administrative des communes du Zab Est

La proportion de la population urbaine est estimée à 81% et les 19% restant représentent la population rurale. La projection de la population est présentée dans le tableau ci-dessous.

Tab.I.1 : Situation administrative des communes du Zab Est

Commune	Population	Superficie (Km2)	Milieu de résidence
BISKRA	213555	127,70	Urbain
SIDI OKBA	34804	254,10	Urbain
El Haja	10484	208,10	Rural
ELHOUCHE	5519	754,90	Rural
CHETMA	14279	110,20	Rural
AIN ANEGA	12497	507,80	Rural
ZERIBET EL EOUD	22807	500,90	Urbain
M'ZIRAA	7902	960,80	Rural
EL FAIDH	13244	375,10	Rural
KHENGET SIDI NAGI	3158	80,10	Rural
MCHOUNECHE	10498	504,40	Urbain
TOTAL	348747	4384,1	Rural

3. Alimentation en eau potable

L'organisation administrative et le contexte socio-économique sur le plan administratif montrent que le Zab Est s'étend principalement sur la région Est de la Wilaya de Biskra. Il comprend cinq Daïra, englobant onze communes; Biskra, Sidi Okba, Chetma, Ain Naga, Zeribet El Oued, M'Ziraa, El Feidh, El Houche, El Hadjeb, M'Chouneche, Khangat Sidi Nadji.

Le bassin de Zab Est de la Wilaya de Biskra est caractérisé par une superficie total de l'ordre 9668 Km² et un périmètre de l'ordre 589 Km. La population totale des sous bassins versant du Zab Est de Biskra est estimée à 348747 habitant, à l'an 2010, en se basant sur l'année de référence ou un RGPH (Recensement Générale de Population et d'Habitat) de l'année 2008, avec un taux d'accroissement démographique de l'ordre de 2.05% selon les données de la DPAT (Direction de Planification et d'Aménagement de Territoire).

Elle assure l'approvisionnement en eau potable du 226604 hab, par l'exploitation de (58) forages de la Wilaya de BISKRA et (31) réservoirs d'une capacité de 65700 m³, à travers un réseau d'AEP de 411698 ml dont 104740 ml réseau adduction et 306958 ml réseau distribution. L'alimentation d'eau potable de la ville de Biskra s'effectue actuellement à partir de cinq champs captant (Champ captant oued el Hai, champ captant el megloub, Champ captant oued Z'mor, Champ captant Droh, champ captant Interne est l'ensemble des forages ou l'eau est injectée directement dans les réseaux.

Tab.I.2 Perspective de l'évolution de la population et de la demande en eau potable dans la région du Zab Est de Biskra.

Année	2008	2010	2015	2020	2025	2030	2035
Population	334876	348747	385990	427209	472831	523324	579210
Besoins AEP (Hm ³ /an)	44,00	45,83	50,72	56,14	62,13	68,76	76,11

4. Alimentation en eau d'irrigation

L'eau assure tout d'abord le contact entre le sol et les racines des plantes. C'est à travers elle que les plantes prélèvent dans le sol les éléments minéraux dont elles ont besoin. Elle est elle-même absorbée par les plantes. L'eau présente est abondance dans les tissus végétaux (jusqu'à 95 % de leur poids). Elle maintient leur turgescence et assure le transport et les échanges de matières dissoutes à l'intérieur des plantes.

Des critères essentiels s'imposent pour l'évaluation des besoins en eau d'irrigation. Les principaux facteurs déterminant la consommation d'eau agricole sont la superficie irriguée, le type de culture, les conditions climatiques et les techniques employées.

Les dotations en eau d'irrigation sont assez variables. Le potentiel irrigable est estimé actuellement 7805ha soit 8 %

Tab.I.3 : Répartition des surfaces agricoles totale et utile dans les communes de la zone d'étude

Daïra	commune	SAT (ha)	SAU (ha)	SAU (%)
Sidi Okba	Sidi Okba	25410	10025	39
	Chetma	11020	1926	17
	El Haouch	75490	21064	28
	Ain Naga	50780	25068	49
Biskra	Biskra	12770	3445	27
	El Hadjeb	20810	5394	26
Zeribet El Oued	Zeribet El Oued	50090	13652	27
	El Feidh	137510	13606	10
	Khanguet Sidi Nadji	8010	1217	15
	M'Ziraa	96080	7805	8
M'chouneche	M'chouneche	50440	1601	3
total		538410	104803	19

Tab.I.4 : Périmètre ou aire d'irrigation existant hors grands périmètre gérés par l'GPI

Daïra	commune	nombre	Superficie (ha)
Sidi Okba	Sidi Okba	12	2954
	Chetma	4	1403
	M'chouneche	1	40
	Ain Naga	1	120
Biskra	Biskra	2	239
	El Hadjeb	6	1270
Zeribet El Oued	Zeribet El Oued	1	120
	El Feidh	3	520
	Khanguet S Nadji	-	-
	M'Ziraa	2	180
total		32	6846

5. Alimentation en eau industrielle :

La région de Biskra a connu l'essor industriel à la fin des années 70, avec l'installation du complexe de textile, dans le cadre d'une nouvelle politique d'aménagement du territoire et de développement de l'industrie à l'intérieur du pays ; cet essor de l'industrie s'est poursuivi avec la création de quelques unités industrielles prévue.

- **Les besoins futurs en eau industrielle :**

En effet, pour les années à venir, on peut faire une projection dans le temps des besoins en eau pour l'industrie, avec une augmentation de 4% chaque année (d'après DHW de Biskra) des besoins actuels toutes les cinq années. On aboutira donc aux résultats mentionnés dans le tableau ci-dessous.

Tableau I.5 : Evolution dans le temps des besoins en eau pour l'industrie dans la région de Zab Est de Biskra (2008-2035)

Année	2008	2010	2015	2020	2025	2030	2035
Besoins en eau (hm ³)	0,55	0,59	0,66	0,81	0,92	1,03	1,14

6. Climat

Le climat de Biskra est: sec et chaud en été; Au site considéré, le bassin versant de M'ziraa est dominé par un climat sec et chaud en été; sec et froid en hiver :

- Les températures se caractérisent par une amplitude thermique accentuée entre le jour et la nuit. Janvier est le mois le plus froid avec une moyenne mensuelle de 6.8°C peut descendre jusqu'à 4.2°C, Juillet est le mois le plus chaud avec une moyenne mensuelle de 40.9 °C

La température moyenne annuelle est de 21°C.

- Pour les vents sont de direction sud-ouest, dont l'intensité maximale dans la station de Biskra est observée durant les mois d'automne.

La vitesse moyenne annuelle des vents est plutôt modérée avec une valeur voisinant 4.68 m/s.

7. Végétation

Le couvert végétal rencontré à travers la région est de type dégradé, il est constitué de plantes adaptées au sol et au climat, la zone nord de la région de M'ziraa est une zone forestière, où se trouve le point culminant de la wilaya de Biskra, le djebel Taktiout (1942 m). Dans la zone sud, la végétation devient plus rare.

II.1 Introduction

Dans le cadre de l'étude de d'un petit barrage sur Oued Mestaoua dans la commune de M'ziraa de la wilaya de Biskra les études géologiques et géotechniques, seront plus spécialement abordées:

- les diverses techniques possibles ;
- l'identification et le choix du site de barrage ;
- les études géologiques, géotechniques et les travaux de reconnaissance permettant l'adaptation du projet au site choisi, avec notamment le choix du type de barrage le mieux adapté au site ;
- le suivi géologique des travaux de construction du barrage.

En effet, l'importance primordiale de la connaissance du contexte géologique et géotechnique dans lequel va être intégré le barrage étudié, alliée à la très grande variété des fondations rencontrées, qui fait de chacun d'eux un objet unique, ne permettent pas de définir a priori l'importance et la nature des reconnaissances nécessaires.

Cette étude est basée sur les travaux de reconnaissances au niveau du site et pour les matériaux d'emprunt nécessaires par la construction de la digue .

Les travaux de reconnaissances au niveau du site du barrage ainsi que les essais de laboratoire ont été réalisés par le laboratoire des travaux publics de l'Est (L.T.P .Est) de Constantine selon un programme établi par le Bureau d'Etudes HPE (Hydro Projets Est).

II.2 Géologie de l'aire d'étude

II.2.1 Géologie régionale:

Dans le cadre de cette étude, il est important de situer la structure géologique de notre zone d'intérêt par rapport aux ensembles tectono-sédimentaire régionaux, c'est à dire incluant utilement l'appartenance des rives, de l'aire du barrage et en général du bassin de Oued Mestaoua.

La région où se situe le barrage sur << Oued Mestaoua >> fait partie de la bordure méridionale de l'Atlas saharien dans la chaîne des Aurés, caractérisée par des plis de style coffre de forte amplitude.

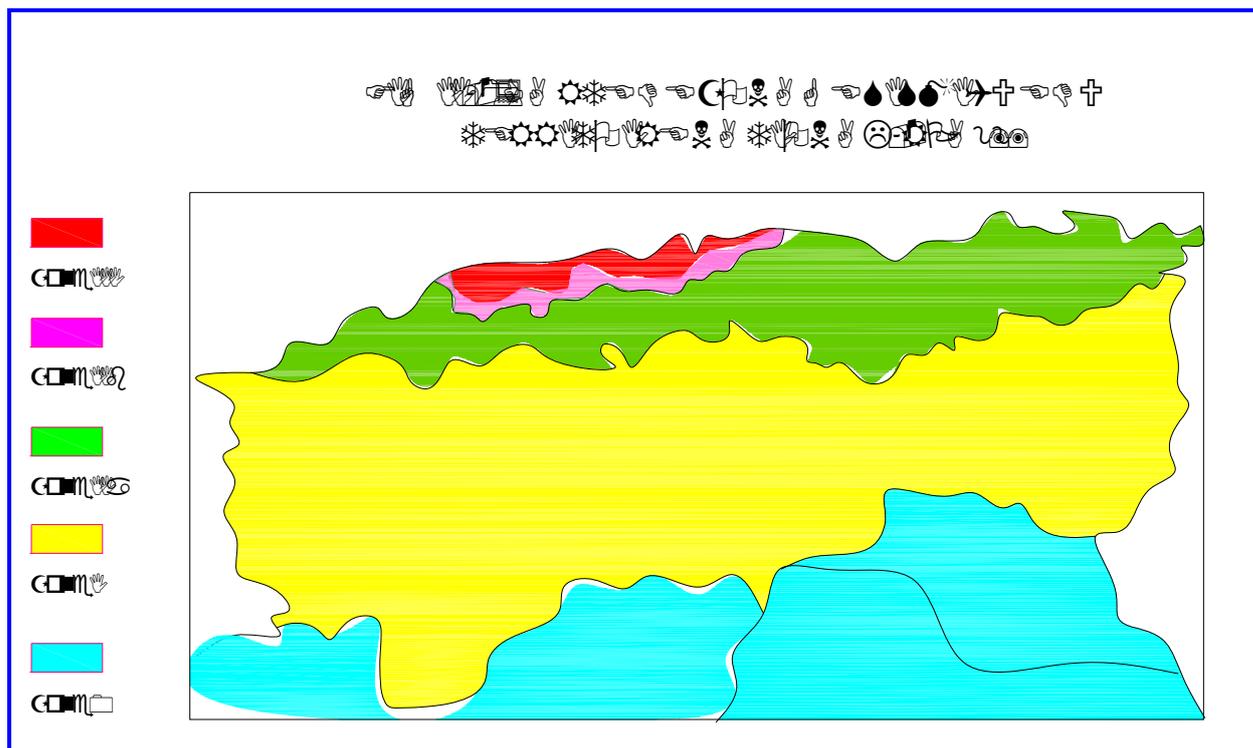
Cette région est limitée au sud des collines pliocènes (constituées de poudingue) par la flexure de Khanguet Sidi Nadji, accident faisant partie de la flexure saharienne; Le bassin versant du barrage Mestaoua fiant du flanc sud de l'anticlinal du djbel Ahmar Khaddou.

L'ensemble des formations du bassin versant constituées par les dépôts crétacés et éocènes présentent des dépôts de marnes et calcaires (marnes en grande partie) présentant des pentes fortes. Au sud du bassin les dépôts continentaux du Miocène (argiles, gris et marnes) couvrent en partie ceux de l'éocène et du crétacé.

II.2.2 Sismicité :

Une grande partie du Nord de l'Algérie est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses telluriques. L'intensité de ces secousses telluriques ou tremblements de terre est suffisante pour causer d'importants dégâts ou ruines de construction, à moins que celles-ci soient conçues de manière adéquate pour pouvoir résister à ces effets.

Selon les règles parasismiques algériennes 2003, la région du site étudié appartient à la zone I (zone de faible sismicité).



II.2.3 Géologie du site et de la cuvette :

Elle basée sur l'examen des formations géologiques affleurant au niveau du site et de la cuvette du barrage et les résultats des travaux de reconnaissances (sondage).

1. Site du barrage

Selon les résultats des travaux de sondages carottés réalisés au niveau du site barrage, ainsi que l'examen des affleurements des terrains, l'ensemble des terrains de fondations de la digue et ses ouvrages annexes se présente comme suit :

Le fond de la vallée est constitué par un terrain de fond constitué par des argiles marneuses compactes << Pontien inférieur >> contenant du gypse avec teneur de 10-15%, surmontées par des dépôts meubles : Alluvions (blocs, cailloux et graviers) au niveau du lit mineur de l'oued, colluvions (argiles marneuses) couvrant des alluvions du côté de la rive droite. La profondeur de ces argiles varie de 3m du côté de la rive gauche à 15 m au niveau du sondage SM1 (voir coupe

géologiques 1-1 en planche n° 3 Concernant les alluvions, l'épaisseur des colluvions varie entre 4 et 8m (voir coupes géologiques en planche n° 3)

La rive gauche présente une pente forte qui présente à sa base des argiles marneuses à intercalations de bancs gréseux centimétriques à décimétriques et lamelles de gypse jusqu'à 30m au-dessus de la base de la rive, surmontées par des argiles marneuse à rares intercalations de bancs gréseux d'épaisseur de l'ordre de 3m. Les couches se présentent en pendage subhorizontal.

Sur la rive droite, les argiles de fond pontiennes continuent en affleurement pour une épaisseur de 10m puis surmontées par des argiles rougeâtres à intercalations de grés tendres argileux (épaisseur maximale : 1.5m) avec lits gypseux centimétriques au sommet des couches gréseuses A 100m en aval de l'axe de la digue.

Les couches au niveau de cette rive sont d'un pendage orienté en sens inverse de l'écoulement.

Les résultats des travaux de sondages carottés réalisés au niveau du site du barrage se présentent comme suit:

Tableau II-1 : résultat des sondages au niveau du site du barrage

Nom de sondage	Profondeur(m)	Observation
SM1	0-8	Argile marneux rougeâtre plus au moins compactes
	8-15	Blocs, cailloux et graviers
	>15	Argile marneuse compacte
SM2	0-4	Argile marneux limoneux, rougeâtre
	4-6.1	Blocs, cailloux et graviers
	6.1-20	Argile marneuse compacte contenant du gypse
SM3	0-3	Blocs, cailloux et graviers
	3-20	Argile marneuse rougeâtre à rougeâtre à rosâtre compacte avec présence des lamelles de gypse
SM4	0-3	Blocs, cailloux et graviers
	3-15	Argile marneuse compacte rougeâtre à rosâtre du gypse
SM5	0-4.5	Argile limoneux plus au compacte
	4.5-5	Blocs, cailloux et graviers
	5-15	Argile marneuse compacte rougeâtre contenant du gypse
SM6	0-4.2	Argile marneuse peu compacte
	4.2-7.6	Blocs, cailloux et graviers
	7.6-10	Argile marneuse rougeâtre

Selon le relief et la nature du terrain, la rive gauche présente un terrain instable lors de la mise à eau de la retenue du terrain, qu'il sera nécessaire de palier par des travaux de terrassement.

2. Cuvette du barrage

Selon les travaux de reconnaissances au niveau de la cuvette du barrage, et les observations faites sur le terrain, les terrains constituant la cuvette sont les suivants :

a. Terrains quaternaires :

Il s'agit de dépôts colluvionnaires qui consistent en argile et limon sableux de couleur rougeâtre à brunâtre.

Ils couvrent en partie les dépôts d'alluvions (blocs, cailloux et gravier) et les terrains du pontien inférieur dans les parties basses. Les alluvions occupent dans l'ensemble le lit mineur de l'oued ou s'étalent en affleurement en certaines parties du fond de la vallée.

b. Formations du pontien inférieur

Ce sont dans l'ensemble des formations d'argiles marneuses plus au moins gypseuses. La succession des formations au niveau de la cuvette, en partant de l'aval vers l'amont est la suivante :

Le versant droit de la cuvette commence par des argiles marneuses compactes surmontées par des argiles marneuses à intercalation de grès argileuse tendre (épaisseur maximale : 1.5m) avec en sommet des lits centimétriques aux sommets de couches de grès avec un pendage dirigé se sent inverse d'écoulement des eaux.

A 120m de l'axe de la digue, ces argiles sont surmontées par des argiles marneuses brunâtres rougeâtres à intercalations de lits gréseux (voir planche n°2).

Plus en amont vers la fin de la cuvette, cette formation couvre des argiles marneuses dures à intercalations de quelques banes gypseuses de 10 à 15 cm ou le pendage est de 15° à 20°, dirigé dans le sens d'écoulement, Avec le même pendage et le même sens cette formation surmonte des argiles et grès en alternances avec prédominance des argiles.

Enfin des grès tendres de couleur rougeâtre sous cette dernière qui couvrent des calcaires blancs en bancs décimétriques présumés Paléocène

- Le versant gauche constitue la même formation de base de la rive gauche au niveau du site du barrage. Vers la fin de la cuvette, cette formation couvre des argiles sableuses de couleur rougeâtre.

II.3 Hydrogéologie du site et de la cuvette

II.3.1 Site du barrage

Il présente au niveau du lit mineur de l'oued un terrain de couverture, très perméable car constitué par des alluvions à éléments grossiers (blocs, cailloux et graviers).

Les colluvions (argiles) sont de faible perméabilité. La rive gauche présente au niveau de l'affleurement des intercalations de bancs gréseux centimétriques à décimétriques au sein des

argiles, ces bancs gréseux perméables permettent des infiltrations d'eau lors de la mise à eau de la retenue, si ceux-ci ne seront pas coupés par un organe d'étanchéité afin de stopper ces infiltrations. Nous prévoyons pour ceci la projection d'une paroi d'étanchéité verticale moulée en béton (réalisée par forage) avec la profondeur de 10m

- La rive droite présente à son sommet des intercalations des couches de grès argileux au sein des argiles. Le procédé d'étanchéité de cette rive sera de la même manière que celui de droite ;

La présence de gypse au sommet des couches gréseuses en bancs centimétriques pour cette rive seront sujettes à une dissolution par l'eau, donc provoquant un tassement sous la digue, mais faible (compatible avec le tassement de la digue).

Au fond de la vallée, des infiltrations auront lieu au niveau des alluvions, couvertes ou non couvertes par les argiles colluviales, dont il sera impératif d'aménager une paroi verticale réalisée par la tranchée (paroi d'étanchéité) avec utilisation d'un mélange d'argile à la bentonite et le ciment (dénommée coulis auto-durcissable) jusqu'à 2m dans les argiles de fond (argiles gypseuses du Pontien inférieur) qui ont une très faible perméabilité.

A noter que la présence du gypse en profondeur au niveau de la couche de fond pourra plus influencer sur la perméabilité (augmenter), car présent non en bancs appréciables communiquant directement avec l'eau du barrage sujet à dissolution, mais en grains au sein des argiles avec parfois en lamelles. D'autre part la décantation des matières en suspension dans l'eau favorise l'étanchéité du terrain.

II.3.2 Cuvette

Selon la lithologie des terrains existants au niveau de la cuvette du barrage, les terrains de couverture sont peu perméables pour les colluvions, perméables pour les alluvions.

La majorité absolue des terrains de fond est occupée par des formations à contenance argileuse qui leur assurent pour la cuvette une étanchéité appréciable.

La présence des terrains perméables dans la cuvette est à partir de la cote 200m (grès, argiles sableuses et calcaire).

La présence des filons de gypse a été repérée sur le versant gauche de la cuvette à 800m de l'axe de la digue, mais à un niveau plus haut que le niveau normal de la retenue.

II.4 Caractéristiques géotechniques des sols de fondation de la digue et ouvrage annexes

II.4.1 Colluvions :

Les résultats des essais réalisés pour la couche de colluvions (argile rougeâtre) se présentent comme suit:

- **Granulométrie – sédimentométrie**
- Grains de diamètre inférieur à 80 μ : 92 - 100%
- Gravier : 0 - 3%

- Sable gros : 0 - 2%
- Sable fin: 19 - 40%
- Limon: 24 - 63%
- Argile: 25 -52%
- **limites d'Atterberg**
 - Limite de liquidité (W_l): 45.76-51.11 %
 - Indice de plasticité (I_p) : 22.37 - 24.84 %
 - Teneur en eau (W): 6.9 - 14.6%
 - Degré de saturation: 45.3 - 67.1%
 - Densité sèche (γ_d): 1.68 -1.89 t/m³
- **Essai de cisaillement à la boîte type U-U**
 - Angle de frottement total (ϕ): 9°
 - Cohésion totale (C_u): 69 KPa
- **Essai de compressibilité à l'odomètre**
 - Pression de compressibilité (P_c): 0.660 bars
 - Coefficient de tassement (C_t): 0.231
 - Indice de gonflement (C_g): 0.036
- **Analyse chimique**
 - Teneur en insolubles: 40.4 - 55.8%
 - Teneur en carbonates : 35.11 - 43.31 %
 - Teneur en gypse : 4.06 - 11.24%
 - Teneur en chlorures : 0.0 - 0.16 %
 - Teneur en matière organique: 0.0 - 0.11%

Selon les résultats obtenus pour la couche de colluvions. Constituant la couche supérieure au niveau de l'axe de la digue, ces sols sont classés dans la catégorie des sols fins appartenant au groupe CH (Argiles très plastiques) et sont assez fortement compressibles, denses, assez fortement compressibles et sur-consolidés. Ils sont agressifs envers le béton à ciment ordinaire.

II.4.2 Alluvions:

Pour Cette couche, il a été prélevé un seul échantillon (au niveau de la fouille MS3), les essais qui ont pu être réalisés concernant uniquement les essais d'identification et analyse chimiques.

- **Granulométrie – sédimentométrie**
 - Grains de diamètre inférieur à 80 μ : 9 %
 - Grains de diamètre supérieur à 2mm: 61%
 - Gravier: 41%
 - Sable gros: 25%
 - Sable fin: 10%
 - Limon: 3%
 - L'Argile: 2%
- **Analyse chimique**
 - Teneur en insolubles: 39.1%

- Teneur en carbonates: 51.18 %
- Teneur en gypse : 3.5 %
- Teneur en chlorures: 0.23 %

Ces sols appartiennent aux graves, classes selon la classification U.S.C.S comme GP (Graves propres mal gradués) par leur nature, ces sols possèdent une bonne résistance au cisaillement, et une compressibilité très faible.

II.4.3 Sols de fondations d'ouvrage de la prise d'eau:

Au niveau de l'ouvrage de prise d'eau, le sol de couverture présente les mêmes formations qu'au niveau de l'axe de la digue :

Argiles limoneuse rougeâtres d'épaisseur est de 4.5m surmontant les alluvions de 0.6m d'épaisseur, le tout repose sur les argiles compactes du Pontien inférieur.

Les résultats des essais géotechniques réalisés sur les argiles de couverture sont les suivants:

- **Granulométrie - sédimentométrie :**
 - Grains de diamètre inférieur à 80 μ : 86%
 - Gravier: 01 %
 - Sable gros: 09 %
 - Sable fin: 05 %
 - Limon: 51 %
 - Argile: 34 %
 - Teneur en eau (W): 16.5 %
 - Degré de saturation: 79 %
 - Densité sèche (γ_d): 1.71 t/m³
- **Essai de compressibilité à l'odomètre**
 - Pression de compressibilité (P_c): 1.53 bars
 - Coefficient de tassement (C_t): 0.217
 - Indice de gonflement (C_g): 0.039
- **Analyse chimique**
 - Teneur en insolubles: 50.7 %
 - Teneur en carbonates: 27.5 %
 - Teneur en gypse : 18.62 %
- **Limites d'Atterberg**
 - Limite de liquidité (W_L): 56.35 %
 - Indice de plasticité (I_p): 31.23 %

Ces sols sont de la même catégorie que ceux de la couche de colluvions au niveau de la digue (sols fins qui sont des argiles très plastiques, assez fortement compressibles. Par leur nature ils sont de faible perméabilité), agressif envers le béton à ciment ordinaire.

Dans le même ouvrage (prise d'eau) ont été réalisés des essais préssiométriques (à 5m du sondage carotté SM5) pour chaque mètre de profondeur. Le nombre d'essais étant de 15. Ces

essais on permit de calculer les caractéristiques mécaniques du terrain pour chaque niveau, à savoir:

Module préssiométriques (E) ; Pression limite(PL) définissant la résistance du sol à la rupture et la pression de fluage (PF).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau II-2 : résultat des essais préssiométriques.

Profondeur (m)	SP01			
	E (bar) module Préssiométriques	PL (bar) Pression limite	PF (bar) Pression limite	E/PL
1	29.10	3.20	2	9.093
2	56.20	11.1	6.01	5.06
3	56.2	11.20	6.01	5.02
4	308	23.10	12	13.33
5	314.6	29.60	15	10.63
6	378.7	47.70	24	7.94
7	384.40	48.30	24	7.96
8	300.90	22.80	11	13.19
9	352.60	48.70	24	7.24
10	513.80	49.60	24	10.36
11	610.8	50	25	12.21
12	410.8	49.30	23	8.33
13	610.40	50	26	12.21
14	600	50	25	12
15	630.40	50	25.1	12.61

Selon les résultats obtenus, les valeurs des modules préssiométriques et des pressions limites indiquent des valeurs assez élevées à partir de la profondeur de 3m, témoignant d'un bon sol de fondation.

II.4.4 Argile marneuses du miocène (fond de fondation de la digue):

Les différents essais géotechniques réalisés pour le terrain de fond au niveau de fondation de la digue et ses ouvrages annexes ont donné les résultats suivants :

- **Granulométrie –sedimentometrie**
 - Grains de diamètre inférieur à 80 μ : 87 - 100%
 - Gravier : 00 %
 - Sable gros: 03 %
 - Sable fin: 00 - 14 %
 - Limon: 42 - 86 %
 - Argile: 04 - 52 %
- **Limites d'Atterberg**
 - Limite de liquidité (W_L): 45.84 - 62.92 %
 - Indice de plasticité (I_p) : 19.39 - 31.23 %

- Teneur en eau (W): 11.2 - 20.1 %
- Degré de saturation: 74.6 - 97.2 %
- Densité sèche (γ_d): 1.63 - 2.05 t/m³
- **Essai de cisaillement a la boite type U.U**
- Angle de frottement total (ϕ_u): 17 – 31°
- Cohésion totale (C_u): 7.6 - 66.6 KPa
- **Essai de compressibilité à l'odomètre**
- Pression de compressibilité (P_c): 1.84 - 3.63 bars
- Coefficient de tassement (C_t): 0.099 - 2.73
- **Analyse. Chimique**
- Teneur en insolubles : 48.6 - 60.6 %
- Teneur en carbonates: 22.14 - 33.59 %
- Teneur en gypse : 10.87 - 14 %
- Teneur en chlorures : 0.0 - 0.16 %
- Teneur en matière organique: Néant

Selon les résultats des essais sus présentes, le sol de fond de fondation de la digue appartient aux sols fins, selon la classification U.S.C.S aux groupes CH (argiles plastiques) et CL (argiles peu plastiques) ayant une résistance au cisaillement faible à modérée.

Il est en général assez fortement compressible et ayant un coefficient de gonflement en général faible et contient un taux de gypse moyen, ce sol est agressif envers le béton a ciment ordinaire, d'où l'utilisation du ciment HTS pour la confection du béton sera nécessaire.

Par sa nature granulométrique et sa densité importante, ce sol de fond de fondation de la digue présente une perméabilité faible à très faible.

II.5 Caractéristiques géotechniques des matériaux d'emprunt:

II.5.1 Zone d'emprunt n°1 (Zone d'emprunt graveleuse)

La zone d'emprunt n°1 (prospectée) est située à 5 Km en aval du site du barrage (voir annexe II-5). Les essais qui ont pu être réalisés concernent uniquement les essais granulométriques et analyses chimiques.

Les résultats de ces essais sont donnés ci-dessous.

- **Granulométrie – sédimentométrie**
- Grains de diamètre inférieur à 80 μ : 00 – 03 %
- Grains de diamètre supérieur à 2 mm: 51- 83 %
- Gravier : 28 - 37%
- Sable gros: 10 - 43%
- Sable fin: 03 - 07%
- Limon: 01 %
- Argile: 01 %
- **Analyse chimique**

- Teneur en insolubles: 23.5 -32 %
- Teneur en carbonates: 55.2 - 74.9 %
- Teneur en sulfates: Néant
- Teneur en chlorures : 0.12 - 0.29 %

Selon l'analyse granulométrique, ces sols appartiennent au groupe GP (Graves propres mal gradues) et ont par leur nature une bonne résistance au cisaillement et perméables.

Le volume qu'on peut extraire de la zone prospectée est de: 300 000 m³ pour une surface de 100 000 m² et une épaisseur d'exploitation de 3m.

II.5.2 Zone d'emprunt n° 03 (Zone d'emprunt graveleuse) :

Cette zone d'emprunt est située au niveau du lit d'Oued Mestaoua et en aval du site du barrage (voir annexe II-5).

Les résultats des essais sont les suivants :

- **Granulométrie – sedimentométrie**
 - Grains de diamètre inférieur à 80 μ : 03-06 %
 - Grains de diamètre supérieur à 2 mm: 47 -78 %
 - Gravier : 29 - 45%
 - Sable gros: 16 - 42%
 - Sable fin: 04 - 07%
 - Limon: 02 %
 - Argile: 02 %
 - Sable fin: 68 %
 - Limon: 12 %
 - Argile: 10 %
 - Densité sèche : 1.56 -1.58 t/m³

Ces valeurs présentées sont des valeurs moyennes.

- **Essais « Proctor»**

1- Proctor normal :

- Densité sèche maximale ($\gamma_{d\text{opt}}$) : 1.87 t/m
- Teneur en eau optimale (W_{opt}) : 13.5 %

2- Proctor modifié :

- Densité sèche maximale ($\gamma_{d\text{opt}}$) : 2.0 t/m³
- Teneur en eau optimale (W_{opt}) : 9.4 %

- **Essai de cisaillement à la boîte type U·U après compactage Proctor**

- Angle de frottement total : 26°
- Cohésion totale (C_u) : 29 KPa

- **Essai de compressibilité à l'odomètre après compactage « Proctor modifié»**

- Pression de compressibilité (P_c) : 2.08 bars
- Coefficient de tassement (C_t) : 0.108

- Coefficient de gonflement (C_g): 0.013
- **Perméabilité à l'odomètre**
- Coefficient de perméabilité (K) à 2 bars: 1.24×10^{-9} m/s
- Coefficient de perméabilité (K) à 4 bars: 1.18×10^{-11} m/s
- **Analyse chimique**
- Teneur en insolubles : 58.2 - 63.1%
- Teneur en carbonates: 23.62 - 31.5 %
- Teneur en gypse : 5.9 - 8.6 %
- Teneur en chlorures : 0.18 %

Les résultats des essais de laboratoire pour ces matériaux présentent un sol fin (sable fin limono- argileux), moyennement compressible non gonflants. Compactés, ces matériaux auront une perméabilité faible, on peut donc les utiliser comme matériau d'étanchéité de remblai de la digue.

Le volume dans la zone prospectée est estimé à 36650 m^3 pour une surface de 18325 m^2 et une épaisseur d'exploitation de 2m.

II.5.3 Zone d'emprunt n°02:

Cette zone d'emprunt est située à 400m en aval de l'axe de la digue sur la rive gauche d'Oued Mestaoua. Cette zone comporte des argiles et argiles sableuses brunâtres ou verdâtre.

Les résultats des essais de laboratoire réalisés sur les échantillons prélevés de cette zone sont les suivants :

- **Granulométrie - sédimentométrie**
- Grains de diamètre inférieur 80μ : 100%
- Gravier : 00 %
- Sable gros : 00 %
- Sable fin : 24 - 36 %
- Limon : 28 - 46 %
- Argile: 32 -36 %
- **Limites d'Atterberg**
- Limite de liquidité (W_L) : 48.075 - 60.938 %
- Indice de plasticité (I_p) : 23.7 -31.26 %
- Essais Proctor normal
- Densité sèche maximale (γ_{dopt}) : 1.55 -1.65 t/m^3
- Teneur en eau optimale (W_{opt}) : 15.4 - 22.0 %
- **Essai de cisaillement à la boîte type U·U (après compactage Proctor normal)**
- Angle de frottement total (φ_u) : 04 - 08°
- Cohésion totale (C_u) : 27.6 - 29.4 KPa
- **Essai de compressibilité a l'odomètre après compactage Proctor normal**
- Pression de compressibilité (P_c) : 2.04 - 2.52 bars
- Coefficient de tassement (C_t) : 0.043 - 0.056

- **Perméabilité à l'odomètre après compactage « Proctor normal »**

- Coefficient de perméabilité (K) a 2 bars: 2.49×10^{-11} - 4.03×10^{-9} m/s
- Coefficient de perméabilité (K) 4 bars: 0.67×10^{-11} - 2.2×10^{-11} m/s

- **Analyse chimique**

- Teneur en insolubles : 47.2 - 50.1 %
- Teneur en carbonates : 33.07 - 43.31 %
- Teneur en gypse : 3.87 - 14.75 %
- Teneur en chlorures : Néant
- Teneur en matière organique : 0.052 - 0.361 %

Selon les résultats des essais de laboratoire réalisés pour les échantillons prélevés de cette zone d'emprunt indiquent un sol fin, de perméabilité très faible lorsqu'il est compacte, assez fortement compressibilité, d'une résistance un cisaillement faible.

Le taux de compactage pour ce matériau dépasse 95% de celui obtenu selon « Proctor normal ».

Le volume de remblai qu'on peut extraire au niveau de cette zone d'emprunt est de 106425 m^3 pour une surface de 42750 m^2 et une épaisseur d'exploitation de 2.5 m après décapage de la terre végétale (0.3 à 0.6 m).

II.5.4 Zone d'emprunt n°05 (Zone d'emprunt argileuse) :

Située à 18 Km au Nord du site du barrage, limitée sur la carte d'Etat-major « Kebache » à l'échelle 1/50.000 (feuille n°292) par les coordonnées Lambert suivantes :

X: 834.120 et 834.260

Y: 190.450 et 190.570

Le schéma de la zone prospectée est présent en annexe X-5 ; cette zone comprend un matériau argileux. Il s'agit d'argile brunâtre plus au moins sableuses.

Les résultats des essais géotechniques de ces argiles sont les suivantes:

- Grains de diamètre inférieur à 80μ : 64 - 88 %
- Gravier: 03 - 08 %
- Sable fin: 28 - 42 %
- Sable gros : 06 - 23 %
- Limon: 17 - 28 %
- Argile: 19 - 27 %

- **Limites d'Atterberg**

- Limite de liquidité (W_L) : 43.75 - 52.52 %
- Indice de plasticité (I_p) : 21.39 - 27.41 %

- **Essais Proctor normaux**

- Densité sèche optimale (γ_{dopt}) : 1.63 - 1.73 t/m^3
- Teneur en eau optimale (W_{opt}) : 17.3 - 18.4

- **Essai de cisaillement à la boîte type U·U (après compactage Proctor normal)**

- Angle de frottement total (C_{Pu}) : 11-14°
- Cohésion totale (C_u) : 22.6 - 27.7 KPa
- **Essai l'odométrique** (après compactage Proctor normal)
 - Pression de compressibilité (P_c) : 1.95 - 2.42 bars
 - Coefficient de tassement (C_t) : 0.187 - 0.293
 - Coefficient de gonflement (C_g) : 0.024 - 0.050
- **Perméabilité à l'odomètre après compactage** « Proctor normal »
 - Coefficient de perméabilité (K) à 2 bars : 8.4×10^{-12} - 5.8×10^{-11} m/s
 - Coefficient de perméabilité (K) à 4 bars : 4.7×10^{-12} - 2.5×10^{-11} m/s
- **Analyse chimique**
 - Teneur en insolubles : 39.1 - 41 %
 - Teneur en carbonates : 38.58 - 55.12 %
 - Teneur en chlorures : Néant
 - Teneur en matière organique : 0.361 - 0.774 %
 - Teneur en sulfates: Nulle à l'exception de l'échantillon ZEA5 de teneur 14.9 %

Les résultats des essais géotechniques du laboratoire pour les échantillons prélevés de cette zone d'emprunt indiquent un sol fin à granulométrie étendue, appartenant en majeure partie au groupe CL (argiles de faible plasticité), moyennement à assez fortement compressible compacté, ce matériau présente une perméabilité très faible.

Le taux de compactage qu'on peut atteindre par rapport à celui du Proctor normal ne peut atteindre 100% et peut dépasser 95%.

**Les courbes granulométriques des différentes zones d'emprunt figurent en annexe II-4*

Le volume qu'on peut extraire de cette zone est de 30000m³ pour une superficie de 1.5 Ha pour une épaisseur moyenne de 2m,

En conclusion, selon la disponibilité des matériaux d'emprunt, on opte pour un barrage en terre hétérogène ou zoné (composé de deux matériaux : L'un imperméable et l'autre résistant et perméable). Le matériau perméable constitue de graviers peut être extrait au niveau des zones d'emprunt n°: 1 et 3 de volumes respectifs 300000 m³ et 308 229 m³. et au niveau du lit d'Oued Mestaoua dans la zone comprise entre la zone d'emprunt n°3 et la zone d'emprunt n°4

Le matériau imperméable (matériau d'étanchéité du corps de la digue), constitué de matériau argileux existe au niveau de trois zones d'emprunt :

- Zone d'emprunt n°2 de volume 106425 m³
- Zone d'emprunt n°4 de volume 36 650 m³
- Zone d'emprunt n°3 de volume 30 000 m³

La zone d'emprunt n°5, (la plus éloignée du site du barrage présente un matériau présentant les meilleures caractéristiques géotechniques pour la mise en remblai que celles des zones d'emprunt n°: 2 et 4

II.6 Conclusion

Les résultats des travaux de reconnaissance géologiques, géotechniques et essais de laboratoire nous permettent de conclure :

1- Le site et la cuvette du barrage sur Oued Mestaoua présentent un terrain d'âge pontien inférieur constitué d'argiles marneuses contenant du gypse avec une teneur qui varie de 10-15% sans ou avec intercalation de grès. Le taux de gypse le plus élevé été relevé au niveau des sondages SM9 et SM10 (à 1400m en amont de l'axe de la digue).

2- Afin d'éviter les infiltrations à travers les terrains de fondation de la digue, il sera procédé de la manière suivante :

- Sur les deux rives nous prévoyons la projection d'une paroi d'étanchéité verticale moulée en béton (réalisée par forage) avec la profondeur de 10m
- Au fond de la vallée, des infiltrations auront lieu au niveau des alluvions, couvertes ou non couvertes par les argiles colluviales, dont il sera impératif d'aménager une paroi verticale réalisée par la tranchée (paroi d'étanchéité) avec utilisation d'un mélange d'argile à la bentonite et le ciment (dénommée coulis auto-durcissable) jusqu'à 2m dans les argiles de fond (argiles gypseuses du Pontien inférieur) qui ont une très faible perméabilité.

3- La cuvette présente dans son ensemble une étanchéité appréciable (dominance de terrain argileux); aussi les apports solides de nature marneuse et argileuse «empruntés» du bassin versant, ainsi que la décantation des matières en suspension dans l'eau favorisent l'étanchéité de la cuvette.

4) Selon la disponibilité des matériaux d'emprunt, on opte pour un barrage en terre hétérogène ou zoné (composé de deux matériaux : L'un imperméable et l'autre résistant et perméable).

Le matériau perméable constitue de graviers peut être extrait au niveau des zones d'emprunt n°: 1 et 3 de volumes respectifs 300000 m^3 et 308229 m^3 , et au niveau du lit d'Oued Mestaoua dans la zone comprise entre la zone d'emprunt n°3 et la zone d'emprunt n°4,

Le matériau imperméable (matériau d'étanchéité du corps de la digue), constitue de matériau argileux existe au niveau de trois zones d'emprunt :

- Zone d'emprunt n°2 de volume 106425 m^3 ,
- Zone d'emprunt n°4 de volume 36650 m^3
- Zone d'emprunt n°5 de volume 30000 m^3 ,

La zone d'emprunt n°5, (la plus éloignée du site du barrage présente un matériau présentant les meilleures caractéristiques géotechniques pour la mise en remblai que celles des zones d'emprunt n°: 2 et 4

SOMMAIR :

II.1 Introduction.....	8
II.2 Géologie de l'aire d'étude	8
II.2.1 Géologie régionale:	8
II.2.2 Sismicité :.....	9
II.2.3 Géologie du site et de la cuvette :.....	9
1. Site du barrage	9
2. Cuvette du barrage.....	11
II.3 Hydrogéologie du site et de la cuvette.....	11
II.3.1 Site du barrage	11
II.3.2 Cuvette	12
II.4 Caractéristiques géotechniques des sols de fondation de la digue et ouvrage annexes.....	12
II.4.1 Colluvions :.....	12
II.4.2 Alluvions:	13
II.4.3 Sols de fondations d'ouvrage de la prise d'eau:.....	14
II.4.4 Argile marneuses du miocène (fond de fondation de la digue):.....	15
II.5 Caractéristiques géotechniques des matériaux d'emprunt:	16
II.5.1 Zone d'emprunt n°1(Zone d'emprunt graveleuse).....	16
II.5.2 Zone d'emprunt n° 03 (Zone d'emprunt graveleuse) :.....	17
II.5.3 Zone d'emprunt n°02:	18
II.5.4 Zone d'emprunt n°05 (Zone d'emprunt argileuse) :.....	19
II.6 Conclusion	21

III.1. Introduction

L'étude hydrologique vise généralement la détermination de certaines caractéristiques du bassin versant ainsi que les caractéristiques hydro pluviométriques nécessaires à l'étude de dimensionnement hydrotechnique du sujet barrage.

III.2. Le bassin versant

III.2.1 Caractéristiques générales du bassin versant

Oued Mestaoua draine un bassin versant considérable, il est sujet à des crues violentes. Le site du barrage se situe à 3 km au nord de Kharboucha. Il est proposé de construire un barrage régulateur de crues, la zone du projet est localisée entre Biskra et Batna

Le plan de situation est montré dans la figure N°III.1

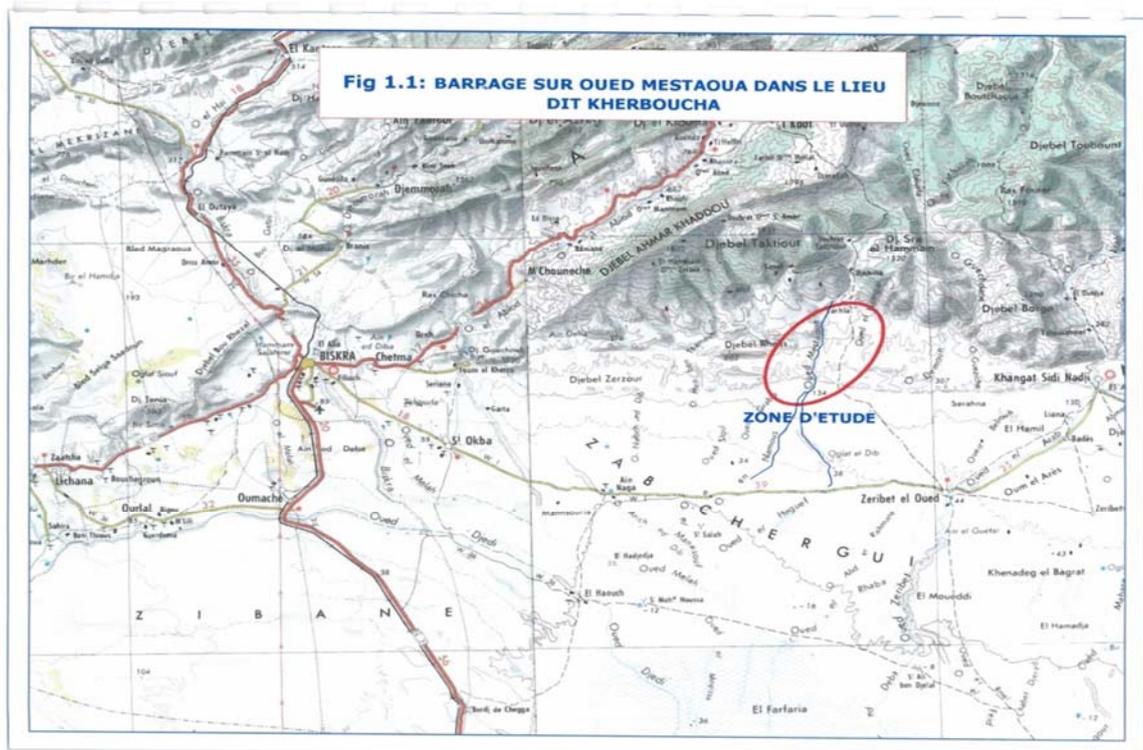


Figure III.1: Le plan de situation (ech: 1/200000)

(source : ANBT)

III.2.1.1 Paramètres géométriques :

➤ Surface du bassin versant:

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

$$S = 236 \text{ Km}^2$$

➤ Périmètre du bassin versant:

Le périmètre est : $P = 89.5 \text{ Km}$

➤ Longueur du talweg principal : cuillière

C'est le talweg le plus long, il est de: $L_p = 44 \text{ Km}$

III.2.1.2 Paramètres de forme (caractéristique hydro morphologiques):

▪ Indice de compacité (GRAVELIUS) :

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'Hydrogramme à l'exutoire. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire qui sont plus importants. Ce phénomène est lié à la notion de temps de concentration.

En revanche, les bassins en forme d'éventail, présentant un temps de concentration plus court, et auront les plus forts débits de pointe.

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux. Citons à titre d'exemple l'indice de compacité de Gravelius (1914) K_C , défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface :

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

$$K_C = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (III.2)$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

K_C : indice de Gravelius

Cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface. Il est proche de 1,128 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieur à 1 lorsque le bassin est de forme allongée.

Soit : $K_C = 1.631$

Si $K_C = 1,128 \Rightarrow$ bassin ramassé

Si $K_C > 1,128 \Rightarrow$ bassin allongé

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

▪ Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation : $Ca = \frac{L_p^2}{S} \dots\dots\dots (III-3)$

L_p : la longueur du talweg principal $L_p = 44$ Km

S : la superficie du bassin versant. $S = 236$ Km²

$Ca = 8.203$

▪ **Rectangle équivalent ou Rectangle de Graveleuse :**

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions L et l'ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux de points de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2*(L+l) \quad \text{et} \quad S = L*l \quad \rightarrow (1) \dots\dots\dots(III.4)$$

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

$$K_C = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \rightarrow (2) \dots\dots\dots(III.5)$$

De (1) et (2) on obtient une Equation de 2^{ème} degré admet deux solutions L_r et l_r :

$$L_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.6)$$

$$l_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.7)$$

Avec L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient : L_r = 38.632 km et l_r = 6.108 km

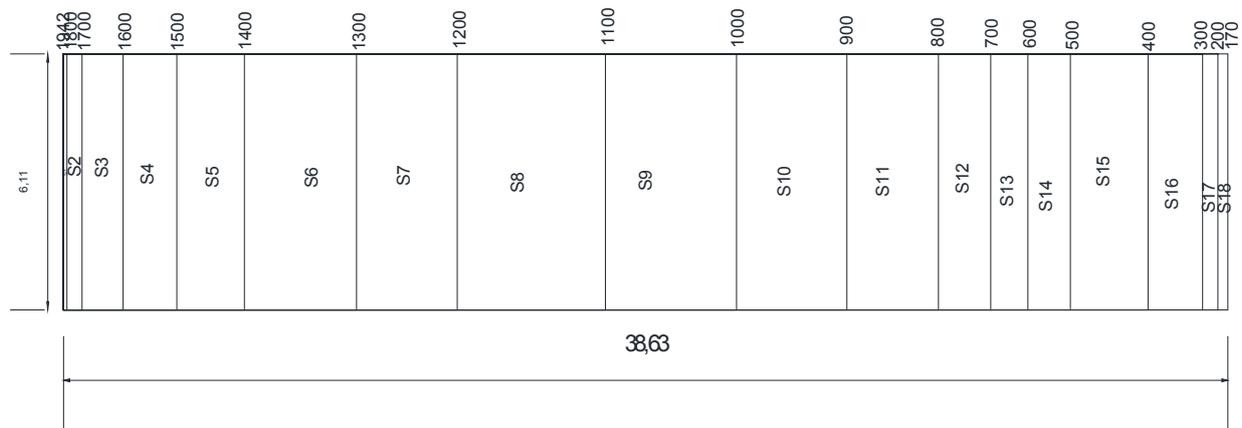


Figure III.2: Rectangle équivalent.

III.2.1.3 Caractéristiques hydrographiques

1 . Hypsométrie du bassin versant:

A partir du tableau III-1, le pourcentage des aires partielles est déterminé on et courbe hypsométrique est tracée sur laquelle l'altitude médiane est lue.

Tableau (III. 1) : Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude (m)	Hi (m)	Sr (Km ²)	Si %	Si comul (Km ²)	Si% comul %
1942-1800	142	0.661	0.280	0.661	0.28
1800-1700	100	3.058	1.296	3.719	1.576
1700-1600	100	8.333	3.531	12.052	5.107
1600-1500	100	10.879	4.610	22.931	9.717
1500-1400	100	13.594	5.760	36.525	15.477
1400-1300	100	22.838	9.677	59.363	25.154
1300-1200	100	20.399	8.644	79.762	33.798
1200-1100	100	30.049	12.733	109.811	46.531
1100-1000	100	26.564	11.256	136.375	57.787
1000-900	100	22.371	9.479	158.746	67.266
900-800	100	18.554	7.862	177.3	75.128
800-700	100	10.587	4.486	187.887	79.614
700-600	100	7.555	3.201	195.442	82.815
600-500	100	8.602	3.645	204.044	86.46
500-400	100	15.749	6.673	219.793	93.133
400-300	100	11.068	4.690	230.861	97.823
300-200	100	3.084	1.307	233.945	99.13
200-170	30	2.055	0.871	236	100

La courbe hypsométrique est représentée sur la Fig. III-2

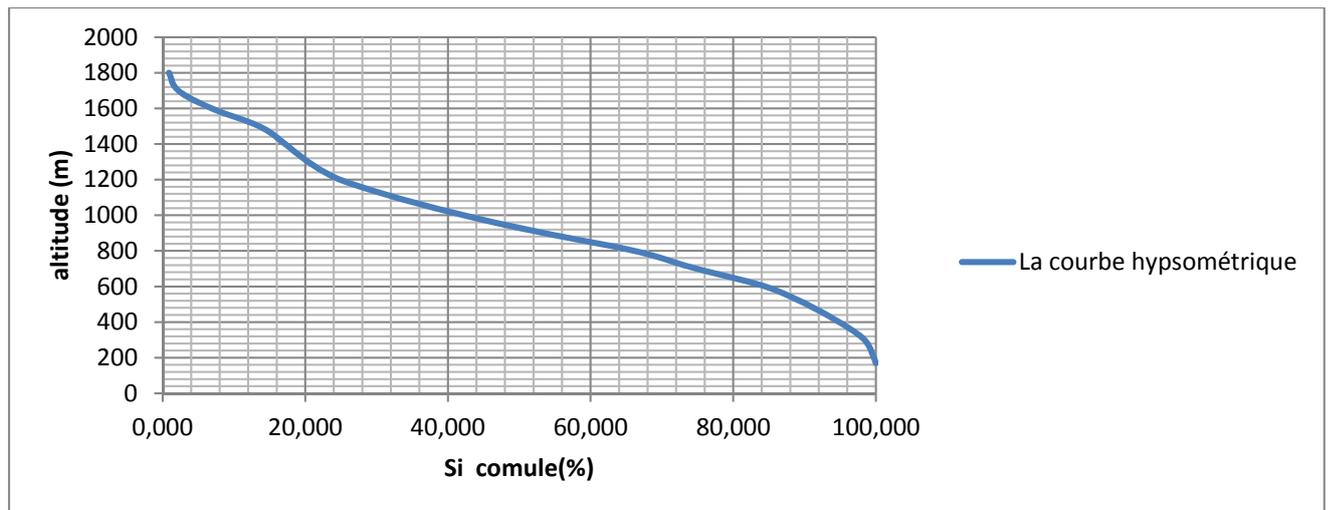


Figure III.3 : Courbe hypsométrique

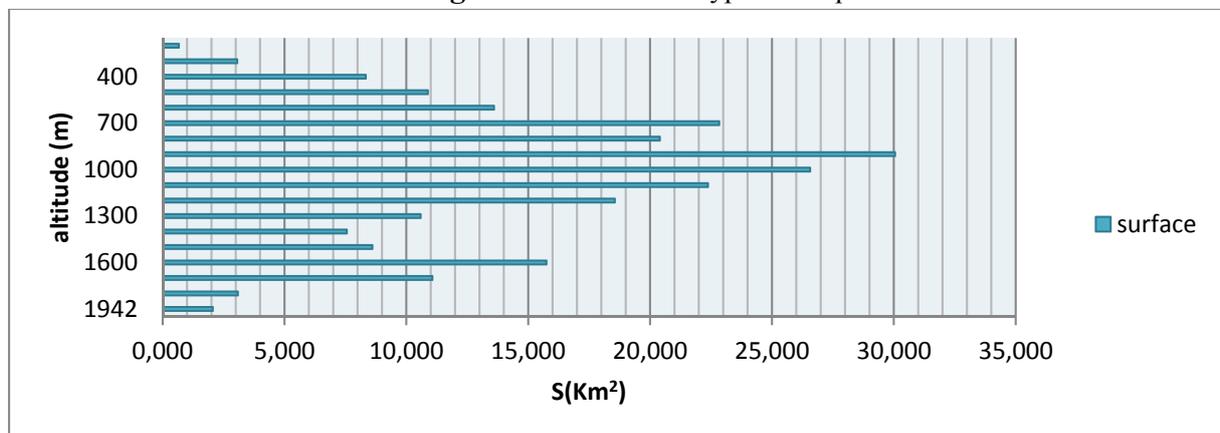


Figure III.4 : la répartition des surfaces

2 . Détermination des altitudes :

-L'altitude maximale et minimale :

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus à bas, généralement l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente, donc d'après la carte topographique on a :

$$H_{\max} = 1942 \text{ m NGA}$$

$$H_{\min} = 170 \text{ m NGA}$$

-L'altitude moyenne :

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots(\text{III.8})$$

Avec :

- H_{moy} : altitude moyenne du bassin (m) ;
- S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau (km^2) ;
- H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau (m) ;
- S : superficie totale du bassin versant (km^2).

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou dans la mise en œuvre de modèles hydrologiques.

$$H_{\text{moy}} = \frac{230665.55}{236} = 977 \text{ m NGA}$$

-Altitude médiane :

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

$$H_{\text{méd}} = 931 \text{ mNGA.}$$

Tableau III.2 : Détermination des altitudes.

Altitude	Valeur (m)
H_{moyen}	977
$H_{\text{médiane}}$	931
$H_{95\%}$	400
$H_{5\%}$	1600
H_{max}	1942
H_{min}	170

3 . Les indices :

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

-Indices de pente :

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondéré par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i est H_{i+1} ; Il est donné par la formule suivante :

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

L_r : longueur de rectangle équivalent (m)

$S_{i\%}$: surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1}

Tableau III.3 : détermination de la pente M. Roche I_p (suite)

$H_i - H_{i-1}$	$D_i = H_i - H_{i-1}$	S_i (Km ²)	$A_i = (S_i/S)$ (%)	$\sqrt{A_i * D_i}$
1942-1800	142	0.661	0.280	6.306507
1800-1700	100	3.058	1.296	11.38316
1700-1600	100	8.333	3.531	18.79077
1600-1500	100	10.879	4.610	21.47032
1500-1400	100	13.594	5.760	24.00035
1400-1300	100	22.838	9.677	31.10807
1300-1200	100	20.399	8.644	29.40007
1200-1100	100	30.049	12.733	35.68281
1100-1000	100	26.564	11.256	33.54986
1000-900	100	22.371	9.479	30.78837
900-800	100	18.554	7.862	28.03902
800-700	100	10.587	4.486	21.18022
700-600	100	7.555	3.201	17.8921
600-500	100	8.602	3.645	19.09166
500-400	100	15.749	6.673	25.83274
400-300	100	11.068	4.690	21.65602
300-200	100	3.084	1.307	11.43145
200-170	30	2.055	0.871	5.111055
	Somme	236	100	392.7145

AN: $I_p = 1,998\%$

-Indice de pente globale I_g : (P. Dubreuil, 1974)

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots (III.10)$$

Où D = Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ tq : $D = H_{5\%} - H_{95\%}$ avec :

Et $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$: sont les altitudes correspondantes à $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$

On a donc : $D = 1600 - 400 = 1200$ m

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

Soit : $I_g = 31,062\text{m/km} \Rightarrow I_g = 3,24\%$

-Indice de pente moyenne I_{pm} :

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots (III.11)$$

$\Rightarrow I_{pm} = 4,587\%$.

- Remarque :

L'indice de pente moyenne est très fort, donc on assistera à un écoulement rapide.

III.2.1.4 Caractéristiques physiographiques :

1 . Le réseau hydrographique :

Le Chott Melghir est l'un des grands bassins versants de l'Algérie. Il occupe une superficie de 68.750 km^2 , il bénéficie des apports en eau en période de crue des différents cours d'eau du versant sud des Aurès. Il prend sources du versant sud des Aurès et se jette dans la zone dépressionnaire du Chott Melghir. Parmi les grands oueds qui drainent la surface du grand bassin versant (Zab Est) on note:

Oued en Namous et ses affluents (Oued Mestaoua, Oued el Haguët), Oued Biskra et ses affluents (O. Djemorah, O.Abdi,O.el Hai), Oued el Abiod, Oued el Arab ...

Dans la figure III.2 sont représentés les principaux oueds du bassin versant de Chott Melghir

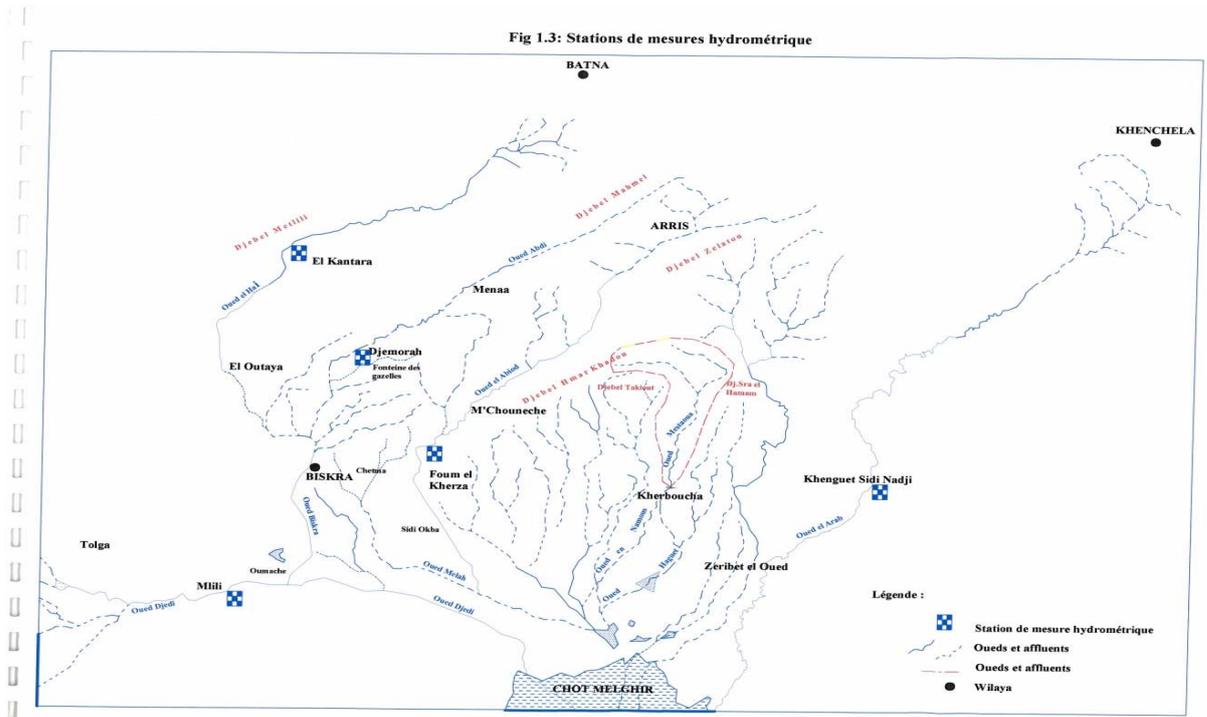


Figure III.5 : situation des mesures hydrométrique source : ANBT

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM.

Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) ».



Figure III.6 : réseau hydrographique de notre bassin versant.

2 . Densité de drainage (Dd):

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs « Li » du bassin versant, à la surface «S» Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface .Elle est exprimée en Km/Km².

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

Avec :

$\sum_{i=1}^n Li$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 708 Km.

S : Superficie du bassin versant en (Km²).

Soit : $Dd = 3 \text{ km/km}^2$

3 . Densité du thalweg élémentaire:

$$F1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (III.13)$$

N1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1,

N1=1381

S : Superficie du bassin versant.

Soit : $F1 = 5.85 \text{ thalweg/km}^2$

4 . Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant :

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

AN:

$$C_t = 17,55 \text{ Km}^{-3}$$

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

5 . Pente moyenne du cours d'eau:

La pente moyenne du bassin d'Oued Choirait est calculée selon la relation suivante :

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (I-15)$$

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

ΔL : La distance entre ces deux points.

$$I_c = 40.273 \text{ m/Km} \quad \Rightarrow \quad I_c = 4.03 \%$$

6 . Temps de concentration du bassin versant t_c :

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire .Il existe plusieurs formules .Dans le contexte algérien et pour les grands bassins versants, il peut être notamment calculé par l'ancienne formule de GIANDOTTI (1937) soit :

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III.16)$$

Avec :

S : surface du bassin versant (Km²) ;

L_{cp} : longueur de cours d'eau principal (Km) ;

$L_{cp} = 44 \text{ Km}$.

T_c : temps de concentrations exprimé en heure

H_{moy} : altitude moyenne (m) ;

H_{min} : altitude minimale (m) ;

$$\text{Soit :} \quad T_c = 5.61 \text{ heures}$$

7 . 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 :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (III.17)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

$$\text{Soit :} \quad V_r = 7,84 \text{ Km/h}$$

Tableau III.4 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant

DESIGNATION	SYMBOLE	UNITES	VALEUR	
Superficie	S	km ²	236	
Périmètre	P	km	89.5	
Longueur du thalweg principal	L _p	km	44	
Pente du thalweg principal	I _c	%	4.03%	
Indice de compacité	K _c	-	1.631	
Coefficient d'allongement	C _a	-	8.203	
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	38.632
	largeur	l _r	Km	6.108
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1942
	moyenne	H _{moy}	m	977
	médiane	H _{med}	m	931
	minimale	H _{min}	m	170
Pente moyenne de B.V	I _{moy}	m/km	4.62	
Indice de pente globale	I _g	%	3.24	
Indice de pente moyenne	I _{pm}	%	4,587	
Indice de pente de M Roche	I _p	%	1.76	
Densité de drainage	D _d	Km/Km ²	3	
Coefficient de torrentialité	C _t	-	0.77	
Temps de concentration	T _c	h	5.61	
Vitesse de ruissellement	V _r	Km/H	7.84	
Coefficient de sinuosité	C _s	-	0,58	

III.2.1.5 Caractéristiques climatique du bassin versant:

Le bassin versant, ne dispose pas directement d'une station pluviométrique. en revanche, aux alentours immédiate, nous pouvons mentionner les stations pluviométriques : Arris (code: 06.15.04), T'ktout (code: 06.15.06), Foum el Gherza (code: 06.16.01), Biskra (code: 06.14.08), M'Ziraa (code: 06 16 09), Djemorah (code: 06 1305).

Climatologiques et postes pluviométriques présentées dans les tableaux en bas. Elles sont extrait de la « Carte de situation des stations hydro climatologiques» d'Algérie (1:500.000)

▪ Données de la pluviométrie

Tableau III.5 : Caractéristiques des stations pluviométriques

Station	Code	Altitude
Arris	061504	1100
T'kout	06 1506	980
Foum el Gherza	06 1601	100
Biskra	061408	124
M'Ziraa	061609	32
Djemorah	061305	485

1 . Température :

En Algérie, la présence du Sirocco, un vent chaud et sec qui vient du Sahara, est caractéristique. Les températures maximales ont pour origine ce phénomène particulier, qui est accompagné par une humidité qui s'en trouve réduite.

Dans le Tableau III.6 sont portées les températures moyennes annuelles à la station de Biskra (code: 061408) pour une période de allant de 1976 jusqu'à l'an 2010.

Tableau III.6 : Températures moyennes mensuelles en °C à la station de Biskra

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	moy
T _{min}	9,6	8,1	10,5	14,5	19,3	22,3	25,7	27,7	21,5	15,2	11,1	7,6	16,1
T _{max}	17,4	16,5	21,1	25,6	31,2	34,2	39,2	40,6	32,7	26,8	22,2	18,4	27,2
T _{moy}	13,5	12,3	15,8	20,1	25,2	28,2	32,4	34,1	27,1	21,0	16,7	13,0	21,6

Source (ONM et ANRH) 2010

Les mois les plus chauds sont mai, juin, juillet, août et septembre où la température moyenne varie entre 25,2°C et 34,1°C, les mois les plus froids sont décembre, janvier et février, où la température moyenne oscille entre 12,3°C et 13,5°C

L'écart de températures entre l'été (juillet) et l'hiver (janvier) est environ de 21,8 °C en moyenne. La température moyenne annuelle est de 21°C

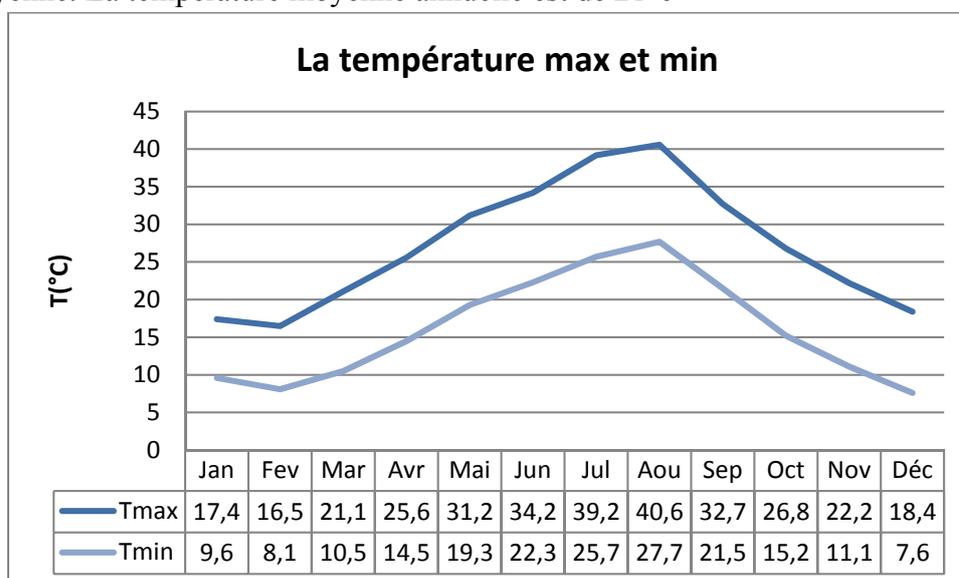


Figure III.7: distribution mensuelle des températures minimales et maximales de la station de Biskra

2 . Humidité relative :

C'est un élément important du cycle hydrologique contrôlant l'évaporation du sol et la couverture végétale et qui représente un degré de saturation de l'air en vapeur d'eau.

Tableau III.7: Humidité mensuelles moyennes (%) (ONM)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
Hum (%)	60	49	42	38	33	29	26	30	40	46	54	60	42

La moyenne annuelle de la région est de 42 %. Ses valeurs maximales sont atteintes en novembre, décembre, janvier et février (49 à 60%) et minimales en mai, juin, juillet et aout (26 à 33 %).

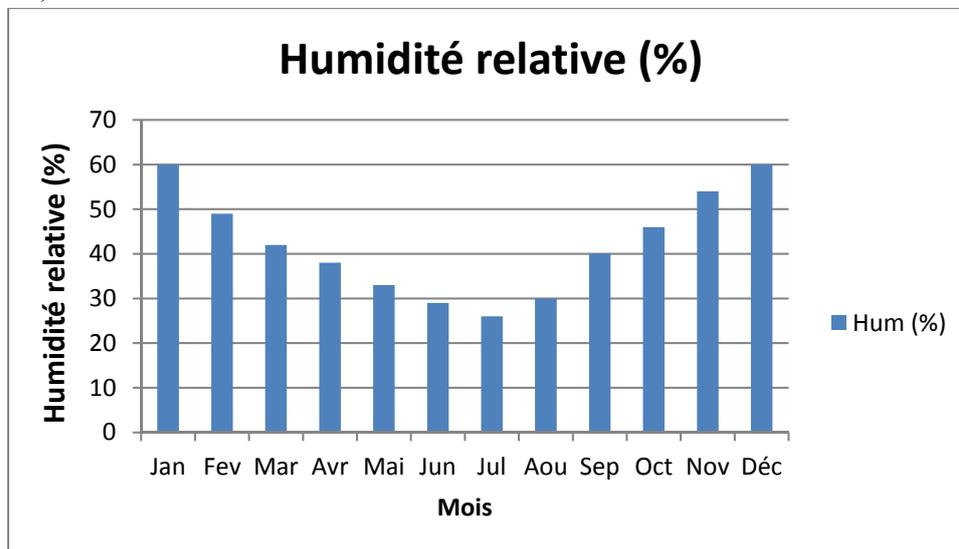


Figure III.8 : Humidités en fonction de temps

3 . Ensoleillement

Les valeurs mensuelles moyennes observées sont présentées ci-dessus :

Tableau III.8: Ensoleillement mensuel moyen (heures) (ONM)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Année
Ens (h)	227	245	281	291	326	346	356	327	272	261	220	221	3375

L'analyse de ce tableau met en valeur l'importance de l'insolation dans cette zone (3375 heures /an = 9,24 heures / jour).

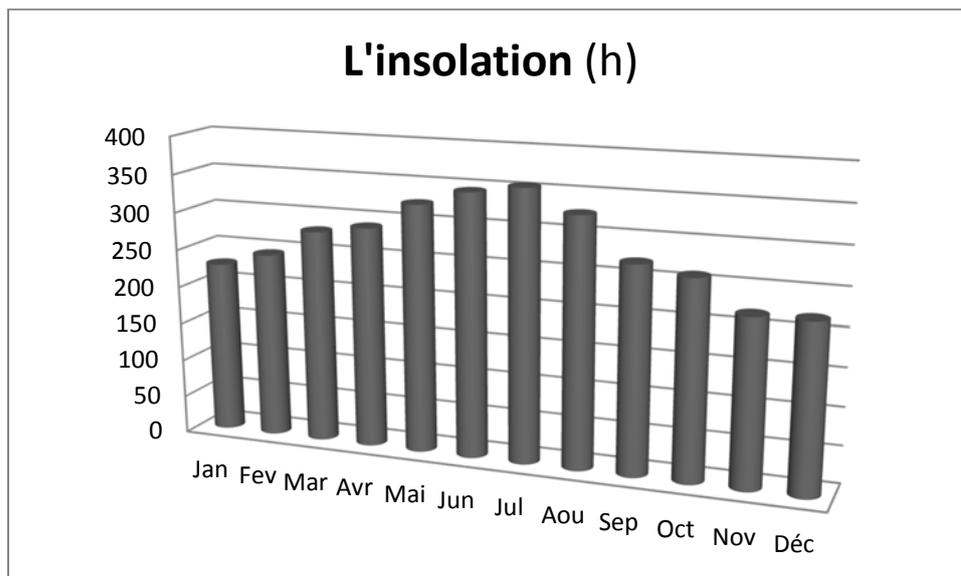


Figure III.9 : distribution mensuelle de l'insolation à Biskra

4 . Le vent :

Le vent se détermine par sa vitesse et sa direction. Les vitesses mensuelles moyennes des vents enregistrés à la station de Biskra figurent au tableau qui suit:

Tableau III.9 : Vitesses moyennes mensuelles du vent

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jui	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy. An
vent (m/s)	4,5	4,5	4,7	6,2	5,8	4,9	4,3	4,1	4,4	4,0	4,5	4,3	4,7

L'analyse de (tableau III.9) montre une variabilité relative des vitesses tout le long de l'année. Elles restent moyennes durant les mois toute l'année sans les mois d'avril et mai les plus fort.

En ce qui concerne la direction des vents et leurs fréquences, nous constatons selon les données observées à la station de Biskra que les vents prédominants sont ceux de l'est et nord, et avec des fréquences respectivement de 10,2 % et 9,6%.

Tableau III.10 : Fréquence moyenne interannuelle des vents par leur direction. (ONM)

Direction	N	NE	E	SE	S	SO	O	NO
Fréquence (%)	22,09	14,83	8,06	1,85	11,12	2,95	9,02	30,08

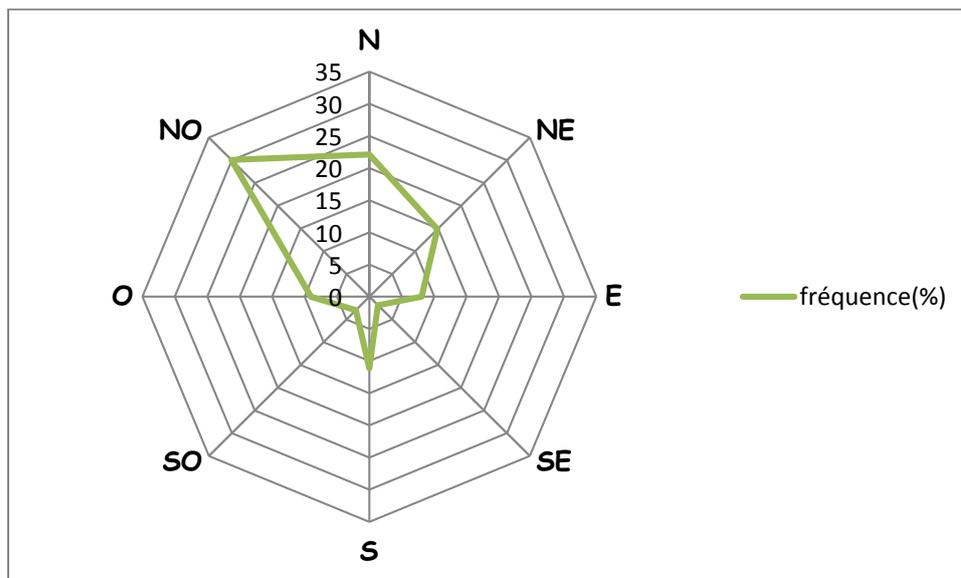


Figure III.10 : Rose des vents-Station de Biskra (ONM)

5 . Le sirocco :

Les vents peuvent atteindre des pics de vitesse supérieure à 80 Km/h. et amènent l'humidité de l'Atlantique Nord. Cette région reste tributaire de la circulation des masses d'air propres à la méditerranée occidentale avec une ouverture des vents sahariens chauds. Les vents dominants soufflent du Nord-Ouest (32,08 %) avec un maximum secondaire de direction Nord (23,18) .Ces vents sont porteurs de pluie. En revanche pendant la saison sèche (été), période où les basses pressions sahariennes sont plus développées et où les vents étiens connaissent également leur maximum de fréquence, les vents ont une direction Sud et secondairement Sud-ouest. Ces derniers sont, généralement, secs et chargés de poussières et se manifestent par des siroccos qui augmentent l'évaporation.

6 . L'évaporation :

Pour l'estimation de la valeur de l'évaporation du plan d'eau nous avons utilisé les données du poste de jaugeage Foum EI Gherza qui se trouve juste près de la zone étudiée.

La valeur moyenne interannuelle de l'évaporation du plan d'eau est admise égale à 2603mm. Le coefficient de variation est admis d'après les données des observations réelles, égal à

$$Cv = 0,43, \text{ le coefficient d'asymétrie est } Cs = 2Cv$$

La répartition mensuelle de l'évaporation du plan d'eau est dans le tableau III.11.

Tableau III.11 : Répartition mensuelle de l'évaporation du plan d'eau à Foum EI Gherza

Mois	Jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aout	sep	oct	nov	dec	Total
(mm)	97	105	159	203	256	343	380	362	285	175	126	103	2603
(%)	3.7	4.0	6.1	7.8	10.2	13.2	14.6	13.9	11.0	6.7	4.8	4.0	100

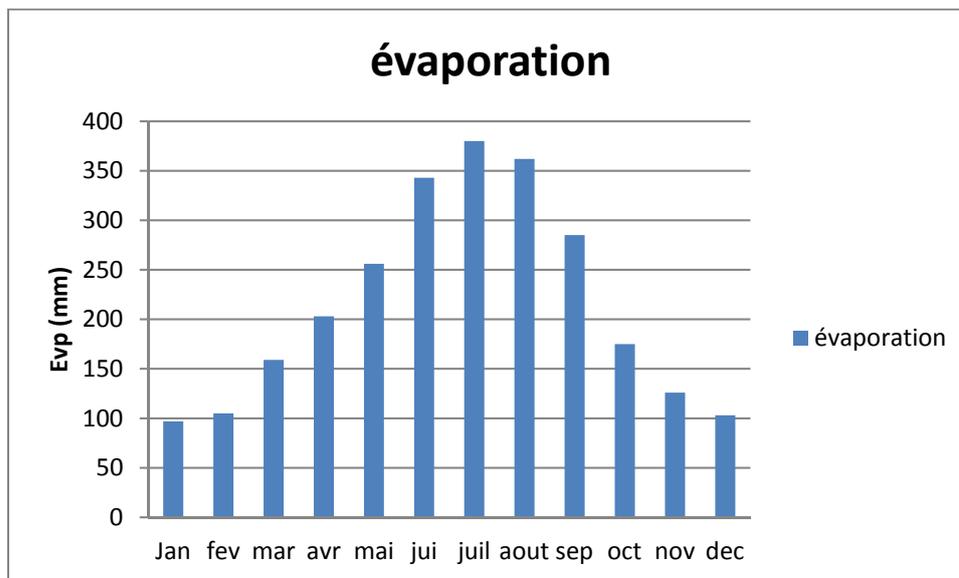


Figure III.11 : distribution mensuelle de l'évaporation à Foug El Gherza

-Calcul de l'évaporation complémentaire

Il permet d'effectuer le calcul de l'évaporation complémentaire mensuelle sur la base de la formule $EC = E - P + LE$ (recommandée par l'ANB), où E est la lame d'évaporation depuis la surface libre de l'eau, P est la lame de précipitation dans le barrage et LE est la lame d'écoulement, toutes les données sont en mm.

Tableau III.12 : l'évaporation complémentaire à Foug El Gherza

Mois	E	P	LE	EC
Septembre	285	30,7	0,49	254,79
Octobre	126	27,0	0,59	99,59
Novembre	175	24,3	0,68	151,38
Décembre	103	19,1	0,89	84,79
Janvier	97	20,4	1,07	77,67
Février	105	18,2	1,00	87,80
Mars	159	25,7	2,62	135,92
Avril	203	20,0	1,84	184,84
Mai	265	24,7	1,25	241,55
Juin	343	16,3	0,42	327,12
Juillet	380	5,9	0,21	374,31
Aout	362	17,7	0,31	344,61
Année	2603	250	11,35	2364,35

7 . La pluviométrie:

a. Données disponibles :

La station pluviométrique de T'Kout (code : 06-15-06) d'une altitude de 980m se situe non loin du bassin versant d'oued Mestaoua au nord-ouest et dispose d'une série pluviométrique de 35 ans, dont la pluie moyenne annuelle est de 288 mm.

De ce fait pour la poursuite du projet nous utilisons la répartition mensuelle des pluies de la station de T'Kout dont la série disponible s'étale de 1975 à 2010 et qui avoisine la moyenne altimétrique de notre bassin versant.

Tableau III.13 : caractéristique de station de T'kout

Nom de la station	Code	X (km)	Y (km)	Z (m)	Pmoy annuelle (mm)	Pjmax (mm)	Variation des pluies	Exposant climatique
T'Kout	061506	829.1	210.5	980	288	26.9	Cv	b= 0.20

Le tableau III.14 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année.

Tableau III.14 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Mois	P (mm)	P (%)
Septembre	36.16	12.56
Octobre	24.76	8.60
Novembre	26.09	9.06
Décembre	24.93	8.66
janvier	19.36	6.72
février	23.87	8.29
Mars	27.52	9.56
Avril	26.11	9.06
Mai	28.52	9.90
Juin	19.64	6.82
Juillet	10.31	3.58
Août	20.72	7.20
Total	288.0	100.00

La répartition mensuelle de la précipitation est présentée par la figure III.11.

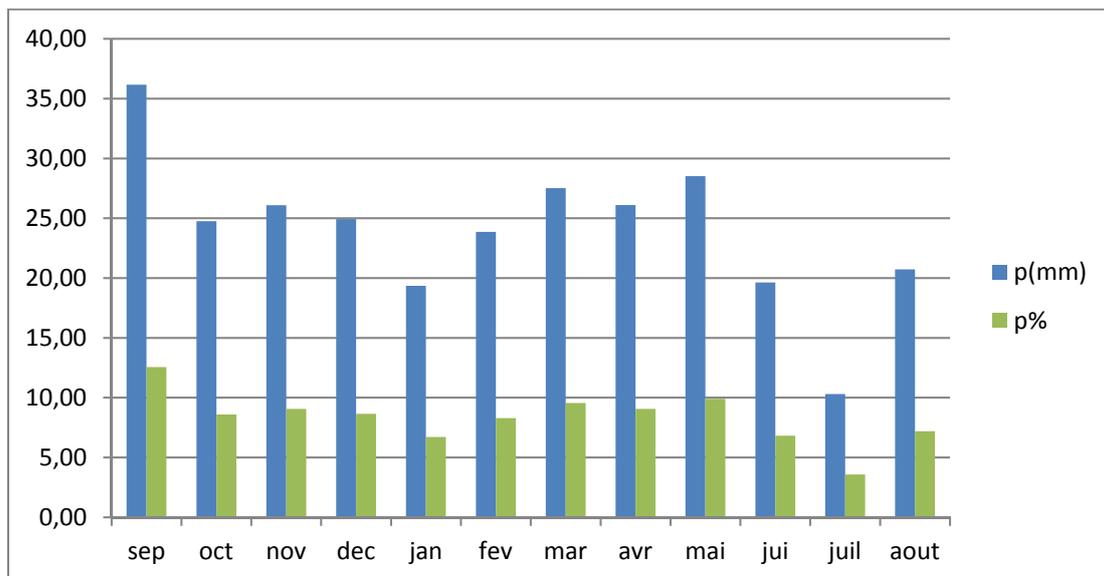


Figure III.12 : La répartition mensuelle de la précipitation

b. Les précipitations maximales journalières :

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour.

- Pour notre étude on passe par les étapes suivantes ;
- Classer la série des précipitations par ordre croissant ;
- Calcul de la fréquence expérimentale ;
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;
- Ajuster graphiquement la loi choisie ;

Calculer le quantile et son intervalle de confiance

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau (III.12) :

Tableau III. 15: Les paramètres statistiques de la série

Nombre d'observations	35
Moyenne	35.5
Ecart-type	15.3
Médiane	32.5
Coefficient de variation	0.43
Coefficient d'asymétrie	0.53

c. Ajustement des pluies maximales journalières:

Les lois statistiques testées sur l'échantillon de pluie journalière maximale de la station de T'Kout sont les lois de Galton, Gumbel et Gauss.

L'ajustement a été effectué à l'aide du logiciel "HYFRAN".

- Ajustement à la loi de GUMBEL :

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots (III.18)$$

Avec :

$1/\alpha$: la pente de la droite de GUMBEL

$Y = \frac{x-x_0}{\alpha}$: variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : paramètre de position (mode)

Pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale est :

$$F(x) = \frac{m-0,5}{n} \quad \text{avec : } m : \text{rang de précipitation}$$

n : nombre d'observations

Calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

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

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/\alpha)y + x_0 \dots\dots\dots (III.19)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.16: Ajustement à la loi de GUMBEL station de T'Kout

Péri-retour	Fréquence	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
				Borne inf	Borne sup
10000.0	0.9999	139	19.8	99.7	177
2000.0	0.9995	119	16.4	87.2	151
1000.0	0.9990	111	14.9	81.7	140
200.0	0.9950	91.8	11.6	69.1	115
100.0	0.9900	83.5	10.1	63.6	103
50.0	0.9800	75.2	8.71	58.1	92.3
20.0	0.9500	64.1	6.82	50.7	77.5
10.0	0.9000	55.5	5.40	44.9	66.1
5.0	0.8000	46.5	4.00	38.7	54.4

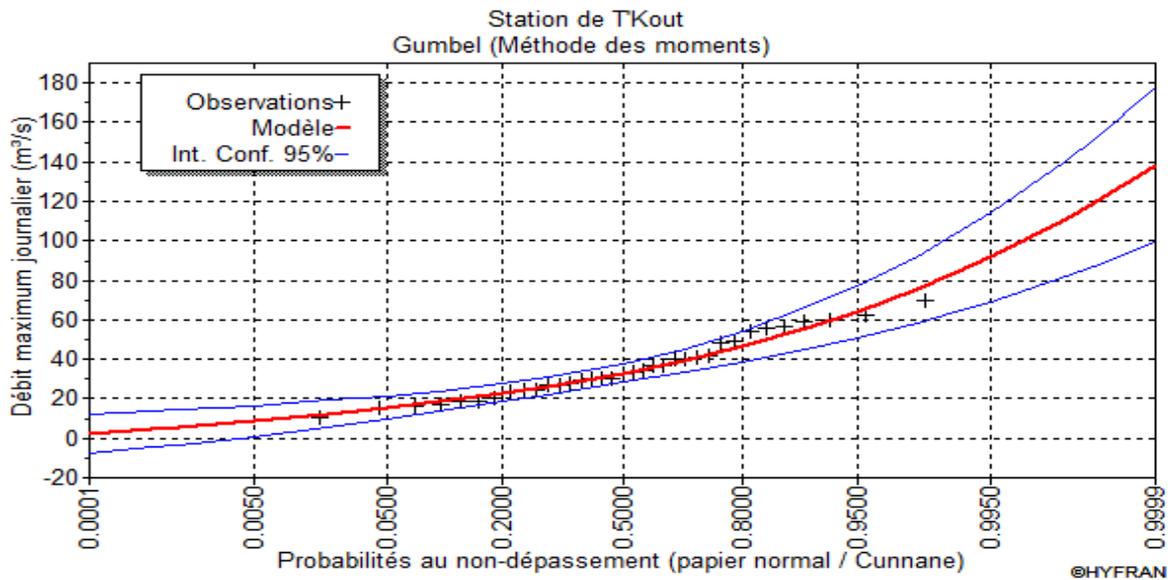


Figure III.13 : Ajustement d'une loi de Gumbel aux pluies maximales journalières observées à la station de T’Kout pour le période (1975-2010).

Tableau III.17: Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon de station de T’Kout

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	10.7
Maximum	Aucun	69.9
Moyenne	35.5	35.5
Ecart-type	15.3	15.3
Médiane	33	32.5
Coefficient de variation (Cv)	0,430	0.43
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1,14	0.53

-Ajustement à la loi log-normal (loi de GALTON) :

Paramètres d'ajustement à la loi Log normale :

$$u = \frac{\log P_{\max j} - \overline{\log P_{\max j}}}{\sigma_{\log P_{\max j}}} \dots \dots \dots (III.20)$$

D’où l’équation de la droite de GALTON s’écrit:

$$\text{Log } P_{\max j} = \overline{\log P_{\max j}} + u_{P\%} \cdot \sigma_{\log p_{\max j}} \dots \dots \dots (III.21)$$

Avec : $u_{P\%}$: variable de GAUSS pour différentes fréquences

Tableau III.18 : Ajustement à la loi de Galton (log-normal) de station T’Kout

Péri-retour	Fréquence	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
				Borne inf	Borne sup
10000.0	0.9999	175	38.3	100	250
2000.0	0.9995	144	28.4	88.5	200
1000.0	0.9990	132	24.6	83.4	180
200.0	0.9950	104	16.8	71.2	137
100.0	0.9900	93.0	13.9	65.8	120
50.0	0.9800	82.2	11.2	60.1	104
20.0	0.9500	68.2	8.11	52.4	84.1
10.0	0.9000	57.9	6.04	46.0	69.7
5.0	0.8000	47.4	4.25	39.0	55.7

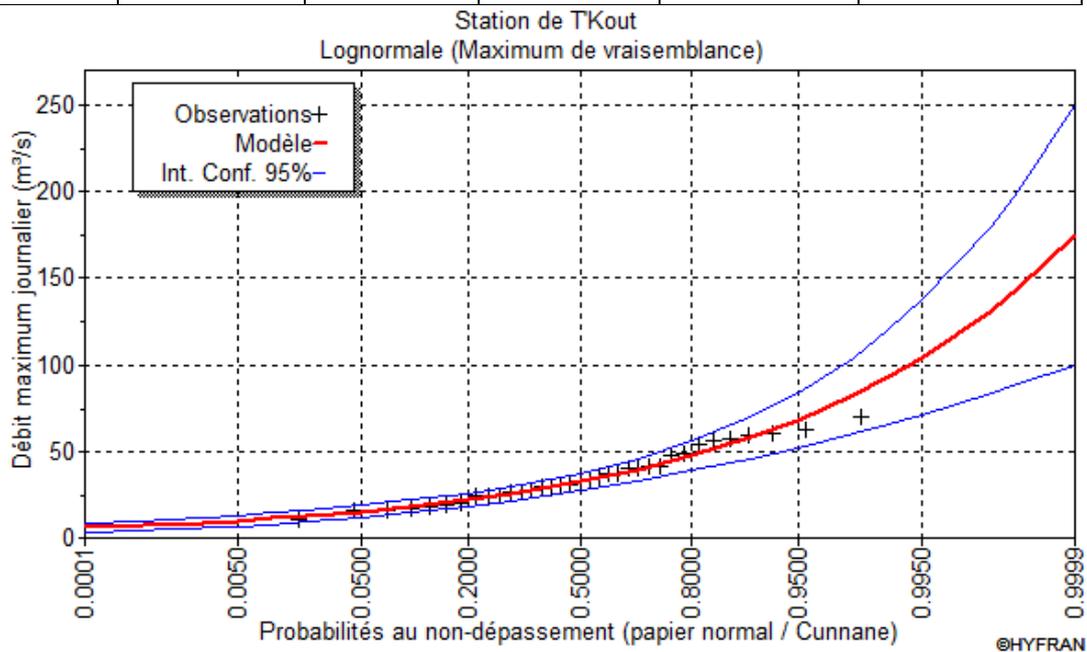


Figure III.14 : Ajustement de la loi de Galton (Log Normale) station T’Kout

-Ajustement à la loi normale (loi de Gauss):

Paramètres d'ajustement à la loi normale:

$$X_{p\%} = \bar{X} + \sigma \cdot U_{p\%} \dots\dots\dots(III.22)$$

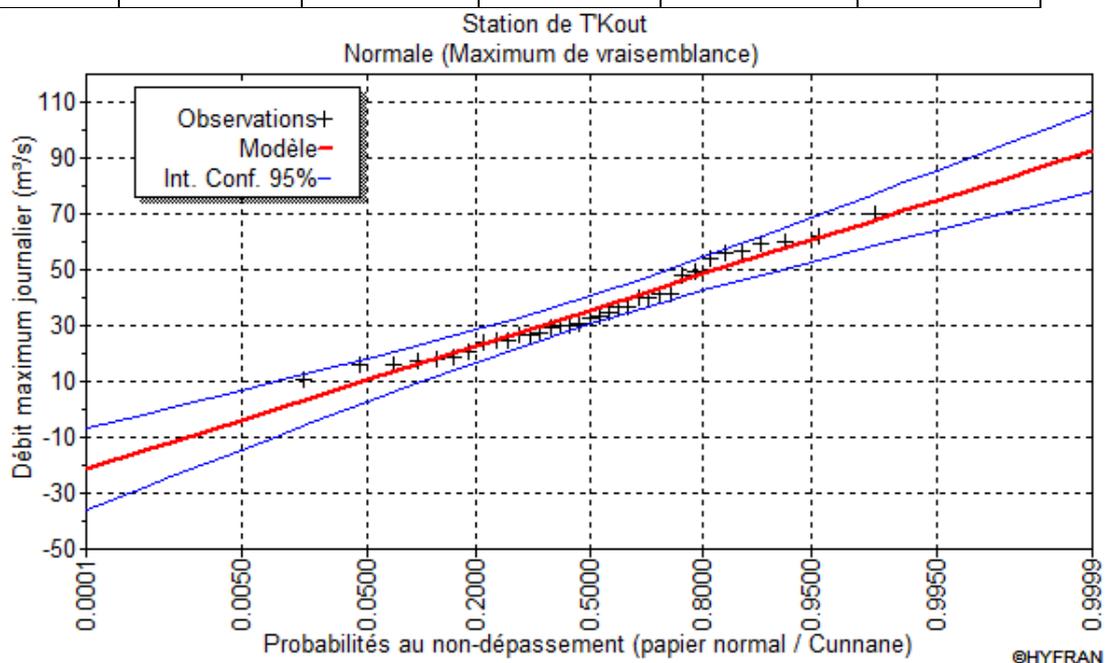
\bar{X} : Moyenne des pluies maximales journalières.

σ : écart-type.

$U_{p\%}$: variable réduite de GAUSS.

Tableau III.19: Ajustement a la loi de Gauss (normal) de station Laghouat

Péri-retour	Fréquence	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
				Borne inf	Borne sup
10000.0	0.9999	92.4	7.37	78.0	107
2000.0	0.9995	85.9	6.63	72.9	98.9
1000.0	0.9990	82.8	6.29	70.5	95.2
200.0	0.9950	75.0	5.43	64.3	85.6
100.0	0.9900	71.1	5.03	61.3	81.0
50.0	0.9800	67.0	4.61	57.9	76.0
20.0	0.9500	60.7	4.00	52.9	68.6
10.0	0.9000	55.2	3.51	48.3	62.0
5.0	0.8000	48.4	3.02	42.5	54.3

**Figure III.15:** Ajustement de la loi de Gauss (Normale) station T'Kout

-Interprétation

Comparant les résultats de ces trois lois ; on trouve que la série des pluies maximales journalières s'ajuste mieux à la loi de Gumbel, pour les deux stations car, contrairement aux autres lois, tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance. (Voir l'annexe III-15-16-17)

d. Pluies de courtes durées

Les pluies maximales de courte durée sont généralement la cause des crues violentes qui provoquent d'importants dégâts, qui présente le plus grand problème que connaissent les régions du semi-aride, à ce propos l'étude de ce paramètre doit inciter une grande attention

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la formule de Montanami. (Touaïbia, 2004, p.134).

$$P_{ct P\%} = P_{max j P\%} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (III.23)$$

$P_{ct P\%}$: Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{max,j,p\%}$ (mm).

$P_{max j p\%}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

t : Temps (heure).

b : Exposant climatique ($b= 0.20$ pour la station de T’Kout).

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante:

$$I_0 = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (III.24)$$

Le calcul de la précipitation des différentes fréquences.de station T’Kout (voir l’annexe III-20)

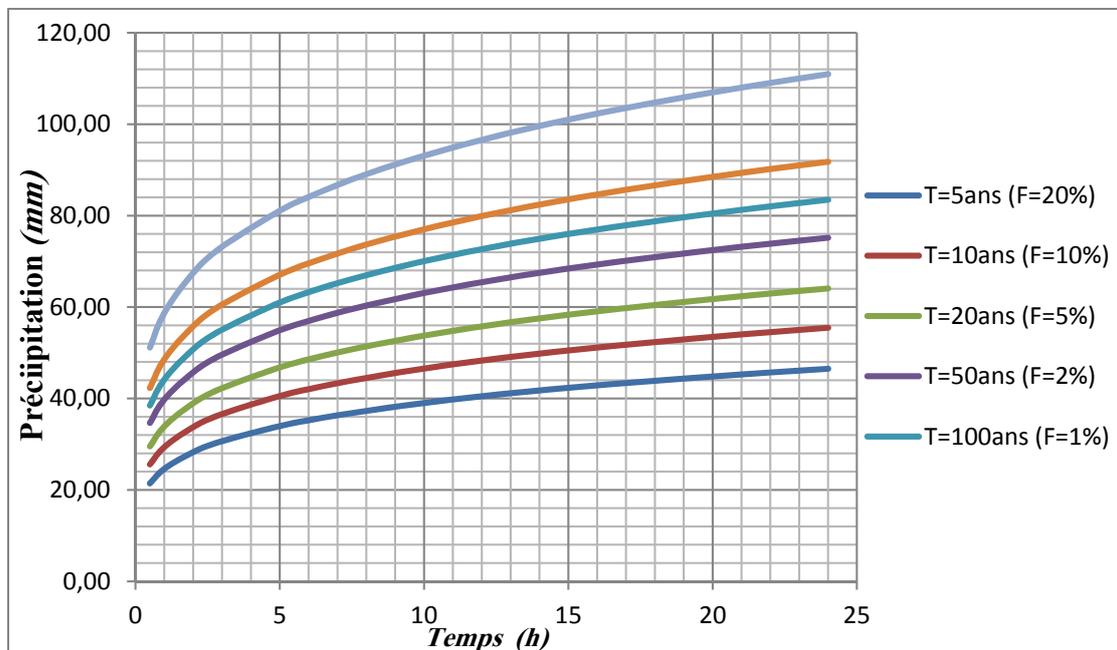


Figure III.18 : Pluie de Courte Durée station T’Kout

8 . Etudes des apports :

a. Apport moyen interannuel (A_0) :

A défaut de toute donnée hydrométrique dans les différents bassins versants, l’apport moyen inter annuel sera estimé par l’utilisation des formules empiriques

- Formule de SAMIE

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (III.25)$$

$$L_e = P^2(293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (III.26)$$

Ou:

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

P : précipitation moyenne (m).

S : la superficie en Km^2 du bassin versant.

-Formule de MEDINGER

$$L_e = 1.024(P - 0.26)^2 \dots\dots\dots (III.27)$$

P : précipitation moyenne (m).

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (III.28)$$

- Formule de CHAUMONT

Cette relation donne le coefficient de ruissellement par la relation suivante:

$$C_e = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2}) \dots\dots\dots (III.29)$$

P : précipitation moyenne (m)

La lame d'eau écoulée est donnée par la relation :

$$L_e = P \cdot C_e \dots\dots\dots (III.30)$$

$$A = L_e \cdot S$$

-Formule de l'ANRH

L'apport moyen interannuel est donnée par:

$$A_0 = 0.915 \cdot \bar{P}^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (III.31)$$

P : précipitation moyenne (m).

S : superficie (en Km^2).

-Formule de COUTAGNE :

Elle donne le déficit décaoulent D tel que :

$$D = P - \lambda P^2 \dots\dots\dots (III-32)$$

$$\lambda = 1 / (0.8 + 0.14T)$$

La lame d'eau écoulée est alors:

T : température moyenne dans la zone d'étude. $T = 21.6^\circ\text{c}$

P : précipitation moyenne $p = 292\text{mm}$

La lame d'eau écoulée est alors:

$$L_e = P - D$$

Et l'apport : $A = L_e \cdot S$

Les résultats des apports moyens interannuels dans le tableau suivant :

Tableau III.21: Apports moyens interannuels

sous bassin	SB Mestaoua
Apport moy interannuel A_0	Mm^3
formule de SAMIE	5.07
formule de MEDINGUER	0.19
formule de CHAUMONT	2.71
formule de l'ANRH	3.22
Formule de COUTAGNE	5.12
Moyenne	3.26

- Remarque

On prend les valeurs de la formule de l'ANRH ($A_0=3.22$), parce que sont proches à Les valeurs moyennes entre les 05 formules empiriques.

III.2.1.6 Caractéristiques de l'écoulement**1 . Module de l'écoulement (M_e):**

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots (III.33)$$

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

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

$$M_e = 102.11 \text{ L/S}$$

2 . Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M_0)

On a :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots (III.34)$$

M_e : Module de l'écoulement [l/s].

S : Superficie du bassin [Km^2].

$$M_0 = 0,433 \text{ L/S/Km}^2$$

3 . Lame d'eau écoulée (L_e)

On a :

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (III.35)$$

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

S : Superficie du bassin.

$$L_e = 13,64 \text{ mm}$$

4 . Coefficient de l'écoulement (Ce)

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots\dots\dots (III.36)$$

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

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

$$C_e = 0,047$$

5 . Coefficient de variation (Cv)

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

a. Formule de SOKOLOVSKY

On a :

$$C_v = a - 0.063 \cdot \log_{10}(S + 1) \dots\dots\dots (III.37)$$

Avec :

$$a = 0.78 - 0.29 \cdot \log_{10}(M_0) \dots\dots\dots (III.38)$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

$$C_v = 0,736$$

b. Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ

On a:

$$C_v = \frac{0.7}{M_0^{-0.127}} \dots\dots\dots (III.39)$$

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

$$C_v = 0,63$$

c. Formule de L'ANTONOV

On a :

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots (III.40)$$

S : Superficie du bassin en [km²]

$$C_v = 0,351$$

d. Formule de kritskly-Menkel :

$$C_v = \frac{A'}{S^{0.06} M_0^{0.27}} \dots\dots\dots (III.41)$$

Avec : A' : coefficient géographique (pour les régions inconnue égal à 0.83

M₀ : Module spécifique (l/s.km²)

$$C_v = 0.777$$

Les résultats des caractéristiques d'écoulement dans le tableau suivant :

Tableau III.21: Les caractéristiques d'écoulement

S (Km ²)	A0 (Mm3)	Me (L/S)	M0 (L/S/Km2)	Le (mm)	Ce	Cv			
						F-SOKO	F-KRITSKLY	F-ANTO	F-OURK
236	3,22	102.11	0,433	13.64	0,047	0,736	0.777	0,351	0,63

Remarque :

On prend les valeurs de la formule d'OURKGUIPROVODKHOZ (C_v=0.63) parce qu'elles sont proches aux valeurs moyennes des 3 formules empiriques.

6 . Estimation fréquentielle des apports :

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log-Normale (loi de Galton) qui est donnée comme suite :

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} \dots\dots\dots (III.42)$$

A%: apport de fréquence donnée

U:variable réduite de Gauss.

A0:apport moyen annuel (Mm³).

Cv: coefficient de variation.

Tableau III.22: l'Apport fréquentielle de sous bassin versant

période d'retour (an)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0.1
le variable réduit "u"	0.84	1.282	1.64	2.054	2.327	3.1
Apport (Mm3)	3.752	4.440	5.089	5.959	6.612	8.876
Hydraulicité	1.165	1.379	1.580	1.850	2.053	2.757
Le (mm)	15.90	18.81	21.56	25.25	28.02	37.61

7. Evaluation des apports solides :

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

a. Formule de TIXERONT :

C'est la formule la plus utilisée en Algérie pour l'évaluation du taux d'abrasion :

$$E_s = a \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots (III.43)$$

Où : ES : taux d'abrasion (t/km²/an)

Le : lame d'eau ruisselée en (mm) avec $L_e = 13,64$ mm

T : délai de service du barrage (40 ans).

a : coefficient empirique qui varie en fonction de la perméabilité du terrain

a = 350 (perméabilité moyenne).

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma = 1,4$ T/m³,

$$V_s = \frac{S \cdot T \cdot E_s}{\gamma} \dots\dots\dots (III.44)$$

$$V_s = 3.5 \text{ Mm}^3$$

b. Formule de Fournier :

$$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \dots\dots\dots (III.46)$$

avec :

T_a : Taux d'abrasion en (t/Km²an)

P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux

P_m = 36,16mm;

P_A : Pluie moyenne annuelle = 288 mm;

h = 45%(H_{max} - H_{min}) [m];

h_{max} : Altitude maximale = 1942m;

H_{min} : Altitude minimale = 170m;

S : Surface du bassin versant = 236 Km².

AN:

h = 797,4m

D'où T_a = 58 t/Km²an

V_m = 0.4 Mm³

On prend la valeur de la première formule alors

V_m = 3.5 Mm³

8 . Etude des crues:

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer les hydrogrammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants. L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter.

Les paramètres définissant une crue sont:

- Le débit maximum (débit de pointe).
- Le volume.
- Le temps.
- La forme (Hydrogramme de crues).

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

a. Formules empiriques pour la détermination de la crue:

-Formule de MALLET-GAUTHIER :

On a:

$$Q_{\max p\%} = 2K \log(1+20.P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4\log T - \log S} \dots\dots\dots \text{(III.47).}$$

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

S : Superficie du bassin versant (236Km²).

L : Longueur du talweg principal (44Km).

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : K (1-3)

On prend $K = 2$.

T : Période de retour (an).

Le tableau III.23 nous donne tous les résultats de calcul.

Tableau III.23 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER)

Période de retour	10	20	50	100	1000
Q_{\max} (m ³ /s)	191.43	231.18	275.044	304.05	385.03

-Formule de SOKOLOVSKY :

On a :

$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28(P_{tc} - H_0)\alpha FS}{T_m} \dots\dots\dots \text{(III.48).}$$

P_{tc} : Précipitation de probabilité $P\%$ correspondant à un temps t_c , en mm

$T_m = T_c$: temps de concentration. $T_m = 5.61h$

F : Coefficient de forme de la crue : $F = 12 / (4+3.\gamma)$

H_0 : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie $H_0 = 14$ mm

Pour $50 \text{ Km}^2 < S$

Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable $2 \leq \gamma \leq 2.5$

Pour un bassin boisé $3 \leq \gamma \leq 4$.

On prend : $\gamma = 2,5$. D'où : $F = 1,043$

S : Superficie du bassin (Km^2).

α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée;

$$\alpha_p\% = \frac{\sqrt{Pct\%} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{Pct\%} + \sqrt{H_0}}$$

Tableau III.24 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY).

Fréquence (%)	10	5	2	1	0,1
Pct (mm)	37.48	43.29	50.79	56.40	74.97
α_p %	0.241	0.275	0.311	0.315	0.396
$Q_{\text{max}p\%}$ (m3/s)	69.503	98.9229	140.504	163.996	296.49

-Formule de POSSENTI:

On a:

$$Q_{p\%} = \frac{\mu * P_{\text{max}j\%} * S}{L_p} \dots\dots\dots \text{(III.49)}$$

$P_{\text{max}p\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

μ : Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend $\mu = 750$.

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

On obtient les résultats ci-après le tableau suivant:

Tableau III.25: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de POSSENT)

période de retour	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	10	5	2	1	0,1
$P_{\text{max}j\%}$ (mm)	55.5	64.1	75.2	83.5	91.8
$Q_{\text{max}p\%}$ (m3/s)	223.26	257.86	303.51	355.9	369.3

-Formule de TERRAZA:

On a:

$$Q_{\text{max}p\%} = \frac{C * I_t * S}{3,6} \dots\dots\dots \text{(III.50)}$$

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

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

I_{tc} : Intensité des pluies pendant une durée égale au temps de concentration pour une fréquence donnée (mm/h).

Tableau III.26: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de TERRAZA)

Fréquence (%)	10	5	2	1	0,1
C	0,55	0,57	0,59	0,71	0,81
I_{tc}	7.717	9.053	10.053	11.052	13.364
Q_{max} (m3/s)	278.25	338.299	388.818	514.41	709.6

-Formule de Giandotti:

$$Q_{max\%} = \frac{170.S \cdot \sqrt{(H_{moy} - H_{min})}}{4\sqrt{(S)+1.5L}} \cdot P_{tc} \dots\dots\dots (III.51)$$

$Q_{max\%}$: débit maximum de crue en m3/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

S:superficie du bassin versant.

L:longueur du talweg principal.

H_{moy} , H_{min} :altitudes moyennes et minimales (en m).

P_{tc} :pluies de courte durée.

Tableau III.27: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de Giandotti)

période de retour	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	10	5	2	1	0,1
$P_{maxj(\%)} (mm)$	55.5	64.1	75.2	83.5	111
$Q_{maxp\%} (m3/s)$	496.311	573.217	672.479	746.7	992.621

Sur la lumière de ces formules on opte les résultats de la formule de «TERRAZA» sont choisis pour les simples raisons suivantes :

Du fait que cette méthode est la plus proche de la moyenne, celle-ci tient compte de tous les paramètres caractéristiques du bassin versant, la surface de bassin versant, ainsi que la longueur du cours d'eau principal de la pluie fréquentielle génératrice de celle-ci. Le tableau III.26 donne les débits probables calculés.

Tableau III.28: Débits moyennes fréquentielles calculés

Période de retour.	10	20	50	100	1000
Q_{\max} (m ³ /s)	251.75	299.896	356.071	417.011	550.61

III.2.1.7 Hydrogramme de crue :

1 . Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski

L'Hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous détermine ses caractéristiques principales qui sont:

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

Pour le tracer de l'Hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculées à partir des temps de montée et de la décrue.

a. Pour le temps de la montée:

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots (III.52)$$

$T_m = T_c$: Temps de montée, et $n=2$
 $T_m = 5.6\text{h}$

b. Pour la décrue:

$$Q_{\text{déc}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T_b - T}{T_d} \right)^3 \dots\dots\dots (III.53)$$

Avec: $T_d = \delta T_m$ (Sokolovski), et $m=3$

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant, il est pris en général compris entre (2 — 4), celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin, on prend $\delta=2.5$

$T_d = 14\text{ h}$

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour dans le tableau (voir l'annexe tableau III-29)

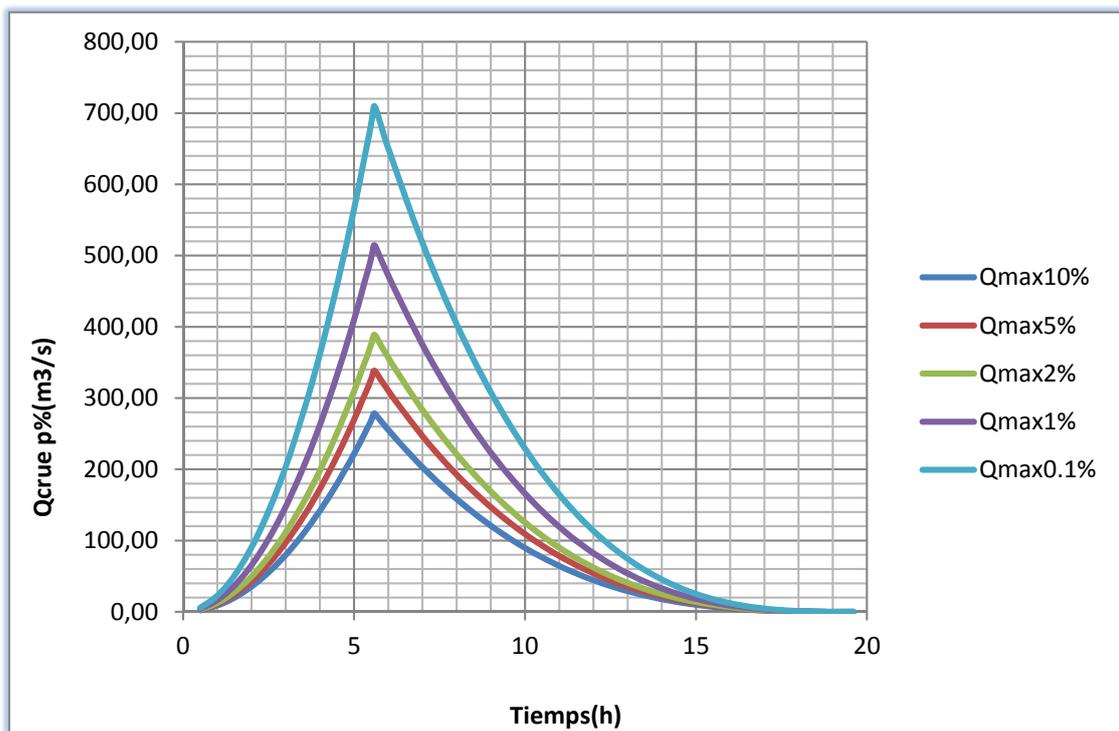


Figure III.19: diagramme de crue pour les différentes périodes de retour .

2 . Estimation de la crue de projet:

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux. Donc la hauteur du barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage.

Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre (100 et 1000 ans).

Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage. Cependant le risque global est lié aussi à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être inondée en cas de rupture). Lorsque le barrage intéresse la sécurité publique la période de retour ne devra en aucun cas être inférieure à 1000 ans.

L'estimation de la crue de projet résulte non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même et du coût de l'ouvrage, mais également du risque potentiel de rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultant de cette rupture.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en cours à l'aval. On se reporte alors, aux recommandations du comité national Australien des grands barrages.

Plusieurs comités et écoles ont donné des recommandations pour le choix de la crue de projet, on site :

Le comité national Australien des grands barrages (CNAGB).

Le C.T.G.R.E.F.

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de la crue de projet tel que :

Méthode du GRADEX (gradient exponentiel).

Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau III.30 : Catégories des dommages résultant des crues.

Domages élevés	Domages importants	Domages faibles
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toutefois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables (dommages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommage au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval).	Pertes économiques appréciables. Dommages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et chemin vicinaux.
Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles.	Réparation possible du barrage. Disponibilité des sources de secours pour la fourniture en eau ou en électricité.	Réparation du barrage possible, pertes indirectes faibles.

Tableau III.31 : Crues de projet recommandé.

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé
Elevés : - perte de vie - dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants : - pas de pertes de vies - dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles : - pas de perte de vies - dommages légers	1/1000 à 1/100

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficie perméabilité...)

Tableau III.32: Choix de la crue de projet.

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

Pour notre cas, on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont moyenne, 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 et on opte pour la crue centennale :

$$D'où \quad Q = 514.41 \text{ m}^3/\text{s}$$

III.2.1.6 Régularisation :

Le but de la régularisation est de déterminer la capacité optimum de la retenue de barrage qui permet de rendre réguliers les débits de l'oued Mestaoua afin de satisfaire les besoins en eau d'AEP et d'irrigation avec le moindre risque de défaillance possible.

Il existe deux types de régularisation sont utilisés:

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Pour notre étude, ces deux types seront étudiés.

- Les paramètres indispensables au calcul de la régularisation sont :
- La répartition mensuelle de la demande en eau.
- La répartition mensuelle de l'apport (A 80% Hm³).
- La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporations.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

1 . Répartition des besoins :

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation obtenue auprès de l'ANRH est donnée au tableau III.30.

Nombre de serres classiques (8m x 50m): 20.000 unités environ.

800 ha+ 200 ha de

$$U_{80\%} = 1000 * 5000 = 5 \text{ Mm}^3$$

Tableau III.32 : Répartition mensuelle des besoins

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
U _{80%} (%)	10.7	6.2	3.6	1.6	1.2	1.2	2.7	9.1	12.9	15.6	19.1	16.1
U _{80%} (Hm ³)	0.535	0.31	0.18	0.08	0.06	0.06	0.135	0.455	0.645	0.78	0.955	0.805

Source : ANBT

2 . Répartition mensuelle de l'apport A_{80%} (Hm³):

L'apport A_{80%} est déjà calculé (voir tableau.III.18) et nous avons la répartition mensuelle des précipitations donc avec la règle de trois nous pouvons calculer l'apport mensuel à (80%).

La répartition mensuelle de l'apport A_{80%} est donnée dans le tableau .III.33 :

Tableau III.33: répartition mensuelle des apports

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
W _{80%} (%)	4.3	5.2	6	7.8	9.4	8.8	23.1	16.2	11	3.7	1.8	2.7
W _{80%} (Hm ³)	0.14	0.17	0.19	0.25	0.30	0.28	0.74	0.52	0.35	0.12	0.06	0.09

Source : ANBT

3 . Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface » :

La cote minimale relevée est de 179m et la maximale de 240.00m.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (III.54)$$

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 niveau successives

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m³)

Le tableau donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Tableau III.34 : Courbes topographiques et volumétriques

N°	Cotes m(NGA)	ΔH (m)	S (m ²)	V(Mm ³)	V comul	Hmoy (m)
1	179.10	0.90	0	0.002	0	0.00
2	180.00	5.00	6782.39	0.27	0.002	0.30
3	185.00	5.00	125849.06	1.09	0.272	2.14
4	190.00	5.00	323655.29	2.07	1.36	4.19
5	195.00	5.00	511879.90	3.07	3.43	6.69
6	200.00	5.00	722211.36	4.10	6.50	9.00
7	205.00	5.00	921558.91	5.01	10.60	11.50
8	210.00	5.00	1085840.14	5.71	15.61	14.37
9	215.00	5.00	1197499	6.27	21.31	17.80
10	220.00	5.00	1312137.3	6.80	27.59	21.02
11	225.00	5.00	1409069.56	7.34	34.39	24.40
12	230.00	5.00	1528246.22	7.90	41.73	27.31
13	235.00	5.00	1633599.67	8.37	49.63	30.38
14	240.00		1714596.43		58.00	33.83

- Remarque :

$$\Delta V_1 = 2 \cdot S_1 \cdot \Delta H / 3 = 2 \cdot 6782.39 \cdot 0.9 / 3 = 0.00203 \text{ Mm}^3.$$

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est dans l'annexe III-3.

4 . Calcul du volume utile :

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

1. L'apport annuel $A_{80\%}$.
2. La consommation totale.
3. Le volume mort de la retenue.

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

a. Procédé de calcul:

1. Détermination de la période à bonne hydraulité.
2. Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
3. Calcul des volumes excédentaires et déficitaires " V_s " et " V_d ".

4. Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période à bonne hydraulité est celle du mois *Janvier* jusqu'au mois de *Mars*.

5. Régularisation saisonnière :**a. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes:**

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau (II.35).

D'après le tableau (II.35) on a :

$$V_S = 1.7 \text{ Hm}^3$$

$$V_d = 3.5 \text{ Hm}^3$$

Donc : la retenue fonctionne à un temps.

$$\text{D'ou} : V_u = V_d$$

$$\text{Alors} : V_u = 3.5 \text{ M m}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

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

$$\text{D'où} : V_{NNR} = 7.15 \text{ Mm}^3$$

$$OV_{NNR} = 201 \text{ m NGA}$$

Tableau III.35 : Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sans perte.

Mois	A 80%(Hm3)	U80%(Hm3)	A - U (Hm3)	1ère consigne d'exploitation		
				Vrf (Hm3)	Vri (Hm3)	S (Hm3)
Jan	0.303	0.180	0.123		3.65	
Fev	0.283	0.080	0.203	3.77	3.77	0.00
Mar	0.744	0.060	0.684	3.98	3.98	0.00
Avr	0.522	0.060	0.462	4.66	4.66	0.00
Mai	0.354	0.135	0.219	5.12	5.12	0.00
Jui	0.119	0.455	-0.336	5.34	5.34	0.00
Juil	0.058	0.645	-0.587	5.00	5.00	0.00
Aou	0.087	0.780	-0.693	4.42	4.42	0.00
Sept	0.138	0.955	-0.817	3.72	3.72	0.00
Oct	0.167	0.805	-0.638	2.91	3.65	-0.74
Nov	0.193	0.535	-0.342	3.01	3.65	-0.64
Dec	0.251	0.310	-0.059	3.31	3.65	-0.34
				3.59	3.65	-0.06

b. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes):

Les pertes dans la retenue sont deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

- Pertes par évaporation :

$$V_{EV} = E_S \times S_{moy} \dots\dots\dots (II.55)$$

E_S : Evaporation mensuelle (mm).

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

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

Le tableau (III.36) nous donne les résultats de calcul.

-Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par:

$$V_{Inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (II.56)$$

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

Tableau III.36 : Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (La première approximation)

Mois	V_{rf} (Mm3)	V_{moy}	S_{moy} (ha)	E_s (mm)	V_{evp} (Mm3)	V_{inf} (Mm3)	II (Mm3)	$W-U$ (Mm3)	$W-U-II$ (Mm3)
J	3.77	3.71	9.28	77.67	0.042	0.030	0.072	0.123	0.051
F	3.98	3.87	9.53	87.8	0.048	0.031	0.079	0.203	0.124
M	4.66	4.32	10.39	135.92	0.079	0.035	0.114	0.684	0.570
A	5.12	4.89	10.96	184.84	0.115	0.039	0.154	0.462	0.308
M	5.34	5.23	11.24	241.55	0.159	0.042	0.200	0.219	0.019
J	5.00	5.17	10.82	327.12	0.214	0.041	0.255	-0.336	-0.591
J	4.42	4.71	10.08	374.31	0.226	0.038	0.264	-0.587	-0.851
A	3.72	4.07	9.22	344.61	0.197	0.033	0.230	-0.693	-0.923
S	3.65	3.69	8.20	254.79	0.137	0.029	0.166	-0.817	-0.983
O	3.65	3.65	8.33	99.59	0.053	0.029	0.083	-0.638	-0.720
N	3.65	3.65	8.70	151.38	0.081	0.029	0.110	-0.342	-0.452
D	3.65	3.65	9.05	84.79	0.045	0.029	0.075	-0.059	-0.133

D'après le tableau (II.36) on a :

$$V_s = 1.1 \text{ Hm}^3$$

$$V_d = 4.654 \text{ Hm}^3.$$

$$D'où : Vu = Vd$$

$$Alors : Vu' = 4.654 \text{ M m}^3$$

Le volume de la retenue normale sera : $V_{NNR} = 8.3 \text{ Mm}^3$

$$OV_{NNR} = 202 \text{ m NGA}$$

c. Estimation de l'erreur :

Les volumes des pertes sont considérés comme consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante :

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \quad \text{Avec} \quad 1\% < \varepsilon < 2\%$$

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

V'_u : volume utile en tenant compte des pertes.

Si cette condition ($1\% < \varepsilon < 2\%$) n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

$$\zeta = \frac{4.654 - 3,5}{3,5} \cdot 100 \quad \zeta = 27 \%$$

Donc on fait une deuxième approximation

La deuxième approximation : D'après le tableau n° III.38 on a :

$$V_s = 1.17 \text{ Mm}^3 \quad \text{Et} \quad V_d = 4.556 \text{ Mm}^3.$$

$$\zeta = \frac{4.654 - 4.556}{4.654} \cdot 100 \quad \zeta = 2.08 \%$$

la troisième approximation

$$V_s = 1.1 \text{ Mm}^3 \quad \text{Et} \quad V_d = 4.583 \text{ Mm}^3.$$

$$\zeta = \frac{4.654 - 4.583}{4.654} \cdot 100 \quad \zeta = 1,51 \%$$

La régularisation saisonnière est représentée dans les tableaux n° III.37 ; III.38 et III. 39 dans l'annexe.

On remarque que le déficit d'eau est plus grand que l'excédent donc :

$$V_u = V_d = 4.37 \text{ Mm}^3 \quad \text{Donc : } V_U = V_d = 4.6 \text{ Mm}^3.$$

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 3.65 + 4.58 = 8,23 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR} = 8.23 \text{ Mm}^3 \quad \Rightarrow \quad \boxed{\nabla NNR = 202 \text{ m}}$$

Remarque : V_d est toujours supérieur à V_s et donc on va faire une régularisation interannuelle

6 . Régularisation interannuelle :

On fait une régularisation interannuelle quand la consommation dépasse l'apport, on accumule les eaux durant les années humides et on la restitue pendant les années sèches, le cycle de remplissage et de la restitution peut durer plusieurs années.

Ce type de régularisation nécessite des retenues importantes pour satisfaire le consommateur aussi bien annuellement que sur plusieurs années, il existe plusieurs méthodes de calcul du volume utile dans le cas d'une régularisation interannuelle.

Pour le calcul de la régularisation interannuelle, on opte pour la méthode de *KRISTEKLY MENKEL*.

a. Méthode de KRISTEKLY M pour le calcul du volume utile:

Le volume utile dans le cas d'une régularisation interannuelle est égal :

$$V_{upa} = (\beta_s + \beta_{pa}) \times W_0 \dots\dots\dots (II.57)$$

β_s : Composante saisonnière du volume utile.

β_{pa} : Composante pluriannuelle du volume utile.

W_0 : Apport moyen interannuel.

* La composante saisonnière est égale :

$$\beta_s = \alpha(T_{ét} - W_{ét}) \quad , \quad \text{et } T_{ét} = \frac{N_{ét}}{12} = 0,58 \quad , \quad \text{durée de l'étiage au cours de}$$

l'année.

$$W_{ét} = \frac{\sum_{i=1}^{N_{ét}} W_m}{\sum_{i=1}^{12} W_{pm}} = 0,315 \quad , \quad \text{finalement : } \beta_s = 0,215$$

La composante pluriannuelle est égale :

$$\beta_{pa} = \max D = (\alpha - K_p^n) n = \max [\alpha - (F_p C_v + 1)] n$$

K_p^n : coefficient de débit pour 1, 2, 3, ..., n années de régularisation.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau (III.40).

D'après le tableau (II.40) ; $\beta_{pa} = \max D = 1.715$

Donc la capacité dans le cas d'une régularisation interannuelle est :

$$V_{upa} = (\beta_s + \beta_{pa}) \times W_0 = (0,215 + 1.715) \times 3.22 = 6.22 \text{ Mm}^3$$

D'où le volume correspondant au niveau normal de la retenue est :

$$V_{NNR} = 10 \text{ Mm}^3$$

Tableau II.40 : La composante pluriannuelle .

n années	Rac(n)	Cv(n)	Cs(n)	F80(%)	K80%_0.8	Z80%_0.8
1	1.000	1.378	2.757	-0.850	-0.172	0.972
2	1.414	0.975	1.949	-0.850	0.172	1.257
3	1.732	0.796	1.592	-0.850	0.324	1.429
4	2.000	0.689	1.378	-0.850	0.414	1.543
5	2.236	0.616	1.233	-0.850	0.476	1.620
6	2.449	0.563	1.125	-0.850	0.522	1.670
7	2.646	0.521	1.042	-0.850	0.557	1.700
8	2.828	0.487	0.975	-0.850	0.586	1.714
9	3.000	0.459	0.919	-0.850	0.609	1.715
10	3.162	0.436	0.872	-0.850	0.630	1.705
11	3.317	0.416	0.831	-0.850	0.647	1.686
12	3.464	0.398	0.796	-0.850	0.662	1.659

On remarque selon les calculs de la régularisation interannuelle, que le volume normal de la retenue est plus grand que celui de la régularisation saisonnière avec une augmentation du niveau du plan d'eau de 2 m, cela nous permettra de dimensionner l'ouvrage avec une capacité de rétention importante.

Le volume et le niveau normal de la retenue seront donc :

$$V_{NNR} = 10 \text{ Mm}^3$$

$$OV_{NNR} = 204.3 \text{ m NGA}$$

III.2.1.8 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 temporaire de la retenue et le débit progressif de déversement en fonction de l'apport entrant de la crue, cette relation peut être formulée comme suit:

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots \dots \dots (III.58)$$

Ou:

Q: le débit entrant de la crue.

q : le débit déverse 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 :

$$Q - q = S \cdot dh/dt$$

Ou :

dh/dt : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Il existe plusieurs procédés de calcul comme Hedeblat, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step et d'autre méthodes. Nous retenons la méthode Méthode de Kotcherine.

1 . Méthode de KOTCHERINE :

La méthode de KOTCHERINE est un procédé grapho-analytique qui se base sur les principes suivants :

1. l'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze,
2. les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
3. le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue.
4. les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

a. Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivant :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q_{\%}} \right) \dots\dots\dots (III.59)$$

Où :

V_F : le volume d'eau en charge,

V_C : le volume de la crue,

$Q_{\%}$: le débit de la crue,

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \dots\dots\dots (III.60)$$

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

-Estimation de la charge au-dessus du déversoir :

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

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (III.61)$$

Où :

m : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge H , et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0,48;

g : l'accélération de pesanteur; [$g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$];

L : la largeur de déversoir,

H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 à 1,75m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

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

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

$$V_{moy} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \dots\dots\dots (III.62)$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversant par la même formule qui a dessus et L compris entre 8 et 18 mètres.

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g} \quad \dots\dots\dots \text{(III.63)}$$

Où :

H_o : est la charge globale;

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

P : la hauteur de pelle.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de q_{lam} , Ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée en correspondance à la largeur optimale.

Le débit laminée est calculé pour différentes charges "H" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "b",

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

Tableau n°III.41 : Données initiales.

Données initiales	
$g(m^2/s)$	9,81
α	1
Q1%(m3/s)	514.41
Vcrue 1%(m3)	8421954.16
m	0,48
P(m)	1

Tableau n°III.42 : 1 ère étape de calcul.

b	H	débit	Surface	vitesse	Vforcé
(m)	(m)	(m3/s)	(m ²)	(m/s)	(Mm3)
20	0.75	27.62	35	0.79	0.63
30	1	63.78	60	1.06	0.95
40	1.5	156.24	100	1.56	1.51
50	2	300.68	150	2.00	1.83
60	2.5	504.26	210	2.40	2.30
70	2.75	678.72	262.5	2.59	2.70
80	3	883.82	320	2.76	3.02

Tableau n°III.43 : 2 ème étape de calcul

H (m)	Vmoy (m/s)	H0 (m)	Débit m ³ /s						
			b=20m	b=30m	b=40m	b=50m	b=60m	b=70m	b=80m
0.75	0.79	0.78	27.62	41.43	55.24	69.05	82.86	96.67	110.48
1	1.06	1.05	42.52	63.78	85.05	106.31	127.57	148.83	170.09
1.5	1.56	1.61	78.12	117.18	156.24	195.30	234.36	273.42	312.48
2	2.00	2.20	120.27	180.41	240.54	300.68	360.82	420.95	481.09
2.5	2.40	2.82	168.09	252.13	336.17	420.21	504.26	588.30	672.34
2.75	2.59	3.14	193.92	290.88	387.84	484.80	581.76	678.72	775.67
3	2.76	3.46	220.95	331.43	441.91	552.39	662.86	773.34	883.82

Tableau n°III.44 : 3 ème étape de calcul

V forcé (M m3)	q Laminé (m3/s)	Débit (m3/s)						
		b=20m	b=30m	b=40m	b=50m	b=60m	b=70m	b=80m
0.63	399.01	15.03	22.55	30.07	37.59	45.10	52.62	110.48
0.95	372.02	27.62	41.43	55.24	69.05	82.86	96.67	170.09
1.51	329.28	42.52	63.78	85.05	106.31	127.57	148.83	312.48
1.83	277.54	59.43	89.14	118.85	148.57	178.28	208.00	481.09
2.30	212.30	78.12	117.18	156.24	195.30	234.36	273.42	672.34
2.70	135.81	98.44	147.66	196.88	246.10	295.32	344.54	775.67
3.02	50.33	120.27	180.41	240.54	300.68	360.82	420.95	883.82

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $h = f(q)$ comme montre la figure III.18 et III.19.

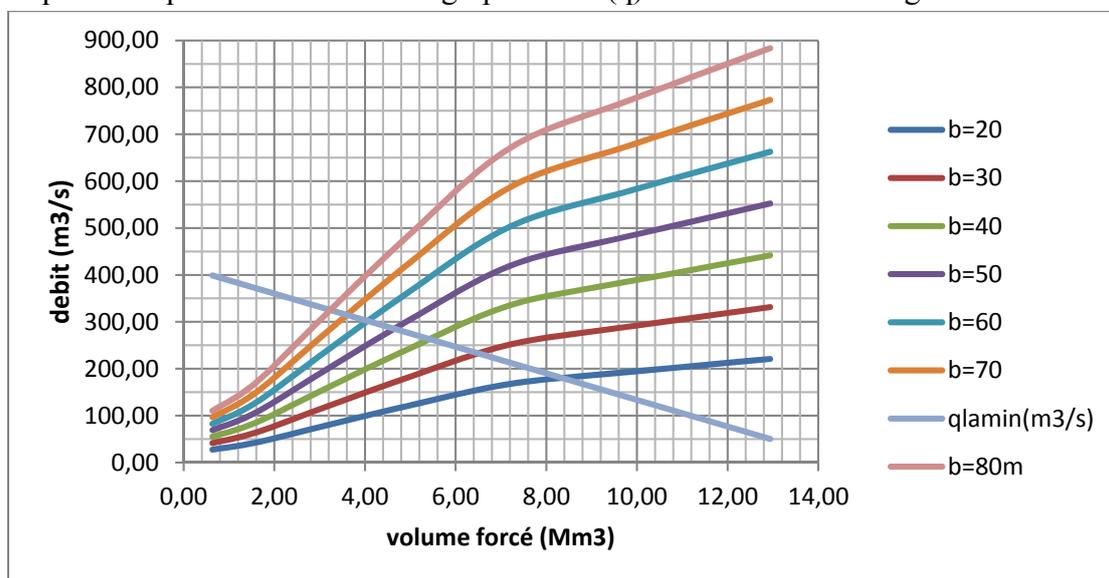


Figure .III.18 : $q = f(V_f)$.

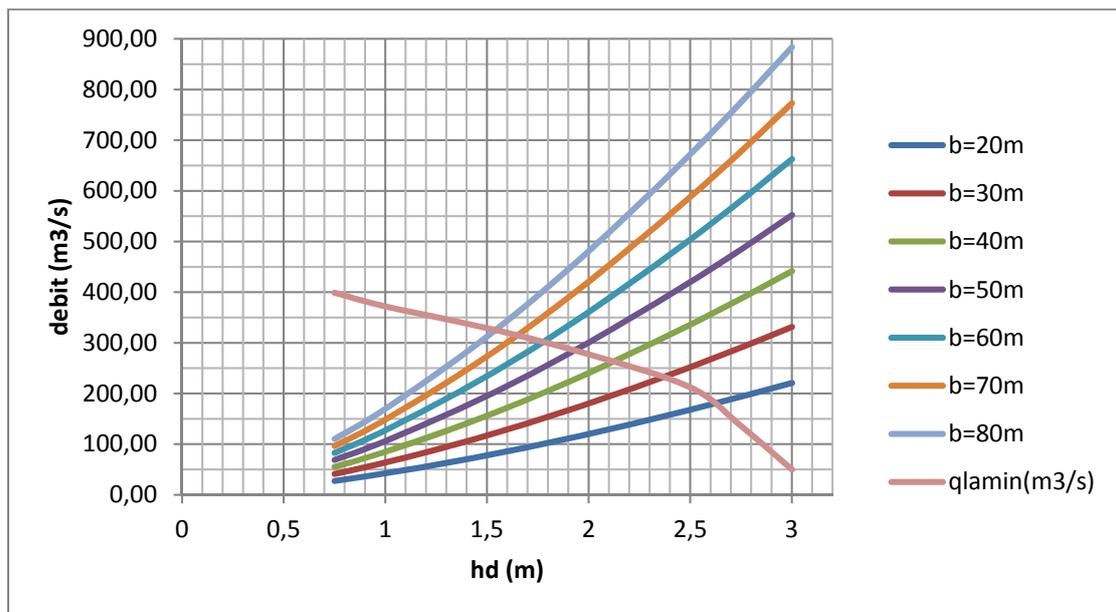


Figure .III.19: $q = f(H_d)$.

Tous les calculs et résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau n°III.45 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

b (m)	H (m)	NPHE (m)	q(m³/s)	Vforcé(Mm³)
20	2.58	206.88	176.92	2.46
30	2.33	206.63	226.92	1.98
40	2.10	206.40	258.46	1.83
50	1.89	206.19	276.92	1.67
60	1.75	206.05	296.15	1.39
70	1.63	205.93	310.00	1.39
80	1.52	205.82	319.23	1.27

2 . Méthode STEP BY STEP :

a. Données de base :

- Niveau normal de la retenue (∇ NNR).
- Hydrogramme de crue.
- Crue de projet.
- Courbe hauteur- capacité.

-Principe de la méthode :

Le temps de base est divisé en une série de pas de temps Δt à chaque instant t , on détermine les paramètres suivant :

- Débit de crue à partir de l'hydrogramme de crue;
- Volume d'eau entrant pendant le temps Δt :

$$V_{\text{ent}} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \Delta t \quad \dots\dots\dots \text{(III.64)}$$

- La cote du plan d'eau;
- La charge sur le déversoir c'est la différence des côtes du plan d'eau à l'instant t et le niveau normale de la retenue (NNR).

- **Le débit sortant :**

$$Q_{\text{sortie}} = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \quad \dots\dots\dots \text{(III.65)}$$

- Où :
- m : Coefficient de débit;
 - b : Largeur de déversoir;
 - h : Hauteur d'eau sur le déversoir.

- **Le volume sortant :**

$$V_{\text{sort}} = Q_{\text{sort}} \cdot \Delta t$$

Ou :

Δt : le pas de temps égale à 3600 secondes.

- **Le volume dans la retenue :**

$$(V_{\text{Retenue}})_i = (V_{\text{Retenue}})_{i-1} + (V_{\text{ent}})_i - (V_{\text{sort}})_i$$

Les tableaux de calcul représentent les différents débits laminés pour des largeurs différentes dans l'annexe (III.46, 47, 48, 49, 50, 51 et 52)

Tableau N°III.53 : Récapitulatif des résultats de la méthode step by step.

b(m)	H (m)	NPHE (m)	q(m3/s)
20	3.70	208.00	302.64
30	2.80	207.10	298.85
40	2.50	206.80	336.17
50	2.20	206.50	346.89
60	2.00	206.30	360.82
70	1.75	206.05	344.54
80	1.65	205.95	360.50

• **Remarque :**

On remarque après l'utilisation des différentes méthodes que les résultats obtenus sont proche entre eux, pour l'étude d'optimisation on prendre les valeurs de la méthode KOTCHERINE.

II.3 Conclusion :

On va avoir une étude d'optimisation et trace la courbe d'optimisation de la digue, du déversoir et du canal d'approche (respectivement les coûts en fonction de la hauteur), notre choix a été basé sur le coût total moyen, pour obtenir des valeurs finale de notre barrage.

On récapitule les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.49 : tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm3	3.65
Volume utile saisonnier	Mm3	4.6
Volume utile interannuel	Mm3	6.22
Volume au NNR	Mm3	10
Cote du fond	m NGA	179.10
Cote NVM	m NGA	195.4
Cote NNR	m NGA	204.3

IV.1 Introduction :

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.

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

IV.2 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 :

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

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).

1 . Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a. Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \dots\dots\dots (IV.1)$$

$$\text{Avec :} \quad H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \quad \dots\dots\dots (IV.2)$$

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 et doit inférieure à 18 kilomètre [$F = 1.58 \text{ km}$].

A.N :

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{1.58} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{1.58} = 0.89 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,89 = 3,27 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,89 + \frac{3,27^2}{2 \cdot 9,81} = 1,21 \text{ m}$$

b. Formule de MALLETT et PAQUANT :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.3)$$

Avec : $H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (IV.4)$

A.N :

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{1,58} = 0,915 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,915 = 3,33 \text{ m/s}$$

Donc : $R = 0,75 \cdot 0,915 + \frac{3,33^2}{2 \cdot 9,81} = 1,25 \text{ m}$

c. Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (IV.5)$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{1,58} = 1,38 \text{ m}$$

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1.00m à 2 m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur, et d'après les « règles parasismiques algériennes » (RPA99) le site de la retenue est situé dans la région classée en zone I : sismicité faible la valeur de J=7.

$$h_{ss} = 0,4 + 0,76 (J-6) = 1.16 \text{ m}$$

$$R = h_{ss} + S$$

S : réserve de sécurité égale à 0.5m

On prend la valeur de la revanche : R = 2 m.

2 . Largeur en crête :

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

a. Formule de KNAPPEN :

$$b_{cr} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (IV.6)$$

b. Formule de F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (IV.7)$$

c. Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (IV.8)$$

d. Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (IV.9)$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

Pour une charge moyenne de 1m on a :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t$$

Pour les barrages dont la hauteur ne dépasse pas 20 m on peut préalablement prendre le tassement (0.5 à 1.5) % de la hauteur du barrage.

Pour les petits barrages (retenue collinaire) on calcule le tassement d'après la formule :

$$T = 0.01 H_b \dots\dots\dots (IV.10)$$

Où :

T = Tassement de la crête du barrage

H_b = Hauteur du barrage

On admet une valeur de $t = 0,5m$ pour le tassement du barrage, le tableau IV.54 nous donne les résultats du calcul.

Tableau IV.1 : récapitulatif des résultats des déférences hauteur de la digue.

b [m]	q [m³/s]	h [m]	H_b [m]
20	176.92	2.58	30.28
30	226.92	2.33	30.03
40	258.46	2.10	29.8
50	276.92	1.89	29.59
60	296.15	1.75	29.45
70	310.00	1.63	29.33
80	319.23	1.52	29.22

Le tableau suivant nous donne le résultat des calculs.

Tableau IV.2 : récapitulatif des résultats de calcul de la largeur en crête

b (m)	H_b (m)	b_{cr} (m)				
		KNAPPEN	PREECE	SIMPLIFIEE	PRATIQUE	Moyenne
20	30.28	9.08	7.05	8.22	9.17	8.38
30	30.03	9.04	7.03	8.19	9.13	8.35
40	29.8	9.01	7.00	8.16	9.10	8.32
50	29.59	8.98	6.98	8.13	9.07	8.29
60	29.45	8.95	6.97	8.12	9.04	8.27
70	29.33	8.94	6.96	8.10	9.03	8.26
80	29.22	8.92	6.95	8.09	9.01	8.24

On opte pour une largeur de crête égale à: **$b_{cr} = 8m$**

IV.3 Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes :

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

Tableau n° IV.3: volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes

Digue N°01 (b=20m) $H_b = 30.28m$						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m ²]	W _m [m ²]	Li [m]	Vi [m ³]
1	0	8.380791	0	597.638	83.00	106643.58
2	19.38	114.97079	1195.28			
3	30.28	174.92079	2775.19	1985.23	83.00	193473.11
4	29.38	169.97079	2619.98	2697.59	83.00	209700.06
5	26.38	153.47079	2134.82	2377.4	83.00	166959.65
6	19.38	114.97079	1195.28	1665.05	83.00	93386.85
7	0	8.380791	0	597.638	83.00	24648.86
Total						794812.13

Tableau n° IV.4: volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes

Digue N°01 (b=30m) $H_b = 30.03m$						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m ²]	W _m [m ²]	Li [m]	Vi [m ³]
1	0.00	8.35	0.00	583.04	83.00	104559.99
2	19.13	113.56	1166.08			
3	30.03	173.51	2730.64	1948.36	83.00	190202.34
4	29.13	168.56	2576.71	2653.67	83.00	206255.25
5	26.13	152.06	2095.77	2336.24	83.00	163911.43
6	19.13	113.56	1166.08	1630.92	83.00	91414.53
7	0.00	8.35	0.00	583.04	83.00	24058.00
Total						780401.52

Tableau n° IV.5: volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes

Digue N°01 (b=40m) $H_b = 29.08m$						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m ²]	W _m [m ²]	Li [m]	Vi [m ³]
1	0.00	8.32	0.00	569.91	83.00	102661.97
2	18.90	112.30	1139.82			
3	29.80	172.25	2690.43	1915.12	83.00	187218.43
4	28.90	167.30	2537.64	2614.03	83.00	203111.22
5	25.90	150.80	2060.55	2299.09	83.00	161132.26
6	18.90	112.30	1139.82	1600.18	83.00	89618.89
7	0.00	8.35	0.00	569.91	83.00	23520.70
Total						767263.46

Tableau n° IV.6: volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes

Digue N°01 (b=50m) $H_b = 29.59m$						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m ²]	W _m [m ²]	Li [m]	Vi [m ³]
1	0.00	8.00	0.00	555.07	83.00	100944.82
2	18.69	110.80	1110.14			
3	29.59	170.75	2644.53	1877.34	83.00	184515.08
4	28.69	165.80	2493.09	2568.81	83.00	200261.68
5	25.69	149.30	2020.45	2256.77	83.00	158615.84
6	18.69	110.80	1110.14	1565.30	83.00	87995.21
7	0.00	8.00	0.00	555.07	83.00	23035.39
Total						755368.02

Tableau n° IV.7: volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes

Digue N°01 (b=60m) H _b = 29.45m						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m ²]	W _m [m ²]	Li [m]	Vi [m ³]
1	0.00	8.00	0.00	547.34	83.00	99808.45
2	18.55	110.03	1094.68			
3	29.45	169.98	2620.68	1857.68	83.00	182724.03
				2545.31		198373.16
4	28.55	165.03	2469.93	2234.77	83.00	156949.42
				1547.14		86921.14
5	25.55	148.53	1999.61	547.34	83.00	22714.65
6	18.55	110.03	1094.68			
7	0.00	8.00	0.00			
Total						747490.85

Tableau n° IV.8: volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes

Digue N°01 (b=70m) H _b = 29.33m						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m ²]	W _m [m ²]	Li [m]	Vi [m ³]
1	0.00	8.00	0.00	540.76	83.00	98839.75
2	18.43	109.37	1081.52			
3	29.33	169.32	2600.32	1840.92	83.00	181195.97
				2525.25		196761.56
4	28.43	164.37	2450.17	2216.00	83.00	155528.18
				1531.67		86005.85
5	25.43	147.87	1981.82	540.76	83.00	22441.51
6	18.43	109.37	1081.52			
7	0.00	8.00	0.00			
Total						740772.82

Tableau n° IV.9: volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes

Digue N°01 (b=80m) $H_b = 29.22m$						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m ²]	W _m [m ²]	Li [m]	Vi [m ³]
1	0.00	8.00	0.00	534.76	83.00	97956.11
2	18.32	108.76	1069.52			
3	29.22	168.71	2581.73	1825.63	83.00	179801.02
				2506.93		
4	28.32	163.76	2432.12	2198.86	83.00	154231.15
				1517.56		
6	18.32	108.76	1069.52	534.76	83.00	22192.57
				0.00		
7	0.00	8.00	0.00			
Total						734642.06

Remarque :

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètre, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 500 DA.

Le coût des différentes variantes de la digue est donné par le tableau suivant :

Tableau n° IV.10 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes :

Digue	b [m]	hdév [m]	V [m ³]	Coûts [Million de DA]
1	20	2.58	794812.13	397.4
2	30	2.33	780401.52	390.2
3	40	2.1	767263.46	383.6
4	50	1.89	755368.02	377.7
5	60	1.75	747490.85	373.7
6	70	1.63	740772.82	370.4
7	80	1.52	734642.06	367.3

IV.4 Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :

On va tenir compte des coûts du seuil déversant et du canal d'approche, vu que le chenal et le bassin de dissipation gardent leur profil pour les différentes largeurs du déversoir.

1 . Coût du déversoir :

Le déversoir envisagé est du type « Creager ». Ce type de profil s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement. Le déversoir sera construit en béton armé.

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

L'équation du profil Creager est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{H}\right)^n \quad \text{Avec } K=2,127 \quad \text{et } n=1,85$$

$$\text{Donc : } Y = 0,47 \frac{X^{1,85}}{H^{0,85}}$$

Avec : H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

On trace cette courbe en donnant à chaque fois une valeur à « X » pour déterminer « Y » correspondant.

La charge « H » est définie pour chaque largeur du déversoir.

Le volume du déversoir sera donc: $V_{dev} = S.b$

Avec : S : section transversale du profil ; b : largeur déversant.

Remarque :

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 35000DA.

(Source : H.P.E Constantine)

Tableau n° 11 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes :

Profil N°	b (m)	hdév (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coûts (M DA)
1	20	2.58	60.52	1210.38	42.36
2	30	2.33	54.66	1639.65	57.39
3	40	2.1	49.26	1970.40	68.96
4	50	1.89	44.33	2216.50	77.58
5	60	1.75	41.05	2463.00	86.21
6	70	1.63	38.23	2676.10	93.66
7	80	1.52	35.65	2852	99.82

2 . Coût du canal d'approche :

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant. Il est de forme rectangulaire avec une charge d'eau « H » est une hauteur de pelle égale à 5m.

D'où la hauteur totale du mur : $H_{ca}=P+H+R$

Avec P : hauteur de pelle [m];
 H : la lame déversant [m];
 R : la revanche[m].

La longueur du canal d'approche « L » est déterminée d'après la topographie est égale à 50m

L'épaisseur du mur « e » est prise égale à 0,5m.

D'où le volume du canal d'approche est estimé par $V= S.e = L.H_{ca}.e$

Tableau n° 12 : Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes :

N°	b (m)	h (m)	Hca (m)	S (m ²)	V (m3)	Coûts (106 DA)
1	20	2.58	5.58	279	139.5	4.88
2	30	2.33	5.33	266.5	133.25	4.66
3	40	2.1	5.1	255	127.5	4.46
4	50	1.89	4.89	244.5	122.25	4.28
5	60	1.75	4.75	237.5	118.75	4.16
6	70	1.63	4.63	231.5	115.75	4.05
7	80	1.52	4.52	226	113	3.96

3 . Calcul du coût du coursier:

On opte pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement.

- La longueur approximative du chenal est 200 mètre (selon le plan topographique).
- Le volume du béton de chenal est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L \dots\dots\dots(\text{IV.11})$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers sont prise égale respectivement à 1 mètre et le coût des terrassements égale à 1300 DA..

La largeur du canal est donnée par :

$$b_{\text{chen}} = (Q_{e, \text{max}})^{0.4} \dots\dots\dots(\text{IV.12})$$

Le volume du déblai est donné par :

$$V_{\text{déblai}} = \sum \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots(\text{IV.13})$$

S_i, S_{i+1} : les section des coupes déterminer après la carte topographique.

d : la distance entre deux coupes.

Le Tableau n° IV.13 nous donne les résultats de calcul du coût du chenal pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau n°III.67 : Coût de chenal d'écoulement.

Largeurs déversantes (m)	Débits déversants (m3/s)	largeur de coursier (m)	surface de béton (m ²)	volume de béton (m3)	volume de déblais (m3)	coût de béton 106 DA	coût de déblais1 06 DA	coût total 106 DA
20	496.41	7.93	3.96	792.70	1268.33	1.03	0.32	1.35
30	469.42	8.76	4.38	875.69	1401.1	1.14	0.35	1.49
40	426.68	9.22	4.61	922.48	1475.97	1.20	0.37	1.57
50	374.94	9.48	4.74	948.29	1517.27	1.23	0.38	1.61
60	309.70	9.74	4.87	974.10	1558.56	1.27	0.39	1.66
70	233.21	9.92	4.96	992.08	1587.32	1.29	0.40	1.69
80	147.73	10.04	5.02	1003.79	1606.06	1.30	0.40	1.71

Tableau n° 13 : Tableau récapitulatif des prix totaux :

Barrage N°	b (m)	Cote crête (m)	Coûts [Millions de DA]		
			Digue	EC	Totale
1	20	209.38	437.1	48.5958	485.7
2	30	209.13	421.4	63.5415	485.0
3	40	208.9	406.6	74.9965	481.6
4	50	208.69	392.8	83.46625	476.3
5	60	208.55	388.7	92.02125	480.7
6	70	208.43	385.2	99.40475	484.6
7	80	208.32	382.0	105.485	487.5

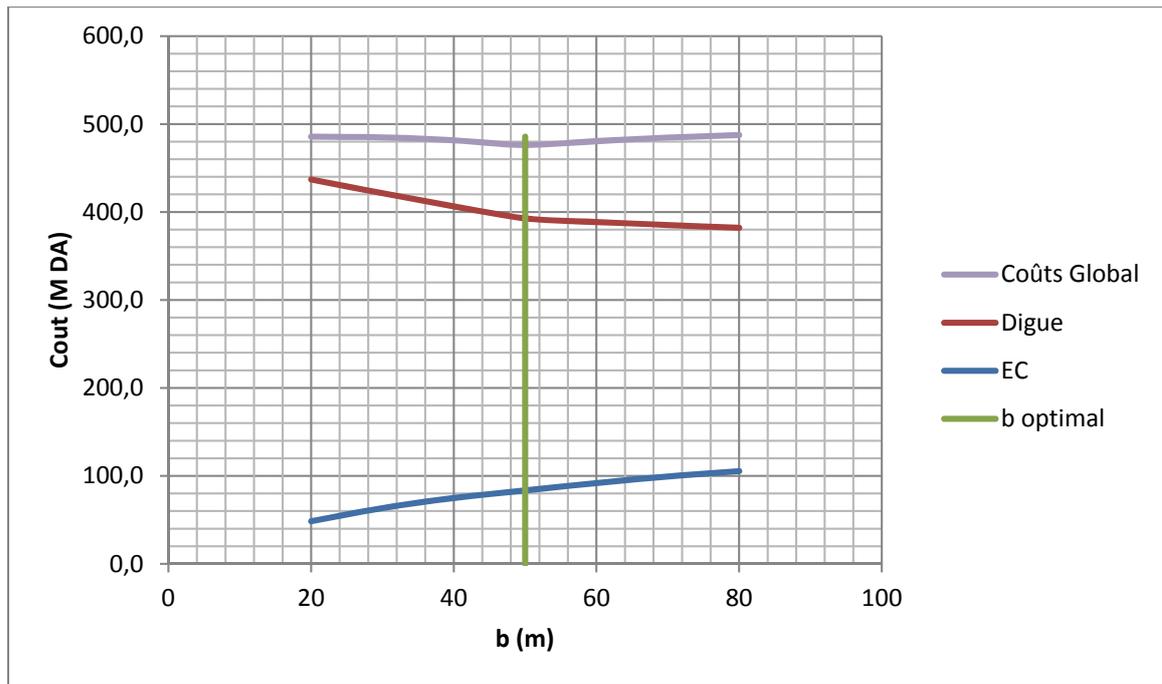


Fig n°IV.1 : Courbe d'optimisation

IV.5 Conclusion :

Après avoir tracé la courbe d'optimisation 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 moyen.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « $b=50$ m » et une cote en crête optimale de la digue égale à 208,7m NGA.

On récapitule les résultats dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.49 : tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume au NNR	Mm ³	10
Cote du fond	m NGA	179.1
Cote NVM	m NGA	195.4
Cote NNR	m NGA	204.3
Cote en crête	m NGA	208.69
Largeur en crête	m	8

V.1 Introduction :

Sur la base des résultats obtenus à partir des chapitres précédents, composés de l'étude géologique et en fonction de l'analyse de la zone d'étude, des schémas seront proposés.

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

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

Mais aussi il faut que les solutions, soient réalisables du point de vue technique et économique et qu'elles soient, bien adaptées au terrain avec ses conditions aussi bien topographiques que géologiques.

V.2 Le choix du site du barrage :

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

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

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

V.3 Le choix du type de barrage :

Les principaux paramètres à prendre en considération dans le choix du type de barrage sont :

1. La topographie du site:

La topographie consiste en premier lieu à vérifier si l'axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant. En second lieu vérifier la possibilité d'implantation du barrage et de ces ouvrages annexes.

2. La morphologie de la vallée :

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et du type de barrage à implanter. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée. Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai, un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations permettent.

3. Les conditions géologiques et géotechniques :

La nature, la résistance, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées dans le bassin versant, constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site et du type de barrage à implanter.

Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.

Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.

Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

Le site du barrage présente au niveau du fond de la vallée un terrain de fond constitué par des argiles marneuses compactes d'âge "Pontien inférieur" contenant du gypse avec une teneur de 10- 15% surmontées par des dépôts meubles: Alluvion (blocs, cailloux et graviers) au niveau du lit mineur de l'oued, colluvions (argiles marneuses) couvrant des alluvions du côté de la rive droite. La profondeur des argiles de fond varie de 3m du côté de la rive gauche à 15 m sur la rive droite. Concernant les alluvions, l'épaisseur est maximale du côté de la rive droite, ailleurs elle ne dépasse 4 m.

La rive gauche présente une pente forte qui présente à sa base des argiles marneuses à intercalations de bancs gréseuse centimétriques à décimétrique et lamelles de gypse jusqu'à 30 cm au-dessus de la base de la rive, surmontées par des argiles marneuses à rares intercalations de bancs gréseuse d'épaisseur de l'ordre de 3 m. Les couches se présentent en pendage subhorizontal.

Sur la rive droite, les argiles de fond continuent en affleurement pour une épaisseur de 10m, puis surmontées par des argiles rougeâtres à intercalations de grès tendres argileux (épaisseur maximale:1,5m) avec lits gypseuse centimétriques au sommet des couches gréseuses.

Au point de vue hydrologique, le terrain de couverture du site du barrage présente une perméabilité très importante au niveau des alluvions à moyenne au niveau des colluvions (argiles peu compactes).

La rive gauche présente des intercalations de bancs gréseux centimétriques à décimétrique au sein des argiles.

Ces bancs gréseux perméables permettant des infiltrations d'eau lors de la mise à eau de la retenue si ceux-ci ne sont pas coupés par un organe d'étanchéité afin de stopper ces infiltrations. Nous prévoyons pour ceci la projection d'une paroi d'étanchéité verticale moulée en béton (réalisée par forage) avec la profondeur de 10m.

La rive droite présente à son sommet des intercalations de couches de grès au sein des argiles. Le procédé d'étanchéité de cette rive sera de la même manière que celle de droite.

Au fond de la vallée, des infiltrations auront au niveau des alluvions (couverts ou non couvertes) par des argiles colluviales, dont il sera impératif d'aménager une paroi verticale par la tranchée (paroi d'étanchéité) avec utilisation d'un mélange d'argile à la bentonite et le ciment (dénommée coulis auto-durcifiable) jusqu'à 2m

4. Les matériaux de construction :

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site ainsi, si que du type de barrage.

Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

En se basant sur ces exigences on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.

V.4 Variantes proposées :

Pour cette étude, nous proposons trois variantes pour la digue :

- Première variante : Barrage en terre homogène.
- Deuxième variante : Barrage zoné a noyau d'argile
- Troisième variante Barrage en enrochement avec masque en béton

Dans ce qui suit, il est fait une description détaillée de chaque variante.

1. Première variante : 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.

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration, le drain est constitué de matériaux grossiers.

2. Deuxième variante : Barrage zoné a noyau d'argile

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.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réaliser en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci.

Le noyau interne a le grand avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite.

3. Troisième variante : Barrage en enrochement avec masque en béton

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenable, difficulté de mise en œuvre,...

Le masque en béton est une paroi étanche plaqué sur le talus amont du barrage.

Le masque en béton présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique, abrasivité.....etc.

V.5 Définition de profil général du barrage :

1. Hauteur de barrage :

a. Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche (voir chapitre 4 étude d'optimisation):

On prend la valeur de la revanche : $R = 2$ m.

- Largeur en crête :

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête (voir chapitre 4 étude d'optimisation):

Le tableau suivant nous donne le résultat des calculs.

Tableau V.1 : résultats de calcul de la largeur en crête.

H_b (m)	b _{cr} (m)				
	KNAPPEN	PREECE	SIMPLIFIEE	PRATIQUE	Moyenne
29.59	8.98	6.98	8.13	9.07	8.29

On opte pour une largeur de crête égale à : **b_{cr} = 8m**

- La longueur en crête :

La longueur en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à :

$$L = 498 \text{ m.}$$

2. Fixation du choix définitif du type de barrage :

On dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution barrage en terre homogène ou pseudo-zoné s'impose comme la plus économique. Le barrage pseudo-zoné est une variante du barrage homogène qui consiste à répartir les matériaux dans le corps du barrage en fonction de leur granularité ou de leur humidité, mais sans que des filtres de séparation ne soient nécessaires. Il ne s'agit donc pas de véritables zones délimitées avec précision.

Par exemple, on pourra réaliser un barrage homogène où les matériaux les plus fins sont placés à l'amont et les plus grossiers à l'aval ; ou bien où les matériaux les plus humides sont placés au centre. Les barrages pseudo-zonés sont drainés exactement comme les barrages homogènes, le drain ne constituant pas une séparation entre deux zones réputées différentes, contrairement à la plupart des barrages zonés.

Si l'on dispose de matériaux fins en quantité limitée et de suffisamment de matériaux grossiers exploitables, on peut envisager la construction d'un barrage en terre zoné avec noyau ou massif amont assurant étanchéité et recharges stabilisatrices grossières.

Ce type de solution présente toutefois l'inconvénient d'une mise en œuvre par zone qui sera d'autant plus compliquée et onéreuse que le site est étroit et qu'il peut entraver l'évolution des engins. Un autre inconvénient est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones. Par contre, surtout pour les ouvrages relativement importants, les matériaux grossiers peuvent permettre un raidissement des talus.

Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à

grossiers est trop complexe, on peut recourir à une étanchéité artificielle. Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages :

- la géo-membrane et la paroi moulée ;
- Pour le choix de la variante, on a pris en considération ;
- Facilité de la réalisation ;
- zones d'emprunts ;
- existences de carrière de matériaux de construction ;
- distance des zones d'emprunts ;
- conditions climatiques (températures, précipitations,...) ;
- sismologie ;
- volume des matériaux de construction ;
- dispositif d'étanchéité ;
- technologie de réalisation, coûts,....

V.6 Etude comparative :

Une étude de comparaison approximation des différents volumes de chacun des types de barrage choisis paraît nécessaire pour faire le choix du type de retenue en fonction du coût et la disponibilité des matériaux de construction.

1. Pentes des talus :

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimal, comme montre le tableau ci-après :

Tableau V.2 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
$H < 5$	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
$5 < H < 10$	- Homogène granulométrie étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2	2,5
$10 < H < 20$	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	- A zones	3	3
$H \geq 20$	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage .on choisit pour les calculs les pentes:

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

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

2. Les bermes

a. Talus amont :

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposées deux bermes de largeur 5m chacune à la cote 194m NGA.

b. Talus aval :

Les bermes au talus aval sert a l'évacuation des eaux de ruissellement, donc nous aurons deux bermes de largeur 3m à la même cote 190m NGA.

3. Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus :

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

a. le talus aval :

Sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé au fur à mesure des travaux de terrassement. On fait un enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3m).

Remarque :

On a évité d'enherber le parement du talus aval car les racines de la végétation risquent de favoriser des fissures au niveau du talus, on peut attendre à des glissements d'argile

b. le talus amont :

Sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la formule (Méthode Tennessee-Valley-Authority) suivante :

$$e = C \cdot V^2 \quad \dots\dots\dots (V.1)$$

Où e : Epaisseur de l'enrochement en [m];

V : Vitesse de propagation des vagues (3.3m/s);

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique (γ ou G_s) du matériau d'enrochement égale à $2.65t/m^3$.

La valeur de C est donnée par le tableau suivant V.2.

Tableau V.3 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\gamma=2,50$	$\gamma=2,65$	$\gamma=2,80$
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

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0.5m$, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à $0.5m$.

Donc on retient une protection d'une épaisseur de 50 cm d'enrochements, 50% de l'enrochement doit avoir un poids unitaire "P" tel que:

$$P \geq 0,52 * e^2 * G_s \dots\dots\dots (V.2)$$

Le diamètre moyen d'un bloc réduit à la sphère équivalente sera:

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{Q_p}{0,524 \cdot \gamma_p}} \dots\dots\dots (V.3)$$

Avec D_p : Diamètre moyen de la pierre en (m);

γ_p : Poids volumique de la pierre ($\gamma_p=2.2- 2.6$) t/m^3 ; on obtient : $2.4t/m^3$;

Q_p : Poids d'une pierre, calculé par la formule suivante :

$$Q_p = \frac{0,025 \cdot \gamma_p \cdot h^2 \cdot \lambda}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1\right)^3 \sqrt{1 + (m_1)^3}} \text{ (Tonne)} \dots\dots\dots (V.4)$$

Où m_1 : Pente du talus amont;

γ_w : Poids volumique de l'eau en ($1t/m^3$);

h : Hauteur des vagues ($h = \beta \cdot h_0$);

λ : Longueur d'onde de la vague en (m).

Selon LABOZOVSKY :

$$\lambda = \alpha \cdot \lambda_0 \dots\dots\dots (V.5)$$

Avec λ_0 et h_0 : Valeurs calculées en eau profonde ;

α et β : Coefficients en fonction de la hauteur maximale d'eau dans la retenue.

D'après l'abaque (Annexe V.1) on peut déterminer α , β :

$\beta = 0.79$; $\alpha = 0.7$

$$\text{Et } \lambda_0 = 0,073 \cdot K \cdot V \cdot \sqrt{\frac{F}{\varepsilon}} \dots\dots\dots (V.6)$$

Ou K : Coefficient caractérisant l'intensité et l'accroissement de la vague :

$$K = 1 + e^{0,40 \cdot \frac{F}{V}} \dots\dots\dots (V.7)$$

ε : Cambrure de la vague donnée par :

$$\varepsilon = \frac{1}{9 + 19e^{-\frac{14}{V}}} \dots\dots\dots (V.8)$$

F : Longueur de l'élan ou longueur du fetch qui devra vérifier la condition suivante :

$$F < (F_{cr} = 30 V^2 \varepsilon).$$

V : Vitesse des vagues en m/s.

- **Tableau V.4:** Résultats de calcul

Indices	ε	F_{cr}	F	K	λ_0	h_0	h_0/λ_0	α	β	h	λ
Valeurs	0,108	35.23	1.58	2,211	2.04	1.07	0,52	00,84	00,84	0.9	1.71

$$\text{Ainsi : } Q_p = \frac{0,025 \cdot 24 \cdot 0,9^2 \cdot 1,71}{\left(\frac{24}{10} - 1\right)^3 \sqrt{1 + 3^3}}$$

$$Q_p = 0,057 \text{ KN}$$

Le diamètre moyen résulte :

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{0,057}{0,524 \cdot 2,4}}$$

$$D_p = 0,36 \text{ m}$$

- Deuxième méthode :

On peut établir la procédure suivante, en considérant dans le calcul le poids du bloc de la roche nécessaire pour supporter les forces appliquées produites par la pression statique et dynamique de la vague, ainsi que l'action érosive des vagues dans le calcul de la stabilité dont les facteurs sont le poids spécifique de la roche, la hauteur de la vague et le talus à protéger. La formule recommandée pour le calcul du poids maximal des roches isolées est :

$$Q = \frac{0,35 \gamma_m h^3}{\left(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1\right)^3 \sqrt{1 + m^3}} \dots\dots\dots (V.9)$$

- Où γ_m : poids volumique de la pierre varie entre (2,2 et 2,6 t/m³);
- h : hauteur de la vague pour une probabilité déjà constatée;
- γ : poids volumique de l'eau (1,0 t/m³);
- m : talus à protéger (m=3).

AN : $Q=0,042 \text{ t}$

Le diamètre maximal exprimé en mètre du bloc à placer dans le talus porté à une sphère de diamètre équivalent « *D_{sph}* » est calculé par la formule suivante:

$$D_{sph} = \sqrt[3]{\frac{Q}{0,524 \gamma_m}} \dots\dots\dots (V.10)$$

Où Q : poids maximal de calcul du bloc.

AN : $D_{sph}=0,32 \text{ m}$

Le 50 % des blocs doit avoir une taille égale ou supérieure à $D_{50\%} = K * D_{sph}$,
Ou K est un Coefficient qui dépend de la catégorie de l'ouvrage à partir du tableau V.07.

Tableau V.07: Le coefficient K en fonction de la catégorie de l'ouvrage

Coefficient	IV	III	II	I
K	0,50	0,55	0,60	0,65

Note : En obtenant une valeur $D_{50\%}$ inférieure à 0,25m, on prendra $D_{50\%}$ égal à 0,25m.

AN : $D_{50\%} = 0,193 \text{ m}$

Donc L'épaisseur du revêtement est déterminée selon la formule suivante:

$$e = D_{50\%} (2 - 2,5) \dots\dots\dots (V.11)$$

Avec 2,0 est employé en présence d'un bloc classé;

2,5 est employé en présence d'un bloc non classé.

$$\underline{AN} : \quad \boxed{e = 45 \text{ cm.}}$$

4. Etanchéité du barrage

a. Le Noyau :

Pour les deux premières variantes où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage.

Vers le sommet, le noyau doit être monté au-dessus du niveau des plus hautes eaux jusqu'à la crête du barrage. Il doit être protégé à sa partie supérieure par une couche de sable ou de préférence, en traitant le sommet du barrage en chemin avec une chaussée enrobée en bitumineux.

Latéralement, nous disposons de part et d'autre du noyau un drain filtre.

- Dimensionnement du noyau:

- Niveau en crête:

$$N_{crN} = NPHE + (0,5-1) m = 206.2 + 0,5 = 206.7 \text{ m}$$

- La largeur en crête minimale du noyau est:

$$b_{\min} = 1/6 \cdot H_b = 1/6 \cdot 18.84 = 4.9 \text{ m}$$

Donc on adopte: $b_{\min} = 5.0 \text{ m}$

- Les fruits des talus du noyau :

Détermination des fruits des talus du noyau par la méthode suédoise :

Les fruits des talus sont déterminés en fonction du rapport suivant :

$$\frac{2 \cdot C_0}{\gamma_s \cdot H_n} \dots\dots\dots (V.12)$$

Ainsi en fonction de $\text{tg } \varphi$ telle que :

C_0 : Cohésion.

φ : Angle de frottement interne.

γ_s : Densité

H_n : hauteur du noyau

-La hauteur du noyau est donnée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \quad \Rightarrow \quad H_n = 28.6 \text{ m}$$

$$\frac{2 \cdot C_0}{\gamma_s \cdot H_n} = 0,1 \quad \text{et} \quad \text{tg } \varphi = 0,32$$

D'après l'abaque de calcul on opte pour des fruits de talus suivant :

La pente un talus amont et aval du noyau est : $m_1 = 0,5$.

La largeur en base est:

$$b_{\text{base}} = 2 \cdot m_1 \cdot H_n + b_{\min} = 2 \cdot 0,5 \cdot 28.6 + 5 = 33.6 \text{ m}$$

La largeur moyenne du noyau est donnée par la formule suivante :

$$\delta_m = \frac{L_{n,s} + L_b}{2} \Rightarrow \delta_m = 19.3\text{m}$$

La cote en crête du noyau :

$$\text{NCN} = \text{Cfond} + 28.6 = 207.7\text{mNGA}$$

b. Les drains :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie avale du massif et au contact de celui-ci avec la fondation un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est le long du barrage et son rôle est de cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

- Dimensionnement du Drain Tapis :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain-tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

-La longueur du drain tapis est de :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \quad b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (V.13)$$

Lb : Longueur transversale du barrage [Lb= 498 m].

Donc : $L_d = \frac{498}{3} = 166\text{m}$

- Dimensionnement du drain vertical :

Le drain vertical placé au centre du barrage constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de 1,5m.

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.

Le niveau du drain vertical est arasé au niveau normal des plus hautes eaux à raison d'arriver aux points les plus hautes de saturation de remblai.

Ndr=NPHE= 204.3m NGA

- Dimensionnement du drain prisme:

Hauteur:

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots (V.14)$$

Avec : Hb : Hauteur du barrage (Hb= 29.6m)

On prend Hp = 0,175 Hb

On aura : Hp = 5.2m

Largeur en crête:

$$b_p = (1/3 \div 1/4) h_{dr} \dots\dots\dots (IV.15)$$

On prend bp = 1/3 h_{dr}

Ce qui donne: bp = 1,73m

Fruits des talus :

$m_1 = (1 \div 1.75)$ on prend : $m_1 = 1.25$ (pour le talus amont)

$m_2 = (1.5 \div 2.5)$ on prend : $m_2 = 2.50$ (pour le talus aval)

V.7 Etude Technico-économique :

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

- On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \dots \dots \dots (V.16)$$

Où : N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

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

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

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \times H_{bi}$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

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

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

1. Barrage Homogène en argile avec drain vertical :

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.

Le degré d'hétérogénéité des matériaux de la zone d'emprunt ainsi que leur disponibilité en quantité insuffisante constituent un handicap majeur dans le choix de cette variante.

Pour un barrage homogène en limon argileux ou en limon sableux graveleux d'une hauteur de 29.6 mètres, les pentes des talus amont varié entre [2,5 ÷ 3] et aval : [2 ÷ 2,5]

a. Recharge (argile)

Tableau V. 4 : volume de recharge (Argile).

N°	Hi(m)	Bi(m)	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	8	0	555.6238	83	42981.1907
1	18.7	110.85	1111.2475	1610.372	83	126892.299
2	26.28	152.54	2109.4956	2302.122	83	183651.376
3	28.7	165.85	2494.7475	2494.748	83	199480.536
4	28.7	165.85	2494.7475	1591.403	83	125439.3
5	14.43	87.365	688.05848	344.0292	83	25699.0319
6	0	8	0			

Suit tableau

Volume Total	704143.734
--------------	------------

b. Protection en rip-rap

Tableau V. 5 : volume des recharges.

N°	Hi(m)	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	0	16.03	83	1330.79
1	18.7	32.07			
2	26.28	44.05	38.06	83	3158.96
3	28.7	47.88	45.97	83	3815.14
4	28.7	47.88	47.88	83	3973.93
5	14.43	25.32	36.60	83	3037.57
6	0	0	12.66	83	1050.61
Volume Total					16367.00

c. Filtre et drains:

Tableau V. 6 : volume des graviers.

N°	Hi(m)	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	0	66.01	83	5479.18
1	17.7	132.03			
2	25.28	167.98	150.01	83	12450.50
3	27.7	179.46	173.72	83	14419.02
4	27.7	179.46	179.46	83	14895.40
5	13.43	111.77	145.62	83	12086.32
6	0	0	55.89	83	4638.62
Volume Total					63969.05

Tableau V.7 : volume des sables.

N°	Hi(m)	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	0	14.12	83	1171.80
1	17.7	28.24	34.23	83	2840.98
2	25.28	40.22	42.13	83	3497.15
3	27.7	44.05	44.05	83	3655.95
4	27.7	44.05	32.77	83	2719.59
5	13.43	21.48	10.74	83	891.61
6	0	0			
Volume Total					14777.08

2. Barrage Zoné a noyau d'argile :

Le principal avantage de cette variante est que tous les matériaux nécessaires à sa confection sont disponibles à bon escient à proximité du site du barrage ; cela permet d'une part de réduire significativement les dépenses liées aux engins de transport pour l'acheminement des matériaux, et d'autre part, la proximité de la zone d'emprunt permet de gagner énormément en temps en écourtant le délai de réalisation, bref on dira que la variante est très économique et pratique. Cependant la réalisation délicate des zones de transition et du filtre constitue une difficulté majeure dans la conception de l'ouvrage.

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 29.6m, les pentes des talus amont varié entre [2,5 ÷ 3] et aval [2÷ 2,5].

a. le Noyau :

Tableau V. 8 : volume du Noyau.

N°	Hi(m)	Bi(m)	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	5	0	161.7338	83	13423.9013
1	17.7	31.55	323.468	464.5882	83	38560.8165
2	25.28	42.92	605.709	659.8382	83	54766.5665
3	27.7	46.55	713.968	713.9675	83	59259.3025
4	27.7	46.55	713.968	458.1956	83	38030.2338
5	13.43	25.145	202.424	101.2118	83	8400.58251
6	0	5	0			
Volume Total						212441.403

b. Recharge :

Tableau V.9 : volume des recharges

N°	Hi(m)	Bi(m)	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	8	0	552.62	83	32443.87
1	18.7	110.85	1105.25			
2	26.28	152.54	2103.50	1604.37	83	94602.02
3	28.7	165.85	2488.75	2296.12	83	135811.52
4	28.7	165.85	2488.75	2488.75	83	147306.74
5	14.43	87.365	682.06	1585.40	83	93558.21
6	0	8	0	341.03	83	19904.84
Volume Total						523627.21

c. Protection en rip-rap :

Tableau V.10 : volume des recharges.

N°	Hi(m)	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	0	16.03	83	1330.79
1	18.7	32.07			
2	26.28	44.05	38.06	83	3158.96
3	28.7	47.88	45.97	83	3815.14
4	28.7	47.88	47.88	83	3973.93
5	14.43	25.32	36.60	83	3037.57
6	0	0	12.66	83	1050.61
Volume Total					16367.00

d. Filtre et drains:

Tableau IV.11 : volume des graviers.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	10.12	83	839.98
1	20.24			
2	40.37	30.30	83	2515.22
3	78.24	59.30	83	4922.09
4	78.24	78.24	83	6493.69
Suit tableau				
5	16.19	47.21	83	3918.71
		8.09	83	671.86

6	0			
Volume Total				19361.55

Tableau IV.12 : volume des sables.

N°	Si (m2)	Smoy (m2)	di (m)	Volume (m3)
0	0	7.16	83	594.57
1	14.33	23.19	83	1924.93
2	32.06	50.61	83	4200.56
3	69.16	69.16	83	5740.40
4	69.16	40.39	83	3352.69
5	11.63	5.81	83	482.49
6	0			
Volume Total				16295.65

3. Barrage en enrochement avec masque en béton :

C'est un ouvrage intéressant et très stable car la résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids propre du massif, il supporte assez bien les tassements et ne soumet sa fondation qu'à des pressions modérées; cependant c'est un ouvrage dont la réalisation est généralement coûteuse suite aux différentes opérations de désagrégation mécaniques des roches préexistantes ainsi que de leur mise en place pour le remblai.

L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivant :

$$e = 0,3 + 0,001 \cdot H$$

H : hauteur de barrage égale 29.6m

A.N :

$$e = 0,30. + 0,001.29.6 = 0,33.m$$

Pour la sécurité on prend l'épaisseur de béton est e =0,5m

a. Recharge (enrochement) :

Tableau V.13 : volume des recharges.

N°	Si (m2)	Smoy (m2)	di (m)	Volume (m3)
0	0	555.62	83	46116.77
1	1111.25			
2	2109.50	1610.37	83	133660.84
3	2494.75	2302.12	83	191076.09
4	2494.75	2494.75	83	207064.04
5	688.06	1591.40	83	132086.45
6	0	344.03	83	28554.43
Volume Total				738558.6157

b. masque en béton :

Tableau V.14: volume des recharges.

N°	Hi(m)	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	0	16.53	83	1372.29
1	18.7	33.07			
2	26.28	45.05	39.06	83	3241.96
3	28.7	48.88	46.97	83	3898.14
4	28.7	48.88	48.88	83	4056.93
5	14.43	26.32	37.60	83	3120.57
6	0	0.00	13.16	83	1092.11
Volume Total					16782.00

V.8 Estimation du coût des variantes :

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau V.15 : les coûts des variantes étudiant.

variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (10 ⁶ DA)	Totale (10 ⁶ DA)
homogène	Recharge (argil)	704143.734	500	352.071867	420.6
	Enrochement	16367	1300	21.2771	
	Gravies (Filtre et drains)	63969.05	600	38.38143	
	Sables (Filtre et drains)	14777.08	600	8.866248	
Zoné	Recharge	523627.21	400	209.450884	356.7
	Noyau	212441.403	500	106.2207015	
	rap-rip	16367	1200	19.6404	
	Gravies(Filtre et drains)	19361.55	600	11.61693	
	Sables (Filtre et drains)	16295.65	600	9.77739	
Avec masque	Recharge (enrochement)	738558.616	1300	960.1262004	1161.5
	masque en béton	16782.0046	12000	201.3840554	

Remarque : le coût de ces variantes sauf pour les volumes de rechargement.

V.9. Comparaison financière des trois variantes :

A travers le Tableau récapitulatif V.15, il apparaît clairement que nous ne pouvons nous orienter que vers la 2ème variante car elle est la plus économique possible, Mais avant tout rappelons que la 2ème variante est celle du barrage homogène entièrement constitué d'argiles imperméables dont la zone d'emprunt d'après les normes de construction devra receler en matériaux d'au moins 1,5 à 2 fois le volume du remblai avec des qualités requises pour leur utilisation.

V.10. Conclusion :

Les conditions générales prédéterminant le choix du type du barrage sont :

- Condition topographiques ;
- Condition géologique- géotechnique ;
- Disponibilités des matériaux à proximité du site ;
- Délai d'exécution ;
- Coût de l'ouvrage ;

Selon la disponibilité des matériaux pour les recharges de la digue et d'après le tableau récapitulatif qui présente les coûts des différentes variantes, on opte pour une digue.

VI.1 Introduction:

La variante proposée est barrage zoné avec noyau d'argile car est le seul type de barrage qu'il est raisonnable d'envisager sur ce site.

Du point de vue de la perméabilité de la retenue, le type de roche sous-jacente ainsi que l'orientation des couches sont favorables. La géologie est peu variée, d'amont vers l'aval se succèdent des couches de marnes puis de calcaire marneux.

1. Détermination de la revanche:

La revanche est prévue à faire face au déferlement des vagues $R=2m$

2. Détermination de la hauteur du barrage :

$$H_b = H_r + H_e \quad \text{tel que } H_e : \text{Hauteur excavant (0.5 m)}$$

H_d : 29.6 m

3. Largeur en crête du barrage :

On opte pour une largeur de crête égale à: $b_{cr} = 8m$ (voir chapitre étude de la variante).

4. Pentes des talus :

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

a. Protection des talus

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluie, au renard provoqué par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues ainsi que la vidange rapide.

- Talus aval :

On prévoit 01 risberme à la ligne de crête (avec une légère pente vers la digue pour pouvoir évacuer les eaux de pluie,...), qui interceptent les eaux de ruissellement avant qu'elles ne parviennent au pied de talus avec une vitesse élevée et ont pour rôle aussi pour le passage, stabilité de l'ouvrage et les relaxes piézo-électriques.

Pour la saturation du talus et la formation de renards seront évitées grâce au dispositif drainant qui interceptent les eaux de saturation au sein du massif.

On fait un enrochement (graviers grossiers) de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0.5 m).

- Remarque :

On a évité d'enherber le parement du talus aval car les racines de la végétation risquent de favoriser des fissures au niveau du talus, on peut s'attendre à des glissements d'argile.

- Talus amont :

Il est protégé contre les effets des vidanges rapides, le batillage des vagues et les averses violentes.

On rencontre différents types de protection :

- en béton ;
- en béton armé ;
- asphaltique ;
- en enrochement.

On opte pour un enrochement en vrac, car il présente des avantages tels que :

- l'économie de l'exécution;
- le court temps d'exécution ;
- Le faible prix

Cette enrochement qui est un revêtement perméable (béton bitumineux ouvert, dallâtes de béton préfabriquées,...) qui repose sur un filtre (couche drainante de gravier et de sable).

Cette protection est destinée à éviter l'érosion des matériaux terreux qui se forme dans la partie supérieure de la retenue, d'autre part le filtre a pour but de faciliter le drainage du massif tout en arrêtant les éléments qui pourraient être entraînés à travers les vides de l'enrochement lors de la vidange.

L'épaisseur du filtre est en fonction de la pente et de l'angle de frottement du matériau constituant la digue.

L'épaisseur de cet enrochement varie de 0,3m à 1,0m à condition que les éléments de celui-ci doivent être valable que 50% des pierres aient un diamètre >20cm et les éléments les plus petits n'ayant pas un diamètre <10cm, et les coefficients d'hétérogénéité ne devra pas dépasser une valeur supérieur à 50 c'est-à-dire $(d_{60}/d_{10}) < 50$

La qualité de ces matériaux extraits de la carrière doit répondre aux principaux critères suivants :

- insoluble dans l'eau ;
- avoir une forte résistance au cisaillement ;
- avoir une forte densité.

b. Les bermes :

- Talus amont :

Les bermes sont proposées de largeur 5m à la cote 194m NGA.

- Talus aval :

Les bermes au talus aval sert a l'évacuation des eaux de ruissellement, de largeur 3m à la cote 190m NGA

5. La longueur en crête :

La longueur en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à :

$$L = 498 \text{ m.}$$

VI.2 Dimensionnement du noyau:

La fonction primordiale du noyau est d'assurer l'étanchéité de la retenue et diminuer ainsi le débit de fuite, il est réalisé en matériau imperméable disponible au niveau de la zone d'emprunt.

Il n'existe pas une règle pour le dimensionnement du noyau, ont procédé au pré dimensionnement de celui-ci, après on vérifier la condition suivante :

1. Largeur en crête du noyau

La largeur au sommet du noyau sera déterminée par des raisons de conduite du chantier pour autoriser le passage des engins de compactage, mais aussi par des raisons d'étanchéité, et aussi par la formule suivante :

Elle est estimée à

$$b_{\min} = \frac{1}{6} H_b = 5\text{m} \quad \text{donc on adopte } b_{\min} = 5\text{m}.$$

2. Cote de la crête du noyau

Pour éviter le phénomène de siphonage dû à l'effet de capillarité par la crête du noyau, on prend généralement :

$$\Delta C_{\text{noy}} = \text{NPHE} + (0,5-1) \text{ m}.$$

ΔC_{noy} : Cote de crête du noyau m NGA.

NPHE : Niveau des plus hautes eaux m NGA.

On prend $\Delta C_{\text{noy}} = 206.7\text{m NGA}$.

Donc : $H_n = 27.6\text{m}$

a. Epaisseur à la base du noyau

Elle dépend de la hauteur de charge H et de la perméabilité du matériau constructif du noyau .

Elle est déterminée suivant la condition :

$$\frac{\Delta H}{B_{\text{noy}}} \leq J_{\text{adm}} \Rightarrow B_{\text{noy}} \geq \frac{\Delta H}{J_{\text{adm}}}$$

ΔH : Différence de charge entre l'amont et l'aval ; $\Delta H = H_1 - H_2$

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval ($H_2=0$).

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont ($H_1=27.6 \text{ m}$)

B_{noy} : Largeur à la base du noyau (m);

J_{adm} : Gradient hydraulique du noyau admissible qui est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Tableau n°VI.1: Classe De Barrage En Terre En Fonction Du Type De La Fondation

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs de barrage (m)			
- Sols rocheux.	>100	70÷100	25÷70	<25
- Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique.	75	35÷75	15÷35	<15
- Terrain argileux plastique.	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau n°VI.1, notre barrage appartient à la classe III.

Le tableau n°VI.2 nous permet de choisir le gradient hydraulique admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Tableau n°VI.2: Gradient Admissible En Fonction De La Classe De L'ouvrage

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.50	1.50	1.80	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.70	0.80	0.90	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

D'après le tableau, on a : $J_{adm} = 1,8$

$$\text{Donc : } B_{Noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} = \frac{27,6-0}{1,8} = 15,33 \quad \text{on prend} \quad B_{noy}=15.5\text{m}$$

Et on peut aussi calculer l'épaisseur de noyau par les formules suivantes :
la base du noyau est déterminée par :

$$B_{noymin} = 6 + CH_N \quad 0,15 < C < 0,3$$

$$B_{noymax} = (0,8-1,2) H_b$$

$$B_{noymin} = 14.28\text{m} \quad (C=0,3)$$

$$B_{noymax} = 35.5\text{m} \quad \text{d'où} \quad B_{noy} = 25\text{m}$$

b. Pente des talus du noyau

Généralement pour le noyau on prend des pentes identiques pour l'amont et l'aval.
Cette pente est calculée suivant la relation :

$$B_n = b_{nct} + 2 m \cdot H_n$$

Où : H : Hauteur du noyau.

m : Fruit du noyau.

$$\text{Donc : } m = \frac{B_{NOY} - b_{noycrete}}{2H_n}$$

$$m = \frac{25-5}{55.2}; \quad m = 0,5$$

D'où : $m_1=m_2 = 0,5$

VI.3 Dimensionnement de clé d'étanchéité

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité du noyau en argile, elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue est constituée du matériau identique à celui du noyau imperméable, la hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 3,5m avec une épaisseur de base de 4m, les pentes des talus des para fouille $m_1=m_2=1$

1. Protection des Talus

Les travaux de protection du remblai se justifient essentiellement pour prévenir les effets de dégradation résultant de l'action mécanique des eaux extérieures :

- Eaux de retenue pour ce qui concerne la protection anti batillage du talus amont
- Eaux de ruissellement pour la protection du talus aval contre le vaineement.

a. Talus Aval

Pour les retenues collinaires en matériaux locaux la solution la plus rependue et la plus économique consistent à réaliser un enherbement sur une couche de terre végétale d'une épaisseur de 30cm,

Le pratique a montré que les ouvrages se trouvant en pleine nature c'est-à-dire non gardés pas les services exploitant sont menaces et détruits par le phénomène du surpâturage ainsi que par les actions anthropiques.

Aussi et pour palier et ce phénomène néfaste nous prévoyons une protection du talus aval en enrochements, la protection du talus aval sera d'une épaisseur de 30cm en une couche d'enrochements.

b. Talus Amont

Pour la protection du talus amont, on a opté pour la solution de revêtement en enrochements dont on doit déterminer l'épaisseur ainsi que le diamètre moyen de la pierre.

Le diamètre moyen de la pierre réduite en une sphère est donné par la relation suivante :

Tableau n°3 : les résultats de diamètre moyen par deux méthodes

Formule	$D_p(m)$
Tennessee-Valley- Authority	0.32
Labzovski	0.36

Donc on choisir une épaisseur $e=0.5m$

Remarque : voir l'annexe VII-3 le détail de notre variant.

VI.4 Disposition Des Filtres et Drains

1. Les Filtres

De fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage, l'eau s'infiltré progressivement dans le massif et ses fondations.

Afin d'éviter que les résurgences des eaux infiltrées ne nuisent pas la stabilité de l'ouvrage par création de renard ou par destruction partielle du pied aval du retenue, nous avons prévu des drains et des filtres s'ils seront nécessaire.

Les filtres jouent un rôle considérable dans la sécurité des barrages en terre,

Ils constituent une zone de transition entre le noyau imperméable et le remblai.

Les filtres possèdent de nombreuses fonctions :

- Les filtres amont évitent les déformations du noyau pendant la vidange rapide.
- Les filtres aval permettent le rabattement de la ligne phréatique, et bloquent la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans le noyau.

2. Conditions Aux Filtres

- Un filtre ne doit ni se dégrader par entraînement de ses éléments, ni se colmater.
- Un filtre est idéalement constitué par des minces couches de matériaux dont les éléments augmentent en grosseur dans la direction de l'écoulement.

- Un filtre est doit assurer le drainage de la terre qu'il recouvre. La nécessité de disposer les filtres est conditionnées par la vérification du critère de TERZAGUI

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

D_{15} : Diamètre des particules correspond à 15% des matériaux de filtre

d_{85} : Diamètre des particules correspond à 85% des matériaux de filtre

a. Vérification du Contact de la Couche de Protection et la Recharge

Alluvionnaire

Cette vérification est entièrement basée sur la mécanique des sols et s'appuie sur la loi de TERZAGUI. Nous devons vérifier le contact entre les recharges et la Protection suivant

l'équation :
$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

D_{15} : diamètre des particules du sol protégeant (Enrochement);

d_{85} : diamètre des particules du sol protégé (alluvions)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{46}{11.2} = 4.1 > 4$$

La condition n'est pas vérifiée, donc il faut mettre un filtre entre la couche de protection et la recharge.

On détermine les diamètres de ses sols correspondants à 15% d'après l'expression :

$$D'_{15} = (3 \div 4)d_{85} = (3 \div 4).11.2 \text{ mm}$$

$$D_{15} = (33,6 \div 44.8)mm \quad D_{15} = 39.2mm$$

b. Vérification du Contact Noyau, Recharge

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

D_{15} : Diamètre des particules des recharges ;

d_{85} : Diamètre des particules du corps du noyau ;

$$D_{15} = 0,53 \text{ mm}$$

$$d_{85} = 0,074 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,53}{0,074} = 7,16 > 4$$

La condition n'est pas vérifiée, il faut mettre une zone de transition dont le diamètre de sol est :

$$D^F_{15} = (3 \div 4)d_{85} = (3 \div 4).0,074 \text{ mm}$$

Avec :

$d_{85} = 0,042\text{mm}$ Diamètre à 85% du sol de noyau (argile)

$$D^F_{15} = (0,22 \div 0,296)mm \quad D^F_{15} = 0,26mm$$

On prévoit alors, une zone de transition d'épaisseur 1m qui assurera une transition sans filtration de formation.

c. Vérification de la Condition d'Absence de Phénomène de Renard

La condition de l'absence du renard au massif du sol.

$$\frac{D_5^F}{D_{17}^F} \geq 0,32 \sqrt[5]{\eta} (1 + 0,05\eta) \frac{n}{n-1}$$

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre.

$$\eta = \frac{D_{60}^F}{D_{10}^F}$$

Avec : D_5^F , D_{17}^F , D_{10}^F , D_{60}^F : diamètres des particules égales à 5, 17, 10 et 60%

$$D_5^F = 0,021mm$$

$$D_{17}^F = 0,067mm$$

$$D_{10}^F = 0,03mm$$

$$D_{60}^F = 2,38mm$$

$$\eta = \frac{1,8}{0,08} = 79,5 \text{ et } \frac{D_5^F}{D_{17}^F} = \frac{0,021}{0,067} = 0,31$$

$$n = n_0 - 0,1 \log(\eta)$$

$$n^\circ = 0,45$$

$$n = 0,45 - 0,1 \log(79,5)$$

$$n = 0,26$$

Ce qui donne

$$0,32 \sqrt[5]{79,5} (1 + 0,05 \cdot 79,5) \frac{0,26}{1 - 0,26} = 1,16$$

$$\frac{D_5^F}{D_{17}^F} = 0,31 \geq 1,16$$

La condition est vérifiée il n'y a pas de risque de l'apparition du phénomène du renard dans le filtre, donc la couche est acceptée.

d. Vérification de la Condition de Déformation d'Infiltration

$$\frac{D_{15}^I}{d_{85}} < 4 \quad ; \quad D_{15}^I = 0,11mm. \quad d_{85} = 0,045mm \quad \frac{D_{15}^I}{d_{85}} = \frac{0,11}{0,045} = 2,2 < 4$$

Pas de risque de déformation due à l'infiltration

e. Vérification du Contact Entre la Recharge et Zone de Transition

$$\frac{d_{15}}{d_{85}} < 4 \quad d_{15} = 0,53mm. \quad d_{85} = 46mm$$

$$\frac{d_{15}}{d_{85}} = \frac{0,53}{46} = 0,011 < 4$$

La condition est vérifiée.

f. Vérification de la Suffisance de la Perméabilité du Filtre

$$K_f > (2 + \sqrt[6]{\eta})K_n$$

Où :

K_f : Coefficient de perméabilité du filtre 10^{-4} m/s

K_n : Coefficient de perméabilité du noyau 5.10^{-8} m/s.

$$\eta = \frac{D_{60}^F}{D_{10}^F} = 79.33$$

$$(2 + \sqrt[6]{\eta})K_n = 2,04.10^{-7} \text{ m/s}$$

$$K_f > 2.04 \cdot 10^{-7}$$

Donc, la perméabilité du filtre est suffisante.

Remarque :

La réalisation est vérifiée entre la zone de transition et le noyau, on prend l'épaisseur de chaque couche de filtre selon les expériences de construction de retenue collinaire $e=1$ m de part et d'autre du noyau.

3. Les drains :

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Il y aura abaissement de la ligne de saturation, diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle, et accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir normalement une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée. Ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée (drain vertical).

Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et en conséquence soigneusement lavée si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

a. But du drainage :

Quel que soit le dispositif d'étanchéité utilisé, un barrage en remblai et sa fondation sont le siège d'infiltration d'eau soit structurelles soit accidentelles.

La fonction du drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise à la stabilité de l'ouvrage.

En effet, le drainage dans les barrages en remblai vise à répondre d'une manière aussi efficace que possible aux objectifs suivants :

- Abaissement de la ligne de saturation ;
- Réduction de la pression de courant avec modification du réseau de d'écoulement
- Réduction de la pression interstitielle ;

Contrôle des percolations et du remblai ;

b. Dimensionnement du Drain Tapis

$$L_d = (l_b / 4)$$

L_d : Longueur du drain tapis en m

l_b : Largeur transversale du barrage ($l_b = 498$)

On trouve : $L_d = 124.5\text{m}$

c. Dimensionnement du Prisme

- Fruits des talus

$m_1 = (1-1,75)$ on prend $m_1 = 1,25$

$m_2 = (1,5-2,5)$ on prend $m_2 = 2.5$

- Hauteur de prisme

Le prisme de drainage permettent de :

1. Réceptionner et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps de barrage et sa fondation.
2. Rabattre la ligne phréatique le plus basse possible.
3. Réduire les pressions interstitielles dans certaines parties de corps de barrage.

$$h_{dr} = (0,15-0,2) H_b$$

H_b : Hauteur du barrage $H_b = 29.6$

On prend, $h_{dr} = 0,2H_b$ et on opte $h_{dr} = 5.92\text{m}$

- Largeur en sommet

$$b_{dr} = (1/3-1/4)h_{dr}$$

$$b_{dr} = 1/4 * 5.92 = 1,48\text{m}$$

- Largeur en base

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr}$$

Donc on adopte $B = 23.7\text{m}$

VI.5 Les infiltrations

- a) Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours infiltration d'eau.
- b) Les infiltrations sont le principal ennemi d'un barrage par ses effets qui se présentent sous deux aspects:
- c) d'une part, les pertes d'eau qui réduisent sensiblement la capacité de la retenue;
- d) d'autre part, elles peuvent nuire à la stabilité de l'ouvrage par création d'effet de renard ou de sous- pression.
- e) Ce calcul s'appuie sur le tracé de la ligne de saturation, dont plusieurs auteurs ont de définir. Nous utiliserons la méthode grapho-analytique établie par Kozeny.

1. Principe

Les hypothèses suivantes ont été émises pour le calcul:

- la filtration est supposée dans un seul plan;
- Les composantes des vitesses dans la direction perpendiculaire à ce plan sont nulles;
- l'écoulement suit la loi de Darcy;
- le massif du barrage est homogène et isotrope.

D'après ces hypothèses, Kozeny a montré que la ligne de saturation est une parabole d'axe horizontal, dont le foyer est situé au pied du parement aval du noyau du barrage.

L'équation de cette parabole est la suivante:

$$Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0$$

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

d: Largeur en base du noyau déterminée à 0,7b;

b: Projection horizontale de la partie mouillée du Parement amont (du noyau dans notre cas).

La ligne phréatique coupe le talus aval en Co à une distance "a" du point "O"(origine de la parabole) et à une distance "a+Δa" du point d'intersection "C" de la parabole de Kozeny avec le talus aval.

CASAGRANDE a montré que "a" ne dépend que de la distance focale de la parabole de base et de l'angle "θ" du talus aval. En dressant la courbe de variation de $C = \frac{\Delta a}{a + \Delta a}$ en fonction de

"θ", nous déterminons le point "Co".

Pour obtenir la ligne de saturation, il suffit de relier la parabole de base au point "Co", et le point d'intersection du talus amont avec le plan d'eau par une courbe normale au parement, et tangente à la parabole.

2. Tracé de la Ligne de Saturation

La ligne de saturation du massif du barrage, qui est en pratique confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique de l'eau au sein du massif est nulle. Cette dernière est appelée ligne phréatique. Cette ligne délimite la partie sèche ou humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Nous avons :

$$d = B_n - 0,7b$$

Avec $b = m_n h$

m_n : pente du talus amont du noyau;

h : charge d'eau à l'amont = 25.2 m ;

$$b = 0.5 \times 25.2 \text{ m} = 12.6 \text{ m.}$$

$$\mathbf{b = 12.6 \text{ m}}$$

D'où

$$d = 25 - 0.7 \times 12.6 = 16.18 \text{ m.}$$

$$\mathbf{d = 16.18 \text{ m}}$$

Ainsi, Nous pouvons calculer Y_0 .

$$Y_0 = \sqrt{(25.2)^2 + (16.18)^2} - 16.18 = 13.77 \text{ m}$$

$$\mathbf{Y_0 = 13.77 \text{ m}}$$

L'équation de la parabole s'écrit alors:

$$2xy_0 = y^2 - Y_0^2 \Rightarrow 2 \cdot x \cdot (13.77) = Y^2 - (13.77)^2$$

$$\text{D'où } \mathbf{y^2 = 27.54x + 189.61}$$

Les coordonnées de la parabole sont données par le tableau n°VI.5

Tableau N°VI-5 : Coordonnées De La Parabole De KOZENY

X (m)	0	2	5	8	10	12	15	16	16.18
Y (m)	13.770	15.643	18.092	20.247	21.564	22.805	24.550	25.105	25.203

Nous ne jugeons pas nécessaire de prendre les valeurs négatives de x , pour la construction de la ligne puisque nous avons un drain aval après le noyau. Celui-ci rabat la ligne phréatique à l'intérieur du barrage.

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

$$a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha} \dots\dots\dots (VI.1)$$

Avec :

a : distance OC_0 ;

Δa : distance C_0C ;

α : Angle de la face aval du noyau avec l'horizontal;

$$\alpha = \arctan \frac{1}{m_1} = 63,43^\circ$$

$a + \Delta a$: Point d'intersection.

a partir de l'abaque de CASAGRANDE, on détermine $\frac{\Delta a}{\Delta a + a}$ (voir l'annexe VI.1)

Pour notre cas, nous avons :

$$\alpha = 63,43^\circ \Rightarrow \frac{\Delta a}{\Delta a + a} = 0,32$$

$$D'où : a + \Delta a = \frac{13,77}{1 - \cos 63,43} = 24,91m$$

$$On \text{ aura le système : } a + \Delta a = 24,91$$

$$0,32(a + \Delta a) = \Delta a$$

$$D'où \Delta a = 24,91 \times 0,32 = 7,97m$$

$$\Delta a = 7,97m$$

$$Donc a = 24,91 - 7,97 = 16,94m$$

$$a = 16,94m$$

Connaissant toutes ces valeurs, nous pouvons effectuer le tracé de la ligne de saturation.

3. Calcul du Débit d'Infiltration (Débit de Fuite)

Le débit de fuite dû aux infiltrations, qui peut s'obtenir à partir du réseau de ligne de courant, orthogonale aux lignes équipotentielles. Ces lignes de courant représentent théoriquement la trajectoire de l'eau à travers le barrage

Ce calcul est basé sur la connaissance du réseau d'équipotentielles et de lignes de courant. La construction de ces derniers s'avère très pénible et nécessite une bonne précision graphiquement.

Le calcul se fera donc suivant les règles de l'écoulement à travers une digue homogène d'autant plus que l'écoulement à travers le barrage est conditionné essentiellement par la nature du noyau.

En supposant que la ligne de saturation dans la partie amont est horizontale et coïncide avec le plan d'eau, nous pouvons appliquer la loi de Darcy.

Le débit de fuite est donné par:

$$q_n = K \cdot i \cdot A \dots\dots\dots (VI.2)$$

Avec : K : coefficient de perméabilité;
 i : gradient hydraulique moyen;
 A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par la relation suivante:

$$I = \frac{dY}{dX} \quad \text{Et } A=Y.1$$

Donc: $qr = K.Y.\frac{dY}{dX}$ Avec $Y.\frac{dY}{dX} = Y_0$

D'où $qr=KY_0$

$$K=5.10^{-8} \text{ m/s.}$$

$$Y_0=13.77\text{m}$$

$$qr= 6,88.10^{-7} \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{Soit } qr=0.059\text{m}^3/\text{j}$$

$$qr=0.059\text{m}^3/\text{j}$$

$$Q_r=qr.L = 3.43.10^{-4}\text{m}^3/\text{s}$$

4. Calcul du Débit de Fuite à Travers la Fondation

Dans ce cas, on considère le débit de fuite à travers la clé d'étanchéité donné par la formule :

$$q_p = K_p \times \frac{H_1^2 - h_1}{S_p} \times P \dots\dots\dots (VI.3)$$

K_p : Coefficient de perméabilité de la parafouille (paroi d'étanchéité) ($K_p=10^{-11}\text{m/s}$)

H_1 : Charge d'eau à l'amont $H_1 = 25.2 \text{ m.}$

S_p : Distance moyenne de la parafouille(paroi d'étanchéité) $S_p = 0.6\text{m.}$

P : Profondeur de la parafouille (paroi d'étanchéité) ($P=11 \text{ m.}$)

h_1 : Niveau d'eau amont de la ligne de saturation dans la recharge donné par la relation :

$$h_1 = \sqrt{2 \times L \times Y_0 \frac{K_n}{K_r} + h_0^2} \dots\dots\dots (VI.4)$$

h_0 : Niveau d'eau à l'aval. $H = 0 \text{ m.}$

y_0 : Ordonnée de la parabole théorique ($y_0= 13.77 \text{ m.}$)

L : longueur du massif ($L = 498 \text{ m.}$)

K_n : Coefficient de perméabilité du noyau $K_n = 5. 10^{-8}\text{m/s.}$

K_r : Coefficient de perméabilité de la recharge $K_r = 10^{-5} \text{ m/s}$

On trouve : $h_1 = 8.28 \text{ m.}$

Donc le débit de fuite à travers la fondation sera :

$$q_p=1.15*10^{-7} \text{ m}^2/\text{s/ml.}$$

5. Débit total d'infiltration :

Le débit partiel d'infiltration et le débit à travers le noyau et la recharge est donné par :

$$q_t = q_n + q_p$$

On trouve $q_t = 8.036 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s/ml.}$ Alors le débit total sera

$$Q = q_r . L$$

L : longueur en crête du barrage $L = 498 \text{ m.}$

Ce qui donne la valeur de : $Q = 4.10^{-4} \text{ m}^3/\text{s.}$

6. L'épaisseur du tapis filtrant

L'épaisseur du tapis filtrant sera telle que la capacité du filtre soit supérieure de deux fois la capacité qui traverse le corps du barrage.

$$e = 2 \sqrt{q \cdot \frac{L}{K}}$$

$K = 10^{-4}$ m/s (tapis de drainage)

q : débit de fuite à travers le corps du barrage qui sera calculer ci-dessus.

L_t : Longueur du tapis filtrant (66.8m).

$$q = K_r \frac{H_1^2 - h_0^2}{2L_t}$$

K_r : Coefficient de perméabilité des recharges = 10^{-5} m/s.

L_m : Longueur du massif aval (m).

$L_m = 96.55$ m

$q = 4.68 \cdot 10^{-5}$ m²/s/ml

$e = 0,7$ m

On optera pour une épaisseur de $e = 0,5$ m afin de pouvoir évacuer les eaux provenant des eaux souterraines.

7. Vérification de la Résistance d'Infiltration du Sol Noyau

$$I = \frac{\Delta H}{S_n} \leq J_{adm}$$

S_n : épaisseur moyenne du noyau. $S_n = 15$ m

ΔH : Perte de charge dans le noyau.

$$H_1 - H_3 = 25.2 - 13,77 = 11.43 \text{ m}$$

H_3 : Déduite des données de la courbe d'infiltration

$$I = \frac{11.43}{15} = 0,762 < 1,8$$

Condition vérifiée, la résistance du sol du noyau est assurée.

8. Vérification de l'Erosion du Sol de la Retenue

L'érosion interne d'un massif n'aura pas lieu à la condition suivante est vérifiée :

$$V_f \leq V_e \text{ (adm)}$$

V_f : Vitesse d'écoulement à travers le massif (m/s).

$$V_f = k_n \cdot I$$

I : Gradient hydraulique.

K_n : coefficient de perméabilité du noyau (m/s).

$$K_n = 5 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$$

$V_e \text{ (adm)}$: vitesse d'érosion admissible (m/s).

$$V_{e(adm)} = \frac{1}{30} \sqrt{K_n} \quad (\text{m/s})$$

Si $V_f > V_e \text{ (adm)}$: Il est nécessaire de prévoir un drainage à travers.

$$V_m = K_n \frac{H_{am} - h_1}{L_{noy}} = 5,04 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$$

$$V_{e(adm)} = \frac{1}{30} \sqrt{K_n} = 7,45 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

D'où $V_f < V_e$ (adm). Donc la condition est vérifiée.

VI.6 Traitement Des Fondations

Les prismes amont et aval du barrage se forment de matériaux alluvionnaires.

Le noyau et les prismes perméables (amont et aval) sont séparés par une couche de géotextile du type de filtration.

Vu la perméabilité forte des alluvions qui se trouvent dans la fondation du barrage, on prévoit d'aménager d'une paroi verticale réalisée par la tranchée (paroi d'étanchéité) avec utilisation un mélange d'argile à la bentonite et le ciment (dénommé coulis auto-durcis sable).

Ainsi qu'on a besoin d'ajouter les voiles d'injections sur les deux rives on prévoit d'aménager d'un voile d'injection pour l'étanchéité des marnes.

Le traitement de la fondation qui doit être fait est une paroi un traitement superficiel qui il est nécessaire en premier lieu d'enlever tous les sédiments superficiels sur la section au-dessous du noyau d'argile et de filtres, pour cela il sera d'excaver une tranchée pour le début de réalisation de noyau.

VI.7 Tassement De La Digue

En général, un massif de terre soumis à l'action d'une charge extérieure de compression constante, subit une réduction de volume qu'on appelle tassement

Le tassement total c'est le tassement de la digue augmente du tassement de la fondation notre ouvrage est considéré comme étant une petite retenue collinaire suppose bien compacté, le tassement du massif de la digue est faible voire nul, le tassement de la fondation est un tassement de consolidation. Pour compenser ces tassements je propose que le long de la réalisation de la digue, on fait un compactage par partie chacune 2m d'épaisseur des couches du remblai.

Le tassement se compose en deux parties :

- Au moment de l'application de la charge il se produit un tassement instantané, puis la charge étant maintenue, il se produit un tassement progressif. Le premier phénomène s'arrête dès que le volume des vides entre les grains de terre est suffisamment réduit pour que l'eau l'occupe entièrement.
- Le second dure plus ou moins long temps suivant la perméabilité de la terre

1. Déplacement Vertical

La valeur du tassement dépend essentiellement des caractéristiques géotechniques du sol de la retenue et de sa fondation.

D'après LOWTON :

$$T = 0,001 H_b^{3/2}$$

T : tassement de la crête (m)

H_b : hauteur de retenue ;

Donc : $T = 0,16 \text{ m}$

2. Déplacement Horizontal

- Les déplacements horizontaux de la crête de la retenue sont prisés égale à 0,4% de la hauteur ;

$$D'où : \quad D_h = 0,004H_b \quad \text{Donc : } D_h = 0,12 \text{ m}$$

VI.8 Calcul de stabilité :

1. Généralités sur la stabilité des barrages (Talus) :

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

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes telles que FELLENIUS (1939) ; TAYLOR (1948), BISHOP (1955) ; MORGENSTERN et RICE (1965) ; SPENCER (1967) ; JANBU (1973) ; SHARMA (1979), on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire (CIGB, 1986).

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

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

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

- 1- Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types, glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

- a. Glissement en cascade.
- b. Glissement, puits renard :

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

- 2- l'instabilité mécanique en fondation.

2. Conséquences de l'instabilité des talus :

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

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

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (combinaison quasi permanente).
- Fonctionnement normal (Retenue au NNR) (combinaison quasi permanente).

- Lors d'une vidange rapide (talus amont) (combinaison fréquente).

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} » déterminé d'après le tableau (VI.6).

Tableau VI.6 : Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,3 ÷ 1,2	1,2 ÷ 1,15	1,15 ÷ 1,1	1,1 ÷ 1,05
Spéciales (Avec séisme)	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,05

3. Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

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

$$R_1 = K_1 H_b, \text{ et } R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage.

(K_1 ; K_2) : sont déterminés d'après le tableau (VI.7) en fonction de pentes de talus.

Tableau VI.7 : (K_1 - K_2) en fonction des pentes des talus (V.volkov, 1986) :

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

Le centre des rayons étant le point « B ».

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

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

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

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

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

❖ Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$ (VI.5)

❖ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$ (VI.6)

Tel que : $\sin \alpha = N/10$; $\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$, Et $G_n = b.h.\gamma$.

h : hauteur de la tranche ;

b : largeur de tranche ;

γ : poids volumique ;

n : l'ordre de la tranche.

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

Pour notre cas :

Tableau VI.8 : Les valeurs de R_1 et R_2

talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	29.6	68.08
Aval	2,5	0,875	2,025	25.9	59.94

Le centre des rayons étant le point « B »

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

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0,1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

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

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

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

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

4. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

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

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

La formule s'écrit : $G_n = b (\gamma_1 .h_1 + \gamma_2 .h_2 + \gamma_3 .h_3)$ (VI.7)

h_1 , h_2 , h_3 : hauteurs des tranches.

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

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

γ_3 : densité de l'assise.

b : largeur de la tranche.

b. Force de pression interstitielle :

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \quad \dots\dots\dots (VI.8)$$

U : pression interstitielle.

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau $\delta_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

c. Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \quad \dots\dots\dots (VI.9)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d. Forces dues au séisme :

$$T = a \cdot G_n \quad \dots\dots\dots (VI.10)$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

5. Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

a. Les forces stabilisatrices :

- Force de frottement :

$$F_1 = N_n \cdot \text{tg} \varphi - U \cdot dl \cdot \text{tg} \varphi \quad \dots\dots\dots (VI.11)$$

φ : Angle de frottement.

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

- Force de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \quad \dots\dots\dots (VI.12)$$

Avec :
$$dl = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot B_i}{360}$$

R : rayon de la courbe de glissement.

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

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

$$M_s = [(N_n - U \cdot dl) \cdot \text{tg} \varphi + c \cdot dl] \cdot R \quad \dots\dots\dots (VI.13)$$

- 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 :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (VI.14)$$

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

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

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

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

a. Retenue pleine :

$$K_{ss} = \frac{\sum(Nn - pi)tg\phi_i + \sum Ci.dl}{\sum Gn \sin \alpha_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.15)$$

$$K_{as} = \frac{\sum(Nn - pi)tg\phi_i + \sum Ci.dl}{(1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.16)$$

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

b. Retenue vide (fin de construction) :

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots (V.17)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots (V.18)$$

c. Vidange rapide :

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

$$K_{ss} = \frac{\sum Nntg\phi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.19)$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nntg\phi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.20)$$

Les résultats de calcul de stabilité sont donnés par les tableaux dans l'Annexe VI

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau (V.11).

Tableau V.15 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation			Coefficient de sécurité	
			Sans séisme	Avec séisme
Fin de construction	Talus amont	41,55	2,13	1,87
		64,67	2,11	1,825
		61,82	2,08	1,73
	Talus aval	48,29	1,90	1,68
		51,21	1,81	1,55
		47,8	1,89	1,64
En exploitation	Talus aval	51,21	1,67	1,42
		48,29	1,82	1,53
		47,80	1,91	1,67
Vidange rapide	Talus amont	61,82	2,17	1,84
		64,67	2,04	1,76
		41,55	2,08	1,92

VI.9 Conclusion :

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme.

VII.1 Introduction :

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues d'eau pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et venue d'eau qui peuvent provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions. Il est accompagné le plus souvent (sauf dans le cas d'un canal) par un batardeau amont jouant le rôle d'un amortisseur de crues et facilitant en même temps l'acheminement des eaux vers la dérivation provisoire et un batardeau aval permettant l'empêchement de retour d'eau vers le chantier.

Le batardeau amont se construit avec les mêmes soins que le barrage.

VII.1 Type d'ouvrage de dérivation provisoire :

1) Galerie de dérivation :

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est qu'il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

2) Conduite de dérivation :

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton fondations.

L'avantage commun de ces deux ouvrages se résume par l'aspect économique qu'ils jouent, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond).

3) Canal de dérivation :

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges ou les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

• Remarque :

En fonction des conditions topographique, géologiques, géotechniques et hydraulique, la dérivation se fait par une galerie et deux batardeaux.

Vu les conditions géologiques et topographique du site, et l'étude économique, il a été jugé de projeter une galerie circulaire sur la rive gauche à côté de l'Oued.

VII.3 Choix de la crue de dimensionnement :

En réalité, il n'existe aucune loi ou règle qui définissent le choix de la crue avec laquelle se dimensionne l'ouvrage de dérivation provisoire.

Le choix de la crue dépend du degré du risque admis en cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation, sur le coût de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement.

En général, pour les barrages en béton, l'ouvrage de dérivation se dimensionne par les crues décennales ou vingtenales, alors que pour les barrages en terre, le dimensionnement de la dérivation provisoire se fait par les crues cinquanteennes ou même centennales.

Mais en Algérie, le plus souvent le dimensionnement se fait par les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50ans donc, vu tous ces paramètres qui interviennent dans la détermination de cette crue et pour le dimensionnement de la dérivation provisoire de notre ouvrage, nous optons pour la crue cinquantennale.

Le débit maximum de cette crue est $Q_{\max(10\%)}=338.299\text{m}^3/\text{s}$

VII.4 Succession des travaux :

1) étape :

Mise en place d'un batardeau partielle pour la construction de la galerie.

2) étape :

Construction d'une galerie (tunnel) sur la rive gauche.

3) étape :

- Construction d'un batardeau amont pour acheminer les eaux vers la galerie et amortir à la fois la crue.
- Construction d'un batardeau aval pour empêcher le retour des eaux vers le chantier.

4) étape :

Une fois les travaux de réalisation sont terminés on enlève les batardeaux et on passe à la mise en eau.

VII.5 Calcul hydraulique de galerie :

L'écoulement dans la galerie est un écoulement libre qui passe en écoulement en charge.

1) l'écoulement à surface libre :

L'écoulement sera régi par la formule suivante:

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{RI} \quad \dots\dots\dots (VII.1)$$

Où :

Q : débit évacué

C : coefficient de CHEZY

R : rayon hydraulique;

S : section mouillée;

I : pente du radier de la galerie ; $I = 0,042$

La hauteur d'eau dans la galerie :

$$h = \left(r - 1 - \cos \frac{\vartheta^0}{2} \right) \quad \text{Et} \quad \vartheta^0 = 2 \cdot \text{Arc cos} \left(1 - \frac{h}{r} \right)$$

2) l'écoulement en charge :

L'écoulement devient en charge lorsque le niveau d'eau sera supérieur au diamètre de la galerie et l'écoulement sera régi par la formule suivante :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g} \cdot Z$$

Où :

Q : débit évacué

S : section de la galerie

g : accélération de la pesanteur [m/s²].

Z : la dénivelée

μ : coefficient de débit

$$Z = (H + L \cdot I) - \frac{D}{2} \dots\dots\dots (VII.2)$$

H : hauteur d'eau devant la galerie

D : diamètre de la galerie

L : longueur de la galerie [L = 222m]

I : pente de la galerie [I = 0,01]

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i + \frac{\lambda \cdot L}{D}}}$$

Coefficient de résistance singulière :

À l'entrée :

λ: coefficient de résistance linéaire.

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

$$n = 0,014m^{-1/3} \cdot s$$

Tableau (VII.1) : coefficient de débits

D _g (m)	∑ ξ _i	λ	λ.L/D	(1 + ∑ ξ _i + λ · L/D) ^{0,5}	μ
2	1.5	0.0195	2.149	2.156	0.46
2.5	1.5	0.0181	1.596	2.024	0.49
3	1.5	0.0170	1.252	1.937	0.52
3.5	1.5	0.0161	1.019	1.876	0.53
4	1.5	0.0154	0.853	1.831	0.55

- Pour l'écoulement en charge :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z}$$

$$Z = H + (L \cdot I - D/2)$$

Tableau VII.02 : Q = f(D)

D(m)	μ	S (m ²)	S × μ × √2g	Z(m)	Q(m ³ /s)
2	0.46	3.14	6.45122643	1.22+H	7.07
2.5	0.49	4.91	10.7388928	0.97+H	11.58
3	0.52	7.07	16.1581854	0.72+H	17.21
3.5	0.53	9.62	22.7080244	0.47+H	23.98
4	0.55	12.56	30.3856499	0.22+H	27.56

Le laminage de la crue se fait comme suite :

A partir de l'hydro gramme de la crue de fréquence (10%) on calcule le volume de la crue correspondant, et on tire toutes les hauteurs correspondantes a chaque volume de chaque heure jusqu'au temps de la montée ($t = 5.7h$) de la courbe (capacité –hauteur).

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau (VII-03).

Tableau VII.03 : $H_{dév} = f(T)$

Temps(h)	$Q_c(m^3/s)$	$Q_{moy}(m^3/s)$	V (m ³)	$h_{dév}(m)$
0	0.00	4.44	7985.49	0.83
1	8.87			
2	35.49	22.18	79854.91	1.29
3	79.85	57.67	311434.15	3.09
4	141.96	110.91	798549.11	4.22
5	221.82	181.89	1637025.67	5.86
5.6	278.25	250.03	2520348.75	6.92

Les résultats du laminage sont donnés dans le Tableau VII.04

Tableau VII.04 : Résultats du laminage.

D (m)	2	2,5	3	3,5	4
Z (m)	8.14	7.89	7.64	7.39	8.14
Q (m ³ /s)	20.90	33.74	49.39	67.77	76.66

VII.6 Le batardeau

Le batardeau devrait avoir les mêmes propriétés que la digue et constitué d'un remblai qui devrait être bien compacté avec un contrôle de la teneur en eau.

1. La revanche du batardeau

La revanche est prise égale à 1m.

2. Calcul de la largeur en crête du batardeau

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

a. **Formule de KNAPPEN :** $b = 1,65\sqrt{H_b}$ (m)(VII.3)

b. **Formule de PREECE :** $b = 1,1\sqrt{H_b} + 1$ (m) (VII.4)

c. **Formule simplifiée :** $b = 3,6\sqrt[3]{H_b} - 3$ (m) (VII.5)

Tableau VI.05 : récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.

Dg [m]	H _{bat} [m]	b _{moy} (m)
2	8.14	4.4
2,5	7.89	4.3
3	7.64	4.2
3,5	7.39	4.2

3. Calcul d'optimisation de la dérivation

Le calcul est effectué par une méthode qui est basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie ainsi que son équivalent en béton, ensuite tracé la courbe d'optimisation pour déterminer le diamètre optimal.

Pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, les dimensions doivent être telles que la hauteur d'eau pour que la crue de projet soit comprise entre 0,7 et 0,8 fois la hauteur de la galerie, mais ils peuvent parfois s'éloigner des dimensions optimales du point de vue hydraulique, afin de permettre l'utilisation de coffrage ou de vannes normalisés.

a. Hypothèses de calcul

- Ecoulement uniforme ;
- Pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de CHEZY.
- Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle.
- La courbe de tarage nous donne les niveaux avals correspondants aux débits maximum et minimum Q_{max} et Q_{min} .

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.

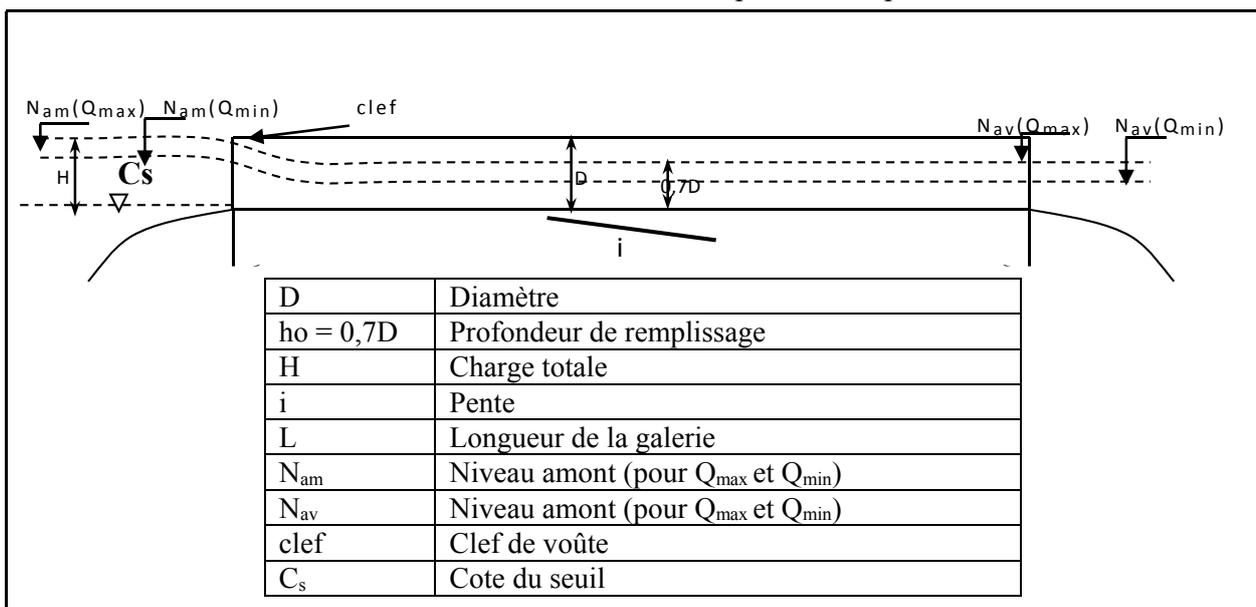
**Fig n°VII.1** : Schéma de calcul.

Tableau VI.06 : Paramètres de calcul d'optimisation.

Paramètres hydrauliques	1	Diamètre	D (m)
	2	Section du tunnel	$A = \pi D^2/4$ (m ²)
	3	Profondeur de remplissage	$h_o = 0,7D$ (m)
	4	Section mouillée	$A_1 = 0,74.A$ (m ²)
	5	Rayon hydraulique	$R_h = 0,3D$ (m)
	6	Coefficient de Chézy	$C = 1/n R^{1/6}$
	7	Vitesse moyenne	$V = Q_{max}/A_1$ (m/s)
	8	Pente	$i = V^2/C^2R$
	9	Perte de charge linéaire	$h_l = i.l$ (m)
	10	Perte de charge à l'entrée	$Z_{entr} = V^2/2gj^2$ (m)
	11	Perte de charge totale	$Z_o = Z_{entr} + h_l$ (m)
	12	Niveau amont pour Qmax	$N_{am} = N_{av} + Z_o$ (m NGA)
	13	La cote de niveau d'eau a l'entrée de tunnel	$N_I = N_{am} - Z_{entr}$ (m NGA)
	14	Cote du seuil	$C_s = N_I - h_o$ (m NGA)
Calcul des volumes des travaux	15	Hauteur du batardeau	H_{bat}
	16	Section du batardeau	$F_{bat} = (2b + 6H_{bat}).H_{bat}/2$
	17	Longueur moyenne du batardeau	L^b_{moy} (m)
	18	Volume du batardeau	$V_{bat} = L * F$ (m ³)
	20	Conversion en volume de béton	$V'_{bat} = 0,1 V_t$
	21	Volume d'excavation du tunnel	$V_{tun} = L . A$
	21	Conversion en volume de béton	$V'_{tun} = 1,5 V_{bet}$
	22	Volume total des travaux	$\Sigma V' = V'_{bat} + V'_{tun}$

Tableau VI.07: Résultats de calcul d'optimisation.

N°	Désignation	Valeurs					
		2	2.5	3	3.5	4	
Paramètres hydrauliques	1	D [m]					
	2	A [m ²]	3.14	4.91	7.07	9.62	12.56
	3	h0 [m]	1.40	1.75	2.10	2.45	2.80
	4	A1	2.32	3.63	5.23	7.12	9.29
	5	Rh [m]	0.60	0.75	0.90	1.05	1.20
	6	C	71.43	74.14	76.42	78.41	80.18
	7	V [m/s]	8.68	8.96	9.10	9.16	7.92
	8	i	0.015	0.012	0.009	0.008	0.005
	9	h1 [m]	3.28	2.59	2.10	1.73	1.08
	10	Zent [m]	4.74	5.05	5.21	5.28	3.95
	11	Z0 [m]	8.02	7.64	7.30	7.01	5.03
	12	Nam [mNGA]	187.02	186.64	186.30	186.01	184.03
	13	N1 [mNGA]	182.28	181.59	181.10	180.73	180.08
	14	Cs [mNGA]	180.88	179.84	179.00	178.28	177.28
Calcul des Volumes des travaux	15	H _{bat} [m]	9.14	8.89	8.64	8.39	8.14
	16	Fbat	290.32	275.13	260.34	245.94	231.95
	17	Lb moy [m]	19.93	13.36	9.45	8.59	7.72
	18	Vbat	5786.12	3675.76	2460.20	2112.65	1790.63
	19	V'bat	578.61	367.58	246.02	211.27	179.06
	20	Vgal	697.08	1089.19	1568.43	2134.81	2788.32
	21	V'gal	1045.62	1633.78	2352.65	3202.21	4182.48
	22	ΣV'	1624.23	2001.36	2598.66	3413.48	4361.54

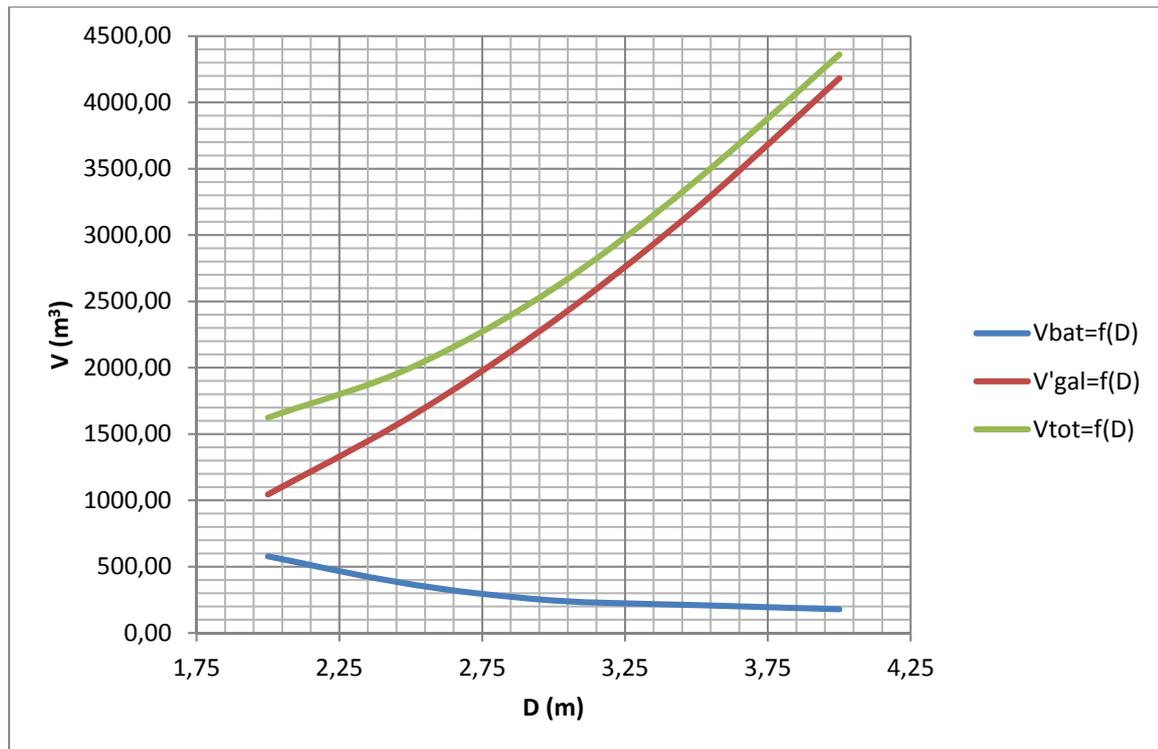


Figure VI:2 Résultats de calcul d'optimisation

VII.7 Conclusion

D'après la courbe d'optimisation on remarque que le diamètre optimum est égal à 2.5m ce qui est correspondant à une hauteur du batardeau égal à 8.9m.

On estime que la hauteur du batardeau obtenue est raisonnable vis-à-vis la hauteur du barrage qui est ($H_b = 29.6m$)

VIII.1 Introduction :

Pendant d'élaboration d'un projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue seront.

- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement -économie) à notre retenue. Pour L'ouvrage de la dérivation provisoire, on le lèse pour le faire dans un autre chapitre (chapitre suivant).

VIII.2 Etude des variantes des ouvrages annexes :

1. Ouvrage de Prise d'eau :

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normale de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

L'ouvrage de prise peut être de plusieurs types tels que :

a. Prise d'eau en charge :

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton .Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de commande au pied aval de la digue. En outre les inconvénients majeurs sont le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

b. Prise d'eau flottante :

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparées, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle-ci et celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

c. Tour de prise :

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

2. Ouvrage de vidange :

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval).

- De vider la tranche morte en fin saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).
- De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).
L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

a. Conduite de vidange en charge :

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

b. Conduites à écoulement libre :

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (plus de 2 m) de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

3. Ouvrages de vidange à batardeau :

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

a. Choix de la variante :

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien.

La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

La variante de l'ouvrage à retenir est celle d'une conduite en charge.

b. Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange :

- Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements.
- Prévoir une bonne assise pour la conduite.
- Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leurs diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.
- Quelques dispositifs minimums de vidange qu'ont doit tenir en compte sont donnés dans le Tableau (VIII.1).

Tableau VIII.1 : Type de vidange de fond en fonction de ($H^2 \cdot \sqrt{V}$) :

$H^2 \cdot \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
≤ 30	P V C ou Acier	(160 – 200)	Une vanne en aval
30 à 100	Acier	300 - 400	
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	Une vanne de garde amont et une vanne avale
300 à 700		600 – 800	
700 à 1500		800 - 1200	
≥ 1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne réglable en avale.

H : Hauteur du barrage en (m).

V : Volume d'eau stocké en (Mm^3).

Pour la conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tous risques d'envasement pouvant à la suite bloquer la vanne.

L'ouvrage de vidange sera constitué de deux vannes, une vanne de garde. (Batardeau) en amont et une autre en aval.

4. Ouvrage d'évacuateur de crues :

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 crée d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

a. 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 sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- les difficultés de réalisation.
- les exigences typographiques du site.
- les exigences géologiques du site.
- la facilité d'entretien.
- la facilité de modification.
- le coût de l'ouvrage.

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

- L'évacuateur à écoulement libre.
- L'évacuateur par puits noyé.

b. Différents types des évacuateurs de crues.

i. Evacuateur de crues en puits (tulipe) :

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

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

- a. Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- b. Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.
- c. En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :
- d. Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- e. Problème de vibration.
- f. Prévoir des protections anti-vortex (coût et entretien).
- g. Dissipation au pied de la digue.

ii. Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral :

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant.

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

iii. Evacuateur de crues latéral à entonnement frontal :

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à 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 peut élever.
- La difficulté de modification.

iv. Evacuateur de crues en siphon :

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

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

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

c. 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 ramène à rejeter cette Variante .

L'évacuateur de crue latéral s'adapte au site du faite 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 peut fiable.

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

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

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

VIII.3 Dimensionnement des ouvrages :

1. l'ouvrage de vidange :

a. Calcul du débit de vidange :

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots \dots \dots (VIII.1)$$

V_u : volume utile en $[m^3]$.

T : temps de vidange ($15 < T < 21$) jours.

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel $Q_r = 0,102 m^3/s$).

Soit:
$$Q_{vf} = \frac{6.35.10^6}{18.86400} + 0,102 = 4,2 m^3 / s$$

b. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

Nous avons:

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \dots \dots \dots (VIII.2)$$

D'ou:

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}} \dots \dots \dots (VIII.3)$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m^3/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en $[m]$.

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

Soit :

$$S = \frac{4,2}{0,8 * \sqrt{29,2.2.9,81}} = 0,213 m^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\Pi}} = \sqrt{\frac{4.0,213}{\Pi}} = 0,52 m$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D_{vf} = 600 \text{ mm}$$

- **Correction du coefficient de débit μ :**

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \dots \dots \dots \text{(VIII.4)}$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

⇒ **Coefficients des pertes de charge linéaires:**

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \dots \dots \dots \text{(VIII.5)}$$

Avec : $\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \dots \dots \dots \text{(VIII.6)}$

λ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité [$n = 0,016 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$].

D : Diamètre de la conduite [$D = 600 \text{ mm}$].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 198 \text{ m}$).

Soit: $\lambda = 0,038$

$$\sum \xi_{Lin} = 12,54$$

⇒ **Coefficient des pertes de charge singulières:**

Nous avons :

$$\xi_{entrée} = 0,5$$

$$\xi_{sortie} = 1$$

$$\xi_{vannes} = (0,1 + 0,1) = 0,2$$

Soit :

$$\sum \xi_s = 1,7$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (12,54 + 1,7)}} = 0,256$$

Et :

$$S = \frac{4,2}{0,256 * \sqrt{29,2 \cdot 2 \cdot 9,81}} = 0,685 \text{ m}^2$$

D'ou :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\Pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,685}{\Pi}} = 0,934 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D_{vf} = 1000 \text{ mm}$$

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{Q_{vf}}{S_{con}} = 4,2 / 0,785 = 5,35 \text{ m/s}$$

2. l'ouvrage de prise d'eau :

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

D'après le Tableau (III.32), le volume maximum demandé est celui du mois de juillet, $V_{\max} = 0.955 \text{Mm}^3$.

Soit :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{0,955 \cdot 10^6}{31 \cdot 86400} = 0,356 \text{m}^3 / \text{s}$$

T : Temps de prise (T = 31 jours).

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

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

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval.

Soit :

$$S = \frac{Q_{\max}}{0,3 \cdot \sqrt{2g \cdot H}} = \frac{0,356}{0,3 \cdot \sqrt{19,62 \cdot 16,5}} = 0,068 \text{m}^2$$

$$D_{\text{vf}} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,068}{\pi}} = 0,293 \text{m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D = 300 \text{ mm}$$

a. Correction du coefficient de débit μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\text{Donc : } \sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D}$$

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

Avec : (VIII.7)

$$\lambda = 0,048$$

Soit :

$$\sum \xi = 1,15 * \frac{0,048 \cdot 178}{0,30} = 32,62$$

$$\text{Donc : } \mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 32,62}} = 0,172$$

Et :

$$S = \frac{0,356}{0,172 * \sqrt{19,62 \cdot 16,5}} = 0,115 \text{m}^2$$

D'ou :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\Pi}} = \sqrt{\frac{4.0,115}{\Pi}} = 0,382m$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D = 400 \text{ mm}$$

b. Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau :

$$V = \frac{Q_{\max}}{S} = \frac{0,356}{0,126} = 2,83m/s.$$

3. Dimensionnement de l'évacuateur de crue:

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un chenal.
- Un convergent.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de restitution.

a. Canal d'approche:

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

P: la pelle (P=1m).

H: la charge d'eau sur le déversoir **h=1,9m.**

$$\mathbf{H = 2,9m}$$

• Vitesse d'approche:

$$V = \frac{Q}{Hb}$$

La vitesse est donnée par la relation suivante:

b: largeur du déversoir (b=50 m).

Q: débit évacué (Q=374.94m³/s).

On trouve: V= 2.59m/s.

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4,4 ÷ 10) m/s, V < V_{adm}, donc pas de risque d'érosion.

• Hauteur du mur du canal d'approche:

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante:

$$R_e = 0,6 + 0,05V(H)^{1/3} \dots\dots\dots \text{(VIII.8)}$$

$$R_e = 0,76 \text{ m.}$$

D'où la hauteur de mur est:

$$H_m = H + P + 0,85 = 3,66 \text{ m} \dots\dots\dots \text{(VIII.9)}$$

On adopte une valeur de : **H_m = 3,8 m.**

• **Longueur du cana²l d'approche:**

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à **30 m**.

b. Le déversoir:

Le profil du seuil déversant est de type Creager, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression égal à la pression atmosphérique, tout profil situé au-dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.

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

$$y = \frac{(x^{1,85})}{(2H^{0,85})} \dots\dots\dots \text{(VIII.10)}$$

H: la charge sur le déversoir.

Tableau VIII.2: Coordonnées du seuil déversant.

X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
0	0.000	1.6	0.483
0,2	0.010	1.8	0.600
0,4	0.037	2	0.729
0,6	0.079	2.2	0.870
0,8	0.134	2.4	1.022
1	0.202	2.6	1.185
1,2	0.283	2.8	1.359
1.4	0.377	3	1.544

$a = 0,12H = 0,23m.$

$b = 0,4H = 0,76m.$

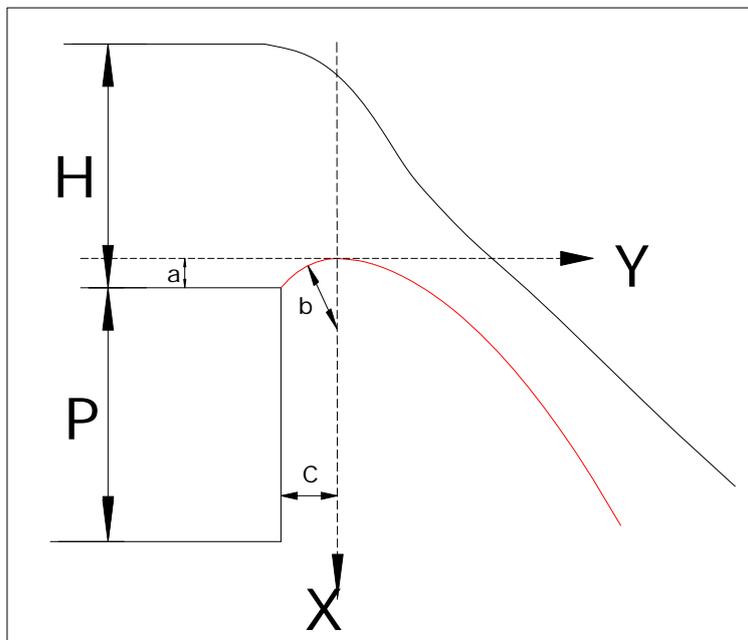


Figure VIII.1 Le profil du seuil déversant (type Creager).

• **Hauteur des murs à l'entrée du déversoir :**

On a : $H_m = H_e + R$

h_m : Hauteur des murs bajoyers en [m].

h_e : Lamme d'eau sur le déversoir [m].

r : Revanche de sécurité (m) donnée par $[r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}]$.

A.N: $V = 374.94m^3/(1.9*50) = 3.95 \text{ m/s}$;

donc : $r = 0,83 \text{ m}$.

$$h_m = 1+0,23+1.9+0,83 = 3,96 = 4,00 \text{ m}$$

c. Chenal d'écoulement:

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieur à la pente critique) pour que le régime soit fluviale. Il est en général de section rectangulaire, sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier.

La longueur du chenal est déterminée en fonction de la topographie ici elle n'est pas importante elle est égale à 7m. Et sa largeur est égale à la largeur de déversoir, et la largeur de déversoir est de 50m, On détermine la profondeur critique y_c pour un canal de forme rectangulaire:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g b'^2}} \dots\dots\dots \text{(VIII.11)}$$

Avec:

Q: débit à évacuer ($Q=374.94m^3/s$).

b: largeur du canal ($b'=50m$).

g: l'accélération de pesanteur ($g=9,81m^2/s$).

$y_c=1.8m$.

La profondeur d'eau dans le chenal est $H_c=1,5y_c=2.7m$.

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour ($h=h_{cr}$).

$$Q = K.S.R^{2/3} I^{1/2} \dots\dots\dots \text{(VIII.12)}$$

Avec:

R:rayon hydraulique (en m) $R_h=1.7m$.

I: la pente en (m/m).

S: section mouillée $S=89.5m^2$.

K: coefficient de Manning-Strickler ($K=71,43$).

$I=1,05\%$.

Pour une section rectangulaire:

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + 2 \cdot y_c)^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots \text{(VIII.13)}$$

$I_{cr}=1.74\%$.

(1.05% < 1,74 % \Rightarrow I < I_{cr}), donc le régime devient fluvial, et donc pas de formation de ressaut hydraulique.

d. Calcul de mur de chenal:

A la section de contrôle la hauteur d'eau est égale à la hauteur critique.

$$y_1 = y_c = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g b'^2}} \dots\dots\dots \text{(VIII.14)}$$

Avec:

b': la largeur du coursier (b'=25m).

α : le coefficient de Coriolis ($\alpha = 1$).

$$y_1 = 2.86 \text{ m.}$$

La vitesse au niveau de la section de contrôle est :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b' \cdot y_1} \dots\dots\dots \text{(VIII.15)}$$

D'où: **V=5,25 m.**

La revanche est calculée par l'expression suivante:

$$R = 0.6 + 0.05 \cdot V \cdot (y_1)^{1/3} \dots\dots\dots \text{(VIII.16)}$$

$$R = 0,97 \text{ m.}$$

D'où la hauteur de la mure **H** du chenal est égale a:

$$H = H_c + R$$

$$H = 3.317 + 0,92 = 3.67 \text{ m.}$$

On prend : **H=3.8m** en raison de sécurité.

e. Le convergent:

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

La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante :

$$L = 2,5 \cdot (L_1 - L_2) \dots\dots\dots \text{(VII.17)}$$

Où:

L₁: est la largeur au plafond du bief amont L₁=b₁=50m.

L₂ : est la largeur au plafond de la section de contrôle L₂=b₂=25m.

$$L = 62.5 \text{ m.}$$

f. Le coursier:

Le passage du chenal au coursier se fait avec une rupture de pente afin d'assurer la localisation de la section de control faisant passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier. Ce dernier est le plus souvent construit en béton et il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

La pente du coursier: $I = 7.2\% > 1.74\% \Rightarrow$ on adopte la méthode globale.

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

- A la section de contrôle il est égale à la hauteur critique **y₁ = 2.86 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 la méthode globale (intégration de l'équation de Bernoulli).

- La pente est égale a $I= 0,072$.
- Le module de débit est $K= \frac{Q}{\sqrt{I}} = 1397.32\text{m}^3/\text{s}$.
- 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 CHEZY :

$$Q_0 = S_0 C_0 \sqrt{R_0 I} \dots\dots\dots (VIII.18)$$

S_0 : la section mouillée ($S_0=b'.h_0$).

P_0 : le périmètre mouillé ($P_0=b'+2h_0$).

R_0 : le rayon hydraulique ($R_0=S_0/P_0$).

C_0 : coefficient de CHEZY

$$(C_0= (1/n) R_0^{1/6}) \dots\dots\dots (VIII.19)$$

Avec:

n : coefficient de rugosité du béton ($n=0.014$).

K_0 : le module de débit

$$(K_0= \frac{Q}{\sqrt{I}} = S_0 C_0 \sqrt{R_0}) \dots\dots\dots (VIII.20)$$

Le calcul se fait par itérations successives. On donne des valeurs pour h_0 , et on calcul K_0 jusqu'à attendre une valeur qui s'approche de $K_0=1397$.

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant:

Tableau VIII.3: Détermination de la hauteur normale :

$H_0(m)$	$S_0 (m)$	$P_0 (m)$	$R_0 (m)$	$R_0^{1/2}$	C_0	$K=S.C.R^{1/2}$
0.4	10	25.8	0.39	0.62	60.99	379.72
0.5	12.5	26	0.48	0.69	63.22	547.95
0.6	15	26.2	0.57	0.76	65.09	738.74
0.8	20	26.6	0.75	0.87	68.11	1181.23
0.85	21.25	26.7	0.80	0.89	68.76	1303.55
0.855	21.375	26.71	0.80	0.89	68.82	1316.03
0.88	22	26.76	0.82	0.91	69.13	1379.07
0.88716	22.179	26.77	0.83	0.91	69.22	1397.32

Donc la hauteur normale est **$h_0=0.887 \text{ m}$** .

Les caractéristiques de cette profondeur sont:

h_0,m	S_0 ,m	P_0 ,m	R_0 ,m	$R_0^{1/2}$	C_0	$K=S.C.R^{1/2}$
0.887	22.57	27.173	0.831	0.911	69.254	1424.775

Pour $y_1=y_c=2,38 \text{ m}$, les caractéristiques sont:

h_1, m	S_1, m	P_1, m	R_1, m	$R_1^{1/2}$	C_1	$K=S.C.R^{1/2}$
2.858	71.458	30.717	2.326	1.525	82.221	8961.415

La seconde profondeur y_2 à l'extrémité aval du coursier est calculée par la méthode globale pour la pente supérieure à 2.52% sachant que la hauteur d'eau au début est égale à la hauteur critique:

$$H_{s1} = y_1 + \frac{V_1^2}{2g} \dots\dots\dots (VIII.21)$$

$$H_{s2} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} \dots\dots\dots (VIII.22)$$

On applique l'équation de Bernoulli entre la section amont et aval de coursier :
 $Z_1 + H_{s1} = Z_2 + H_{s2} + \sum j \Rightarrow \Delta Z + H_{s1} + \sum j = H_{s2} \dots\dots\dots (VIII.23).$

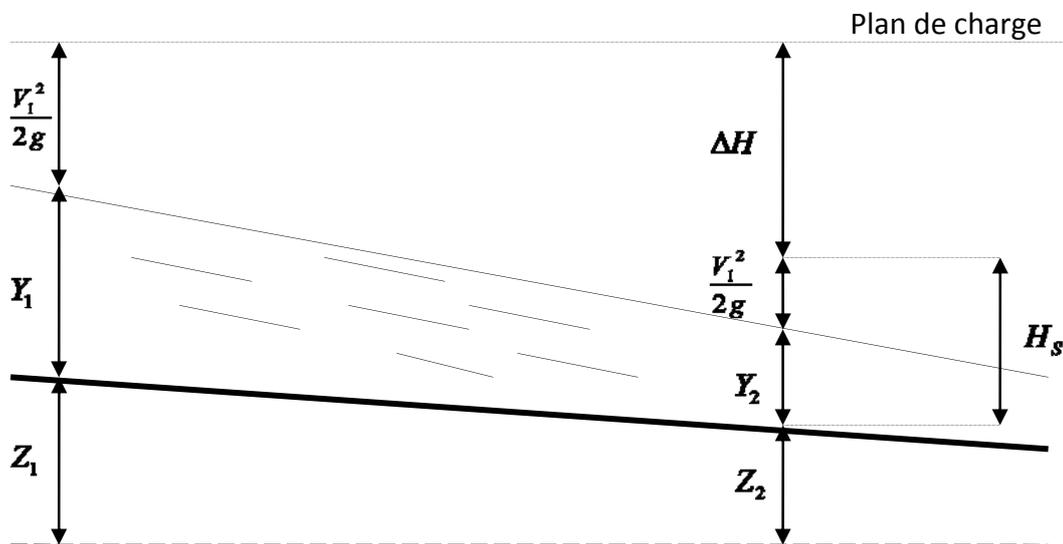


Figure VIII.2 : La ligne d'eau.

Le calcul ce fait à l'aide de logiciel **canal P**:

Les données de départ sont:

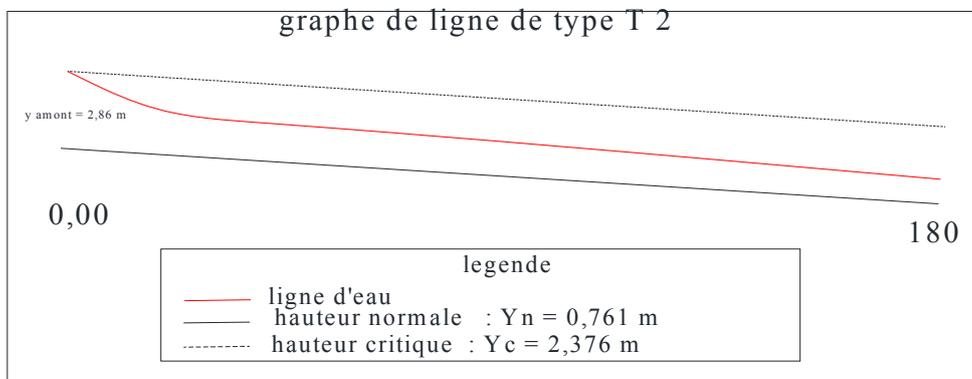
- Largeur du canal $b=25m$.
- Débit à évacuer: $Q=374.944 m^3/s$.
- La pente du coursier: $I=0,072$.
- La longueur du coursier: $L=200m$.
- Coefficient de Strickler (71,43).

Q (m3/s)	Strickler	I (m/m)	$Y_n(m)$	$Y_c(m)$	L bief (m)
374.94	71	0,072	0,789	2,84	250

Les résultats de calculs sont illustrés dans le tableau VIII.4:

Tableau VIII.4: Ligne d'eau a pas d'espace de 31.25m.

Section	Abscisse (m)	Pas (m)	Y (m)	Fr	Hs (m)	J (mm/m)
Amont	0	31.25	2,36	1,01027	3,564	1,979
1	31.25	31.25	1,39	2,23503	4,868	10,361
2	62.5	31.25	1,18	2,85747	5,997	17,448
3	93.75	31.25	1,06	3,35618	7,030	24,589
4	125	31.25	0,98	3,77542	7,964	31,633
5	156.25	31.25	0,93	4,08395	8,686	37,468
6	187.5	31.25	0,89	4,36234	9,358	43,135
7	218.75	31.25	0,87	4,51363	10,796	46,416
aval	250	31.25	0,83	4,93269	15.	56,193

**Fig. VIII.3** Linge d'eau dans le coursier.

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est : $y_2=0,83\text{m}$.

La vitesse au fin coursier est:

$$V = \frac{Q}{b \cdot y_2} = 18,07 \text{ m/s.}$$

g. Les murs bajoyers:

*** Hauteur des murs au début du coursier :**

On a: $h_m = h_e + r$ *et:* $r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$

$V = 374,94 / (25.2,86) = 5,24$ m/s

$H_m = 2,86 + 0,85 = 3,71$ m.

On prend $H_m = 4$ m

*** Hauteur des murs a la fin du coursier :**

$V = 18,07$ m/s *et* $r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$

$H_m = 0,83 + 0,977 = 1,81$ m. on prend $H_m = 2$ m.

*** Aération de l'écoulement :**

C'est la saturation en bulles d'air suite à quoi on observe dans certaines zones de l'ouvrage non pas un mouvement d'un liquide mais un mélange d'eau et d'air, ce mélange peut se développer aussi bien à la surface du liquide soit à l'intérieur de la masse d'eau, les paramètres des écoulements aérés doivent être déterminés suivant trois conséquences principales.

b. l'aération influe considérablement sur la profondeur d'eau, ce qu'il faut prendre en considération dans le dimensionnement des murs bajoyers.

c. la formation du phénomène d'aération d'écoulement est l'origine de la déformation des propriétés élastiques de l'eau.

d. l'aération modifie les caractéristiques de turbulence de l'écoulement ce qui influe sur la fiabilité de la dissipation d'énergie de l'écoulement sur l'ouvrage de dissipation.

Le phénomène commence a partir d'une section ou $v > v_{cr}$

V_{cr} est donnée par la formule de VOINITCH SYANOGENSKY.

$$\overline{V}_{cr} = 6,63 \cdot \sqrt{g \cdot R \cdot \cos \theta} \cdot \sqrt{1 + \frac{0,0011}{R^2}} \cdot \left(1 + \frac{8,71}{R^{1/6}}\right)^{-1} \dots\dots\dots (VIII.24)$$

Le calcul de v critique pour chaque section dans le coursier est représenté dans le tableau VIII.5 :

Tableau VIII.5: Vitesse critique d'aération à pas de 31.25m.

Section	Abscisse	Y	V	R	V_{cr}
Amont	0	2,36	4,8610	1,9094	2,9115
1	31.25	1,39	8,2532	1,2204	2,1780
2	62.5	1,18	9,7220	1,0555	1,9821
3	93.75	1,06	10,8226	0,9584	1,8618
4	125	0,98	11,7061	0,8925	1,7776
5	156.25	0,93	12,3355	0,8509	1,7232
6	187.5	0,89	12,8899	0,8173	1,6787
7	218.75	0,87	13,1862	0,8004	1,6560
Aval	250	0,83	13,8217	0,7664	1,6100

La vitesse d'écoulement est toujours supérieure à V_{cr} donc il y aura l'aération de l'écoulement dans notre cas.

***Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier (vagues roulantes) :**

Les vagues roulantes apparaissent si les deux conditions sont vérifiées :

$$\frac{b}{h} \geq (10 \div 12) \quad \text{et} \quad Fr^2 \geq 40 .$$

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier.

Donc :

$$\frac{b}{h} = 24 \geq (10 \div 12)$$

Mais $Fr^2 = 4,93^2 = 24,30 \leq 40$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc Les vagues roulantes n'apparaissent pas sur tout le long du coursier.

h. Bassin de dissipation:

Il permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les restituer à l'oued, la forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude.

Le nombre de Froude est défini par l'expression :

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}} \dots\dots\dots (VIII.25)$$

h : le tirant d'eau (0,83 m).

V : vitesse (13,82 m/s).

$$Fr = 4,84.$$

Froude est supérieur à 4,5 ; cela veut dire que le ressaut va se produire nettement.

La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée est inférieure à 15m/s. Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut donc il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes (voir annexe).

Alors ai appelé à utiliser le bassin de **type II**.

i. Détermination des caractéristiques du bassin :

On a $F = 4,84$ donc de l'abaque $\frac{y_2}{y_1} = 6,33$, d'où $y_2 = 0,83 \cdot 6,33 = 5,25 \text{ m}$.

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

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

Longueur du bassin On a : $\frac{L}{Y_2} = 2,25$

Donc : $L = 11,81 \text{ m}$. On prend : $L = 12\text{m}$.

***Dimensionnement des blocs de chute :**

$$h_1 = y_1 = e_1 = 0,83 \text{ m} \dots\dots\dots (\text{VIII.26})$$

h_1 : Hauteur des blocs de chute à l'entrée.

e_1 : L'espace entre les blocs de chute.

Le nombre des blocs de chutes est 13 blocs.

D'après l'abaque:

$$\frac{h_2}{y_1} = 1,40 \Rightarrow h_2 = 1,16 \text{ m}$$

$$\frac{h_4}{y_1} = 1,25 \Rightarrow h_4 = 1,00 \text{ m}$$

h_2 : hauteur du bloc chicane.

h_1 : hauteur du seuil terminal.

***Dimensionnement des blocs chicane:**

$$l = 0,2 \quad h_2 = 0,23 \text{ m.}$$

$$L = 0,75 \quad h_2 = 0,87 \text{ m.}$$

l : largeur du seuil.

L : espacement entre les blocs.

$$a = 0,8 \cdot y_2 = 0,8 \cdot 5,6 = 4,20 \text{ m.}$$

a : distance entre les blocs de chutes et les blocs chicanes.

Le nombre des blocs chicanes est 12 blocs.

***Hauteur des murs dans le bassin de dissipation :**

$$R = 0,61 + 0,14 \cdot V^{1/3} = 0,95 \text{ m}$$

$$H_m = R + Y_2 = 0,95 + 5,25 = 6,20 \text{ m.}$$

j. Canal de restitution :

Le canal de restitution sert essentiellement à conduire l'eau vers l'oued après la dissipation de son énergie; selon les conditions topographiques, cette partie est constituée par un tronçon de **78m** de longueur environ d'enrochement.

VIII.3 Conclusion:

Finalement la conduite de prise d'eau aura un diamètre de 300 mm et sera faite par piquage de la conduite de vidange à l'aval du barrage, elle est équipée d'une vanne qui sera groupée avec là les vannes de vidange au pied aval du barrage.

IX.1 Introduction :

L'objectif de l'organisation de chantier est de réaliser l'ouvrage au moins dans les délais et avec le moindre coût.

Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

La réalisation des barrages nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques (modernes et rentables) destinés à excaver transporter, niveler et compacter les matériaux.

IX.2 Travaux préparatoires:

- Installation du chantier, seront disposées en aval du barrage afin d'éviter leur submersion, pendant les épisodes de crue.
- Mise en place des pistes et accès au site.
- Implantation des axes (digue, ouvrage annexes)
- Préparation des zones d'emprunt.
- Préparation de la fondation de la réalisation de la digue
- les installations sanitaires et les bureaux de chantier.
- Installations destinées au stockage des matériaux Agrégats Déboisement de la cuvette,
- Installations destinées à la réparation des engins
- Installation destinée pour la préfabrication

IX.3 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.

1. Le maître de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale qui est l'ANBT pour 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.

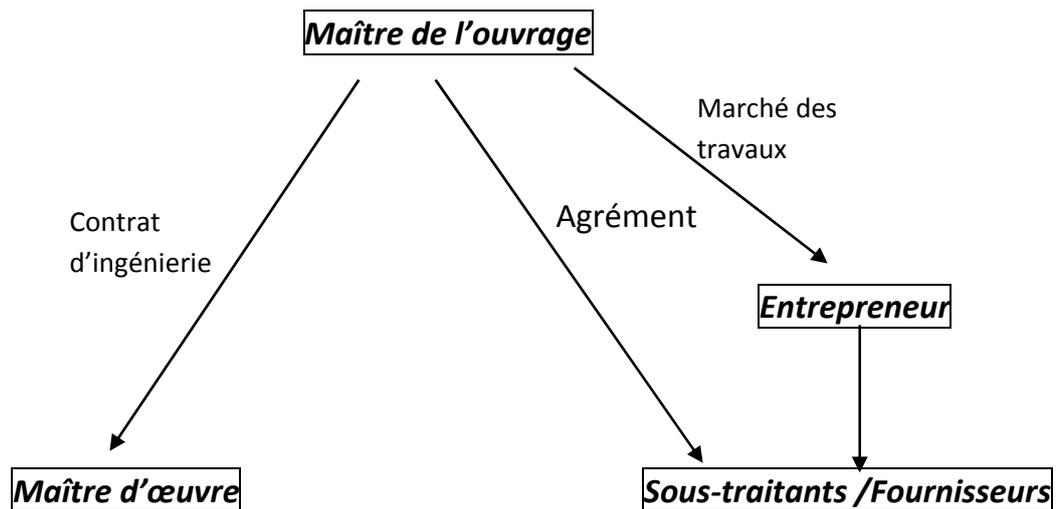
2. Le maître d'œuvre :

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.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

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 par la Figure suivante :



IX.4 Réalisation de la galerie de dérivation, la vidange de fond et la prise d'eau :

La galerie de dérivation se fait en béton armé elle en section fer de cheval avec La vidange de fond est une conduite en acier, la prise d'eau est une conduite en acier, la prise est faite par simple piquage à l'aval.

En premier lieu on construit la galerie de dérivation pour évacuer les débits de chantier, elle doit être terminée avant le début de la réalisation du corps de la digue.

1. Etapes de réalisation :

- Excavation de la tranchée le long de la trace de la galerie à l'aide d'une pelle mécanique.
- Préparation et mise du béton de propreté pour la galerie le long de la trace.
- Coffrage, ferrailage et bétonnage de la galerie par tranche avec jointure.
- Réalisation du batardeau et du remblai déversé en argile.
- Montage de la vidange de fond. (fin de travaux en préférence)
- Exécution de la prise d'eau.
- Exécution du cambre des vannes et montage des vannes.
- Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution

IX.5 Réalisation de l'évacuateur de crue:

On réalise l'évacuateur de crue avant la digue ou bien en même temps, à condition que l'évacuateur soit prêt avant que les travaux de la digue n'atteignent pas le niveau normal.

Etapes de réalisation:

- Exécution de la fouille de l'évacuateur le long de la trace à l'aide de pelles mécaniques ou de BULLDOZERS.
- Aménagement du fond du canal.
- Aménagement des filtres, béton de propreté et des drains.
- Coffrage, ferrailage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints.
- Protection en enrochement à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

IX.6 Réalisation du corps du barrage:

- Remblaiement de la clé d'encrage et des fondations jusqu'au terrain naturel;
- Mise en place de la conduite de prise d'eau et celle de vidange de fond;
- Approvisionnement des matériaux filtrants;
- Exécution du remblai du barrage, et mise en place du prisme de drainage (drain de pied).
- Mise en place de revêtement des talus;
- Mise en place des équipements hydromécaniques;
- Travaux de finition, revêtement de la crête de la digue et de route d'accès....
- éviter les risques d'infiltration.

IX.7 Le planning

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

2. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau,
- Méthodes basées sur le graphique.

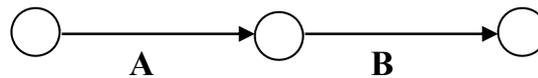
a. Méthodes basées sur le réseau :

- Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui 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.

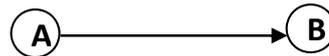


L'opération A précède l'opération B

- **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



b. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

c. Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical):

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

d. Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method):

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (03) relations à savoir

- Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B).
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

e. Méthodes basées sur le graphique :

- **Méthode linéaire (ligne of balance technic)**

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux sont répétitifs.

- **Méthode à barres**

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (Plan de travail)

3. Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

a. 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.

b. 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.

c. 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.

4. les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR** : temps de réalisation ;
- DCP** : date de commencement au plus tôt ;
- DCPP** : date de commencement au plus tard ;
- DFP** : date de finition au plus tôt ;
- DFPP** : date de finition au plus tard ;
- MT** : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

a. Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (00).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{C.C}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

b. Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

Tableau IX.1: symboles des opérations et les durées de réalisation

Travaux	Opérations	Durée (mois)
Travaux routiers	A	2
Installation de chantier	B	1
Pré batardeau	C	1
Tunnel de dérivation	D	2
Batardeau	E	3
Excavation du barrage	F	3
Recharges du barrage	G	7
Excavation de l'évacuateur de crue	H	2
Construction de l'évacuateur de crue	I	5
Bassin d'amortissement d'E.C	J	2
Puits des vannes	K	1
Embouchure vidange	L	1
Prise d'eau et conduite	M	2
Travaux de finition	N	4

5. Réseau à nœuds :

a. 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 VIII.2: Détermination des chemins critiques (tableau de Gantt)

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	2	0	2	0	2	0
B	4	2	6	2	6	0
C	2	6	8	6	8	0
D	3	8	11	8	11	0
E	5	11	16	11	16	0
F	4	16	20	16	20	0
G	12	20	32	20	32	0
H	3	6	9	19	22	13
I	7	9	16	22	29	13
J	3	16	19	29	32	13
K	1	8	9	23	24	15
L	6	9	15	24	30	15
M	2	15	17	30	32	15
N	4	32	36	32	36	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de petit barrage sur l'oued Mestaoua (Biskra) est égal à 36 mois

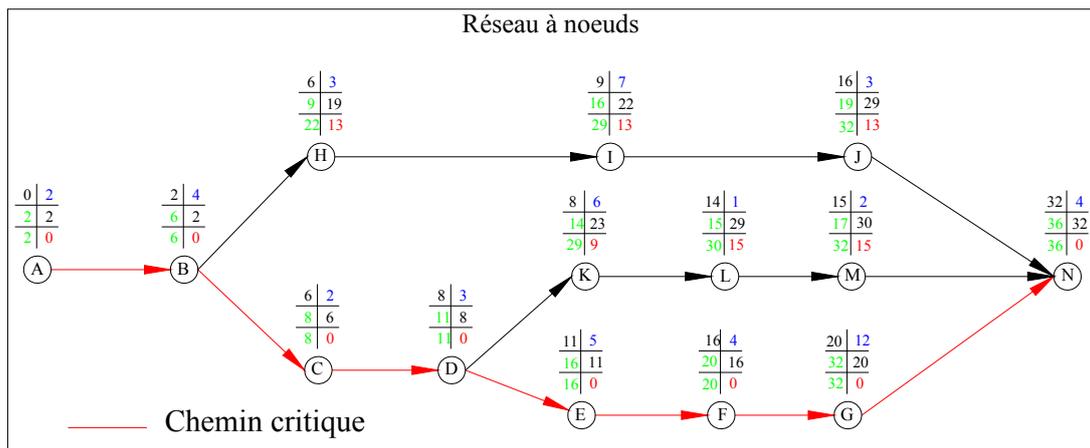


Fig IX.1 : le réseau à nœuds

b. Diagramme de Gantt :

Fig.VIII.2: programme des travaux pour la réalisation de petit barrage sur l’Oued Mestaoua (W.Biskra)

	Désignation des travaux	Première année									Deuxième année									Troisième année						Commentaire												
		1er Trimestre			2ème Trimestre			3ème Trimestre			4ème Trimestre			1er Trimestre			2ème Trimestre			3ème Trimestre			4ème Trimestre															
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24		25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36
A	Travaux routiers	[Bar chart showing duration from month 1 to 36]																																				
B	Installations de chantier	[Bar chart showing duration from month 1 to 36]																																				
C	Pré-Batardeau	[Bar chart showing duration from month 1 to 36]																																				
D	Galerie de dérivation	[Bar chart showing duration from month 1 to 36]																																				
E	Batardeau	[Bar chart showing duration from month 1 to 36]																																				
F	Excavations du barrage	[Bar chart showing duration from month 1 to 36]																																				
G	Recharge du barrage	[Bar chart showing duration from month 1 to 36]																																				
H	Excavation de l'évacuateur de crues	[Bar chart showing duration from month 1 to 36]																																				
I	Construction de l'évacuateur de crues	[Bar chart showing duration from month 1 to 36]																																				
J	Bassin d'amortissement de l'évacuateur de crues	[Bar chart showing duration from month 1 to 36]																																				
K	Prise d'eau et conduite	[Bar chart showing duration from month 1 to 36]																																				
L	Chambre des vannes	[Bar chart showing duration from month 1 to 36]																																				
M	Equipements Hydromécaniques	[Bar chart showing duration from month 1 to 36]																																				
N	Travaux de finition	[Bar chart showing duration from month 1 to 36]																																				

IX. 8 Conclusion

L’organisation du chantier est d’une importance primordiale dans la réalisation et l’achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l’entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l’organisation d’un chantier et surtout les taches critiques, perturbent d’une certaine manière l’avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l’étude de l’organisation d’un chantier.

X.1 Introduction :

Les forces productives de la société sont d'autant plus réduites que le nombre d'accident de travail et de maladies professionnelles augmentent. En Algérie, une perte considérable en temps et en argent a été ressentie suivant les données de la sécurité sociale. Les causes les plus fréquentes sont dues aux objets en cours de manutention ainsi qu'aux emplacements de travail, les surfaces de circulation et les masses en mouvements.

L'esprit négatif des accidents et maladies professionnelles se répercute sur la production et sur le plan financier et humain qui n'est autre que le capital le plus précieux de ce pays.

Notre objectif essentiel est de réduire au maximum la fréquence et la gravité des accidents. Pour cela, il a été élaboré un certain nombre de consignes et de règlements que l'on appelle "*sécurité du travail*"

L'esprit de sécurité doit régner dans une enceinte de travail, ce qui permettra de façon efficace de réduire le taux d'accidents; La direction et le service de sécurité au personnel en lui

X.2 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.

1. facteurs humains :

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humaine 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.

2. facteurs matériels :

Les causes d'accidents 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).

3. Causes des maladies professionnelles :

a. Les poussières

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause 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.

b. Le bruit

Les surdités professionnelles surviennent par traumatismes sonores à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieur à une seconde et aigue, 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 audimétrique bilatéral par lésions cochléaire irréversible, 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.

X.3 Conditions dangereuses dans le chantier :

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

1. 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

X.4 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.

1. Méthode et moyens de prévention :

- Demander l'autorisation d'agir et avertir.
- La protection individuelle est obligatoire.
- Développer l'esprit de sécurité et d'hygiène.
- L'intervention à une meilleure utilisation.
- Veiller à une meilleure utilisation.

X.5 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.

1. Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :

a. 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 :

- **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 suivant :

Tableau X.1 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations

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

- **Méthode d'équifriction :**

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s).

Pour notre cas on utilise la méthode dynamique.

b. 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 :

$$Q = \frac{\pi.V.D^2}{4} \text{ (m}^3/\text{s)} \quad \text{D'où : } D = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi.V}} \text{ (m)}.$$

X.6 Conclusion :

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.

Des milliers d'accident graves ont leurs origines dans de simples blessures qu'on aurait pu éviter par l'emploi de dispositifs de sûreté (casque, gants masques, lunette...).

Tous ces accidents ainsi que les détériorations du matériel qui les accompagnent fréquemment sont d'autant plus regrettables qu'ils sont presque exclusivement dus à la négligence et à l'inobservation des règles les plus élémentaires de sécurité.

Table des matières

X.1 Introduction :	153
X.2 Causes des accidents de travail :	153
1. facteurs humains :	153
2. facteurs matériels :	153
3. Causes des maladies professionnelles :	153
a. Les poussières	153
b. Le bruit.....	154
X.3 Conditions dangereuses dans le chantier :	154
1. Methode et moyens de prévention :	154
X.4 Actions dangereuses :	154
1. Methode et moyens de prévention :	155
X.5 Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel :	155
1. Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :	155
a. Etude de dimensionnement du réseau de ventilation :	155
b. Calcul du diamètre des canalisations :	156
X.6 Conclusion :	156

CONCLUSION

La région de Mziraa est dotée d'un régime agricole nécessitant des besoins en eau importants en matière d'irrigation.

Ainsi, notre travail a consisté en l'étude de faisabilité d'un barrage sur l'oued Mestaoua

En effet, des campagnes de reconnaissance de terrain ont fait l'objet de plusieurs visites du terrain en guise de prospection.

Aussi, comme le travail l'exige, les conditions géologiques, hydrogéologiques, hydrologiques et technico-économiques, ont été examinées et discutées minutieusement.

Nous sommes parvenus aux résultats suivants :

- Le site étudié présente de bonnes conditions géologiques, hydrologiques avec un apport liquide appréciable.

- La digue du barrage sur Oued Mestaoua est une digue dite zonée à noyau argileux et sera construite avec des argiles et l'alluvion.

- Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal sera réalisé sur la rive gauche.

- La stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tous les cas de sollicitation.

- Pour des raisons pratiques et économiques, on a associé l'ouvrage de vidange à celui de prise d'eau.

Les résultats obtenus par le biais de ce travail sont satisfaisants. Donc, le site proposé pour la réalisation de cet ouvrage est favorable tant sur le plan technique que sur le plan économique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

BOUTOUGA FATEH :

Memoire-de-Magister-Fateh-2012: Ingénierie des ressources en eau ; (Ressources et Essai de Gestion des eaux dans le Zab Est de Biskra). (Chapitre I)

M^{me} .TOUAIBIA B.

Manuel pratique d'hydrologie, Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH), Blida. (2004)

(Cours d'Hydrologie 3^{ème} Année et Régularisation des débits 4^{ème} année. (Chapitre III)

BOUAFIA.A :

Mécanique des sols appliquées –Problèmes résolus-, tome 1, Alger. (1996). (Chapitre II).

BOUAFIA.A :

Calcul pratique des fondations et des soutènements, Office des publications universitaires (OPU), Alger. (2009).p67.

MIHOUBI M.K :

Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir (cas d'une fondation non rocheuse). Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida.(1999).p43.

MIHOUBI. M.K et HASSANE.M :

Guide de calculs pratiques des infiltrations sous les ouvrages hydrotechniques (cas sol de fondation non rocheux). Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique, Blida. (2000).p45.

H. CAMBEFORT :

Géotechnique De L'ingénieur, 4^{ém} éditions, Paris. (1977).p113.

M^r : HASSANE.M.

(Cours d'ouvrage hydrotechnique 5^{ème} Année ENSH- 2010). (Chapitre VII)

EVACUATEURS DE CRUES

LES OUVRAGES ANNEXES DE BARRAGE

M^r .BENLAOUKLI.B

(Cours d'O.D.C 4^{eme} et 5^{eme} année-2014). (Chapitre IX)

Volokov.v

(Guide de la thèse de fin d'études -1986).

R.ROLLEY -Ministère de l'agriculture.

(Techniques des barrages en aménagement rural -197)