

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



Université de Ghardaïa

N° d'ordre :
N° de série :

Faculté des Sciences et Technologies
Département des Sciences et Technologie

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de

MASTER

Domaine : *Sciences et Technologies*

Filière : *Hydraulique*

Spécialité : *Ressources En Eau*

Par : SALAH Abderrahmane
BOUZID Sarah

Thème

ETUDE DE REALISATION D'UNE RETENUE
COLLINAIRE SUR OUED LABIODH COMMUNE
METLILI WILAYA DE GHARDAÏA

Soutenu publiquement le : 23/06/2018

Devant le jury :

BOULMAIZ Tayeb	Univ. Ghardaïa	Président
ACHOUR Mansour	Univ. Ghardaïa	Examineur
CHUIREB Mustafa	Univ. Ghardaïa	Examineur
AMIEUR Rekia	Univ. Ghardaïa	Encadreuse

Année universitaire 2017/2018



Dédicace



Nous dédions ce modeste

Travail à nos très chers

Parents, nos frères et

Sœurs et toute les familles Bouzid et Salah

Ma petite famille

A nos collègues

Dans un mot : A tous ceux qui nous aimons

Et ils nous aimés



Juin 2018



Remerciements



Au terme de cette modeste étude, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements à Mme AMIEUR R. (notre promotrice) et Mr OULED BALKHEIR C. pour avoir contribué à l'élaboration de cette présente thèse.



Nous remercions également tous nos professeurs M^r ACHOR M, M^r CHOUIREB M, M^r BOULAMAIZ T, M^r CHABIHI L et M^{er} AMIEUR N avec Mme DAHMANE H (LTPS) pour l'aide précieuse, qu'ils nous ont apporté durant l'élaboration de ce modeste travail et pendant les cours fournis durant le 1^{er} semestre.

Aussi, nous nous permettons d'exprimer tout notre respect aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.



juin 2018

ملخص

قمنا في هذا العمل بدراسة أولية تقنية شاملة على مستوى واد الابيض ببلدية متليلي- ولاية غرداية بهدف إنشاء حاجز مائي لحماية المنطقة من أثر الفيضانات وكذا و المحافظة على الطبقة الباطنية من المياه الجوفية التي تعتبر مصدر للحياة واستمرار النشاط الفلاحي للمنطقة.

حيث حددنا الخصائص المورفولوجية و الطبوغرافية للحوض الهيدروغرافي والخصائص الجيولوجية والجيوتقنية لأرضية المشروع إضافة لتقدير نسبة التساقطات والتدفق بهدف تصميم السد بارتفاع 22 متر على امتداد 461 متر وسعة تقدر بـ 3.63 مليون متر مكعب.

كلمات مفتاحية: دراسة أولية، واد الابيض، حماية، الخصائص المورفولوجية، الطبوغرافية، الجيولوجية، الجيوتقنية، الحوض الهيدروغرافي، السد، متليلي.

Résumé

Dans le présent mémoire nous avons fait une étude technique préliminaire complète au niveau l'oued Labiodh à Metlili - Wilaya de Ghardaïa pour but d'implanter une digue destinée à la protection de la vallée contre les inondations et pour garder la nappe phréatique qui considère un facteur primordial pour la survie de l'activité agricole dans la région.

En effet nous avons déterminé les caractéristiques morphologique et topographique du bassin versant, les caractéristiques géologiques et géotechniques de site du projet, comme nous avons estimé la pluviométrie et le débit pour objet de la confection d'un barrage de 22 m de hauteur sur une longueur de 461 ml et d'une capacité de 3.63 million m³.

Mots clés : étude préliminaire, Oued Labiodh, protection, caractéristiques morphologique, topographique, bassin versant, caractéristiques géologiques, géotechniques, barrage, Metlili.

Abstract

In this work, we conducted a comprehensive technical preliminary study at the Oued Labiodh in Mtlili, Ghardaia with the aim of establishing a dam to protect the region from the impact of the floods as well as supplying and maintaining the underground layer of groundwater which is considered as an essential factor for protecting the agricultural activity in the region.

We identified the morphological and topographic characteristics of the hydrographic basin and the geological and geotechnical characteristics of the project site in addition to estimating the ratio of precipitation and flow for the design of the dam with a height of 22 meters over 461 meters and a capacity of 3.63 million cubic meters.

Key words: Preliminary study, Protection, Morphological, topographic, geological, geotechnical, hydrographic, dam.

Table des matières

Remerciement	i
Résumé.....	ii
Table des matières.....	iii
Liste des figures.....	vi
Liste des tableaux.....	vii
Liste des abréviations.....	viii
Introduction générale.....	1
Chapitre 1 : Etude Topographique.....	4
I.1 Introduction.....	4
I.2 Recherche et choix du site	5
I.3 Choix de l'axe de la digue	5
I.4 L'emplacement du site	6
I.5 Caractéristiques morphologiques.....	6
I.6 Climat.....	6
Chapitre 2 : Etude Géologique et Géotechnique.....	9
II.1 Etude géologique	9
II.1.1 Introduction.....	9
II.1.2 Géologie régionale	9
II.1.3 Géologie du site	12
II.1.4 Sismicité.....	12
II.1.5 Tectonique.....	13
II.2 Etude géotechnique.....	13
II.2.1 mode de prélèvement	14
II.2.3 Description et caractéristique du sol en place.....	14
II.2.4 Description.....	17
II.2.5 Indice de pénétration standard :	18
II.2.6 conclusions et recommandations :	19
Chapitre 3: Etude Hydrologique	21
III.1 Introduction	21
III.2 Caractéristiques morphologiques du bassin versant	21
III.2.1 Définition du bassin versant	21
III.2.2 Paramètres géométriques	21

III.2.3 Paramètres du relief	23
III.2.4 La pente moyenne du bassin versant	27
III.2.5 Indice de pente globale i_g :	27
III.2.6 Temps de concentration	27
III.2.7 Vitesse moyenne de ruissellement	29
III.2.8 Les courbes isochrones	30
III.3 Le réseau hydrographique	31
III.4 La topologie (structure du réseau et ordre des cours d'eau)	32
III.4.1 Les longueurs et les pentes caractéristiques du réseau.....	34
III.4.2 Le degré de développement du réseau.....	35
III.5 Caractéristiques climatiques.....	39
III.5.1 La température	39
III.5.2 L'évaporation	39
III.5.3 Le vent	39
III.5.4 Les précipitations.....	40
III.5.5 Analyse statistiques de donnés	42
III.5.6 Le régime pluviométrique	47
III.6 Etudes des apports	50
III.6.1 Apports liquide	50
III.6.2 Apport solide et l'estimation du volume mort	58
III.6.3 Etude des crues	60
III.6.4 Hydrogramme de crue	63
III.6.4 Estimation de la crue du projet	65
III.7 Régularisation des débits.....	67
III.7.1 Objectifs et méthodologie.....	67
III.7.2 Courbe capacité-hauteur et surface-hauteur.....	67
III.8 Laminage des crues	69
III.8.1 Procédés du calcul.....	70
III.8.1.1 Données de base	70
III.8.1.2 Principe de la méthode	70
III.9 Conclusion.....	76
Chapitre 4 : Etude des variantes et de la variante retenue.....	78
1. Etude des variantes.....	78
IV.1.1 Introduction.....	78

IV.1.2 Choix du site du barrage	78
IV.1.2.1 La topographie du site	78
IV.1.2.2 La morphologie de la vallée	78
IV.1.2.3 Les conditions géologiques et géotechniques	79
IV.1.2.4 Les matériaux de construction.....	79
IV.1.3 Choix du type du barrage	79
IV.1.3.1 Barrage Homogène.....	80
IV.1.3.2 Barrage zonés	80
IV.1.3.3 Barrage en terre avec masque en béton	80
IV.1.4 Le choix définitif du type du barrage.....	80
2.Etude de la variante retenue	82
IV.2.1 Introduction.....	82
IV.2.2 Définition de profil général du barrage :.....	82
IV.2.2.1 Hauteur du barrage :.....	82
IV.2.2.2 Largeur en crête.....	84
IV.2.2.3 La longueur en crête.....	85
IV.2.2.4 Pentes des talus	86
IV.2.2.5 Les bermes	86
IV.2.3 Dispositif de protection des talus	87
IV.2.4 drainages	88
IV.2.4.1 Prisme de drainage	88
IV.2.4.2 Tapis du drainage	89
IV.2.4.3 Dimensionnement du drain tapis.....	89
IV.2.5 La clé d'étanchéité	90
IV.2.6 Les filtres.....	90
IV.2.7 Protection de la crête.....	91
IV.2.8 volume des travaux	91
IV.2.9 Etude de stabilité.....	92
Chapitre 5 : Etude des variantes des ouvrages annexes	101
V.1 Introduction.....	101
V.2 L'évacuateur de crues	101
V.2.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue.....	101
V.2.2 Différents types d'évacuateurs de crue	101
V.2.3 Choix de la variante	102

V.2.4 Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue.....	103
V.3 Ouvrage de vidange.....	114
V.3.1 Calcul du débit de vidange	114
V.3.2 Calcul de la section de la conduite de vidange du fond et son diamètre	115
V.3.3 Correction de la valeur de coefficient μ	115
V.3.4 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite.....	116
V.3.5 conclusion.....	117
Conclusion générale.....	118
Références bibliographiques.....	

Liste des figures

Figure I-1	Site proposé pour l’implantation du barrage.....	05
Figure I-2	Plan de situation du Bassin Versant d’Oued Labiodh-Metlili.....	07
Figure II-1	Carte géologique du site.....	11
Figure II-2	Carte des zones sismiques en Algérie.....	13
Figure II-3	Abaque de plasticité.....	16
Figure II-4	Courbe granulométrique de la zone d'emprunt.....	17
Figure III-1	Rectangle équivalent.....	23
Figure III-2	Courbe hypsométrique.....	24
Figure III-3	Carte topographique d'Oued LABIODH.....	26
Figure III-4	Carte montre les pentes du bassin versant d'Oued LABIODH.....	30
Figure III-5	Réseau hydrographique-ordre des cours d’eau.....	33
Figure III-6	Carte des isohyètes (J. Dubief, 1953).....	41
Figure III-7	Ajustement à la loi de GUMBEL.....	44
Figure III-8	Ajustement à la loi du GALTON.....	45
Figure III-9	Ajustement à la loi du GAUSS.....	46
Figure III-10	Courbes des intensités des pluies.....	49
Figure III-11	Courbes des pluies de courtes durées.....	49
Figure III-12	Répartition mensuelle des Apports.....	57
Figure III-13	Hydrogramme de crues.....	65
Figure III-14	Courbe Capacité –Hauteur.....	69
Figure III-15	Courbe Surface –Hauteur.....	69
Figure IV-1	Coupe transversale d’une digue homogène.....	85
Figure IV-2	Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenius.....	93
Figure IV-3	Zone du centre du cercle critique selon principe du Fondéev.....	94
Figure IV-4	Schéma de calcul statique.....	96
Figure V-1	Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral.....	103
Figure V-2	Dimensions caractéristiques et géométrie du déversoir.....	105
Figure V-3	Schéma du profil du seuil déversant type Creager.....	106
Figure V-4	Schéma du bassin de dissipation, type I (USBR, 1987).....	104

Liste des tableaux

Tableau II-1	Le diamètre des éléments selon la classification unifiée (Norme Française) ...	17
Tableau II-2	Les normes des essais N.F.	18
Tableau III-1	Répartition des surfaces élémentaires en fonction des cotes.....	23
Tableau III-2	Temps de concentration.....	29
Tableau III-3	Paramètres physico-morphométriques du bassin versant.....	38
Tableau III-4	Température moyenne mensuelle et annuelle.....	39
Tableau III-5	Caractéristiques de la station pluviométrique de Ghardaïa.....	40
Tableau III-6	Précipitations moyennes mensuelles de la région (O.N.M 2012).....	41
Tableau III-7	Pluies journalières maximales observées à Ghardaïa.....	42
Tableau III-8	Caractéristique de la série avec N=43ans.....	42
Tableau III-9	Ajustement des pluies par la loi du GUMBEL.....	43
Tableau III-10	Ajustement des pluies par la loi de GALTON.....	45
Tableau III-11	Résultats de l'ajustement par la loi du Gauss.....	46
Tableau III-12	Les précipitations des différentes fréquences.....	47
Tableau III-13	Pluies de courtes durées et leurs intensités.....	48
Tableau III-14	Apport moyenne A_0 ($M m^3$).....	52
Tableau III-15	Récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.....	56
Tableau III-16	L'apport fréquentielle	57
Tableau III-17	Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.....	57
Tableau III-18	Valeur de α en fonction de la perméabilité.....	58
Tableau III-19	Récapitulatif des résultats du volume mort.....	60
Tableau III-20	Débit de crue selon MALLET-GAUTHIER.....	61
Tableau III-21	Valeur de α en fonction de la fréquence.....	61
Tableau III-22	Débit de crue selon SOKOLOVSKY.....	62
Tableau III-23	Débit de crue selon POSSENTI.....	62
Tableau III-24	Débit de crue selon TERRAZA.....	63
Tableau III-25	Récapitulatif des résultats de débit de crue.....	63
Tableau III-26	Les débits probables calculés.....	63
Tableau III-27	Récapitulatif des résultats de calcul pour tracer l'hydrogramme de crues.....	64
Tableau III-28	Recommandations comité Australien des grands barrages.....	66
Tableau III-29	Surface et volume en fonction de l'altitude.....	68
Tableau III-30	Données initiales pour le calcul du laminage.....	71

Tableau III-31	Calcul de débit laminé max pour b=20m.....	72
Tableau III-32	Calcul de débit laminé max pour b=40m.....	73
Tableau III-33	Calcul de débit laminé max pour b=60m.....	74
Tableau III-34	Calcul de débit laminé max pour b=80m.....	75
Tableau III-35	Récapitulatif des résultats de la méthode step by step.....	75
Tableau IV.1	Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.....	85
Tableau IV-2	Valeurs indicatives des pentes des talus.....	86
Tableau IV.3	Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.....	87
Tableau IV.4	Valeurs K1 et K2.....	93
Tableau IV.5	Valeur des et R2.....	94
Tableau IV.6	Valeurs des coefficients de stabilité.....	97
Tableau V.01	Coordonnées du profil de Greager.....	105
Tableau V.2	Récapitulatif des résultats.....	109
Tableau V.02	Récapitulatif des résultats.....	112
Tableau V.03	Coefficients de pertes de charge singulières.....	115
Tableau V. 04	Type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{v}$	116

Liste des abréviations

NGA	Niveau général Algérien
SRTM	Shuttle Radar Topography Mission
TVO	Touts Venants d'Oued
A.N.R.H	Agence Nationale des Ressources Hydrique
ONM	Ofice National de Météo
PHE	plus hautes eaux
BV	Bassin versant
AN	Application Numérique
C.T.G.R.E.F	Centre Technique du Génie Rural des eaux et des Forêts
NMR	Niveau mort de la retenue
NNR	Niveau normale de la retenue
N.P.H.E	Niveau des plus hautes eaux

Liste des planches

Planche N° 1/3	Profil en long de la voidange de fond.
Planche N° 2/3	Coupe transversale de la digue.
Planche N° 3/3	Profil en long de l'évacuateur de crue.

Introduction générale

Depuis qu'elle est apparue sur terre, l'eau est connue comme l'origine de la vie. Elle est considérée comme un élément indispensable et très important, car elle est utilisée dans tous les domaines l'agricoles, l'industrie, les besoins domestiques en eau potable et de lavage, l'électricité ... etc.

D'autre part l'eau peut être l'origine de nombreux accidents plus dangereux comme les inondations. L'Algérie est une des pays confronté au phénomène de crues et d'inondation qui se manifestant de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeur pour le développement économique et social.

En effet, dans notre région, des superficies importantes des terres agricoles et une partie de l'agglomération, En amont de la ville de Metlili, sont fréquemment envahies par les eaux de l'oued en crue.

Puisque l'urbanisme de la ville de Metlili s'est fait dans toutes les directions par rapport à l'ancienne ville, des bassins versants importants évacuent leurs eaux en passant par la ville, ceci engendre l'inondation fréquemment des quartiers avoisinants de l'oued.

Aussi, la vallée de Metlili passe par des années de sécheresse à cause de la rareté des précipitations, qui n'ont pas exploité et dirigent vers le Sahara, ceci pourrait influencer d'une manière négative sur le développement agricole.

L'objectif de cette étude est la réalisation d'un barrage dans la ville de Metlili contre les inondations ainsi la recharge et la réalimentation de la nappe phréatique utilisée par les agriculteurs en aval car en zones désertiques l'écoulement fluviale n'est qu'occasionnel, où l'état normal dans les talwegs est l'absence d'écoulement provoquant la pénurie des eaux au niveau des puits qui menace la production agricole et le développement durable de la région d'une façon générale.

La projection et la conception des ouvrages annexes du barrage de oued Labiodh - Metlili construit l'objectif de notre de la présente étude qui traitera d'abord, les études géologiques et géotechniques et hydrologiques. Pour passer ensuite aux choix et la conception des ouvrages annexes (évacuateur de crue et vidange de fond). Ceux ci sont destinés à assurer le fonctionnement et sécurité de l'ouvrage, par conséquent, ils occupent une place importante dans l'aménagement hydraulique. C'est pour cela qu'il faut lui accorder une attention particulière pendant la conception et la réalisation, afin de pouvoir à adopter a chaque ouvrage,

les conditions topographique par la réalisation d'un nivellement exacte du terrain, géologiques et hydrologiques pour son implantation et son fonctionnement parfait.

Pour ce faire, la démarche suivie a consisté en une étude topographique dans le chapitre I. Le chapitre II porte sur l'étude géologique et géotechnique pour déterminer la nature du sol et ses caractéristiques physique et mécanique. Une étude hydrologique détaillée du bassin versant d'oued Labiodh dans le chapitre III, suivi de l'étude des variantes dans le chapitre IV et V pour la conception de la digue et déterminer ses différentes dimensions. Enfin, on entamera l'étude des ouvrages annexes.

Pour clôturer ce travail, une conclusion générale viendra faire une synthèse des travaux effectués avec les recommandations qui s'y rapportent.

Chapitre 01

Etude Topographique

Chapitre 1 : Etude Topographique

I.1 Introduction

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

D'une manière générale, le choix de l'emplacement d'un barrage se fait par étapes en opérant une sélection parmi les sites candidats de moins en moins nombreux selon la procédure suivante :

- Analyse des cartes topographiques
- reconnaissance du terrain par des études géologiques et topographiques
- étude de la structure du terrain au moyen de la prospection géologique ou d'autres techniques possibles
- Détermination des paramètres hydrauliques K, P, S...ect
- estimation du mécanisme d'écoulement des eaux à partir des résultats de l'observation des oueds.

A cela s'ajoute au besoin, les données hydrologiques et météorologiques, telles que la pluviométrie et le débit du cours d'eau sont également collectés pour déterminer la nécessité et la faisabilité de la digue.

D'autre part, la gestion et l'entretien du barrage nécessitent une participation active de la communauté locale. Il faut donc mener une étude socio-économique afin de déterminer la possibilité de la participation des habitants. Une fois l'emplacement fixé, il est également important de promouvoir la participation de la communauté locale dès le stade de l'avant-projet.

L'étude nous impose plusieurs variantes du choix des axes de l'implantation du barrage, qu'on devra choisir la meilleure solution du point de vue économique et technique.

I.2 Recherche et choix du site

Le choix du site est basé sur les conditions géologiques, hydrologiques, un étendu suffisant favorisant le remplissage de la retenue et un volume d'eau suffisamment stocké pour satisfaire les besoins.

On a obtenu deux axes de d'implantation favorables pour le barrage:

- La première solution située dans la gorge de l'oued LABIODH envisagée par ses coordonnées LAMBERT:

X : 03° 30' 196' '

Y : 32° 23' 309' '

- La deuxième alternative située à environ de 500m à l'aval de la première variante qui sera rassemblée en plus le sous bassin de l'Oued ZEGOUR.

I.3 Choix de l'axe de la digue

Pour le choix de l'axe de la digue, il est important de sauvegarder les assiettes agricoles situées à l'aval de la retenue, première variante, qui présente une rente d'argent pour plusieurs familles.

Le choix final de l'axe du barrage a été adopté sur la première solution pour garder les périmètres irrigués.



Figure I-1 : site proposé pour l'implantation du barrage

I.4 L'emplacement du site

La retenue du LABIODH est située à 18 kilomètres environ de la commune de Metlili wilaya de Ghardaïa, les coordonnées selon la carte d'Etat MAJOR 1/200 000 de SAHARA-Ghardaïa sont les suivantes :

X : 03° 30' 196' '

Y : 32° 23' 309' '

Z = 568 m NGA

I.5 Caractéristiques morphologiques

Le bassin versant d'Oued LABIODH fait grande partie du bassin versant Metlili qui est situé au bled CHEBKA dans le Sahara Algérien.

Géomorphologiquement, le bassin versant Metlili se caractérise par une ramification très intense à travers les dalles des calcaires du turonien et sénonien. En effet, on peut distinguer :

- Le plateau de la chebkha : caractérisé par une faible pente entre 0 et 5% comportant quelques micros dépressions
- les versants des chaabats : caractérisés par une pente importante entre 10 et 25 % et une faible capacité d'infiltration.
- les fonds des chaabats entre 5 et 10% : peuvent comporter un léger remplissage alluvionnaire ou détritique. (carte topographique 2018- sources SRTM.Data)

I.6 Climat

Le climat de la région est du type saharien, caractérisé par un écart élevé entre la température de l'été et celle de l'hiver, une faible précipitation et une évaporation intense.

On enregistre une moyenne annuelle de 22.3°C, avec une évaporation de l'ordre de 527.62 mm par an et une faible hauteur de pluies avec une moyenne de précipitations de 77.01 mm/an.

Chapitre 02

Etude géologique et géotechnique

Chapitre 2 : Etude Géologique et Géotechnique

II.1 Etude géologique

II.1.1 Introduction

Les études géologiques et géotechniques établies sur le site de nos futures digues nous permettent de recommander les types des ouvrages les mieux adaptés à implanter, en fonction de la nature du sol et de ses caractéristiques, ainsi la disposition en qualités et en quantités des matériaux de construction au voisinage du site.

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

- La stabilité mécanique de la digue et des appuis (rive gauche et droite), l'étanchéité de son corps et de la cuvette
- la résistance de la fondation, son étanchéité et les traitements nécessaires si c'est le cas.

Dans l'absence d'une coupe géologique du site, on s'est référencié sur des études similaires proches de notre zone d'étude à savoir: Oued Laadira, Oued El-Haimeur et El-Atteuf.

II.1.2 Géologie régionale

II.1.2.1 Stratigraphie générale

Du point de vue géologique, la wilaya de Ghardaïa est située aux bordures occidentales du bassin sédimentaire secondaire du Sahara, sur un grand plateau subhorizontal de massifs calcaires d'âge Turonien appelé couramment "la dorsale". Sous les calcaires turoniens on recoupe une couche imperméable formée d'argile verte et de marne riche en gypse et en anhydrite; elle est attribuée au Cénomaniens. L'étage de l'Albien est représenté par une masse importante de sables fins à grès et d'argiles vertes. Elle abrite des ressources hydrauliques considérables.

Les alluvions quaternaires formées de sables, galets et argiles tapissent le fond des vallées des oueds de la dorsale. Ces alluvions abritent des nappes superficielles d'Infero-flux (nappes phréatiques).

La nappe de cet étage est captée par des forages avec succès, elle constitue la principale ressource en eau dans la région (Figure II-1).

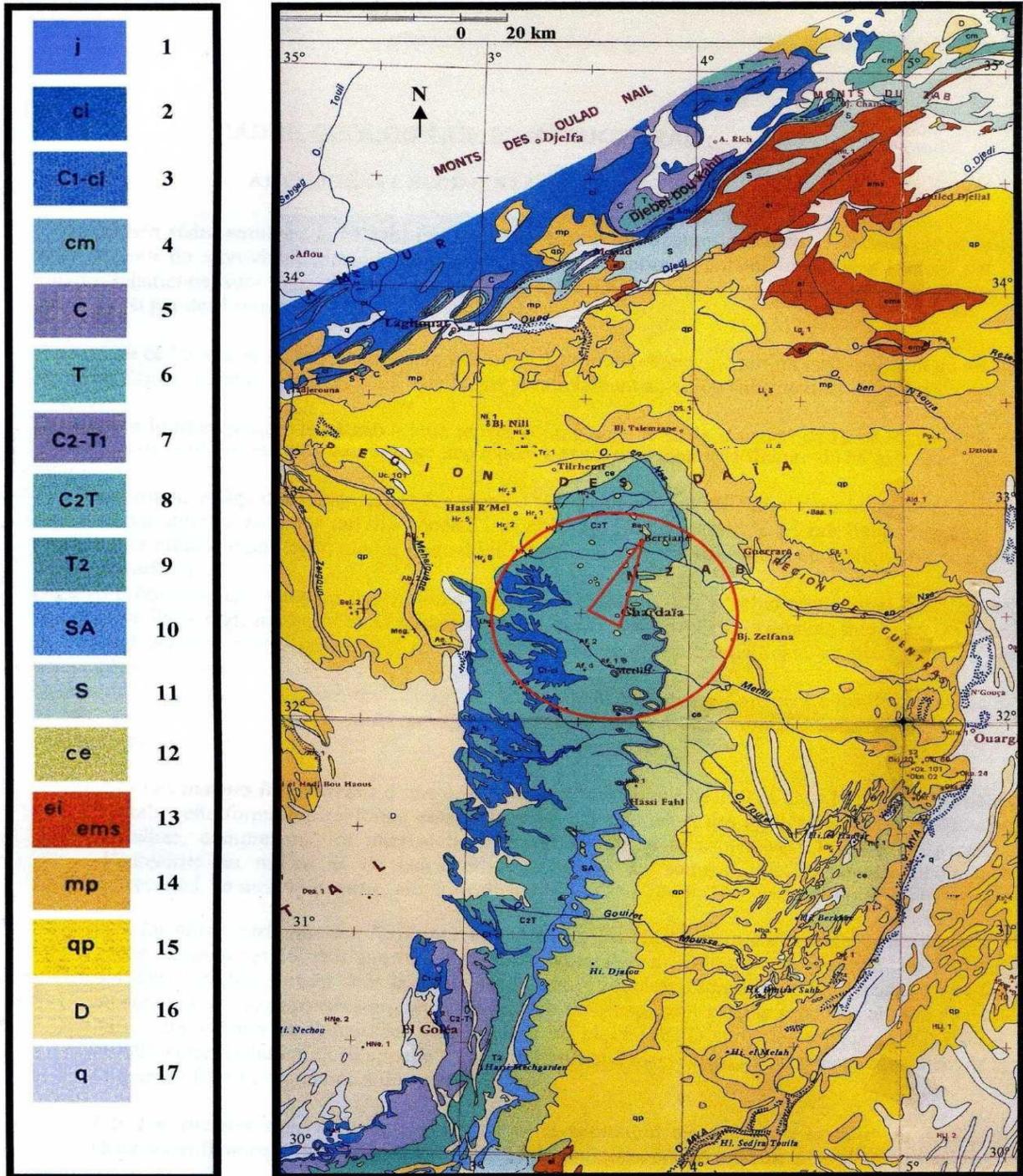


Figure II-1 : carte géologique du M'zab (extrait modifié de la carte géologique au 1/2000000 du bassin mésozoïque du Sahara algéro-tunisien et de ses abords, de G. Busson 1967)

Le cercle rouge représente la région de Ghardaïa, le triangle rouge montre avec ses trois pointes les trois secteurs étudiés. Ages des terrains : 1- Jurassique (j) ; 2- Crétacé inférieur (ci) ; 3- Crétacé inférieur puis Cénomaniens argileux (C1-ci) ; 4- Crétacé moyen (cm) ; 5- Cénomaniens (C) ; 6- Turonien (T) ; 7- Cénomaniens supérieurs et Turonien inférieurs (C2-T1) ; 8- Cénomaniens supérieurs calcaires et Turonien (C2-T) ; 9- Turonien (T2) ; 10- Sénomaniens argilo-gypseux y compris du Maastrichtien (SA) ; 11- Sénomaniens (S) ; 12- Sénomaniens et Eocène indistinguables (ce) ; 13- Eocène inférieur (ei) et Eocène moyen-supérieur (ems) ; 14- Miocène ou Pliocène avec localement *Nummulitique continental* (mp) ; 15- Pliocène ou Quaternaire ancien (qp) ; 16- Dunes (D) ; 17- Quaternaire indifférencié (q).

Figure II-1: Carte géologique du site

II.1.3 Géologie du site

La région de METLILI caractérise par un relief très accidenté forme par un réseau serré de ravines séparés par des crêtes ou croupes. Les ravins se sont formés sous l'action de l'érosion pluviale au début du quaternaire.

Les ravins les plus profonds ont donné naissance aux grands Oued comme le cas de la vallée de METLILI, taillée en roche dure, laissant apparaître un escarpement en pente très forte qui domine les fonds plats de l'Oued, qui abrite toute au long de ses berges le lit actuel palmeraie en plein développement.

La région de la CHEBKA est caractérisée par un important réseau hydrographique, mais il est à sec pendant presque toute l'année ; cela est dû à la faiblesse et l'irrégularité des précipitations. Mais cela n'exclut pas des possibilités de crues importantes tous les 3 à 5 ans.

La vallée de Metlili entaillée dans les massifs calcaires du Turonien se caractérise par 3 couches géologiques :

1- Turonien : une couche calcaire en majorité à profondeur de 153m et couvre la partie ouest de région.

2- Cénomaniens : profondeur de 153m, c'est une couche argileuse et couvre la partie extrême Nord de la région.

3- Albien : profondeur de 236m, c'est un mélange d'argile sableux, Argile, sable et calcaire sableux.

II.1.4 Sismicité

Les connaissances actuelles sur la sismicité algérienne basées principalement sur la sismicité historique permettent de fixer la limite méridionale de la partie sismique de l'Algérie au niveau de l'accident sud Atlasique. A l'exception de trois épicentres localisés au sud Est de Biskra, les régions situées au sud de la flexure saharienne sont totalement asismiques. La région du site peut cependant ressentir les séismes de la partie sud de l'Atlas (distance supérieure à 150km).

Selon les règles parasismiques algériennes le site se situe sur la zone 0- voir la figure II-2.

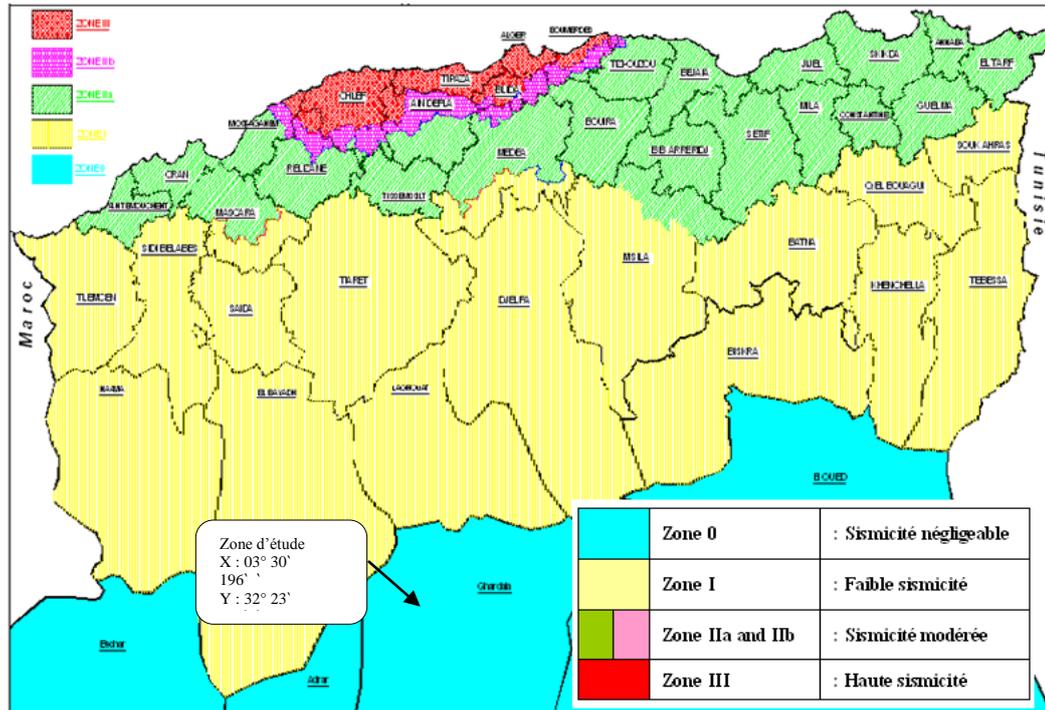


Figure II-2: Carte des zones séismiques en Algérie. [11]

II.1.5 Tectonique

Les formations calcaires à structure tabulaires, au droit du site, ne sont affectées par aucun phénomène tectonique notable d'importance régionale. Les mêmes directions et pendages sont mesurés aussi bien en rive droite qu'en rive gauche. Aucune faille d'importance n'est relevée aux environs immédiats du site.

La fracturation est cependant intense. Elle est liée d'une part aux phénomènes tectoniques à petites échelles et d'autres part aux phénomènes de géodynamique externe, notamment les variations de température; les fissures qui résultent de ces effets géodynamiques sont superficiels et d'orientation aléatoire.

II.2 Etude géotechnique

L'étude géotechnique s'appuie sur des travaux de reconnaissances pour déterminer la nature du terrain, structure, son degré d'altération (failles, diaclases) et ses caractéristiques mécaniques. Les divers moyens employés sont ci-après :

- 1- Décapage et réalisation de fouilles de la zone d'implantation de la digue
- 2- sondage mécanique avec des prises d'échantillons (des profondeurs de plusieurs dizaines de mètres)
- 3- campagne de reconnaissance géophysique

4- étude mécanique du sol des zones d'emprunt.

Le but de ces analyses est de déterminer les propriétés chimiques, physiques et mécaniques des sols en place. Le terrain en question servira d'assiette à la construction d'une retenue collinaire d'Oued LABIODH-Metlili.

II.2.1 mode de prélèvement

Les échantillons de matériaux transmis au laboratoire sont de type remaniés. Ils ont été prélevés dans des puits réalisés à la pelle ou manuellement soit sur les rives et dans le lit d'oued, soit dans la zone d'emprunt.

- Rive droite
- rive gauche
- lit d'oued
- zone d'emprunt.

II.2.2 Essais au laboratoire

Des essais physiques, mécaniques et chimiques ont été effectués au Laboratoire Des Travaux Publics Du Sud sur des échantillons représentatifs de sol intact. Il s'agit de :

II.2.2.1 Essais physiques

- Analyses granulométriques
- limites d'Aterberg
- poids volumiques apparents
- teneur en eau.

II.2.2.2 Essais mécaniques

- Cisaillement direct à la boîte du Casagrande
- consolidation
- compactage.

II.2.2.3 Essais chimique

- Essais du bleu méthylène.

II.2.3 Description et caractéristique du sol en place

II.2.3.1 Rive droite

- Limites de liquidité : LL=19%
- limites de plasticité : LP= /
- indice de plasticité : IP= /
- équivalent du sable : Es=20 %

- Poids volumique apparent $\gamma = 2,12 \text{ g/cm}^3$
- essais au bleu méthylène $V_b = 50\%$.

II.2.3.2 Rive gauche

Les essais d'identification réalisés sur ce matériau, ont donné les résultats suivants :

- Limites de liquidité : $LL = 19,51\%$
- limites de plasticité : $LP = /$
- indice de plasticité : $IP = /$
- équivalent du sable : $Es = 19,39 \%$
- poids volumique apparent : $\gamma = 1,915 \text{ g/cm}^3$
- essais au bleu méthylène $V_b = 70\%$.

L'abaque de plasticité et la courbe granulométrie de la rive gauche se trouvent joints en annexe I.

II.2.3.3 lit d'oued

- Limites de liquidité : $LL = 14,78\%$
- limites de plasticité : $LP = /$
- indice de plasticité : $IP = /$
- équivalent du sable : $Es = 54,68 \%$
- teneur en eau : $WL = 15,6 \%$
- poids volumique apparent : $\gamma = 2,346 \text{ g/cm}^3$
- essais au bleu méthylène : $V_b = 20\%$.

L'abaque de plasticité et la courbe granulométrie de la rive gauche se trouvent joints en annexe I.

II.2.3.4 Zone d'emprunt

Les essais d'identification réalisés montrent que le matériau est classé comme Limon peu plastique, Elle est constituée de plus de 12% d'éléments ayant un diamètre inférieur à 0,08mm.

Les résultats d'analyses sont les suivants :

- Limites de liquidité : $LL = 23,82\%$
- limites de plasticité : $LP = 18,81\%$
- indice de plasticité : $IP = 5,01$.
- équivalent du sable : $Es = 10,56 \%$
- Poids volumique apparent : $\gamma = 1,915 \text{ g/cm}^3$
- essais au bleu méthylène $V_b = 70\%$.

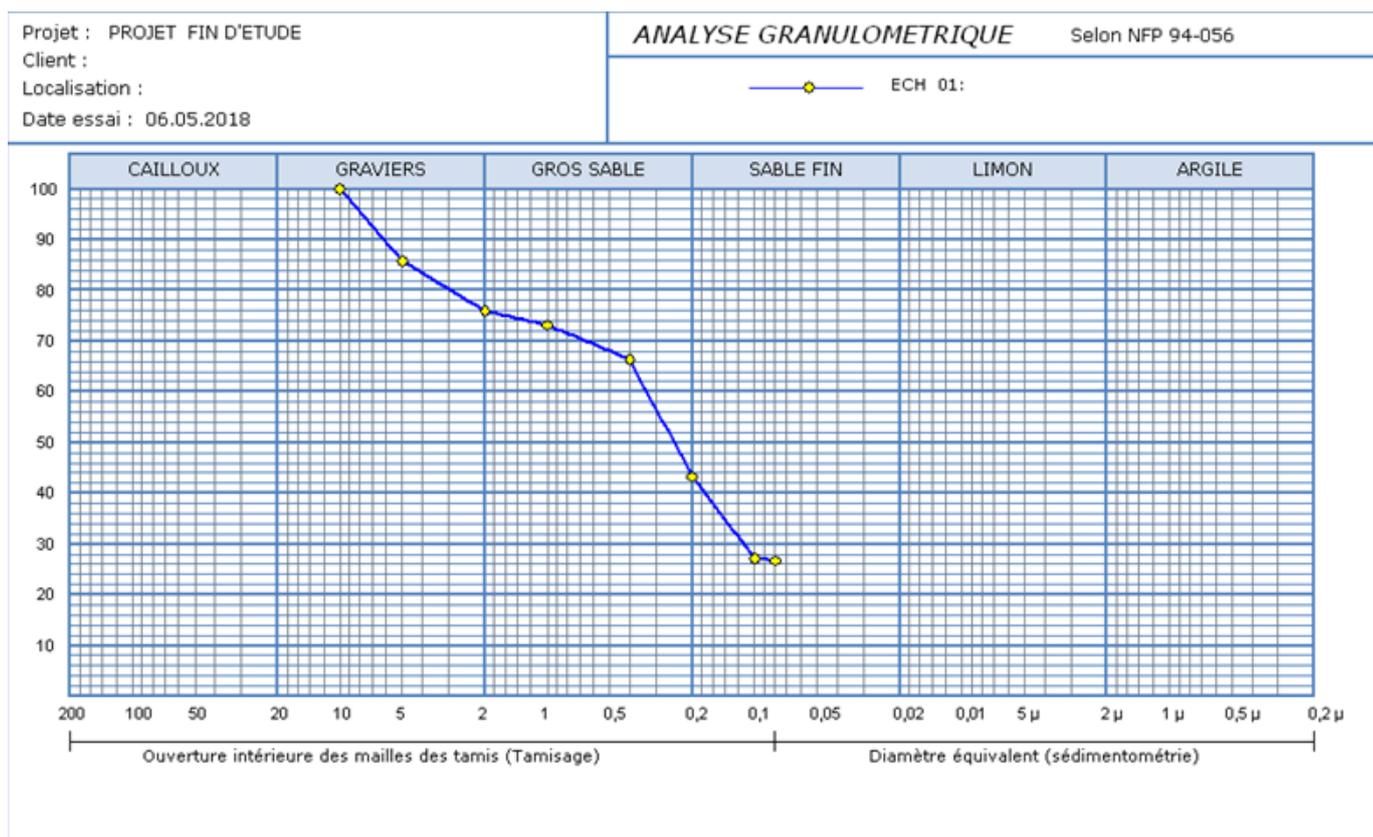


Figure II.4 : Courbe granulométrique de la zone d'emprunt

II.2.3.5 Condition de l'eau

Les analyses des eaux au niveau d'un puits ont montré que les eaux d'oued LABIODH a une agressivité faible à nulle.

II.2.4 Description

La description du sol est donnée dans cette colonne en utilisant le système de classification Unifiée européenne -Norme Française- les différentes classes granulométriques sont définies comme ci-dessous en fonction de la dimension des particules :

Tableau II.1: Le diamètre des éléments selon la classification unifiée (Norme Française)

LES ELEMENTS	DIAMETRE
Blocaux	Plus DE 300 MM
Cailloux	75 A 300 MM
Gravier	4,76 A 75 MM
Sables grossier	2,0 à 4,76 mm
Sable moyen	0,42 à 2,0 mm
Sable fin	0,074 à 0,42 mm
Limon (silt)	<0,074 mm (ML ou MN sur l'abaque de plasticité)
argile	<0,074 mm (CL ou MN sur l'abaque de plasticité)

La description d'un sol composite se fait en utilisant la terminologie décrite ci-dessous selon les proportions des constituants et d'après la dimension des particules.

II.2.4.1 Constituant principale en pourcentage pondérale

- Plus de 50 % des grains > 0,074: grains grossiers (gravier ou sable selon % relatif).
- Plus de 50% < 0,074: grains fin (limon ou argile selon abaque de plasticité).

II.2.4.2 Constituants secondaires

- De 35 à 50% et (gravier/ sable/ limon/ argile).
- De 20 à 35% adjectif (graveleux/ sableux/ limoneux/argileux).
- De 10 à 20% un peu du (gravier/ sable/ limon/ argile).
- De 00 à 10% trace du (gravier/ sable/ limon/argile).

II.2.5 Indice de pénétration standard :

Les résultats sont reportés dans le tableau récapitulatif II.2. Les essais sont en général conformes aux normes françaises suivantes :

Tableau II.2: Les normes des essais N.F

Essais	Normes
Limites de liquidité (avec outil de casagrande)	NF P 94-051
Limite de plasticité	NF P 94-051
Essai au bleu de méthylène	NF P 94-068
Analyse granulométrique des sols (méthode par tamisage à sec après lavage)	NF P 94-056
Equivalent de sables	NA 455/EN 933-8
Masse volumique et de la densité	NF P 94-061-2
Teneur en eau pondérale des eaux	NF P 94-050

Les échantillons du sol sont numérotés et inscrits à la profondeur de prélèvement. Leur état est indiqué, il peut être soit remanié, acceptable intact ou perdu.

II.2.6 conclusions et recommandations

A l'issue de cette étude, il convient que le matériau choisi et étudié est convenable pour la construction du corps de notre digue.

Des études géologique et géotechnique approfondies seront réalisées dans la phase d'exécution du projet.

Une prospection des zones d'emprunt sera réalisé avant à la phase d'exécution pour satisfaire les besoins en TVO.

Chapitre 03

Etude hydrologique

Chapitre 3: Etude Hydrologique

III.1 Introduction

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique révèle une importance considérable.

Le but est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'oued tels que les débits des crues, les apports du bassin versant (apports liquides et solide) qui constituent la base de dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement.

En vue de l'absence de stations hydrométriques sur le long de l'oued, les apports provenant au barrage seront estimés en utilisant les formules empiriques et les données pluviométriques des stations les plus proches (station de Ghardaïa) pour aboutir à des résultats satisfaisants, et aussi proches que possible des conditions naturelles.

III.2 Caractéristiques morphologiques du bassin versant

III.2.1 Définition du bassin versant

Le bassin versant est un espace géographique dont les apports hydriques naturels sont alimentés exclusivement par les précipitations, et dont les excès en eaux ou en matières solides transportés par l'eau forment à un point unique de l'espace un exutoire.

III.2.2 Paramètres géométriques

A l'aide du logiciel **Arc Gis** nous avons déterminé les paramètres morphométriques de notre bassin versant:

III.2.2.1 Superficie du bassin versant:

La superficie du bassin versant est mesurée à l'échelle.

$$\boxed{S = 183.104 \text{ Km}^2}$$

III.2.2.2 Périmètre du bassin versant

Le périmètre du bassin versant est obtenu directement sur la même carte et à la même échelle :

$$\boxed{P = 61.91 \text{ Km.}}$$

III.2.2.3 Indice de compacité de Gravellius "Kc"

Cet indice exprime la forme du bassin versant, il est en fonction de la surface du bassin et de son périmètre.

$$Kc = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(III.1)$$

P: périmètre du bassin versant (Km)

S: superficie du bassin versant (Km²)

Si : Kc = 1 ; le bassin versant est ramassé

Kc > 1 ; le bassin est allongé.

$$Kc = 0.28 \frac{61.91}{\sqrt{183.104}} \quad \text{AN: } Kc = 1.28$$

Donc : le Bassin Versant est allongé

III.2.2.4 Rectangle équivalent

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

$$L = \frac{Kc\sqrt{S}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots(III.2)$$

$$l = \frac{Kc\sqrt{S}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots(III.3)$$

AN: $l = 7.98 \text{ Km}$

$L = 22.95 \text{ Km}$

Le rectangle équivalent est présenté dans la figure suivante:

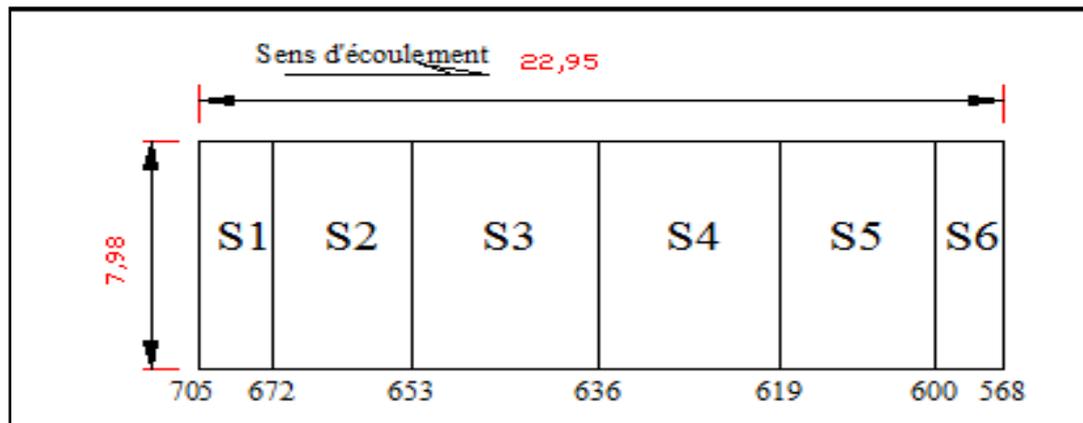


Figure III-1: Rectangle équivalent

III.2.2.5 Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$Ca = L^2 / S \dots\dots\dots (III.4)$$

L : la longueur du talweg principal $L = 21.7 \text{ Km}$

S : la superficie du bassin versant. $S = 183.104 \text{ Km}^2$

$$\text{AN : } \boxed{Ca = 2.57}$$

III.2.3 Paramètres du relief

III.2.3.1 Courbe hypsométrique

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

Le tableau suivant nous donne la répartition des surfaces en fonction des cotes.

Tableau III-1 : Répartition des surfaces élémentaires en fonction des cotes

Altitudes (m)	H_{moy} (m)	S_i (Km^2)	S_i %	S_i cumulées %	$S_i \cdot H_i$ ($\text{Km}^2 \cdot \text{Km}$)
705-672	688.5	17.10	9.34	9.34	11773.35
672-653	662.5	31.20	17.04	26.38	20670.00
653-636	644.5	42.70	23.32	49.70	27520.15
636-619	627.5	41.20	22.50	72.20	25853.00
619-600	609.5	35.20	19.22	91.43	21454.40
600-568	584	15.70	8.57	100.00	9168.80

La courbe hypsométrique est représentée par la figure suivante:

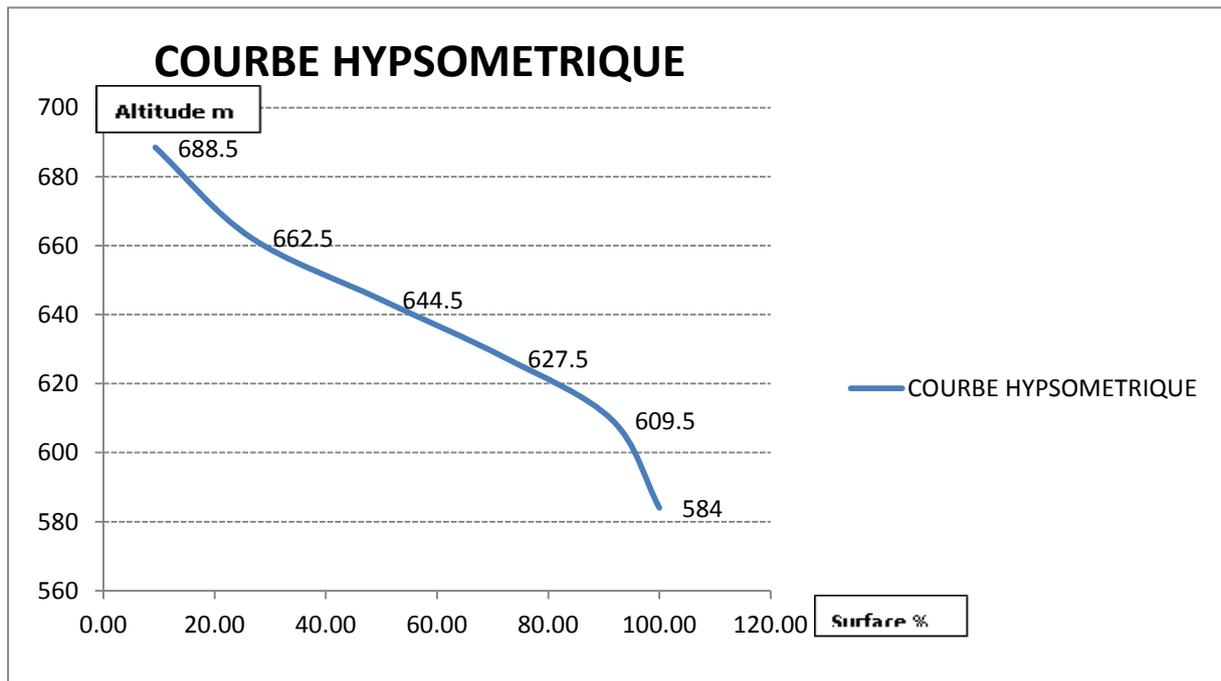


Figure III-2: Courbe hypsométrique

III.2.3.2 Les altitudes caractéristiques

a- L'altitude maximale et minimale

Elles sont obtenues directement à partir de la carte topographique. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire.

Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques 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 :

$$H_{\max} = 705 \text{ m}$$

$$H_{\min} = 568 \text{ m}$$

b-Altitude moyenne du bassin versant

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique.

On peut la définir comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \frac{S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots (III.5)$$

Avec :

H_{moy} : altitude moyenne du bassin [m]

S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km²]

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m]

S : superficie totale du bassin versant [km²].

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.

$$H_{\text{Moy}} = 636 \text{ m}$$

c-L'altitude médiane

L'altitude médiane correspond à l'altitude 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 (Figure III-2) on a :

$$H_{\text{méd}} = 636.41 \text{ m}$$

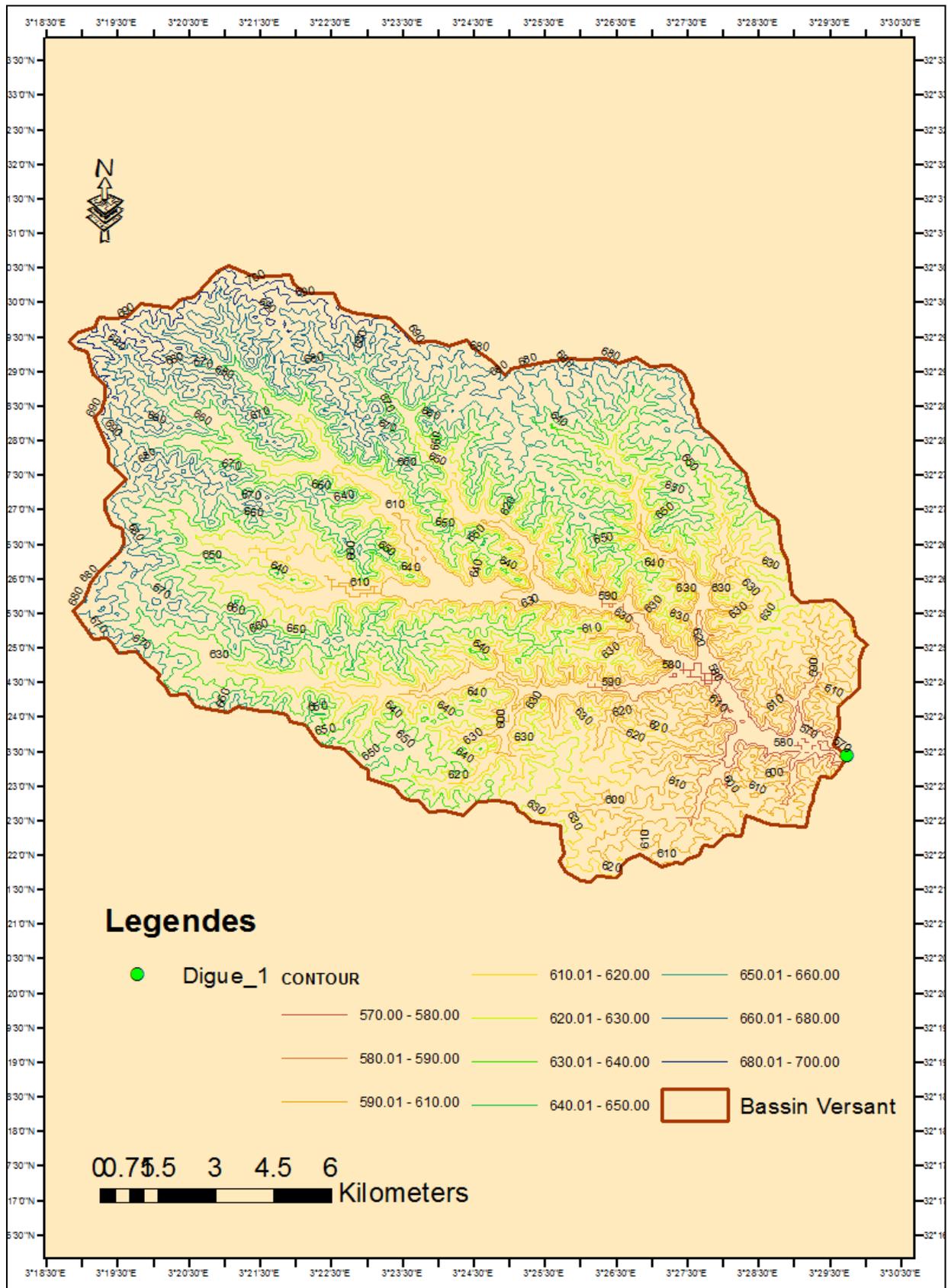


Figure III-3: Carte topographique d'Oued LABIODH

III.2.4 La pente moyenne du bassin versant

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct (Donc sur le temps de concentration T_c et influence directement le débit de pointe lors d'une averse).

$$i_{\text{moy}} = 10,78\%$$

III.2.5 Indice de pente globale i_g

Cet indice est déterminé par la formule suivante

$$i_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (III.11)$$

L : la longueur du rectangle équivalent

$H_{5\%} = 685$ m

$H_{95\%} = 590$ m.

A.N :

$$i_g = \frac{685 - 590}{22,95 \cdot 10^3} \cdot 100\% = 0,4\%$$

III.2.6 Temps de concentration

Le temps de concentration T_c des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier, Il est composé de trois termes différents :

T_h : Temps d'humectation c'est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle.

T_r : Temps de ruissellement ou d'écoulement c'est le temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturel, collecteur).

T_a : Temps d'acheminement c'est le temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration T_c est donc égal au maximum de la somme de ces trois termes, soit :

$$T_c = \max(\sum(T_h + T_r + T_a))$$

Théoriquement on estime que T_c est la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement. Pratiquement le temps de concentration peut être déduit de mesures sur le terrain ou s'estimer à l'aide de formules le plus souvent empiriques.

- Formule de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \dots\dots\dots \text{(III.6)}$$

A : Surface du bassin versant en [Km²]

L : longueur du talweg principale en [Km]

H_{moy}, H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du B.V en [m].

A.N :

$$T_c = \frac{4\sqrt{183,104} + 1,5 * 21,70}{0,8\sqrt{636 - 568}} = 13,14 \text{ heure}$$

- Formule de CALIFORNIA

$$T_c = \left(\frac{0,87 \cdot L^3}{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}} \right)^{0,386} \dots\dots\dots \text{(III.7)}$$

A.N :

$$T_c = \left(\frac{0,87 \cdot 21,7^3}{705 - 568} \right)^{0,386} = 5,01 \text{ heure}$$

- Formule de KIRPICH

$$T_c = 0,6615 \cdot L_p^{0,77} \cdot i_{\text{moy}}^{0,385} \dots\dots\dots \text{(III.8)}$$

Avec :

LP : Longueur du cours d'eau principal (km) ;

i_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

A.N :

$$T_c = 0,6615 \cdot 21,7^{0,77} \cdot 0,1078^{0,385} = 3 \text{ heure}$$

■ Formule de VENTURA

$$T_c = 1,1272 \sqrt{\frac{S}{i_{\text{moy}}}} \dots\dots\dots (III.9)$$

A.N :

$$T_c = 0,1272 \sqrt{\frac{183,104}{0,1078}} = 5,24 \text{ heure}$$

Les résultats de différentes méthodes sont présentés dans le Tableau suivant.

Tableau III-2 : Temps de concentration

Formule	Tc (heure)
GIANDOTTI	13,14
CALIFORNIA	5,01
KIRPICH	3
VENTURA	5,24

Pour des raisons de sécurité, on opte à la formule de VENTURA car elle nous donne une valeur du temps de concentration la plus proche de la moyenne des autres formules c'est-à-dire :

$$T_c = 5,24 \text{ heure}$$

III.2.7 Vitesse moyenne de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule:

$$V_R = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (III.10)$$

L : Longueur de talweg principal en [Km]

Tc : temps de concentration en [heure].

A.N :

$$V_R = \frac{21,70}{5,24} = 4,14 \text{ km/h}$$

III.8 Les courbes isochrones

Les courbes isochrones représentent les courbes d'égal temps de concentration des eaux sur le bassin versant. Ainsi, l'isochrone la plus éloignée de l'exutoire représente le temps mis pour que toute la surface du bassin versant contribue à l'écoulement à l'exutoire après une averse uniforme. Le tracé du réseau des isochrones permet donc de comprendre en partie le comportement hydrologique d'un bassin versant et l'importance relative de chacun de ses sous bassins.

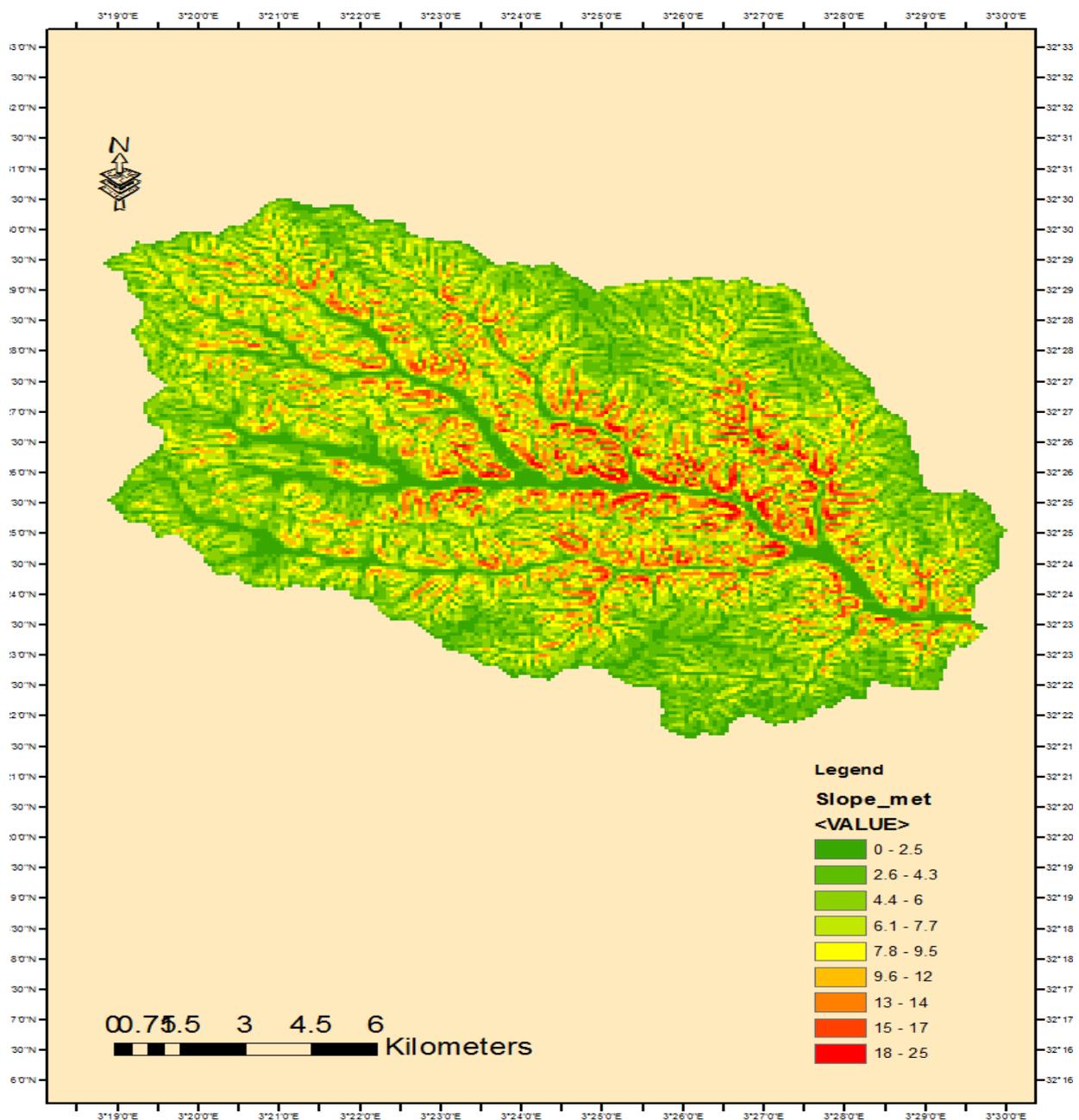


Figure III-4: Carte montre les pentes du bassin versant d'Oued LABIODH

III.3 Le réseau hydrographique

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin, Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes.

La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin est due à quatre facteurs principaux :

a) La géologie

Par sa plus ou moins grande sensibilité à l'érosion, la nature du substratum influence la forme du réseau hydrographique. Le réseau de drainage n'est habituellement pas le même dans une région où prédominent les roches sédimentaires, par comparaison à des roches ignées (des "roches de feu" dénommées ainsi car ces roches proviennent du refroidissement du magma).

La structure de la roche, sa forme, les failles, les plissements, forcent le courant à changer de direction.

b) Le climat

Le réseau hydrographique est dense dans les régions montagneuses très humides et tend à disparaître dans les régions désertiques.

c) La pente du terrain

Détermine si les cours d'eau sont en phase érosive ou sédimentaire. Dans les zones plus élevées, les cours d'eau participent souvent à l'érosion de la roche sur laquelle ils s'écoulent. Au contraire, en plaine, les cours d'eau s'écoulent sur un lit où la sédimentation prédomine.

d) L'activité humain

Le drainage des terres agricoles, la construction de barrages, l'endiguement, la protection des berges et la correction des cours d'eau modifient continuellement le tracé original du réseau hydrographique.

Afin de caractériser le réseau hydrographique, il est souvent utile de reporter son tracé en plan sur une carte à une échelle adéquate. L'utilisation de photographies analogiques ou numériques

est utile à cette identification. Divers paramètres descriptifs sont utilisés pour définir le réseau hydrographique.

III.4 La topologie (structure du réseau et ordre des cours d'eau)

Par topologie, on entend l'étude des propriétés géométriques se conservant après déformations continues. Par extension, la topologie étudie les notions de voisinage et de limite. Appliquée à l'hydrologie, la topologie s'avère utile dans la description du réseau hydrographique notamment en proposant une classification de ceux-ci.

Attire d'exemple, on trouve les types dendritiques, en treillis, en parallèle, rectangulaire, à méandre, anastomosé, centripète, etc.

La classification est facilitée par un système de numérotation des tronçons de cours d'eau (rivière principale et affluents). L'ordre des cours d'eau est donc une classification qui reflète la ramification du cours d'eau.

La codification des cours d'eau est également utilisée pour la codification des stations de mesures, permettant ainsi un traitement automatisé des données. Il existe plusieurs types de classifications des tronçons des cours d'eau, dont la classification de Strahler (1957) qui est la plus utilisée.

Cette classification permet de décrire sans ambiguïté le développement du réseau de drainage d'un bassin de l'amont vers l'aval. Elle se base sur les règles suivantes :

- Tout cours d'eau dépourvu de tributaires est d'ordre 1
- le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordre différent prend l'ordre du plus élevé des deux
- le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau du même ordre est augmenté de 1.

Un bassin versant à l'ordre le plus élevé de ses cours d'eau, soit l'ordre du cours d'eau principal à l'exutoire. Il existe d'autres classifications de ce type comme celle de Horton (1945) qui est parfois utilisée dans le même but.

D'après la (figure III-5) le bassin versant est de d'ordre 5.

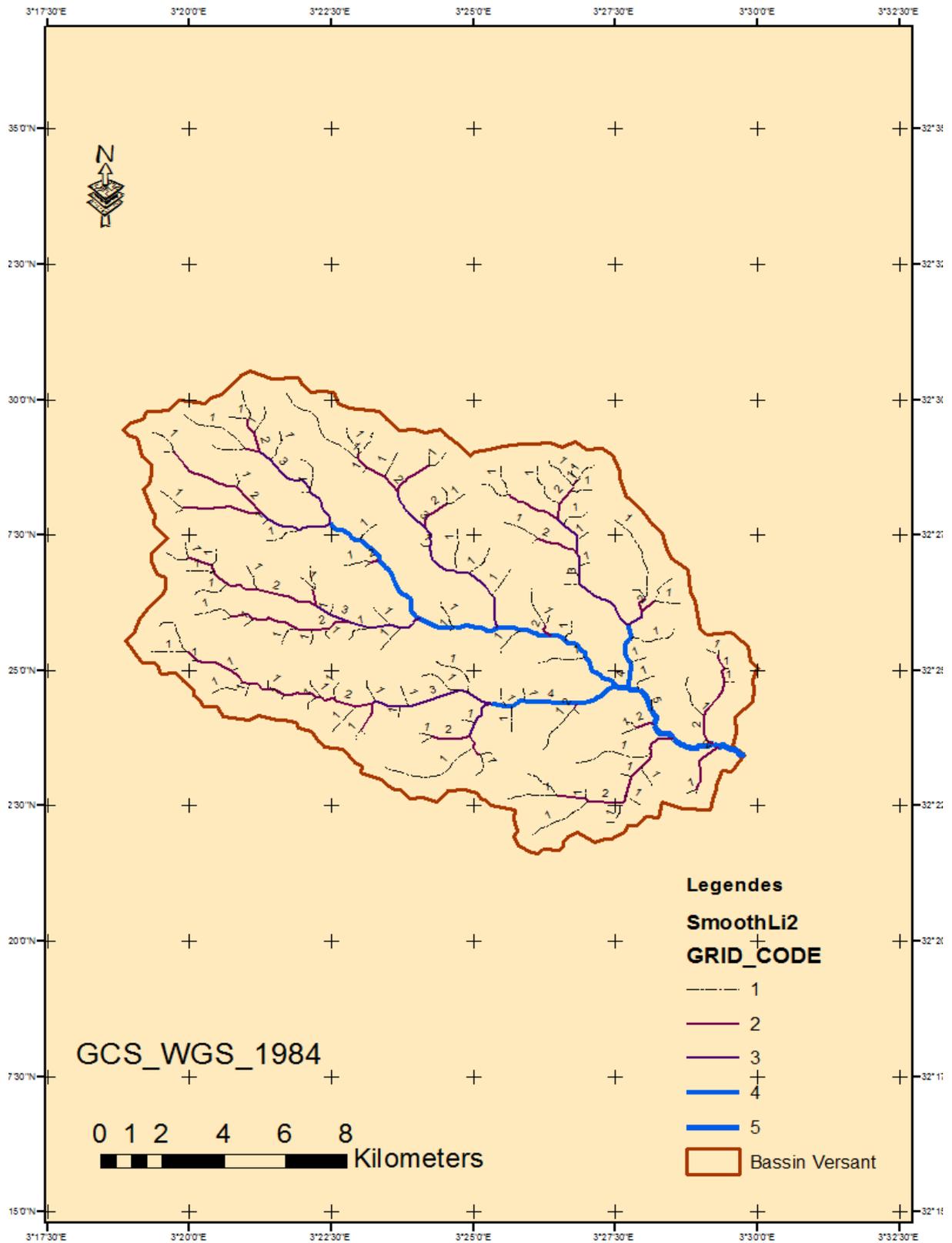


Figure III-5: Réseau hydrographique-Ordre des cours d'eau

III.4.1 Les longueurs et les pentes caractéristiques du réseau

III.4.1.1 Les longueurs caractéristiques

Un bassin versant se caractérise principalement par les deux longueurs suivantes :

La longueur d'un bassin versant (LCA)

C'est la distance curviligne mesurée le long du cours d'eau principal depuis l'exutoire jusqu'à un point représentant la projection du centre de gravité du bassin sur un plan (Snyder, 1938).

La longueur du cours d'eau principal (L)

C'est la distance curviligne depuis l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux, en suivant toujours le segment d'ordre le plus élevé lorsqu'il y a un embranchement et par extension du dernier jusqu'à la limite topographique du bassin versant.

Si les deux segments à l'embranchement sont de même ordre, on suit celui qui draine la plus grande surface, d'après le plan topographique et à l'aide d'un curvimètre la longueur du cours d'eau principale est :

$$L = 21,70 \text{ km}$$

III.4.1.1.1 Le profil longitudinal du cours d'eau

On a l'habitude de représenter graphiquement la variation altimétrique du fond du cours d'eau en fonction de la distance à l'émissaire. Cette représentation devient intéressante lorsque l'on reporte les cours d'eau secondaires d'un bassin versant qu'il est alors facile de comparer entre eux et au cours d'eau principal. Notons qu'il est d'usage d'utiliser un graphisme différent lorsque les affluents sont en rive gauche ou droite de la rivière dont ils sont tributaires. Le profil en long d'un cours d'eau permet de définir sa pente moyenne.

III.4.1.1.2 Courbe aire-distance

A partir de données sur un bon nombre de bassins versants (Hack, 1957), une relation établie entre la longueur L en [km] de la rivière et l'aire A en [km²] du bassin versant :

$$L = 1,4 \cdot S^{0,6} \dots\dots\dots \text{(III.12)}$$

On peut aussi définir la courbe aire-distance, qui met en relation la longueur moyenne des cours d'eau d'ordre n donné et l'aire tributaire moyenne des cours d'eau du même ordre n , et ceci ordre par ordre. Cette courbe permet de visualiser la répartition des superficies du bassin par rapport à l'exutoire ou par rapport au point de mesure du débit.

Cette répartition affecte en effet la concentration du ruissellement et donc influence la réponse hydrologique du bassin versant.

III.4.1.2 La pente moyenne d'un cours d'eau

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influence donc sur le débit maximal observé, Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer, entièrement ou en partie, dans le sol.

Le calcul des pentes moyennes et partielles de cours d'eau s'effectue à partir du profil longitudinal du cours d'eau principal et de ses affluents. La méthode la plus fréquemment utilisée pour calculer la pente longitudinale du cours d'eau consiste à diviser la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau.

$$P_{\text{moy}} = \frac{\Delta H_{\text{max}}}{L} \dots\dots\dots (III.13)$$

Où :

P_{moy} : Pente moyenne du cours d'eau [m/km]

ΔH_{max} : dénivellation maximale de la rivière [m]

L : longueur du cours d'eau principal [km].

On préférera parfois utiliser d'autres méthodes plus représentatives, par exemple celle qui consiste à assimiler la pente moyenne à la pente de la droite tracée entre les points situés à 15% et 90% de distance à partir de l'exutoire, on prendra la pente de la ligne, tracée depuis l'exutoire, dont la surface délimitée est identique à la surface sous le profil en long.

A.N :

$$P_{\text{moy}} = \frac{705 - 568}{20,3210^3} \cdot 100\% = 0,68\%$$

III.4.2 Le degré de développement du réseau

III.4.2.1 La densité de drainage

La densité de drainage, introduite par Horton, est la longueur totale du réseau hydrographique par unité de surface du bassin versant :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (III.14)$$

Avec :

D_d : Densité de drainage [km/km²]

L_i : longueur de cours d'eau [km]

S : surface du bassin versant [km²].

La densité de drainage dépend de la géologie des caractéristiques topographiques du bassin versant et, dans une certaine mesure, des conditions climatologiques et anthropiques.

En pratique, les valeurs de densité de drainage varient de 3 à 4 pour des régions où l'écoulement n'a atteint qu'un développement très limité et se trouve centralisé ; elles dépassent 1000 pour certaines zones où l'écoulement est très ramifié avec peu d'infiltration. Selon Schumm, la valeur inverse de la densité de drainage, $C=1/D_d$, s'appelle « constante de stabilité du cours d'eau ». Physiquement, elle représente la surface du bassin nécessaire pour maintenir des conditions hydrologiques stables dans un vecteur hydrographique unitaire (section du réseau).

$$A.N : D_d = \frac{191,53}{183,104} = 1,05 \text{ km/km}^2$$

III.4.2.2 La densité hydrographique

La densité hydrographique représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface.

$$F = \frac{\sum N_i}{S} \dots\dots\dots (III.15)$$

Où :

F : Densité hydrographique [km⁻²]

N_i : nombre de cours d'eau

S : superficie du bassin [km²].

Il existe une relation assez stable entre la densité de drainage D_d et la densité hydrographique F, de la forme :

$$F = a \cdot D_d^2 \dots\dots\dots (III.16)$$

a : Coefficient d'ajustement.

$$F = \frac{252}{183,104} = 1,38 \text{ km}^{-2}$$

III.4.2.3 Le rapport de confluence R_B

Sur la base de la classification des cours d'eau, Horton (1932) et Schumm (1956) ont établi différentes lois :

Loi des Nombres	$R_B = \frac{N_u}{N_{u+1}}$
Loi des Longueurs	$R_L = \frac{L_u}{L_{u+1}}$
Loi des Aires	$R_B = \frac{A_u}{A_{u+1}}$

Avec :

R_B : rapport de confluence des cours d'eau ("bifurcation ratio")

R_L : rapport des longueurs des cours d'eau

R_A : rapport des aires des cours d'eau

u : ordre d'un cours d'eau u varie entre 1 et n (n est l'ordre du cours d'eau principal, classification selon Strahler)

N_u : nombre des cours d'eau d'ordre u

N_{u+1} : nombre des cours d'eau d'ordre suivant

L_u : longueur moyenne des cours d'eau d'ordre u

A_u : aire tributaire moyenne des cours d'eau d'ordre u .

Le rapport de confluence est un nombre sans dimension exprimant le développement du réseau de drainage. Il varie suivant l'ordre considéré.

C'est un élément important à considérer pour établir des corrélations d'une région à une autre. Selon Strahler (1964), le R_B varie de 3 à 5 pour une région où la géologie n'a aucune influence.

III.4.2.4 Coefficient de torrentialité

Le coefficient de torrentialité « C_t » est calculé à l'aide de l'équation n :

$$C_t = D_d \cdot F \dots\dots\dots (III.17)$$

D_d : Densité de drainage

F : densité hydrographique.

A.N :

$$C_t = 1,05 * 1,38 = 1,449$$

On remarque que le coefficient de torrentialité est important ce qui nous amené à conclure que le réseau hydrographique de l'Algérie du nord et on a la Longueur moyenne des versant est :

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots(III-18)$$

D_d : Densité de drainage en [km/km²]

L : longueur du rectangle équivalent en [km].

A.N :

$$L_i = \frac{22,95}{2*1,05} = 10,92 \text{ km}$$

III.4.2.5 L'endoréisme

L'endoréisme est un phénomène rencontré dans certains bassins versants pour lesquels le réseau hydrographique n'est relié à aucun autre réseau. L'eau est alors acheminée et concentrée en un point du bassin qui peut être un lac, une mare ou une accumulation souterraine. Ce phénomène est généralement observé en zones arides.

Toutes les valeurs sont consignées dans le Tableau suivant:

Tableau III-3 : Paramètres physico-morphométriques du bassin versant

Désignation	unité	Sym	Qté
Surface	Km ²	S	183,104
Altitude maximale	m	H _{max}	705
Altitude minimale	m	H _{min}	568
Altitude moyenne	m	H _{moy}	636
Altitude médiane	m	H _{méd}	636,41
Indice de pente globale	%	i _g	0,4
Pente moyenne du bassin versant	%	i _m	10,78
Densité de drainage	Km/km ²	D _d	1,05
Pente moyenne du cours d'eau	%	P _{moy}	0,68
Densité hydrographique	Km ⁻²	F	1,38
Longueur du cours d'eau principale	Km	L	22,95
Périmètre du bassin	Km	P	61,91
Indice de compacité de Gravelius	***	K _c	1,26
Temps de concentration	H	T _c	5,24
Coefficient de torrentialité	***	C _t	1,449

III.5 Caractéristiques climatiques

La région de Metlili est située sur les rives de l'oued qui coule au centre-ville partageant la ville en deux parties, Est et Ouest, identifiée d'un climat saharien, avec des hivers froids et des étés chauds et secs. (A.N.R.H, 2007).

III.5.1 La température

Elle est marquée par une grande amplitude entre les températures de jours et de nuit, d'été et l'hiver. La période chaude commence au mois de Mai et dure jusqu'au mois de Septembre.

La température moyenne enregistrée au mois d'Août est de 33.9°C, le maximum absolu de cette période a atteint 42.5°C, pour la période hivernale, la température moyenne enregistrée au mois de Janvier ne dépasse pas 10.7°C, le minimum absolu de cette période a atteint -1°C.

Le tableau suivant récapitule les températures moyennes mensuelles de la Station de Ghardaïa.

Tableau III-4 : Température moyenne mensuelle et annuelle

Température (C°)	Sp	Oc	Nv	De	Jv	Fe	Mar	Av	Ma	Jn	Jt	At	Année
Metlili	28,8	22,9	16,2	11,7	10,7	13,1	16,8	20,6	25,9	31,0	34,4	33,9	22,3

III.5.2 L'évaporation

L'évaporation est très intense, surtout lorsqu'elle est renforcée par les vents chauds. Elle est de l'ordre de 527.62mm /an, avec un maximum mensuel de 75.04mm au mois de juin et un minimum de 17.62 mm au mois de Janvier.

III.5.3 Le vent

Le vent est le facteur principal de la topographie désertique. Pendant certaines périodes de l'année, en général en Mars et Avril, on assiste au Sahara de véritables tempêtes de sable. Des trompes de sable se déplacent avec violence atteignant plusieurs centaines de mètres.

Pour ce qui est du Sirocco, dans la zone de Metlili on note une moyenne annuelle de 11 jours/an pendant la période qui va du mois de Mai à Septembre.

III.5.4 Les précipitations

Les données pluviométriques sont accueillies relativement à la station de Ghardaïa (l'ONM):

Les valeurs de cette station englobent les prélèvements effectués durant une période de 40 ans allant de 1970 à 2012, faisant apparaître les précipitations journalières.

Tableau III-5 : Caractéristiques de la station pluviométrique de Ghardaïa

Nom	Ghardaïa
Organisme (source)	Office Nationale de la Météorologie (ONM)
Latitude	32°24 N
Longitude	03°48 E
Altitude (m)	468
Période d'observation	1970/2012
Nombre d'années observées	43
Observation	Station en fonctionnement

Les précipitations sont très faibles et irrégulières, elles varient entre 1,17mm et 15,85mm sur une durée moyenne de quinze(15) jours par an. Le nombre des jours de pluie ne dépasse pas onze(11) jours (entre les mois du janvier et mars). Les pluies sont en général torrentielles, fluctuantes et irrégulières durent peu de temps sauf cas exceptionnels.

Les précipitations engendrées peuvent être des importantes averses orageuses. J.Dubief (1953) a localisé notre région entre l'isohyète 100 et 50mm (Figure III-6).

Conventionnellement, l'isohyète 100mm est pris comme limite nord du domaine du désert. Le trait essentiel qui s'en dégage, une évolution latitudinale des précipitations avec une diminution du Nord vers Sud.

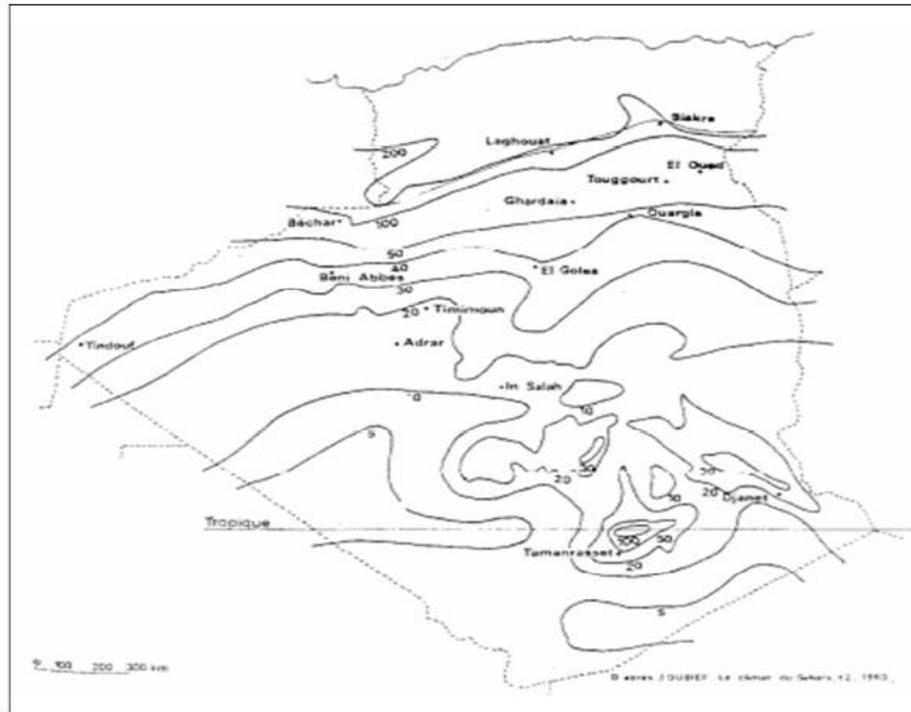


Figure III-6: Carte des isohyètes (J. Dubief, 1953)

La saison des pluies est comprise entre septembre et janvier, les valeurs moyennes sont de 50 mm à 70 mm, quelquefois sur des périodes des pluies intenses nous pouvons enregistrer jusqu'à 120,5 mm.

III.5.4.1 Précipitations moyenne mensuelle

Tableau III-6: Précipitations moyennes mensuelles de la région (O.N.M 2012)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Août
Pluie mens. mm	8,2	8,5	10,6	6,2	9,3	5,8	7,8	4	4	2,5	0,7	2,4

III.5.4.2 Précipitations maximales journalières

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, elles nous permettent de calculer les intensités des pluies les plus fréquentes.

La série d'observation enregistrée entre 1970 jusqu'à 2012 nous a permis de déduire la pluviométrie maximale journalière qui est de 54,8 mm.

Tableau III-7: Pluies journalières maximales observées à Ghardaïa (1970-2012)

Année	Pluie j maximale (mm)	Année	Pluie j maximale (mm)
1970	8	1991	10,9
1971	12,6	1992	12
1972	21	1993	11
1973	23,5	1994	54,8
1974	11,3	1995	30
1975	24,7	1996	12
1976	17,2	1997	23
1977	17,9	1998	4
1978	11,3	1999	26
1979	18,6	2000	18
1980	46,5	2001	18
1981	13	2002	24
1982	9,4	2003	33
1983	2,9	2004	46
1984	20,2	2005	7
1985	6,8	2006	16
1986	36,6	2007	10
1987	8,8	2008	23
1988	8,9	2009	48
1989	6,7	2010	40
1990	27,9	2011	38
		2012	10

III.5.5 Analyse statistiques de données

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau III-8: Caractéristique de la série avec N=43ans

caractéristiques	formules	valeur
La somme des Pmax j en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=43} X_i$	867,7
La moyenne des Pmax j en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum X_i}{N}$	20,2
L'écart type « σ »	$\delta_x = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{N}}$	13
Coefficient de variation, Cv	$C_v = \frac{\delta_x}{\bar{X}}$	0,645
L'exposant climatique	b=0.15 pour station de Ghardaïa	

III.5.5.1 Choix de la loi d'ajustement des pluies maximales journalières

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

Ajustement de la série pluviométrique à la loi du GUMBEL

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

$$F(x) = e - e^{-y} \dots\dots\dots(III-19)$$

Tel que : $y = a(x - x_0)$

Avec :

1/a : La pente de la droite du GUMBEL

Y : variable réduite du GUMBEL

X : précipitation maximale journalière (mm)

X₀ : ordonnée à l'origine en (mm).

On peut écrire : $y = -\ln(-\ln(F(x)))$

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

Tableau III-9: Ajustement des pluies par la loi du GUMBEL

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0,9999	101	11,1	79.6-123
2000	0,9995	86,2	9,27	68-104
1000	0,999	79,6	8,49	63-96.3
200	0,995	64,4	6,68	51.3-77.5
100	0,99	57,8	5,9	46.2-69.4
50	0,98	51,2	5,13	41.2-61.3
20	0,95	42,4	4,12	34.3-50.5
10	0,9	35,6	3,36	29-42.2
5	0,8	28,5	2,61	23.4-33.6

Le tracé des droites est représenté sur papier GUMBEL comme les montrent dans les graphes suivants:

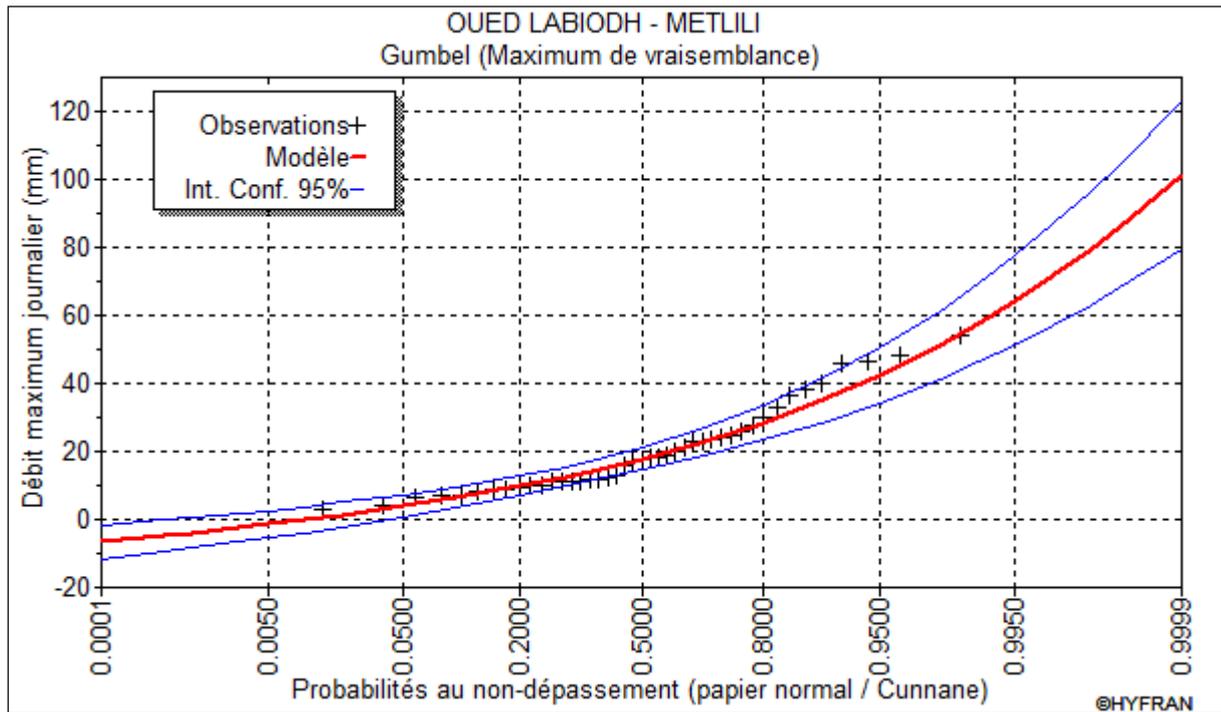


Figure III-7: Ajustement à la loi de GUMBEL

Ajustement de la série pluviométrique à la loi du GALTON (log normal)

Le procédé d’ajustement est identique à celui pour la loi de GUMBEL, seul la représentation graphique change ou elle est sur du papier log normal.

La loi du GALTON a une fonction de répartition qui s’exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots \dots \dots (III.20)$$

Où: $u = \frac{xi - \bar{x}}{\sigma x}$ (variable réduite du GAUSS)

L’équation de la droite du GALTON exprime par :

$$\text{Log } x(p\%) = \overline{\text{Log } x} + \sigma \cdot \text{Log } u(p\%) \dots \dots \dots (III.21)$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{42} \text{Log } Xi}{N}$$

Les résultats de l’ajustement par la loi Log Normal, GALTON, sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III-10: Ajustement des pluies par la loi du GALTON

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0,9999	204	60	86.4-322
2000	0,9995	153	40,4	73.5-232
1000	0,999	133	33,5	67.7-199
200	0,995	94	20,4	54-134
100	0,99	79,4	15,9	48.1-111
50	0,98	66	12,1	42.2-89.8
20	0,95	50	7,99	34.3-65.6
10	0,9	39,1	5,48	28.3-49.8
5	0,8	29	3,5	22.1-35.8

Ainsi que, les résultats sont présentés dans le graphe suivant:

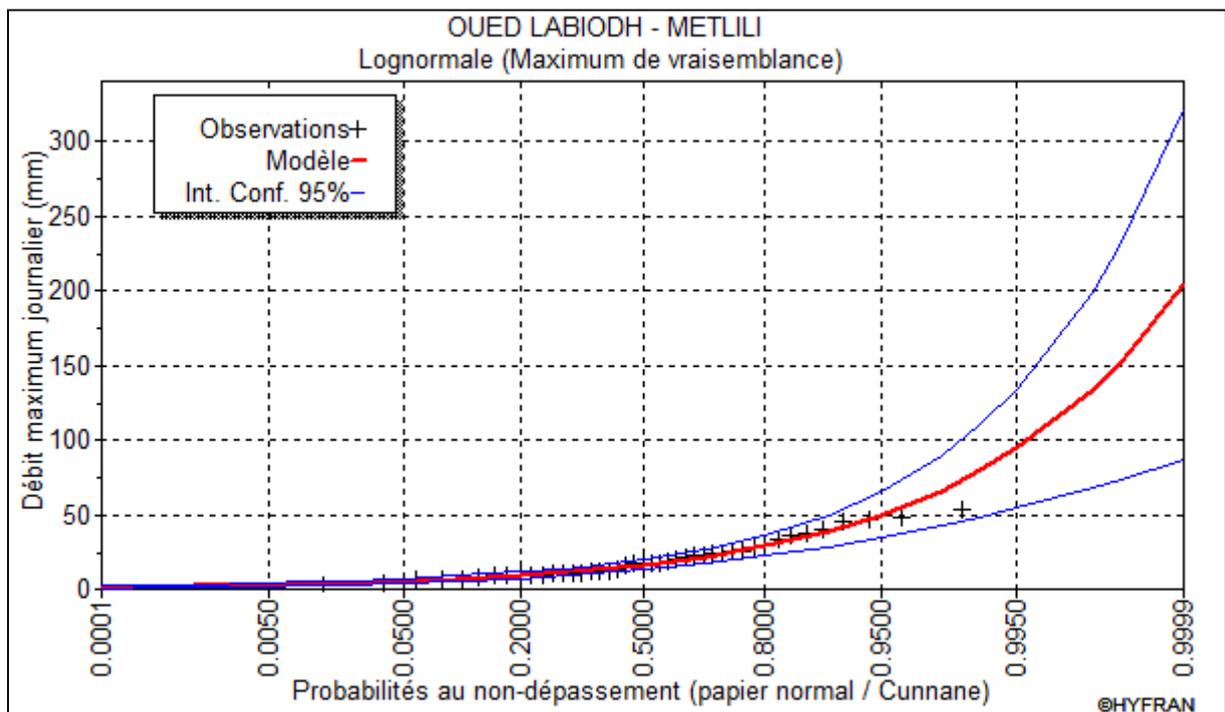


Figure III-8: Ajustement à la loi du GALTON

Ajustement de la série pluviométrique à la loi du GAUSS

Une variable appartient à la distribution normale lorsque sa fonction de répartition est de la forme :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2} u^2} du \dots \dots \dots (III.22)$$

F: Fréquence au non dépassement

u: est la variable réduite de GAUSS, elle est donnée par: $u = \frac{x-\bar{x}}{\sigma}$

La transformation $x = \bar{x} - \sigma u$ est l'équation de la droite de Henry sur papier à probabilité gaussienne.

Les résultats de l'ajustement par la loi du Gauss sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III-11:Résultats de l'ajustement par la loi du Gauss

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0,9999	68,6	5,64	57.5-79.6
2000	0,9995	63	5,08	53-73
1000	0,999	60,4	4,82	51-69.8
200	0,995	53,7	4,16	45.5-61.9
100	0,99	50,5	3,85	42.9-58
50	0,98	46,9	3,53	40-53.8
20	0,95	41,6	3,07	35.6-47.6
10	0,9	36,9	2,69	31.6-42.1
5	0,8	31,1	2,32	26.6-35.7

Les résultats de l'ajustement par la loi du Gauss sont présentés dans le graphe suivant:

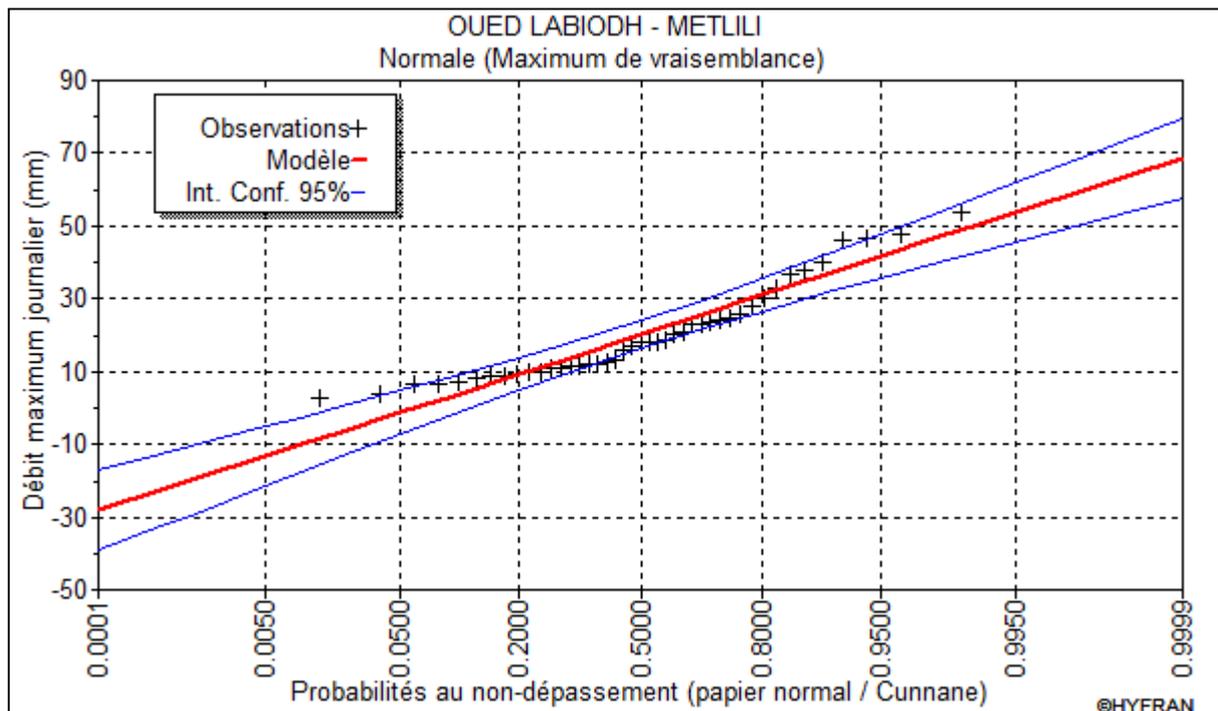


Figure III-9: Ajustement à la loi du GAUSS

III.5.5.2 Ajustement comparatif avec "Hyfran"

D'après les graphes d'ajustement, on a remarqué que les deux graphes du Gumbel et Gauss sont très proches mais la série s'ajuste mieux à la loi du GALTON.

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

La série est homogène et la loi log normal donne un ajustement satisfaisant.

De ce fait; les résultats sont ajustés bien à la loi de GALTON (log normal).

III.5.6 Le régime pluviométrique

III.5.6.1 Calcul des précipitations en fonctions de fréquences

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III-12: Les précipitations des différentes fréquences

Période de Retour (an)	1000	100	50	20	10	5
Fréquence	0,1	1	2	5	10	20
Pmax j (mm)	133	79,4	66	50	39,1	29

III.5.6.2 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

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

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

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

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

t : temps [heure]

b : Exposant climatique (dans notre région $b = 0,15$).

Les résultats de calcul de $P_{\max,t,p\%}$ et I_0 sont donnés dans le Tableau (III-13) :

Tableau III-13:Pluies de courtes durées et leurs intensités

		fréquence							
		0,1		1		2		5	
		Pmax	I0	Pmax	I0	Pmax	I0	Pmax	I0
Temps (heure)	1	31,82	31,82	19,00	19,00	15,79	15,79	11,96	11,96
	2	43,47	21,74	25,95	12,98	21,57	10,79	16,34	8,17
	3	52,17	17,39	31,15	10,38	25,89	8,63	19,61	6,54
	4	59,39	14,85	35,45	8,86	29,47	7,37	22,33	5,58
	8	81,12	10,14	48,43	6,05	40,26	5,03	30,50	3,81
	10	89,69	8,97	53,55	5,35	44,51	4,45	33,72	3,37
	12	97,36	8,11	58,12	4,84	48,31	4,03	36,60	3,05
	16	110,82	6,93	66,16	4,13	54,99	3,44	41,66	2,60
	20	122,52	6,13	73,15	3,66	60,80	3,04	46,06	2,30
	22	127,89	5,81	76,35	3,47	63,47	2,88	48,08	2,19
	24	133,00	5,54	79,40	3,31	66,00	2,75	50,00	2,08
5	65,66	13,13	39,20	7,84	32,58	6,52	24,68	4,94	

III.5.6.3 Intensités maximales de courte durée

Une averse est définie comme un épisode pluvieux continu, pouvant avoir plusieurs pointes d'intensité. L'intensité moyenne d'une averse s'exprime par le rapport entre la hauteur de pluie observée et la durée t de l'averse.

Avec

$$I_{\max} = \frac{H_{\max}}{t} \dots \dots \dots (III.24)$$

I_{\max} : Intensité maximale de la pluie (mm/h).

Les calculs ont donné les résultats présentés ci-après pour les périodes de retour (2 ans, 5ans, 10 ans, 20 ans, 50 ans, 100 ans, 1000 ans et 10000ans) et pour des durées d'averse de 15 min jusqu'à 1 jour.

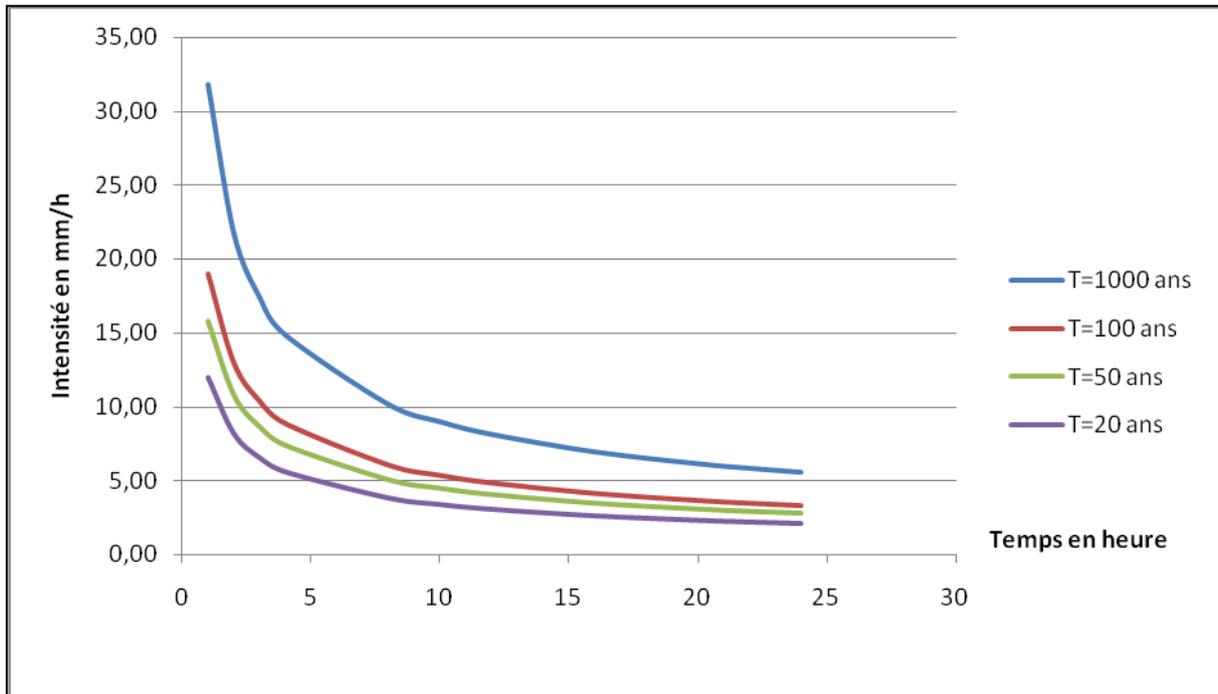


Figure III-10: Courbes des intensités des pluies

III.5.6.4 Pluies de courtes durées

Les calculs ont donné les résultats suivants :

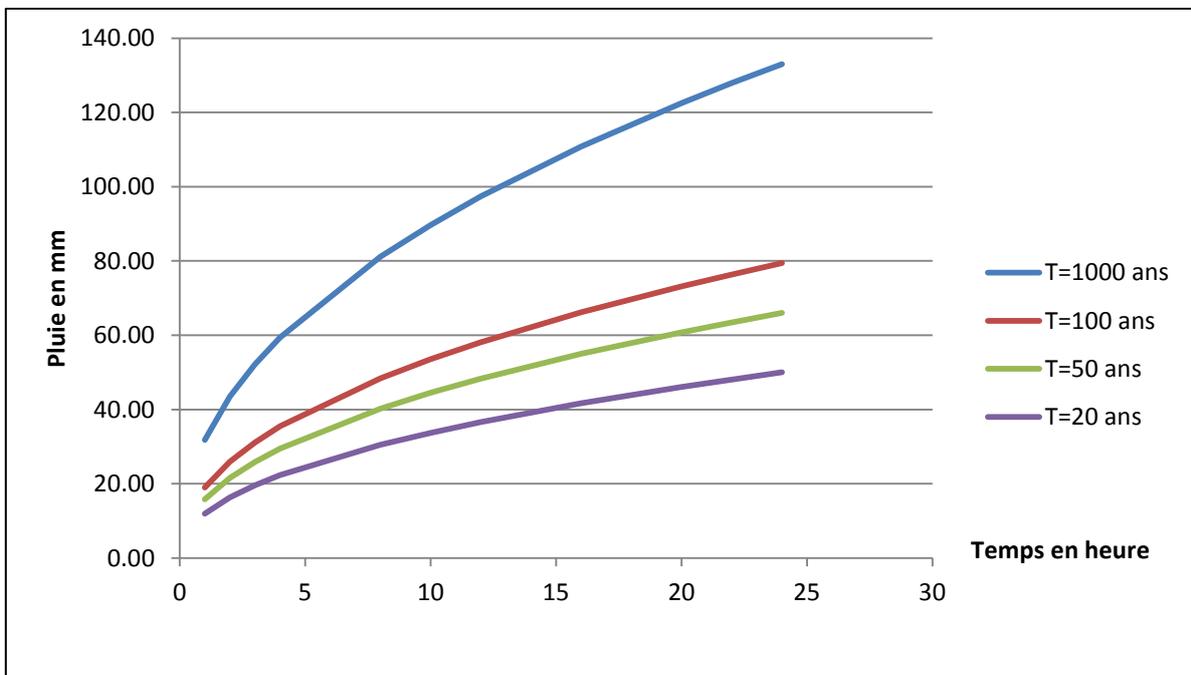


Figure III-11 : Courbes des pluies de courtes durées

III.6 Etudes des apports

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

III.6.1 Apports liquide

III.6.1.1 Apport moyen (A_0)

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

Formule de l'ANRH

$$A_0 = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842} \quad [10^6 \text{ m}^3] \dots\dots\dots \text{(III.25)}$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [m]

S : superficie du bassin versant [Km²].

AN :

$$A_0 = 0,915 \cdot 0,77^{2,684} \cdot 183,104^{0,842} = 0,08 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Formule de MEDINGUER

$$L_e = 1,024 (P_{\text{moy}} - 0,26)^2 \dots\dots\dots \text{(III.26)}$$

L_e : Lamme d'eau écoulée [mm]

P : pluie moyenne annuelle [m].

AN :

$$L_e = 1,024 \cdot (0,07701 - 0,26)^2 = 34 \text{ mm}$$

$$A_0 = L_e \cdot S = 34 \cdot 10^{-3} \cdot 183,104 \cdot 10^6 = 6,28 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Formule de TURC

$$L_e = P_{\text{moy}} - D \dots\dots\dots \text{(III.27)}$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [mm]

D : déficit de l'écoulement [mm].

Tel que :

$$D = \left(\frac{P_{\text{moy}}}{\sqrt{0,9 + \left(\frac{P_{\text{moy}}}{L}\right)^2}} \right) \dots\dots\dots (III.28)$$

L : Variable théorique.

Tel que :

$$L = 300 + 25 T_{\text{moy}} + 0,05 (T_{\text{moy}})^3 \dots\dots\dots (III.29)$$

T_{moy} : Température moyenne annuelle.

AN :

$$L = 300 + 25 \cdot 22,3 + 0,05 (22,3)^3 = 1411,98 \Rightarrow D = \left(\frac{77,01}{\sqrt{0,9 + \left(\frac{77,01}{1411,98}\right)^2}} \right) = 81,04 \text{ mm}$$

$$L_e = 77,01 - 81,04 = -4,03 \text{ mm} \quad A_0 = -4,03 \cdot 10^{-3} \cdot 183,104 \cdot 10^6 = -0,74 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Formule de SAMIE

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (III.30)$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [m]

S : surface du bassin versant en [km²]

L_e : lame d'eau écoulée en [mm].

A.N :

$$L_e = 77,01^2 (293 - 2,2\sqrt{183,104}) = 1,56 \text{ mm}$$

$$A_0 = L_e \cdot S = 1,56 \cdot 10^{-3} \cdot 183,104 \cdot 10^6 = 0,29 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Formule de Mallet – Gauthier

$$L_e = 0,6 \cdot P_{\text{moy}} (1 - 10^{-0,36 \cdot P_{\text{moy}}^2}) \dots\dots\dots (III.31)$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [m]

L_e : lame d'eau écoulée en [m].

A.N :

$$L_e = 0,6 \cdot 0,07701 (1 - 10^{-0,360,07701}) = 0,23 \text{ mm}$$

$$A_0 = L_e \cdot S = 0,23 \cdot 183,104 \cdot 10^6 = 0,042 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Formule de Deri II

$$A_0 = 0,513 \cdot P_{\text{moy}}^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} [10^6 \text{ m}^3] \dots \text{ (III.32)}$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [m]

S : superficie du bassin versant [Km^2]

D_d : densité de drainage [km/km^2].

A.N :

$$A_0 = 0,513 \cdot 0,07701^{2,683} \cdot 1,05^{0,5} \cdot 183,104^{0,842} = 0,043 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau N° III-14 :

Tableau III-14: Apport moyenne A_0 (M m^3)

Formule	A_0 (M m^3)
ANRH	0,08
MEDINGUER	6,28
TURC	-0,74
SAMIE	0,29
Mallet – Gauthier	0,042
Deri II	0,043

III.6.1.2 Interprétation des résultats :

A la base des résultats du Tableau III-12, on s'aperçoit que les valeurs de l'apport liquide moyen sont différentes d'une méthode à l'autre; la formule du TRUC donne un résultat négatif, alors que les formules de MEDINGUER et SAMIE donnent des valeurs loin (6,28 et 0,29) de celles de l'ANRH, Mallet-Gauthier et DERI qui sont de l'ordre (0,08-0,042-0,043) respectivement. Bien qu'elles soient inférieures à l'apport moyen annuel. Ainsi que ces méthodes empiriques sont recommandées pour les petits bassins versants. Reste que le jaugeage c'est la première méthode pour mesurer le débit liquide dans l'exutoire du bassin versant, cette méthode est basée sur des données pluviométriques précises.

Dans notre étude le choix est porté sur un modèle rationnel, portant à la fois les paramètres de la surface, les précipitations annuelles et le coefficient d'écoulement dont la formule est la suivante :

$$A_0 = C_e \cdot P_0 \cdot S \dots \dots \dots (III.33)$$

Où;

A_0 : Apport moyen interannuel en m³

P_0 : pluie moyenne interannuelle, en mètre ; elle est déterminée à partir d'une carte pluviométrique ou par des séries d'observations représentatives

S : surface du bassin versant, en m²

C_e : coefficient d'écoulement sans dimension.

Observation

Etant donné que pratiquement toutes les pluies sont tombent sous formes d'averse, donc orageuse et étant donné aussi que le sol est d'une manière générale marno-calcaire et que la pente de l'oued est prononcée, le coefficient d'infiltration serait pris égale à 0,32.

D'où:

$A_0 = 4,10 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

III.6.1.2 Caractéristiques de l'écoulement

a) Module de l'écoulement (M_e)

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots \dots \dots (III.34)$$

A_0 : Apport moyen annuel [litres]

T : temps d'une année en [secondes] " $T = 31,536 \cdot 10^6$ secondes".

AN :

$$M_e = \frac{0,055 \cdot 10^9}{31,536 \cdot 10^6} = 129,98 \text{ l/s}$$

b) Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M_0)

On a :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots \dots \dots (III.35)$$

M_e : Module de l'écoulement ([l/s]

S : superficie du bassin [Km²].

AN :

$$M_0 = \frac{129,98}{183,10} = 0,711 \text{ l/s/km}^2$$

c) *Lame d'eau écoulée*

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots \text{(III.36)}$$

S : Superficie du bassin.

AN :

$$L_e = \frac{4,1 \cdot 10^6}{183,10 \cdot 10^6} = 0,02239 \text{ m} = 22,39 \text{ mm}$$

d) *Coefficient de l'écoulement*

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}} \dots\dots\dots \text{(III.37)}$$

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

L_e : lame d'eau écoulée en [mm].

AN :

$$C_e = \frac{22,39}{77,01} = 0,29$$

e) *Coefficient de variation*

Pour le calcul du coefficient de variation C_v dans le cas d'absence d'une série d'observation, on utilise les formules empiriques.

✘ Formule du SOKOLOVSKY

$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S+1) \dots\dots\dots \text{(III.38)}$$

Avec :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0)$$

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

A.N :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10}(0,71) = 0,82 \Rightarrow C_v = 0,82 - (0,063 \log_{10}(183,104 + 1)) = 0,68$$

✘ Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ

$$C_v = \frac{0,7}{M_0^{-0,127}} \dots \dots \dots (III.39)$$

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

A.N :

$$C_v = \frac{0,7}{0,71^{-0,127}} = 0,67$$

✘ Formule de L'ANTONOV

$$C_v = \frac{0,7}{(S + 1000)^{0,097}} \dots \dots \dots (III.40)$$

S : Superficie du bassin en [km²].

AN :

$$C_v = \frac{0,7}{(183,104 + 1000)^{0,097}} = 0,35$$

✘ Formule du KRISTEKLY MENKEL

$$C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})} \dots \dots \dots (III.41)$$

M₀ : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²]

S : superficie du bassin en [km²].

AN :

$$C_v = \frac{0,83}{(183,104^{0,06} \cdot 0,71^{0,27})} = 0,67$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau N° III-15 :

Tableau III-15: Récapitulatif des résultats des coefficients de variation

Formule	C_v
SOKOLOVSKY	0,68
OURKGUIPROVODKHOZ	0,67
L'ANTONOV	0,35
KRISTEKLY MENKEL	0,67

Le coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc :

$$C_{v,moy} = \frac{0,68 + 0,67 + 0,35 + 0,67}{4} = 0,59$$

On prend le coefficient proche de moyenne donc : $C_v = 0,67$

III.6.1.3 Irrégularité des apports

III.6.1.3.1 Estimation fréquentielle des apports

Les apports annuels sont ajustés à la loi statistique log-normale (Loi de Galton) de forme qui est donnée comme suit :

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

$A_{\%}$: Apport de fréquence donnée

u : variable réduite de Gauss

A_0 : apport moyen annuel [Mm^3]

C_v : coefficient de variation.

A.N

$$A_{\%} = \frac{4,1 \cdot e^{\frac{U \cdot \sqrt{\log(0,67 + 1)}}{\sqrt{0,67^2 + 1}}}}{\sqrt{0,67^2 + 1}} = 3,41 \cdot e^{0,47 \cdot U}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III-16: L'apport fréquentielle

Période de retour (an)	4 / 5	10	50	100	1000
Fréquence (%)	80	10	2	1	0.1
Le variable réduit "u"	-0,841	1,282	2,054	2,327	3,091
Apport (Mm³)	5.06	6.23	8.95	10.18	14.57

III.6.1.3.2 Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% suite la même répartition mensuelle des précipitations, on a donc :

Tableau III-17: Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
Pluie mens. en mm	8.2	8.5	10.6	6.2	9.3	5.8	7.8	4	4	2.5	0.7	2.4
Pluie mens. en %	11.71	12.14	15.14	8.86	13.29	8.29	11.14	5.71	5.71	3.57	1.00	3.43
Apport mens. en hm ³	0.59	0.61	0.77	0.45	0.67	0.42	0.56	0.29	0.29	0.18	0.05	0.17

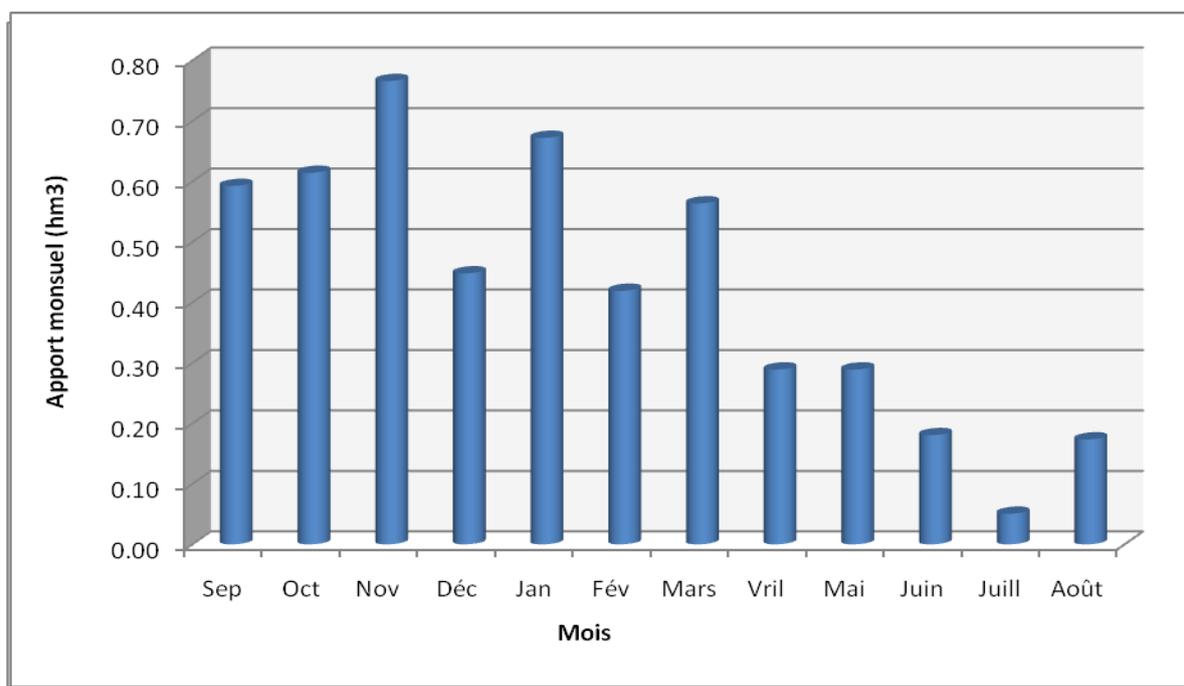


Figure III-12 : Répartition mensuelle des Apports

III.6.2 Apport solide et l'estimation du volume mort

L'évaluation de l'envasement est indispensable dans de tels cas pour que le dimensionnement de l'ouvrage soit plus fiable vis-à-vis sa durée de vie.

Pour cela, on doit calculer les apports solides durant une année de service du barrage et par défaut de manque de données sur les débits solides sur Oued Labiodh, nous opterons pour un calcul empirique en utilisant les formules suivantes :

A) Formule du TIXERONT

Le volume mort est estimé par :

$$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s} \dots\dots\dots (III.43)$$

$$Q_s = \alpha \cdot L_e^{0,15} \cdot S$$

Avec :

Q_s : Débit solide en [tonne/an]

δ_s : poids spécifique des sédiments [1,4 t/m³]

T : temps d'exploitation [T = 30 ans]

α : caractéristique de perméabilité.

Tableau III-18: Valeur de α en fonction de la perméabilité

Variation de perméabilité	α
Elevée	8,5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

A.N :

$$Q_s = 350 \cdot 0,02^{0,15} \cdot 183,104 = 36226,03 \text{ t/an}$$

$$V_m = 1,05 \cdot \frac{36226,03 \cdot 30}{1,6} = 815085,69 \text{ m}^3$$

B) Formule de GAVRILLOVIC

Cette relation largement utilisée en Algérie, elle fait intervenir des caractéristiques physiques et un indice climatique du bassin versant :

On a :

$$V_m = \frac{T_0 \cdot T \cdot S}{\delta_s} \dots\dots\dots (III.44)$$

$$\text{Tel que } T_0 = T_{sp} * G_{rm}$$

$$\text{Avec : } T_{sp} = T \cdot P_{moy} \cdot \pi \cdot \sqrt{Z^3} \dots\dots\dots (III.45)$$

$$\text{Tel que } \left[T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1 \right]$$

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{P} + H_{moy})}{0,2(L + 10)} \dots\dots\dots (III.46)$$

T_0 : Taux d'abrasion [t/Km²/an]

T_{sp} : le taux de la production annuel des matériaux en [m³/km²/an]

G_{rm} : taux de rétention des sédiments produits par le bassin

T : coefficient thermique

Z : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du B.V

P_{moy} : pluie moyenne annuelle [mm]

t : température moyenne annuelle [°C]

P : périmètre du bassin versant [Km]

L : longueur du talweg principal [Km]

H_{moy} : altitude moyenne [km].

A.N :

$$T = \sqrt{\frac{22,7}{10}} + 1 = 2,51 \Rightarrow T_{sp} = 2,51 \cdot 77,01 \cdot \pi \cdot \sqrt{0,3^3} = 99,60 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$$

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{61,91 + 636 \cdot 10^{-3}})}{0,2(21,7 + 10)} = 1,25 \text{ t/m}^3$$

$$T_0 = 99,60 * 1,25 = 124,24 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

$$V_m = \frac{124,24 \cdot 2,51 \cdot 183,104}{1,4} = 40730,29 \text{m}^3$$

Donc pour une durée de 30ans d'exploitation, le volume mort est égale à :

$$V_m = 814605,86 \text{m}^3$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III-19 : Récapitulatif des résultats du volume mort

Formule	Volume mort pour (m ³)
TIXERONT	815085,69
GAVRILLOVIC	814605,86

Volume mort pour une durée de vie de 30ans d'exploitation est estimé de 14850m³.

$$\Rightarrow \text{NVM} = 572 \text{ m.NGA}$$

III.6.3 Etude des crues

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer l'Hydrogramme des 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 le débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul.

III.6.3.1 Formule du MALLET-GAUTHIER

On a :

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

$Q_{\max p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée [m^3/s]

P_{moy} : pluie moyenne annuelle[m]

S : superficie du bassin versant[Km^2]

L : longueur du talweg principal [Km]

K : constante dépendant des caractéristiques du bassin : $1 < K < 3$, on prend ; $K = 2$

A : paramètre du bassin entre 20 et 30, on prend ; $A = 25$

T : période de retour [an].

Le tableau ci-dessous nous donne tous les résultats de calculs.

Tableau III-20 : Débit de crue selon MALLET-GAUTHIER

Période de retour	1000	100	50	20
Q_{\max} (m^3/s)	787	494	405	289

III.6.3.2 Formule du SOKOLOVSKY

On a :

$$Q_{\max p\%} = \frac{0,28(P_{ct} - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c} \dots\dots\dots \text{(III.48)}$$

S : Superficie du bassin [Km^2]

T_c : temps de concentration[h]

P_{ct} : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration

H_0 : perte initiale [$H_0 = 7\text{mm}$]

α : coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée.

Tableau III-21 : Valeur de α en fonction de la fréquence

Fréquence (%)	0,1	1	2	5
α	0,8	0,7	0,65	0,60

F : Coefficient de forme de la crue : $F = \frac{12}{4 + 3\delta} \dots\dots\dots \text{(III.49)}$

Pour $1 < S < 50 \text{ Km}^2$ $\gamma = 2$

Bassins versants non boisés et peu perméables $2 \leq \gamma \leq 3$

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

Comme le bassin est non boisé et peu perméable, alors $\gamma = 3$; D'où : $F = 0,92$

$$Q_{\max\%} = \frac{0,28(Pct - 7) \cdot \alpha \cdot 0,92 \cdot 183,1}{5,24} = 9 \cdot (Pct - 7) \alpha$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le tableau suivant:

Tableau III-22: Débit de crue selon SOKOLOVSKY

Période de retour (an)	1000	100	50	20
Fréquence	0,1%	1%	2%	5%
Pct(mm)	65,66	39,20	32,58	24,68
αp %	0,80	0,70	0,65	0,60
$Q_{\max\%}(m^3/s)$	422	202	149	95

III.6.3.3 Formule du POSSENTI

On a:

$$Q_p\% = \frac{\mu P_{\max j\%} S}{L_p} \dots\dots\dots (III.50)$$

$P_{\max\%}$: 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 dans le tableau ci-dessous:

Tableau III-23 : Débit de crue selon POSSENTI

Période de retour	1000	100	50	20
$P_{\max j\%}$	133	79,40	66	50
$Q_{\max}(m^3/s)$	841	502	417	316

III.6.3.4 Formule de TERRAZA

On a:

$$Q_{\max\%} = \frac{C \cdot I_{tc} \cdot A}{3.6} \dots\dots\dots (III.51)$$

A : Superficie du bassin versant [Km²]

C : coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée

I_{tc} : intensité des pluies pour une fréquence donnée [mm/h].

Tableau III-24 : Débit de crue selon TERRAZA

Fréquence (%)	0,1	1	2	5
C	0,80	0,70	0,65	0,60
I _{tc}	13,13	7,84	6,52	4,94
Q _{max} (m ³ /s)	534	279	215	150

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le Tableau III-25.

Tableau III-25: Récapitulatif des résultats de débit de crue

Formule	Q _{0,1%} (m ³ /s)	Q _{1%} (m ³ /s)	Q _{2%} (m ³ /s)	Q _{5%} (m ³ /s)
Mallet - Gauthier	787	494	405	289
Sokolovsky	422	202	149	95
Possenti	841	502	417	316
Terraza	534	279	215	150
Moyenne	646	369,25	296,5	212,5

La formule du Sokolovski est d'usage très répandue chez les hydrologues du nord d'Afrique, celle-ci tient compte de tous les paramètres caractéristiques du bassin versant, le temps de montée de la crue, ainsi que de la pluie fréquentielle génératrice de celle-ci.

Le débit maximum probable de la crue calculé par la formule de Sokolovski est le plus proche au débit moyen calculé par toutes les formules, c'est pour cela qu'on opte pour les débits probables calculés à partir de la formule de Sokolovski. Le tableau suivant donne les débits probables calculés:

Tableau III-26: Les débits probables calculés

Période de retour.	1000	100	50	20
Q _{max} (m ³ /s)	422	202	149	95

III.6.4 Hydrogramme de crue

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

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

Pour le tracé de l'hydrogramme de crue on doit suivre la méthode du Sokolovski qui divise l'hydrogramme en deux parties non symétriques, l'une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue.

a. Pour le temps de montée:

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

Avec; t_m : Temps de montée.

$$t_m = t_c = 5 \text{ heures.}$$

b. Pour la décrue:

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

Avec: $t_d = \delta t_m$ (Sokolovski)

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

Pour notre bassin $\delta=2.5$ donc $t_d=7.5$ heures

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (1000; 100; 50; 20; 10) ans, sont donnés dans le tableau suivant:

Tableau III-27 : Récapitulatif des résultats de calcul pour tracer l'hydrogramme de crues

Temps (h)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	12,5
Q 0.1%(m3/s)	0,00	16,88	67,52	151,92	270,08	422,00	274,71	166,42	91,15	42,89	15,63	3,38	0,13	0,00
Q 1%(m3/s)	0,00	8,08	32,32	72,72	129,28	202,00	131,49	79,66	43,63	20,53	7,48	1,62	0,06	0,00
Q 2%(m3/s)	0,00	5,96	23,84	53,64	95,36	149,00	96,99	58,76	32,18	15,14	5,52	1,19	0,04	0,00
Q 5%(m3/s)	0,00	3,80	15,20	34,20	60,80	95,00	61,84	37,47	20,52	9,65	3,52	0,76	0,03	0,00

L'hydrogramme de crues est représenté par la figure suivante:

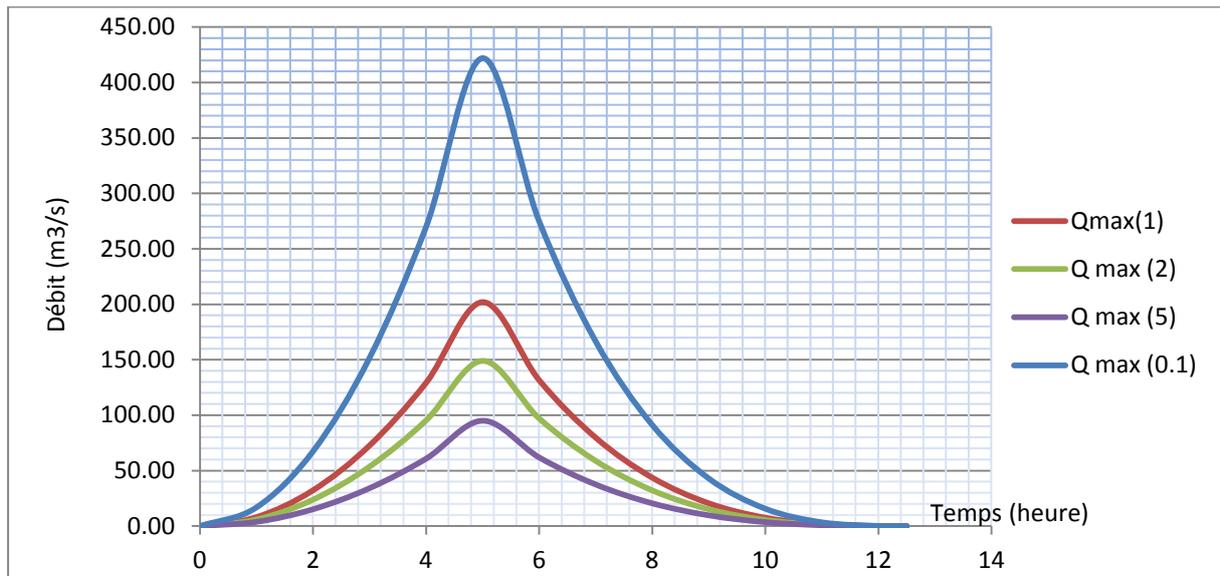


Figure III-13 : Hydrogramme de crues

III.6.4 Estimation de la crue du 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 (PHE). 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 considéré est la crue du débit de pointe maximale, 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.

Plusieurs comités et écoles ont données 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 du projet tel que:

1. méthode du GRADEX (gradient exponentiel)
2. méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes:

Tableau III-28 : Recommandations comité Australien des grands barrages

Catégories des dommages	Crue du projet recommandée (probabilité au dépassement)
Elevés: -perte de vie - dommages considérables	1/10 000 ** 1/100 000
Importants: -Pas de perte de vie -Dommages importants	1/1000 ** 1/10 000
Faibles : -Pas de perte de vie -Dommages faibles	1/100 ** 1/1000

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

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

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

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

I_D : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques)

I_r : représente les risques.

Si :

- Le risque est faible (I_g = 1), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale
- Le risque est moyen (I_g =2), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification ave la crue cinq centennale et parfois millénaire
- Le risque est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

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

Où :

$$Q(1\%) \text{ crue du projet} = 202 \text{ m}^3/\text{s}$$

III.7 Régularisation des débits

III.7.1 Objectifs et méthodologie

L'étude de régularisation a pour objectif d'établir la capacité de la retenue collinaire sur l'Oued Labiodh de façon que la régularisation annuelle des apports soit optimum. La retenue étant destinée strictement à l'irrigation.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière
- la régularisation interannuelle.

Les paramètres générant du calcul de la régularisation sont :

- L'apport [A80% en Mm3]
- la consommation totale [Mm3]
- les infiltrations et l'évaporation
- les courbes caractéristiques de la retenue.

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

III.7.2 Courbe capacité-hauteur et surface-hauteur

C'est un paramètre très important dans l'étude d'un barrage car elle permet par simple lecture de la courbe de connaître non seulement la valeur du volume d'eau en fonction de l'altitude, mais aussi celle de la surface inondée.

La cote minimale relevée est de 568 m et la cote maximale de 590 m, soit hauteur près de 22m.

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

$$V_i = V_{i-1} + \Delta V_i \dots \dots \dots (III. 54)$$

Avec : $\Delta V_i = (S_i + S_{i+1}/2) \Delta H_i \dots \dots \dots (III. 55)$

Tel que : $V_1 = 2/3 \cdot S_1 \cdot \Delta H_1 \dots \dots \dots (III. 56)$

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

S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} [m²]

ΔH : différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives [m]

ΔV_1 : volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives [m³].

Pour tracer les courbes en se basant sur le levé topographique nous avons établie un tableau figurant les caractéristiques de la cuvette de la retenue; la hauteur en fonction du volume et la surface comme il est représenté sur les figures III-14 et III-15.

Tableau III-29 : Surface et volume en fonction de l'altitude

Cote (m)	Surface (183,104 m ²)	Surface moy	Hauteur (m)	Volume partiel (m ³)	Volume cumule (m ³)
568	0,000	**	2	56,364	0
570	42,700	44,965	2	62,344	56,364
572	47,230	50,545	1	35,548	118,708
573	53,860	55,545	2	75,544	154,255
575	57,230	58,740	2	79,530	229,799
577	60,250	65,305	2	92,875	309,329
579	70,360	72,860	1	49,738	402,204
580	75,360	79,505	2	110,418	451,942
582	83,650	84,535	3	169,132	562,360
585	85,420	87,585	3	177,705	731,491
586	89,750				909,196

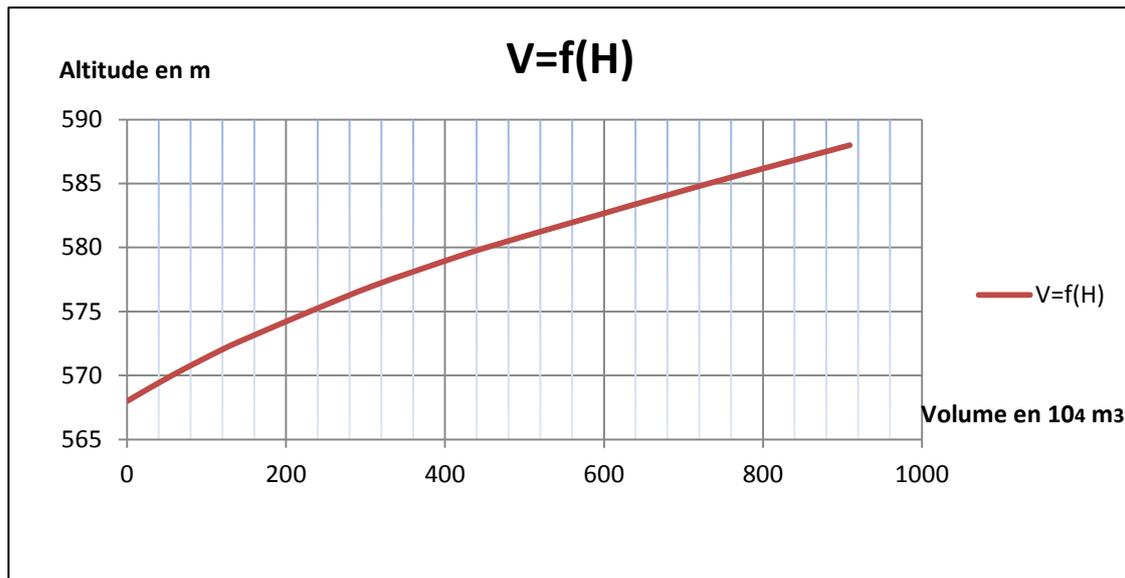


Figure III-14 : Courbe Capacité –Hauteur

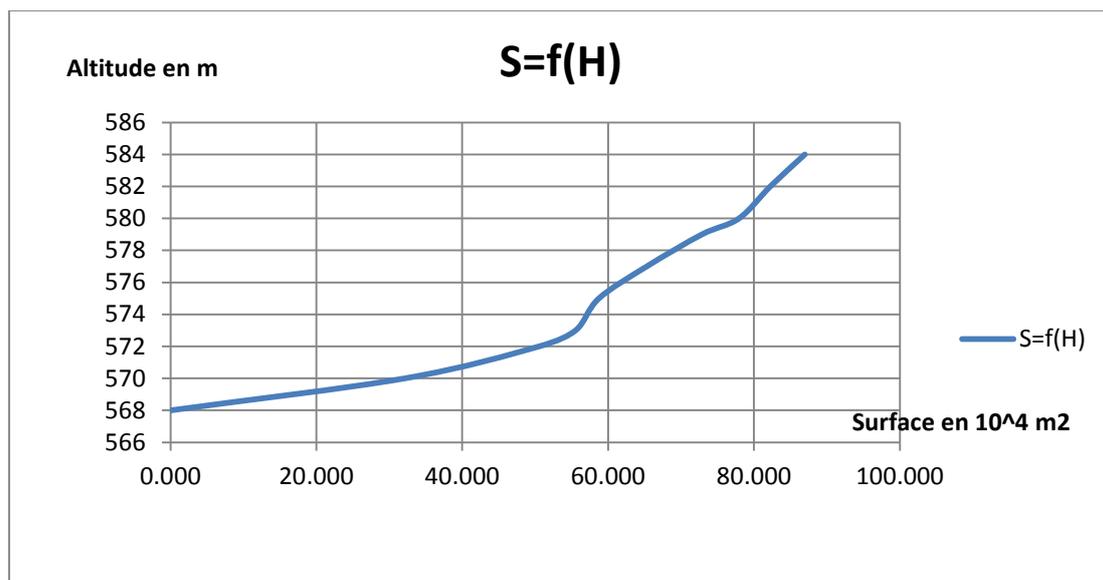


Figure III-15: Courbe Surface –Hauteur

III.8 Laminage des crues

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots (III. 57)$$

Où :

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 :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots (III. 58)$$

Où :

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

III.8.1 Procédés du calcul

Il existe plusieurs procédés du calcul ; dans notre étude on va utiliser la méthode de Step by step.

III.8.1.1 Données de base

- Niveau normal de la retenue (NNR)
- hydrogramme de crue
- crue du projet
- courbe hauteur- capacité.

III.8.1.2 Principe de la méthode

Le temps de base est divisé en une série de pas du 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 :

$$V_{ent} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \Delta t \dots\dots\dots (III.59)$$

- 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 :

$$Q_{\text{sortie}} = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(\text{III.60})$$

Où :

m : Coefficient de débit

b : largeur de déversoir

h : hauteur d'eau sur le déversoir.

- Le volume sortant :

$$V_{\text{sort}} = Q_{\text{sort}} \cdot \Delta t \dots\dots\dots(\text{III.61})$$

Ou :

Δt : Le pas du temps égale à 3600 secondes

- Le volume dans la retenue :

$$(V_{\text{Retenue}})_i = (V_{\text{Retenue}})_{i-1} + (V_{\text{ent}})_i - (V_{\text{sort}})_i \dots\dots\dots(\text{III.62})$$

Tableau III-30: Données initiales pour le calcul du laminage

Données initiales	
g	9,81 m ² /s
α	1
Q _{1%}	202 m ³ /s
Q _{0.1%}	422 m ³ /s
V _{crue 1%}	3,63 Mm ³
m	0,44

Les tableaux suivants représentent les différents débits laminés pour des largeurs différentes :

Tableau III-31: Calcul de débit laminé max pour b=20m

Temps (h)	Q 0.1%(m3/s)	Q moy (m3/s)	Vent (Mm3)	H (m)	Q moy (m3/s)	Vdév (Mm3)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
		8,44	0,02	0,36	8,38	0,03
1	16,88					
		42,20	0,09	1,05	42,22	0,15
2	67,52					
		109,72	0,27	2,00	110,29	0,40
3	151,92					
		211,00	0,58	3,10	212,79	0,77
4	270,08					
		346,04	1,00	4,32	349,84	1,26
5	422,00					
		348,36	1,25	4,34	352,19	1,27
6	274,71					
		220,57	1,02	3,19	222,48	0,80
7	166,42					
		128,79	0,63	2,23	129,56	0,47
8	91,15					
		67,02	0,35	1,44	67,20	0,24
9	42,89					
		29,26	0,17	0,83	29,22	0,11
10	15,63					
		9,51	0,07	0,39	9,44	0,03
11	3,38					
		1,76	0,02	0,13	1,73	0,01
12	0,13					
		0,07	0,00	0,01	0,06	0,00
12,5	0,00					

Tableau III-32: Calcul de débit laminé max pour b=40m

Temps (h)	Q 0.1%(m3/s)	Q moy (m3/s)	Vent (Mm3)	H (m)	Q moy (m3/s)	Vdév (Mm3)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
		8,44	0,02	0,23	8,35	0,03
1	16,88					
		42,20	0,09	0,66	42,07	0,15
2	67,52					
		109,72	0,27	1,26	109,91	0,40
3	151,92					
		211,00	0,58	1,95	212,05	0,76
4	270,08					
		346,04	1,00	2,71	348,63	1,26
5	422,00					
		348,36	1,25	2,73	350,97	1,26
6	274,71					
		220,57	1,02	2,01	221,71	0,80
7	166,42					
		128,79	0,63	1,40	129,11	0,46
8	91,15					
		67,02	0,35	0,90	66,97	0,24
9	42,89					
		29,26	0,17	0,52	29,12	0,10
10	15,63					
		9,51	0,07	0,24	9,41	0,03
11	3,38					
		1,76	0,02	0,08	1,72	0,01
12	0,13					
		0,07	0,00	0,01	0,06	0,00
12,5	0,00					

Tableau III-33: Calcul de débit laminé max pour b=60m

Temps (h)	Q 0.1%(m3/s)	Q moy (m3/s)	Vent (Mm3)	H (m)	Q moy (m3/s)	Vdév (Mm3)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
		8,44	0,02	0,17	8,33	0,03
1	16,88					
		42,20	0,09	0,51	41,99	0,15
2	67,52					
		109,72	0,27	0,96	109,69	0,39
3	151,92					
		211,00	0,58	1,49	211,62	0,76
4	270,08					
		346,04	1,00	2,07	347,92	1,25
5	422,00					
		348,36	1,25	2,08	350,26	1,26
6	274,71					
		220,57	1,02	1,53	221,27	0,80
7	166,42					
		128,79	0,63	1,07	128,85	0,46
8	91,15					
		67,02	0,35	0,69	66,83	0,24
9	42,89					
		29,26	0,17	0,40	29,06	0,10
10	15,63					
		9,51	0,07	0,19	9,39	0,03
11	3,38					
		1,76	0,02	0,06	1,72	0,01
12	0,13					
		0,07	0,00	0,01	0,06	0,00
12,5	0,00					

Tableau III-34: Calcul de débit laminé max pour b=80m

Temps (h)	Q 0.1%(m ³ /s)	Q moy (m ³ /s)	Vent (Mm ³)	H (m)	Q moy (m ³ /s)	Vdév (Mm ³)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
		8,44	0,02	0,14	8,32	0,03
1	16,88					
		42,20	0,09	0,42	41,93	0,15
2	67,52					
		109,72	0,27	0,79	109,53	0,39
3	151,92					
		211,00	0,58	1,22	211,32	0,76
4	270,08					
		346,04	1,00	1,71	347,42	1,25
5	422,00					
		348,36	1,25	1,71	349,76	1,26
6	274,71					
		220,57	1,02	1,26	220,95	0,80
7	166,42					
		128,79	0,63	0,88	128,66	0,46
8	91,15					
		67,02	0,35	0,57	66,74	0,24
9	42,89					
		29,26	0,17	0,33	29,02	0,10
10	15,63					
		9,51	0,07	0,15	9,37	0,03
11	3,38					
		1,76	0,02	0,05	1,72	0,01
12	0,13					
		0,07	0,00	0,01	0,06	0,00
12,5	0,00					

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacuer, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le Tableau suivant:

Tableau III-35: Récapitulatif des résultats de la méthode step by step

b(m)	H (m)	q(m ³ /s)
20	4,34	352,19
40	2,73	350,97
60	2,08	350,26
80	1,71	349,76

Où : $h_d = 1,71$ m

III.9 Conclusion

L'objectif principal est de gérer et d'approvisionner les crues, de telle sorte à éviter toutes éventuelles inondations susceptibles de mettre en péril l'aval de la retenue.

La réalisation de la retenue au site du Labiodh va amortir d'une manière substantielle la gestion des crues fréquentielles. Néanmoins, pour la vigilance et la sécurité, l'évacuation nous impose à bien gérer le volume exceptionnel.

Pour cela, l'évacuation du volume exceptionnel se fera de deux manières différentes, mais simultanément à savoir une partie du volume de la crue serait évacué par un écoulement à surface libre par l'intermédiaire d'un évacuateur de crue de 80 m de largeur sous une hauteur de 1,71 m.

Et l'autre partie, par la vidange du fond qui devrait évacuer un débit de $10,35 \text{ m}^3/\text{s}$ pendant 10 jours. Le fonctionnement en parallèle de ces deux ouvrages nous permet de fixer la hauteur à 1,71m.

Chapitre 04 :

*Etude des variantes
et de la
variante retenue*

1 : Etude des variantes

IV.1.1 Introduction

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

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

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

La construction de la digue en matériaux disponibles aux environs du site de la retenue est un objet de première importance, la variante en béton est moins avantageuse du fait de la disponibilité des matériaux locaux à proximité du site, ainsi que le choix de la gorge qui nécessitera un volume en béton assez important.

IV.1.2 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.

IV.1.2.1 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.

IV.1.2.2 La morphologie de la vallée

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et de 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.

IV.1.2.3 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.

IV.1.2.4 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 et, 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.

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.

IV.1.3 Choix du type du barrage

Il existe trois schémas principaux de structure du barrage en terre :

- Barrage en terre homogène
- barrage zoné
- barrage en terre à masque.

IV.1.3.1 Barrage Homogène

C'est le plus simple à réaliser, du fait que l'abondance des gisements d'argile latéritiques dont les propriétés « aptitude au compactage » s'avèrent généralement favorable à la confection des remblais étanches et stables. Mais il faut prévoir un drainage très 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 ayant des caractéristiques identiques dans tout le corps du barrage.

IV.1.3.2 Barrage zonés

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 réalisé en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci.

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

IV.1.3.3 Barrage en terre avec masque en béton

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles manque de Matériaux convenables, difficulté de mise en œuvre,.....Dans ce cas la solution c'est le barrage à masque amont. La résistance mécanique est apportée par un remblai homogène à granulométrie élevée (enrochement en général) alors qu'un organe mince tel que une géomembrane ou un masque en béton armé ou bitumineux est placé plus couramment sur sa face amont pour assurer l'étanchéité.

On peut exécuter le masque après l'édification du remblai. Le masque est facilement réparé lorsqu'il y a des altérations extérieures mécaniques ou thermiques.....etc.

IV.1.4 Le choix définitif du type du barrage

Pour le choix de la variante, on a pris en considération :

- ✓ Facilité de la réalisation
- ✓ zone d'emprunt
- ✓ existences de carrière de matériaux de construction
- ✓ distance des zones d'emprunt

- ✓ conditions climatiques (température, précipitations,...)
- ✓ sismologie
- ✓ volume de matériaux de construction
- ✓ dispositif d'étanchéité
- ✓ technologie de réalisation, coûts,...etc.

La variante d'une digue homogène, avec drainage, s'impose pour les raisons de simplicité et de disponibilités de matériaux imperméables en quantité suffisante à proximité du site, car la zone de matériaux de construction est située à environ 1000 m à l'aval de la digue. L'accès à cette zone se fait par des pistes existantes à l'intérieur de la cuvette.

La topographie de la zone est plane. De part sa morphologie, elle ne pose aucun problème d'accès et aucune difficulté particulière pour son exploitation. La superficie de cette zone couvre plusieurs d'hectares.

2 : Etude de la variante retenue

IV.2.1 Introduction

La digue de la retenue collinaire sur Oued LABIOD est une digue homogène et sera construite uniquement avec tous venants d'oued (limons peu plastiques).

La signification des principaux termes utilisés dans la conception et dans la construction de ces structures hydrauliques est comme suit :

- a) **Crête** : Facilite la circulation sur le barrage une fois terminée, elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage.
- b) **Clé d'ancrage** : Elle permet de couper ou diminuer le flux d'eau à travers la fondation et d'allonger le chemin de l'infiltration.
- c) **Bermes** : Elles permettent la réalisation et la réparation des revêtements de talus. En outre, elles donnent la stabilité aux digues et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur les surfaces des talus avals, en contribuant à éviter l'érosion. Ils servent aussi d'appui aux revêtements des talus en amont.
- d) **Revêtements** : Ils protègent les talus contre l'action des vagues (en amont) et de la pluie (en aval).
- e) **Filtres et drainages** : Il s'agit de dispositifs qui contrôlent et évacuent les eaux infiltrées à l'intérieur des barrages.
- f) **Recharge** : Le massif en amont ou en aval qui donne, en générale, la stabilité au barrage.

IV.2.2 Définition de profil général du barrage :

IV.2.2.1 Hauteur du barrage :

V.2.1.1 Calcul des différents niveaux d'eau:

a. Niveau mort de la retenue (NMR) : C'est le niveau correspondant à la tranche morte. Prévue pour emmagasiner les dépôts $H_{vmort} = 4m$.

b. Niveau normale de la retenue(NNR) : Selon un calcul de régularisation en détermine le niveau normal :HNNR = 20 m.

c. Niveau des plus hautes eaux (N.P.H.E) : Il est égal au niveau normal de la retenue majoré de la charge d'eau sur le déversoir.

$$NPHE = NNR + Hd \dots \dots \dots (IV.1)$$

Avec :

H_d : la charge au-dessus du déversoir, définie en fonction de laminage des crues et déterminée en fonction du fonctionnement en parallèle de la vidange du fond qui joue le rôle d'évacuateur de crue auxiliaire pendant la période des crues, qui est déterminée est évaluée à 1,71 m $H \Rightarrow 1,71$ m.

IV.2.2.1.2 Calcul de la revanche

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule du STEVENSON GAILLARD

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

Avec

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots \dots \dots (IV.3)$$

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 = 0,46 km].

A.N :

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,46} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,46} = 0,76 \text{ m}$$

Où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,76 = 3,02 \text{ m/s}$$

$$R = 0,75 \cdot 0,76 + \frac{3,02^2}{2 \cdot 9,81} = 1,04 \text{ m}$$

Donc :

b) Formule du MALLET et PAQUANT

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g}$$

Avec

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

A.N :

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{0,46} = 0,72 \text{ m}$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,72 + \frac{2,94^2}{2 \cdot 9,81} = 0,98 \text{ m}$$

c) Formule Simplifiée

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

A.N: $R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,46} = 1,20 \text{ m}$

On prend une valeur moyenne donc :

$$R = \frac{1,04 + 0,98 + 1,20}{3} = 1,07 \text{ m}$$

V.2.2 Largeur en crête

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

a. Formule de KNAPEN

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

b. Formule de F-PREECE

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

c. Formule Anonyme (simplifiée)

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

d. Formule pratique

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

H_b : Hauteur du barrage [m]

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t = 586 - 568 + 1,71 + 1,07 + 0,50 = 21,28 \text{ m}$$

On admet une valeur de $t = 0,5$ mètre pour le tassement du barrage, le tableau ci-dessus nous donne les résultats du calcul.

Tableau IV-1: récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	7.61
EF PREECE	6,07
SIMPLIFIEE	6.97
PRATIQUE	7,68

Pratiquement la largeur en crête d'un barrage en terre n'est jamais inférieure à 3 m. Pour les ouvrages de hauteur supérieure à 9 m, on adopte souvent une largeur égale au 1/3 de la hauteur. (R.Rolley, 1977)

On aperçoit que la valeur donnée par la formule KNAPPEN est presque égale à la valeur donnée par $1/3H_b$ ($1/3H_b = 7,09$ m).

Donc, on opte une valeur $b_{cr}=7,61$ m, on prend $b_{cr}=8$ m

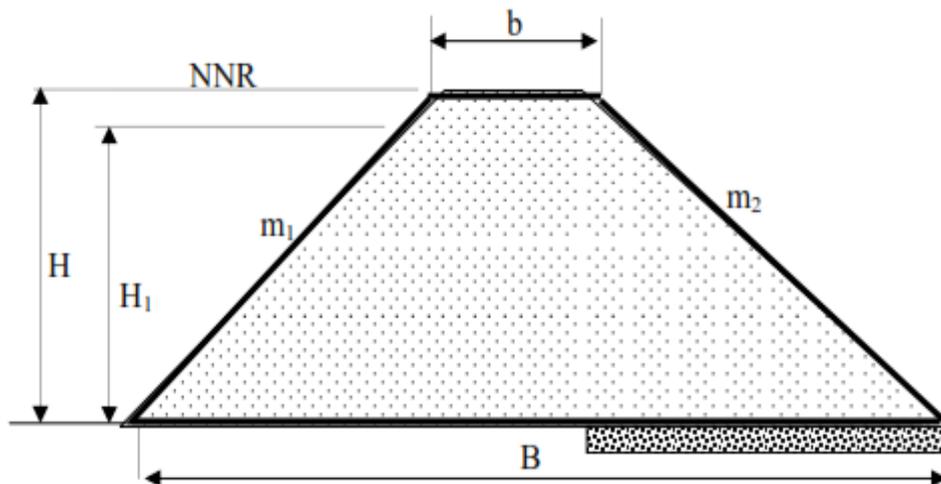


Figure IV-1 : Coupe transversale d'une digue homogène

V.2.2.3 La longueur en crête

La longueur de la crête est tirée à partir d'une coupe transversal du site proposé, qui est égale à :

$$L = 461 \text{ m}$$

V.2.2.4 Pentes des talus

Les pentes des talus amont et aval sont en fonction des matériaux de construction utilisés et leurs caractéristiques mécaniques ainsi que de la hauteur et de la classe du barrage. Le tableau suivant donne quelques valeurs indicatives des pentes des talus.

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales.

Tableau IV-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 ≥20	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3

D'après le tableau précédent, qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et du type du barrage Notre digue est une retenue homogène de 21,28m de hauteur, les fruits des talus sont 3 en amont et 2,5 en aval. Ces valeurs seront corrigées lors du calcul de stabilité du barrage.

IV.2.2.5 Les bermes

A) Talus amont

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

Les bermes sont exécutées pour des hauteurs de (10-15) m, leur largeurs varient de (2 -3) m avec des pentes de l'ordre de (1‰).

On disposera d'une seule berme sur le pied du talus amont à 1m de hauteur ayant 3 m de largeur à la cote de 576 NGA, servant comme prisme de drainage.

B) Talus aval

les bermes au talus aval sert à l'évacuation des eaux de ruissellement, il y a deux bermes au talus aval:

- 1^{ère} berme est disposée à la cote de 580 m NGA avec une largeur de 3m.
- 2^{ème} berme est disposée à la cote de 570 m NGA avec une largeur de 3m.

IV.2.3 Dispositif de protection des talus

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

1) le talus aval : Sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement, en fait un enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier est sable) d'épaisseur (0,3m).

2) 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 suivante :

$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots(\text{IV.10})$$

Où :

e : Epaisseur de l'enrochement en [m]

V : vitesse de propagation des vagues en [m/s]

C : coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique γ du matériau d'enrochement ($\gamma=2.5\text{g/cm}^3$).

La valeur de C est donnée par le tableau suivant:

Tableau IV-3: Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids (R.ROLLEY 1977)

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 $e=0,25\text{m}$, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à $0,50\text{m}$.

IV.2.4 drainages

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 :

- a) Abaissement de la ligne de saturation
- b) réduction de la pression de courant avec modification du réseau de d'écoulement
- c) réduction de la pression interstitielle
- d) contrôle des percolations et du non migration des éléments du remblai.

IV.2.4.1 Prisme de drainage

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et en place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa hauteur minimale est en fonction du niveau d'eau en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur. On peut calculer sa hauteur par l'expression $0.2 H$ (H est la hauteur du barrage).

✘ Hauteur : $H_{dr}=(0,15 \div 0,2)H_{bcr}.....(V-11)$

Avec :

H_b : hauteur du barrage ($H_b=21,28\text{m}$)

Prend :

$$H_{dr}=0,17 H_b \quad \longrightarrow \quad H_{dr}=3,62\text{m}$$

Donc :

$$H_p= 4,00 \text{ m.}$$

✘ Fruits des talus : $m_1= (1-1,75)$

$$m_2= (1,5-2,5)$$

On prend : $m_1= 1, 5$

$$m_2= 2,5$$

✘ La largeur en crête:

$$b_{dr} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4}\right) H_{dr} \dots \dots \dots (V-12)$$

AN: $b_{dr} = \frac{1}{3} \cdot 4 = 1,34 \text{ m}$

✘ largeur en base du drain : Elle est exprimée par :

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) H_{dr} \dots \dots \dots (V-13)$$

AN : $B = 1,34 + (1,5 + 2,5) \cdot 3,62 = 15,82 \text{ m}$.

IV.2.4.2 Tapis du drainage

C'est le type du drainage le plus efficace pour la digue ; car d'une part, on utilise moins des matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue, la sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur, pour son dimensionnement il est recommandé d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0,50 \text{ m}$, par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une plusieurs couche de filtres.

Un tapis filtrant horizontal est proposé, il sera disposé sur le tiers aval du sol de fondation, les éléments les plus fins constituant la première couches disposées augmente progressivement.

IV.2.4.3 Dimensionnement du drain tapis

La longueur du drain tapis est déterminée suivant la relation suivante :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots \dots \dots (IV-14)$$

L_b : longueur transversale du barrage [$L_b = 461 \text{ m}$].

AN :

$$L_d = \frac{461}{3} = 153,67 \text{ m}$$

On prend: $L_d=155\text{m}$

La largeur du drain est déterminée par la formule :

$$l_d = \frac{1}{2} \left(\sqrt{L^2 + H^2} - L \right)$$

l_d : Largeur du drain nécessaire [m]

L : distance horizontale entre la retenue et le drain [m]

H : différence de charge entre la retenue et le drain [m].

AN :

$$l_d = \frac{1}{2} \left(\sqrt{75^2 + 17^2} - 75 \right) = 0,95\text{m}$$

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

IV.2.5 La clé d'étanchéité

D'après les résultats obtenus dans le rapport géotechnique, on peut dire que le fond de la vallée d'Oued LABIOD est constitué généralement d'une couche alluvionnaire de 3 jusqu'à 6m, où la présence d'un grand risque de pertes d'eau par infiltration au dessous du corps de la digue.

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en alluvion d'Oued compacté par couches successives afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméables.

IV.2.6 Les filtres

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respect pas les conditions de non entrainement des particules fines du massif à drainer, on interpose alors un filtre entre les deux matériaux, sa fonction principale est de retenir ces particules du sol drainé tout en permettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux grossiers.

De nos jours, les filtres granulaires sont remplacés par des géotextiles issus de l'industrie du textile et se présentent en rouleaux de longueur variable offrant ainsi l'avantage d'être économique et une facilité de mise en œuvre par rapport aux filtres à base de plusieurs couches de matériaux calibrés.

IV.2.7 Protection de la crête

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de grave argileuse compactée). Pour le barrage homogène, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante les matériaux de la couche de crête.

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

IV.2.8 Volume des travaux

Les volumes totaux des matériaux constituant le corps du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections :

$$V_b = \sum_i^n V_i V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots \dots \dots V. 15$$

V_i : Le volume du barrage à la cote i

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

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) ; $b=08m$

H_i : hauteur de la tranche au point i ; $H=21,28m$

A.N.

$$[B = (3 + 2,5) \cdot 21,28 + 8] = 125m$$

Volume du TVO = 1 201 980 m³

Volume d'encrochement = 136 160 m³

Volume du gravier = 60 720 m³

Volume du sable fin = 34 500 m³.

IV.2.9 Etude de stabilité

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

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

- Le glissement des talus
- l'instabilité mécanique en fondation peu probable car le remblai sollicite moins sa fondation.

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

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

IV.2.9.1 Stabilité des talus

Il existe plusieurs méthodes du calcul de stabilité au glissement, les plus courantes sont les méthodes dites du calcul à la rupture dont la méthode du FELLENIUS, BISHOP, TAYLOR ...etc, nous utiliserons ici pour notre cas la méthode de FELLENIUS dite méthode suédoise car c'est la plus pessimiste.

Dans les calculs, nous considérerons les cas de sollicitation suivants :

- Cas1 : Retenue au niveau normal
- Cas 2 : vidange rapide.

IV.2.9.2 Méthode de FELLENIUS

Cette méthode se base sur l'hypothèse que la surface de glissement BC (voir Figure V-2) est voisine de celle d'un arc de cercle supposé passant par le pied du talus C (arc de cercle du Fellenius). Elle consiste à décomposer le volume du sol limité par le contour ABC en tranches verticales de même épaisseur, l , et de chercher à établir une relation qui traduit son équilibre en supposant que les interactions entre les différentes tranches sont négligeables.

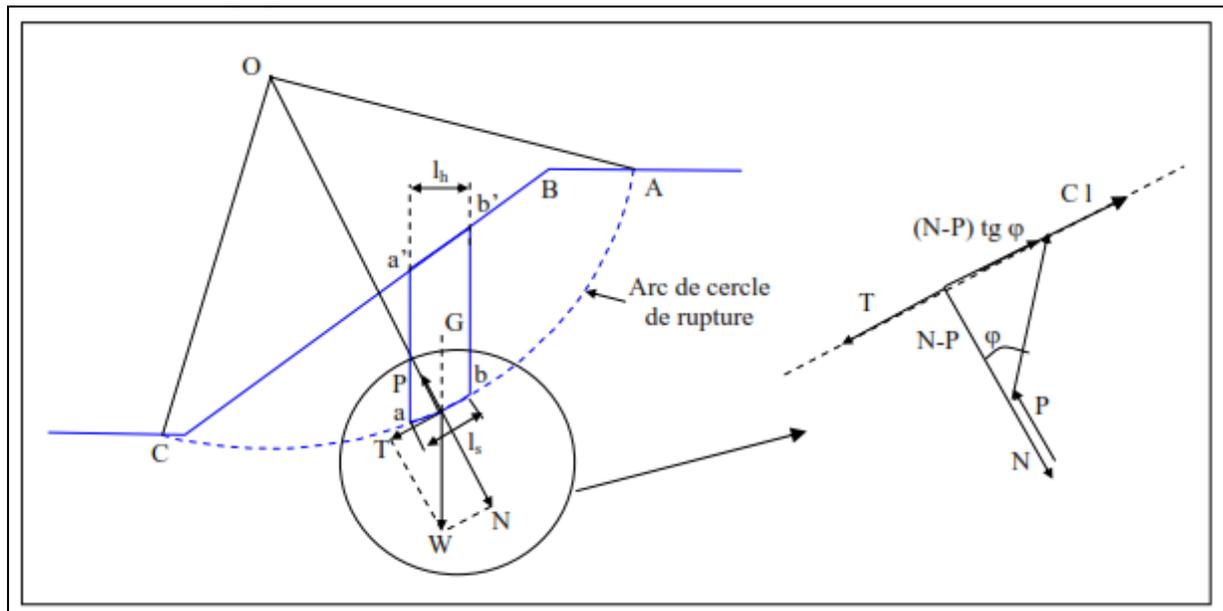


Figure IV- 2 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenius

IV.2.9.3 Détermination de la zone des cercles critiques selon méthode du Fondeev

- ✓ Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage
- ✓ détermination du talus moyen.
- ✓ 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
- ✓ tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

- $R_1 = K_1 H_b$
- $R_2 = K_2 H_b$

Avec :

H_b : Hauteur totale du barrage, $H_b = 21,28$ m

$K_1 - K_2$: sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant :

Tableau IV-4: Valeurs des K_1 et K_2

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

Pour notre cas :

Tableau IV-5: Valeurs des R₁ et R₂

Talus	Pente du talus	K1	K2	m)1R)	m)2R)
Amont	3	1	2,3	21,28	48,944
Aval	2,5	0,875	2,025	18,62	43,092

L'intersection de R₁ et R₂ avec les deux lignes précédentes nous donne la zone des cercles (centres des cercles).

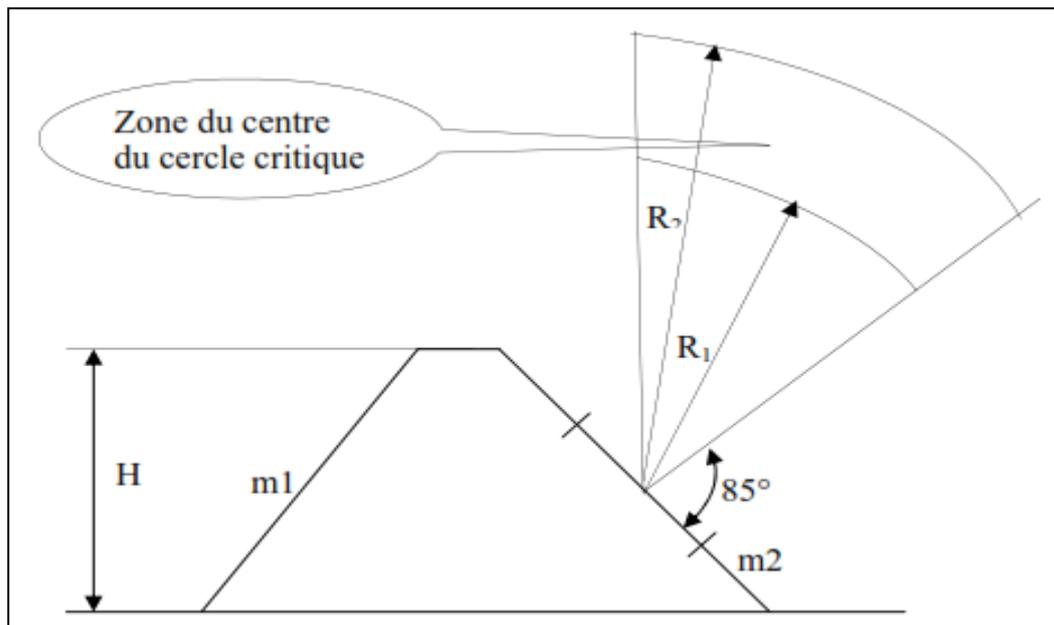


Figure IV- 3: Zone du centre du cercle critique selon principe du Fondevv

- ✓ Tracer une courbe de rayon R qui doit être dans la limite du talus
- ✓ partager la zone limitée par la courbe (cercle de glissement) en parties verticales d'épaisseurs $b=0,1R$
- ✓ numéroter toutes les parties qui se trouvent à droite du centre "O", et des chiffres négatifs à gauche du centre "O".

IV.2.9.4 Les forces agissant sur une tranche

IV.2.9.4.1 Force de pesanteur (poids propre de la tranche)

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche, elle est donnée par la formule suivante :

$$G_i = b \sum (\gamma_i h_i) \dots \dots \dots (IV.16)$$

Avec :

G_i : Poids propre de la tranche

b : largeur d'une tranche ($b=0.1R$)

h_i : hauteurs des tranches

γ_i : densité du massif correspondant (en dessous, au-dessus de la ligne de saturation et des fondations).

Le poids volumique du sol d'humidité naturelle est déterminé selon l'expression suivante :

$$\gamma_s = (1-n) \gamma_{sp} (1+W) \dots \dots \dots (IV.17)$$

Avec :

γ_{sp} : Poids volumique spécifique du sol

W : teneur en eau en fraction de l'unité

n : porosité du sol en fraction de l'unité.

Le poids volumique du sol saturé est égal :

$$\gamma_{ss} = (1-n) (\gamma_{sp} - \gamma_w) \dots \dots \dots (IV.18)$$

Avec :

γ_w : Poids volumique de l'eau.

Dans le cas d'une vidange rapide, nous utilisons le poids d'une tranche à poids volumique déjaugé qui est donné par la formule ci-après :

$$\gamma' = (\gamma_{ss} - 1) \dots \dots \dots (IV.19)$$

Le poids « G_i » étant une force qui présente deux composantes :

$$N_n = G_i \cos \alpha = b \gamma_s \sum h_i \cos \alpha$$

$$T_n = G_i \sin \alpha = b \gamma_s \sum h_i \sin \alpha$$

Avec :

N_n : Composante normale stabilisatrice

T_n : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section}}{\text{nombre total des tranches}} \quad \text{Et} \quad \cos \alpha = \left(\sqrt{1 - \sin^2 \alpha} \right)$$

IV.2.9.4.2 Force de pression interstitielle

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$U_i = \gamma_s \cdot h \cdot dl \dots \dots \dots (IV.20)$$

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

IV.2.9.4.3 Forces de cohésion

$$F_c = C \cdot dl \dots\dots\dots (IV.21)$$

$$dl = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot \theta}{360} \approx \frac{b}{\cos \alpha} \dots\dots (IV.22)$$

Avec :

- θ : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement
- C : cohésion du sol considéré.

IV.2.9.4.4 Forces de frottement

$$F_f = (N_n - U_i dl) \operatorname{tg} \varphi = (G_i \cos \alpha - U_i dl) \operatorname{tg} \varphi \dots\dots (IV.23)$$

φ : angle de frottement interne qui dépend de la nature du sol et de la disposition de la surface de glissement par rapport à la ligne phréatique.

IV.2.9.4.5 Force sismique

$$T_n = a \cdot G_i \dots\dots\dots (IV.24)$$

Avec :

- G_i : Poids de la tranche
- a : coefficient de séisme.

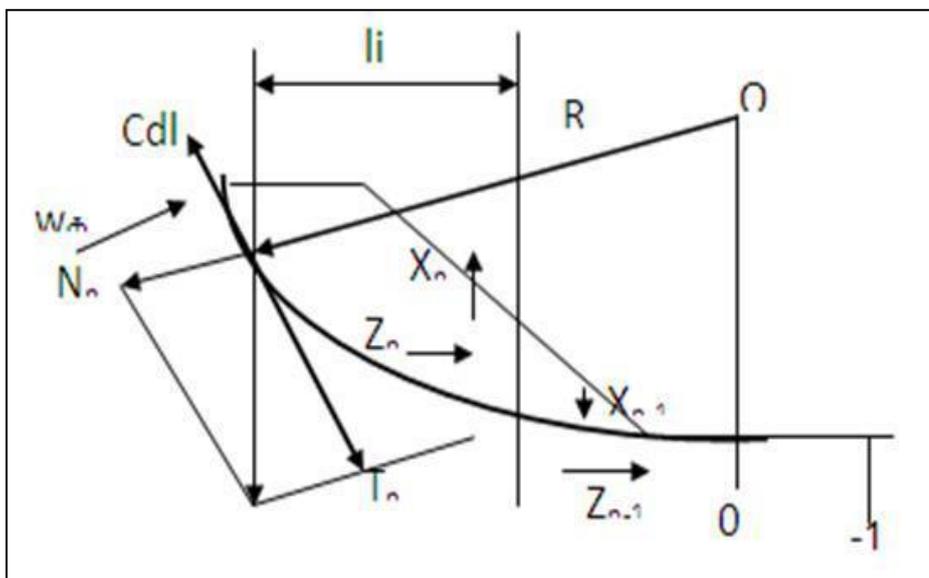


Figure IV- 4: Schéma de calcul statique

IV.2.9.5 Classement des forces

Nous pouvons classer toutes ces forces comme suit :

IV.2.9.5.1 Les forces stabilisatrices

Les forces stabilisatrices sont les forces de frottement et les forces de cohésion ainsi que la composante normale du poids propre de la tranche et la force interstitielle. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M_{résistant}^t = \sum_{i=1}^n R \cdot [C_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos(\alpha) - U_i \cdot l_i) \cdot \tan \varphi_i] \quad \dots (IV.25)$$

IV.2.9.5.2 Les forces déstabilisatrices

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle (T_n), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M_{moteur}^t = \sum_{i=1}^n R \cdot W_i \cdot \sin \alpha = R \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha \quad \dots (IV.26)$$

IV.2.9.5.3 Coefficient de sécurité admissible

Une fois le coefficient de sécurité déterminé, il s'agit de conclure si l'ouvrage serait stable ou non. Pour cela, il est nécessaire de comparer le coefficient critique à un coefficient dit admissible. Ce coefficient de sécurité est fixé d'après l'expérience et, il varie selon le cas de sollicitation normale ou exceptionnelle.

Tableau IV.6 : Valeurs des coefficients de stabilité admissibles

coefficients	svaleur
Coefficient de sécurité admissible sans séisme	1.15 - 1.20
Coefficient de sécurité admissible avec séisme	1.05 - 1.10

IV.2.9.6 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Le coefficient de sécurité «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

IV.2.9.6.1 Retenue pleine (cas d'exploitation)

Le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \quad \dots(\text{IV.27})$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \sum \frac{1}{R} (G_i \cdot a \cdot dn_i)} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum \frac{1}{R} (G_i \cdot a \cdot dni)} \geq K_{adm} \quad \dots(\text{IV.28})$$

Avec :

K_{ss} : Coefficient de sécurité sans séisme

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme

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

IV.2.9.6.2 Retenue vide (fin de construction)

L'étape la plus critique se situe juste à la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor). Le calcul se fait pour le talus amont et le talus aval.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \quad \dots\dots\dots(\text{IV.29})$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \sum \frac{1}{R} (G_i \cdot a \cdot dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum \frac{1}{R} (G_i \cdot a \cdot dni)} \geq K_{adm} \quad \dots(\text{IV.30})$$

IV.2.9.6.3 vidange rapide

La vidange rapide est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

Pour ce type de fonctionnement nous effectuerons les calculs seulement pour le talus amont.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots(\text{IV.31})$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \sum \frac{1}{R} (G_i \cdot a \cdot dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum \frac{1}{R} (G_i \cdot a \cdot dni)} \geq K_{adm} \dots(\text{IV.32})$$

IV.2.9.7 Conclusion et recommandations

Dans cette étude préliminaire nous avons abordé les différentes formules empiriques de calcul de stabilité. Reste à confirmer nos calculs par l'injection des données de fondation de l'assiette d'étude.

Une étude de stabilité plus précise sera réalisée à la phase d'exécution.

Chapitre 05

Etude des variantes des ouvrages annexes

Chapitre 5 : Etude des variantes des ouvrages annexes

V.1 Introduction

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

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

V.2 L'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.

V.2.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue

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

- La qualité des prévisions de crues
- la sismicité de la zone de l'aménagement et la fiabilité de l'exploitation
- les exigences topographiques et géologiques du site
- la sûreté et la sécurité de fonctionnement
- le type du barrage
- la facilité d'entretien
- le coût de l'ouvrage.

V.2.2 Différents types d'évacuateurs de crue

V.2.2.1. Evacuateur central

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

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

V.2.2.2 Evacuateur latéral

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

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

Il y'avait deux types d'évacuateurs de crue latéral :

V.2.2.2.1 Évacuateur de crue latéral à entonnement frontal

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

Il représente les avantages suivants :

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

Ces inconvénients sont :

- Le coût peu onéreux
- la difficulté de modification.

V.2.2.2.2 Évacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est d'écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Il 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.

V.2.3 Choix de la variante

Pour des raisons topographiques et notamment l'accessibilité sur la crête de la digue, dans notre étude, nous optons pour un évacuateur de crue latéral à entonnement latéral sur la rive gauche.

L'évacuateur de crues latéral à entonnement frontal est constitué des éléments suivants :

- Un canal d'approche
- un déversoir
- un chenal
- un convergeant
- un coursier
- un bassin de dissipation
- un canal de restitution.

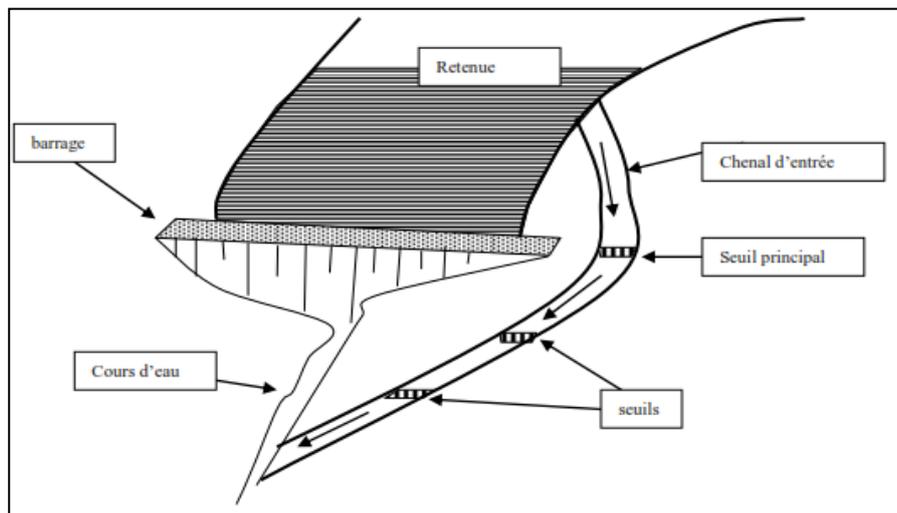


Figure V-1 : Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral

V.2.4 Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue

V.2.4.1 Canal d'approche

Le canal d'approche a pour but de canaliser les eaux d'évacuations vers le déversoir en garantissant un écoulement fluvial sur le seuil de déversement.

Les dimensions du canal (largeur et longueur) seront subordonnées à la longueur, au type, à l'emplacement du déversoir et aux caractéristiques du terrain.

Les vitesses doivent être suffisamment petites, pour que les pertes d'énergie et l'érosion soient minimales.

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V = Q / \text{Scan} \dots\dots\dots(\text{VI.1})$$

Avec :

Q : Débit à évacuer [m³/s], Q = 349.76 m³/s

H : charge d'eau [m]

$$H = h + P \dots\dots\dots (VI.2)$$

S_{can} : section du canal en [m²]

$$S = H \times b \dots\dots\dots (VI.3)$$

P : hauteur de pelle [m], P = 1 m

h : lame déversant [m], h = 1,71 m

b : largeur du déversoir, b=80 m.

$$V = 1.61 \text{ m/s}$$

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 :

$$Re = 0,6 + 0,05V (H)^{1/3} \dots\dots\dots (VI.4)$$

$$Re = 0,71 \text{ m}$$

La hauteur de mur est :

$$Hm = H + R \dots\dots\dots(VI.5)$$

$$Hm = 3,42 \text{ m nous prenons } Hm = 3,5 \text{ m.}$$

➤ Longueur du canal d'approche :

D'après le plan topographique, la longueur du canal d'approche est égale à 20 m.

V.2.4.2 Déversoir

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

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

La figure suivante, montre les dimensions du déversoir :

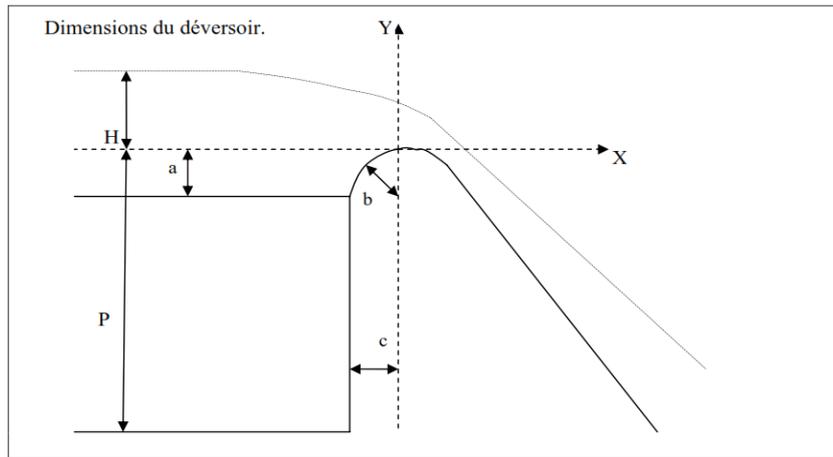


Figure V-2 : Dimensions caractéristiques et géométrie du déversoir

Avec: a, b et c sont déterminés comme suit :

$$a = 0,12 \times H = 0,33 \text{ m}$$

$$b = 0,4 \times H = 1,08 \text{ m}$$

$$c = 0,3 \times H = 0,81 \text{ m}$$

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

$$y = x^{1,85} / 2H^{0,85} \dots\dots\dots (V.6)$$

Avec :

H : La charge sur le déversoir

Tableau V.01 : Coordonnés du profil de Greager

X	Y
0	0
1.6	0.51
1.8	0.64
2	0.77
2.2	0.92
2.4	1.08
2.6	1.26
2.8	1.44
3	1.64
3.2	1.84

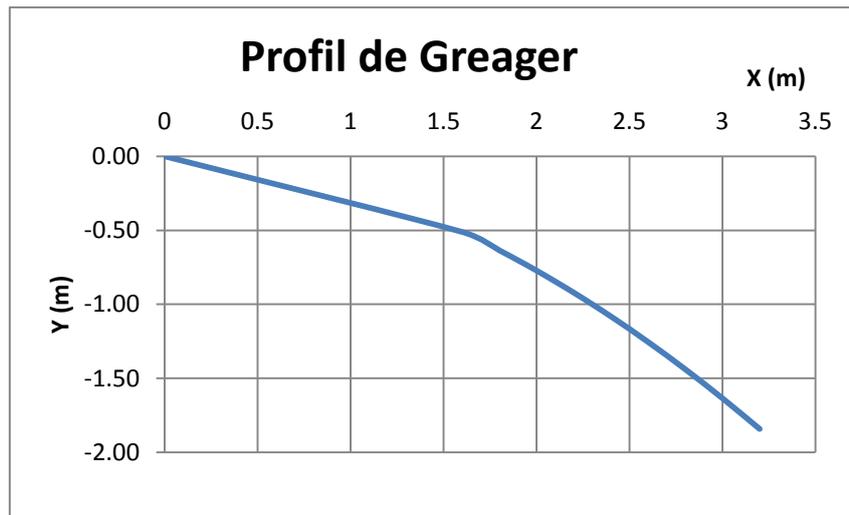


Figure V-3 : Schéma du profil du seuil déversant type Creager

V.2.4.3 Chenal d'écoulement

Le chenal d'écoulement se situe à l'aval immédiat du déversoir, la forme rectangulaire est généralement la plus adaptée pour le chenal, il doit posséder une pente suffisamment faible pour que le régime y soit fluvial.

La longueur du chenal est déterminée à partir du plan topographique, elle est égale à 27,5 m.

La pente est égale à 0,1%.

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

V.2.4.3.1 Profondeur critique

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \dots\dots\dots (V.7)$$

Avec :

Q : Débit à évacuer [m³/s], Q = 349.76 m³/s

b : largeur du chenal, b = 38 m

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

$$y_c = 2 \text{ m}$$

V.2.4.3.2 Pente critique

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour $y = y_c$:

$$I_{cr} = \left[\frac{Q(b + 2.y_c)^{2/3}}{K(b.y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (V.8)$$

Avec :

R : rayon hydraulique [m]

I : la pente [m/m]

S : section mouillée

K : coefficient de Manning-Strickler, K= 71

$I_{cr} = 0.044 = 4.4 \%$

$0.1 \% < 4.4 \% \Rightarrow I < I_{cr}$: écoulement fluvial donc la condition est vérifiée.

V.2.4.4 Calcul du convergent

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

La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante :

$$L = 2.5 (I_1 - I_2) \dots\dots\dots (V.9)$$

Avec :

I_1 : est la largeur au plafond du bief amont, $I_1=38$ m

I_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle, $I_2=12$ m

$$L = 2,5 (38 - 12) = 65 \text{ m}$$

La longueur du convergent est de 20 m.

V.2.4.5 Le coursier

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

V. 2.4.5.1 Largeur du coursier

Elle est donnée par :

$$B = Q^{0.4} \dots\dots\dots (V.10)$$

$$B = 349.76^{0.4} = 10.41 \text{ m}$$

$$B = 10.50 \text{ m}$$

V. 2.4.5.2 Longueur du coursier

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 30 m.

V. 2.4.5.3 Profondeur critique

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g S^3} = 1 \dots\dots\dots (V.11)$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} \dots\dots\dots (V.12)$$

B : Est la largeur du coursier égale à 10.50 m

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{89,54^2}{9,81 \cdot 6^2}}$$

$$h_{cr} = 4,76 \text{ m}$$

V. 2.4.5.4 La pente critique

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer I_{cr} nous associons la relation du régime uniforme :

$$Q = Sc \cdot C \cdot \sqrt{Rc \cdot I_{cr}} \dots\dots\dots (V.13)$$

Avec celle du régime critique :

$$\frac{Q^2 \cdot b}{g \cdot Sc^3} = 1 \dots\dots\dots (V.14)$$

Pour une section rectangulaire ($S=h \cdot b$) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C_c^2 \cdot R_c} \dots\dots\dots (V.15)$$

Avec : I_{cr} : pente critique

R_c : rayon critique

$$Rc = \frac{S_c}{P_c} \dots\dots\dots (V.16)$$

Sc : section critique

$$Sc = b.hcr \dots\dots\dots (V.17)$$

Pc : périmètre critique

$$Pc = 2.hcr+b\dots\dots\dots (V.18)$$

Cc : coefficient de Chézy

$$C_c = \frac{R_c^{1/6}}{n} \dots\dots\dots (V.19)$$

n : coefficient de rugosité, n=0,014 (revêtement en béton)

La pente critique est :

$$I_{cr} = \frac{9,81.4,76}{88,46^2.3,81} = 0,0016$$

$$I_{cr} = 0.16 \%$$

Tableau V-2 : Récapitulatif des résultats

Sc [m2]	180.90
Pc [m]	47.52
Rc [m]	3.81
Cc [m-6]	88.46
I cr [%]	0.16

V. 2.4.5.5 Calcul de la profondeur normale

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme. Elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy).

$$Q = S.C\sqrt{R.I} \dots\dots\dots(V.20)$$

Avec :

S : Section du coursier

I : pente du coursier, I=12 %

C_n : coefficient de Chézy

R : rayon hydraulique

En substituant de la même manière que pour le chenal d'écoulement:

$$Q = \frac{1}{n}.I^{1/2}.(b.h_n)^{5/2}.(2.h_n + b)^{-3/2} \dots\dots(V.21)$$

Nous avons : hn = 3.10 m

$$V_n = \frac{Q}{b \cdot h_n}$$

$$V_n = 19.79 \text{ m/s}$$

Nous constatons que $h_n < h_c$, donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal à une forte pente.

V. 2.4.6 Dissipateur d'énergie

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

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

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

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

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

$2.5 < Fr \leq 4.5$ Ressaut oscillant.

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

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

Pour notre cas :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g h_c}}$$

Où :

Fr : Nombre de froude

V : vitesse de sortie du coursier tel que $V = \frac{Q}{S}$.

AN :

$$V = \frac{349.76}{10.5 \cdot 2,4} = 13,88 \text{ m/s}$$

Donc :

$$Fr = \frac{13,88}{\sqrt{9,81 \cdot 2,4}} 2,86$$

Fr = 2.86, Froude est compris entre 2.5 et 4.5 donc nous aurons une formation d'un ressaut oscillant.

Pour la dissipation de l'énergie nous avons opté pour un bassin de dissipation à ressaut. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et éviter le déplacement du ressaut à l'aval.

Nous avons : $2.5 < Fr \leq 4.5$ donc on opter pour un bassin du **type I**.

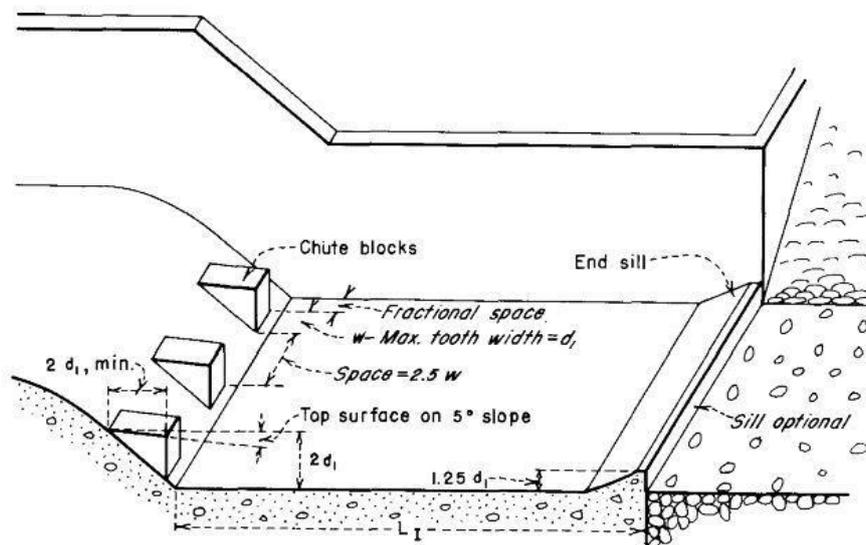


Figure V-4 : Schéma du bassin de dissipation, type I (USBR, 1987)

V. 2.4.7 Canal de restitution

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1 et une petite pente a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

V. 2.4.7.1 La hauteur critique

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante (Agraskine) :

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,015 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \dots \dots \dots (VI.22)$$

Avec :

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \dots \dots \dots (VI.23)$$

Et
$$\sigma = \frac{K.m}{b} \dots\dots\dots(VI.24)$$

m : fruit des talus du canal de fuite, m =1.

A.N :
$$K = \sqrt[3]{\frac{349,76^2}{9,81.25^2}} = 2,69 \quad \text{et } \sigma = \frac{2,69.1}{25} = 0,07 \quad \text{donc :}$$

$$h_{cr} = 2,69 \left(1 - \frac{0,07}{3} + 0,015.0,07^2 \right) = 0,94m$$

V. 2.4.7.2 La pente critique

Elle est donnée par :

$$I_{cr} = \frac{Q}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots (V.25)$$

$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_c \quad \text{AN: } S_{cr} = 24.37$

$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad \text{AN: } P_{cr} = 26.33$

$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr} \quad \text{AN: } R_{cr} = 0.93$

$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6}, n_{\text{béton}} = 0,013 \quad \text{AN: } C_{cr} = 75.98$

Donc:
$$I_{cr} = \frac{Q}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} = 0.04$$

I_{cr} : Pente critique

R_c : rayon critique

S_c : section critique

P_c : périmètre critique

C_c : coefficient de Chézy

n : coefficient de rugosité.

Tableau V.03 : Récapitulatif des résultats

Sc (m2)	24.37
Pc (m)	26.33
Rc (m)	0.93
Cc (m-6)	75.98
I cr (%)	3.86

V. 2.4.7.3 Vitesse dans le canal

$$V = Q/S = C\sqrt{RI} \dots\dots\dots(V.30)$$

A.N :

$$V = 75,98 \cdot \sqrt{0,93 \cdot 0,04} = 14,35 \text{ m/s}$$

$V \geq V_{adm}$ (1,8 à 2,2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

V.2.4.8 Hauteurs des murs bajoyers**V. 2.4.8.1 Hauteur des murs à l'entrée du déversoir**

$$h_m = h_e + R \dots\dots\dots(V.31)$$

Avec :

h_m : Hauteur des murs bajoyers [m]

h_e : Lamé d'eau sur le déversoir [m]

R : Revanche de sécurité [m], donnée par:

$$r = 0,61 + 0,14 V^{1/3} \dots\dots\dots(V.32)$$

$$V = 349.76 / (80 \times 1.71) = 2,56 \text{ m/s} \quad \text{donc} \quad r = 0,80 \text{ m}$$

$$h_m = 1.71 + 0,8 = 2.51 \text{ m}$$

V. 2.4.8.2 Chenal d'écoulement

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue.

V. 2.4.8.3 Le coursier

✓ Hauteur au début :

$$h_m = h_e + r \dots\dots\dots(V.33)$$

$$h_m = 4.76 + 0,8 = 5.56 \text{ m}$$

✓ Hauteur à la fin

$$h_m = 2.40 + 0,8 = 3.2 \text{ m}$$

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0,5m sur le long de tous les éléments de l'évacuateur de crus. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement vers l'aval et même servant à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

V.3 Ouvrage de vidange

C'est un ouvrage destiné principalement à vider le barrage. Il se compose d'un orifice muni, d'une vanne et une conduite d'évacuation.

Il peut assurer les fonctions suivantes :

- Vidanger complètement de la retenue (purge et entretien)
- servir éventuellement d'évacuateur auxiliaire
- abaisser le niveau d'eau en cas de danger pour le barrage (naturels ou conflits armés)
- contrôler de la montée du plan d'eau lors du premier remplissage

La conduite de vidange est généralement disposée sous le barrage. Exceptionnellement, pour les gros ouvrages, il peut être intéressant de prévoir une galerie latérale. Elle peut fonctionner sous pression si son diamètre est petit ou moyen, ou en écoulement à surface libre lorsqu'elle est de gros diamètre. Se basant sur la capacité du déversoir, le gabarit et les dimensions du barrage et pour des raisons d'économie, l'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la conduite de vidange du fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l'ouvrage d'entrée ne soit réalisé qu'après l'achèvement des travaux de la digue.

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

V.3.1 Calcul du débit de vidange

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{fv} = \frac{Vu}{T} + Q_r \dots\dots\dots (V.35)$$

Avec :

Q_r : Débit entrant dans la retenue pendant la vidange, pris égal à débit moyen annuel

V : volume utile, $V_u = 8,82 \text{ Mm}^3$

T : temps de vidange, $T = 10 \text{ jours} = 864000 \text{ secondes}$.

A.N:

$$Q_{fv} = \frac{Vu}{T} + Q_r$$

$$Q_{fv} = 10,35 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit du projet.

V.3.2 Calcul de la section de la conduite de vidange du fond et son diamètre

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge

$$Q_{fv} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ} \dots\dots\dots(V.36)$$

Avec :

Q_{fv} : Débit de vidange [m³/s]

μ : coefficient de débit μ (0,8 ÷ 0,85), nous prenons $\mu=0,80$

S : section de la conduite [m²]

Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval [m] ; $Z = 26$ m.

Alors que :

$$S = \frac{Q_{fv}}{\mu \sqrt{2gZ}} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \dots\dots\dots(V.37)$$

Nous trouvons : $S = 0,57$ m²

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots(V.38)$$

$D = 0,850$ m, Nous prenons : $D = 1000$ mm.

V.3.3 Correction de la valeur de coefficient μ

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \dots\dots\dots(V.39)$$

Avec :

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

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{sor} + \xi_{grille} \dots\dots\dots(VI.40)$$

Tableau V-04 : Coefficients de pertes de charge singulières

ξ_{ent}	0,1
ξ_{sor}	1
ξ_{grille}	0,25

Donc :

$$\sum \xi_s = 1.35$$

$\Sigma \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d} \dots \dots \dots (V.41)$$

Avec :

L : Longueur de la conduite de vidange du fond égale à 115 m

d : diamètre de la conduite de vidange, d = 1000 mm

λ : coefficient de frottement calculé par la formule du Strickler :

$$\lambda = \frac{87n^2}{d^{1/3}} \dots \dots \dots (V.42)$$

Avec :

n : rugosité de la conduite en CAP, n=0.01 m^{-1/3}.s

$\lambda = 0,0091$ d'où $\Sigma \xi_L = 1,23$

Ce qui nous donne :

$$\mu = 0,53$$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient du débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à : d = 1051 mm

Nous adoptons le diamètre normalisé : D_{vf} = 1500 mm

V.3.4 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

Le débit à évacué aura une vitesse de sortie des vannes :

$$V_s = Q_{vf} / S_{vf} \dots \dots \dots (V.43)$$

$$\text{d'où : } V_s = 24,30 \text{ m/s}$$

Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange :

Tableau V.05 : 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) 300 en Acier	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

H : Hauteur du barrage en [m] et V : volume d'eau stocké en [M m³].

V.3.5 Conclusion

La conduite de vidange sera utilisée pour deux fonctions, la vidange et la dérivation des eaux de crues pendant la construction de l'ouvrage. La construction de la digue a pour but de l'atténuation où la rétention complète ou partielle des crues provoquant les inondations, sans présenter aucun obstacle pour une crue de débits importants pouvant la submerger et entraîne sa ruine par conséquent.

Ce type d'avarie sera évité en projetant un évacuateur de crues et un pertuis de fond qui sera toujours ouvert, dans le barrage, pouvant évacuer sans risque ces débits et donc protéger la digue.

Conclusion générale

Dans le cadre de la préparation du mémoire de fin d'étude, nous avons essayé de traiter et d'étudier la réalisation d'un barrage sur l'oued Labiodh commune Metlili dans la wilaya de Ghardaïa.

L'ouvrage concerné par la présente étude a pour objectif de stocker temporairement les crues de fréquence centennale, ou supérieure, et le maintien d'un débit faible pendant une durée accrue, cet ouvrage permettra également une infiltration locale des eaux de crue dans la nappe, favorable aux développements agricoles à l'aval proche et une utilisation facilitée et prolongée des écoulements de surface.

La fiabilité d'un ouvrage hydraulique dépend essentiellement de sa conception, de l'information et de la qualité de l'information ainsi que de la puissance des méthodes de dimensionnement des ouvrages en question.

Nous avons élaboré une étude géotechnique, au sein du laboratoire LTPS, comprenant l'étude des matériaux de construction, néanmoins il faut signaler l'absence des sondages de la fondation du site et essais mécaniques qui seront utilisés à l'étude de la stabilité.

Puis nous avons introduire une étude hydrologique, qui a posé un problème vu l'absence des stations de mesure hydrométriques, qui nous a obligé d'utiliser les données pluviométriques de la station de ONM Ghardaïa qui restent toujours indicatives car en plusieurs cas les bassins versants sahariens donnent naissance à des crues importantes dans l'absence des précipitations locales, qui rendent l'étude beaucoup plus complexe et délicate.

En fonction des différents paramètres entrant dans la conception des ouvrages de retenue, plusieurs variantes ont été proposées et étudiées dont la variante de digue en matériaux locaux homogènes a été la plus probable vu les conditions de son établissement.

La conception de la digue a été faite suivant l'objectif du projet qui est la précaution contre les inondations tout en essayant de garder un impact positif de l'ouvrage sur l'environnement.

En effet, la digue est confectionnée en alluvions d'oued, équipées d'un drain cheminée et un tapis aval et dont les parements sont protégés, à l'amont par un rip-rap et à l'aval par des alluvions grossières.

La hauteur maximale de l'ouvrage au dessus du terrain naturel est de 22 m environ.

Le volume de digue est de 1 201 980 m³ environ.

Cet ouvrage est équipé d'un pertuis de fond assurant la vidange automatique de la retenue et la mise à disposition d'un débit régulé de 21 m³/s.

Un évacuateur de crues latéral à entonnement frontal permet de protéger l'ouvrage contre des crues dont la période de retour est supérieure à 100 ans.

Finalement, il est utile de noter que l'élaboration d'une telle étude nécessite des connaissances bien approfondies dans tous les domaines qui touchent l'hydraulique. De plus la disponibilité de l'information aurait rendu l'étude beaucoup plus simple et les résultats obtenus bien plus fiables notamment l'étude hydrologique.

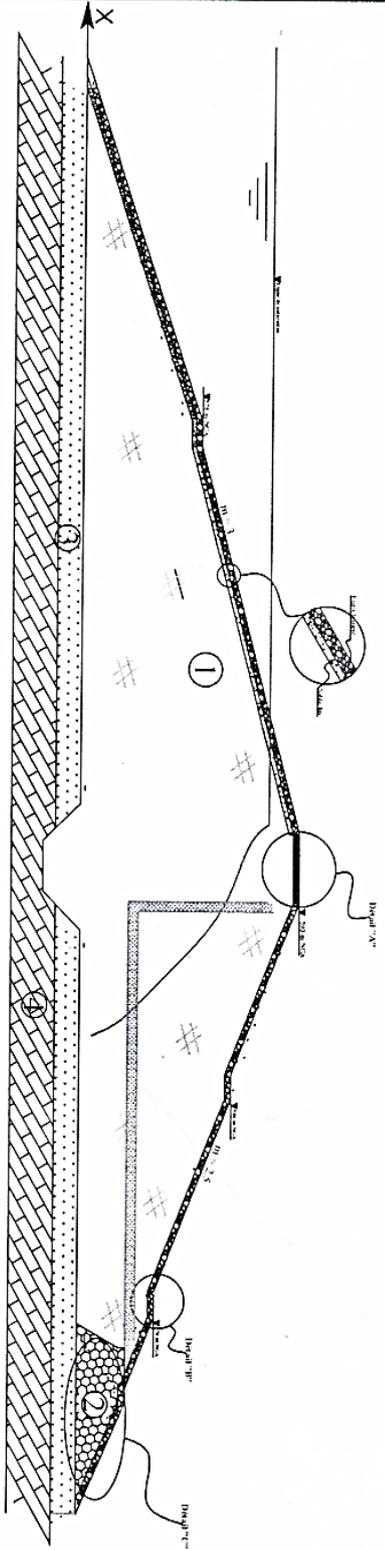
Toutefois, nous espérons que cette présente étude fruit de toute une formation soit un travail de base qui est sujet à réflexion et amélioration afin qu'il soit bénéfique.

Références bibliographiques

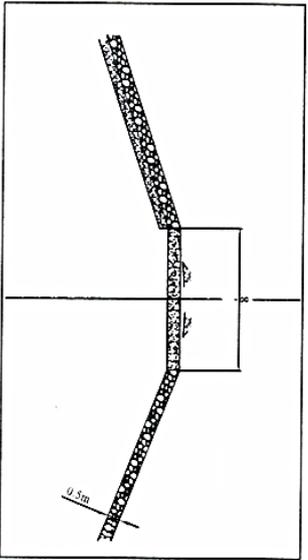
- [1] **A.N.R.H** (Agence Nationale des **R**essources **H**ydrauliques), données pluviométriques de Ghardaïa, Années 1970-2012.
- [2] **Bonnard & Gardel. 2001**, «Etude d'assainissement et de protection contre les crues de la vallée de l'oued M'Zab».
- [3] **BOUAICHA, A. 2005**, mémoire fin d'étude «Etude d'un petit barrage sur oued El Hammam -W. Médéa ».
- [4] **BOUKRAA, K. 2010**, mémoire fin d'étude « Etude de faisabilité de la retenue collinaire Chréa sur Oued El-Had commune de Buinene-BLIDA».
- [5] **Dubief, J. 1953**, « Essai sur l'hydrologie superficielle au Sahara ». Edition : service des études scientifiques, Alger.
- [6] **KABOUR, A. et all, 2016**, « Le barrage de Djorf Torba - Béchar, Sud-Ouest Algérien, sous contraintes du climat, de l'environnement et de gestion ».
- [7] **ACHOUR M. et OUISSI SEKOUTI, B.2003**, « Etude hydrologique de la nappe phréatique de la vallée de Metlili -Ghardaïa ».
- [8] **RAHALI, O. 2013**, mémoire fin d'étude «Contribution à l'étude hydrologique et hydrographique de la vallée du M'ZAB .wilaya de Ghardaïa».
- [9] **SAOUCHE, L. 2009**, mémoire fin d'étude «Etude de faisabilité d'une digue sur Oued Laadira .Wilaya de Ghardaïa».
- [10] **ZAKARIA, M. 2015**, mémoire fin d'étude «Etude de vulnérabilité aux inondations du quartier Bel-Ghaneme à Ghardaïa».
- [11] **SPA AMENHYD. Mars 2010**, Rapport «Note de calcul de stabilité des pentes du barrage d'El Haimeur».
- [12] Site web: www.srtm.csi.cgiar.org

Annexes

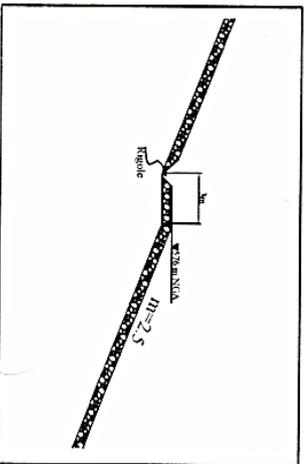
COUPE TRANSVERSALE DE LA DIGUE COUPE TYPE



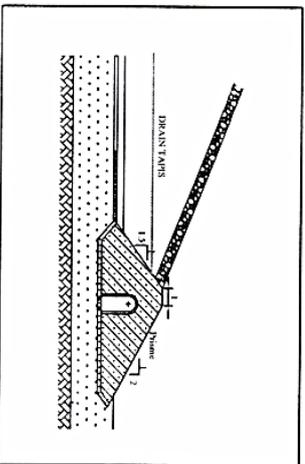
DETAIL "A"



DETAIL "B"



DETAIL "C"

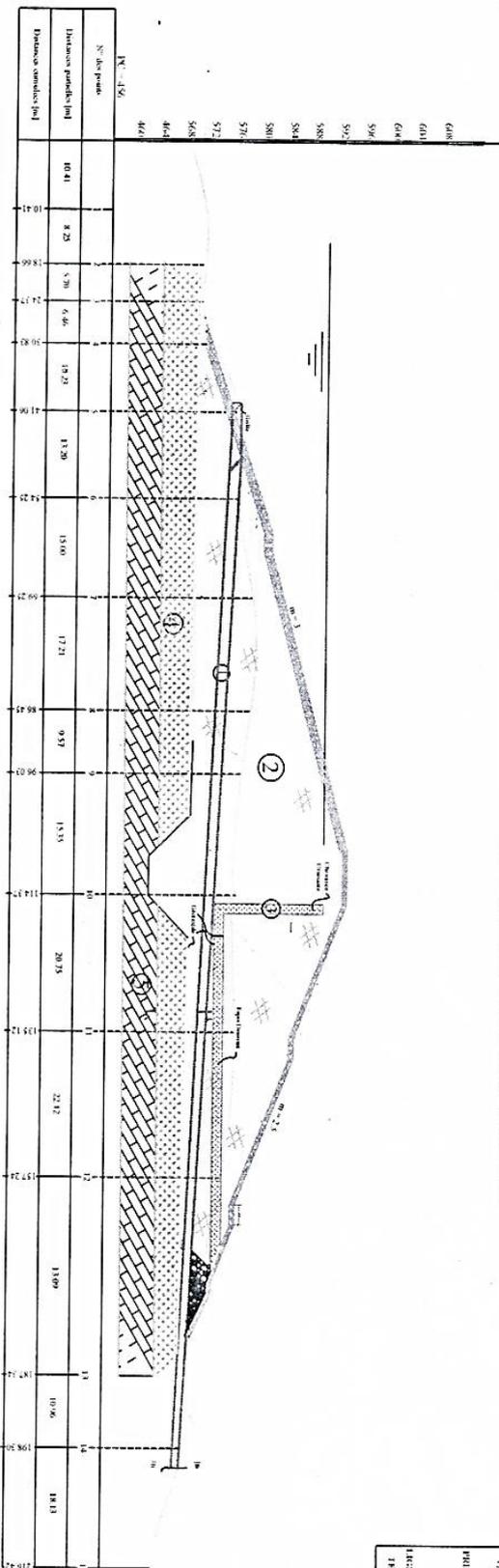


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET SOCIALISTE
 MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
UNIVERSITE DE GIARDIA
 DEPARTEMENT DES SCIENCES TECHNIQUES
 FILIERE: Hydraulique
 SPECIALITE: Ressources Hydrauliques
 MEMOIRE DE FIN D'ETUDES
 DES ETUDIANTS:
 SALAH Abdelrahmane
 HOUZID Sarah
 TITRE
**ETUDE DE LA CONSTRUCTION DE LA DIGUE
 COLLEGE SIDI BOU ABDOU
 EL ANASSER (S.M. EL HILW) (GIARDIA)**
 PRODUCTION:
 2017/2018
 COUPE TRANSVERSALE DE LA DIGUE
 TITRE
 TRANSMISSEUR: ORGANISME: ETAT: Y/m
 DESTINATAIRE: VILLE: BOULEVARD: FRANCE: 1/3
 DATE: 2017/2018
 COTE: 1/3
 COTE: 1/3
 COTE: 1/3

LEGEND

- ① ROUILLE ESTUO
- ② PENSÉE DE BRANARD
- ③ PENSÉE
- ④ SERRAVALI
- ⑤ LIGNE DE SARRATION
- ⑥ PANACHE DE MOUSSY

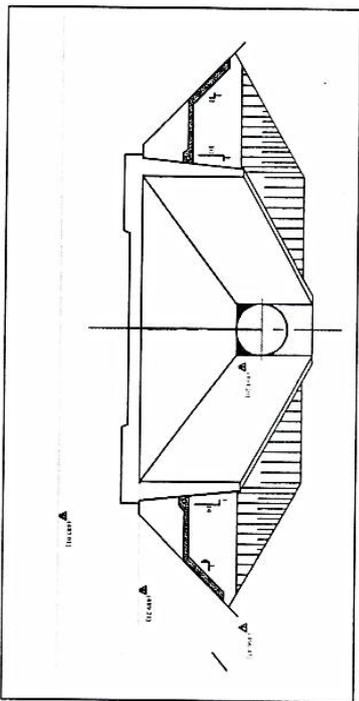
PROFIL EN LONG DE LA VIDANGE DE FOND



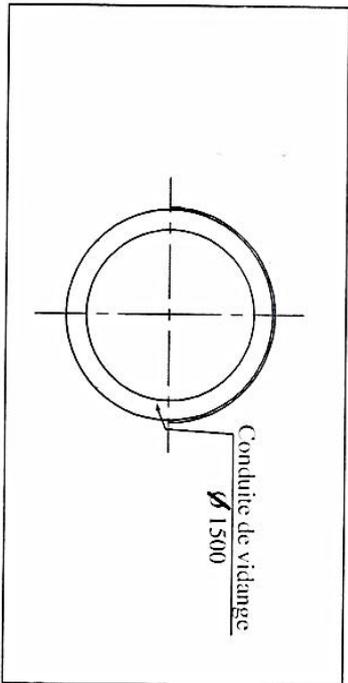
LEGENDES

- CONDUITE DE VIDANGE EN DN 1500
- RECTIFIQUE
- PRISE DE DRAINAGE
- FONDATION
- SÉRIERISATION
- LIGNE DE SATURATION
- TERRAIN NATUREL

COUPE B-B



COUPE A-A



UNIVERSITE DE GHARDAMA
 DEPARTEMENT DES SCIENCES ET TECHNOLOGIE
 FILIERE: Hydrique
 SPECIALITE: Ressourcés Hydriques
 MEMOIRE DE FIN D'ETUDES
 DES ETUDIANTS: SALAH Abdelrahmane
 BOUZZID Sarah
 II EM
 ETUDE DE REALISATION DE LA CONDUITE DE VIDANGE EN DN 1500
 TITRE
 PROFIL EN LONG DE LA VIDANGE DE FOND
 TAILLAGE: 1/250
 PLAN N°: 2/3
 CHARGÉ DE COURS: M. BOU
 DATE: 2017/2018

**LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DU SUD
ANALYSE GRANULOMETRIQUE DES SOLS**

- (Méthode par tamisage à sec après lavage)
NF P 94-056 Mars 1996
- (Méthode de tamisage par voie humide)
XP P 94-041 Dec. 1995

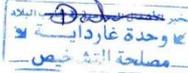
Structure : Unite Ghardaia
Lieu de travail : S^{ce} ID
N° Dossier interne : PROJET FIN D'ETUDE
Equipements Utilisés : Balance / Etuve

Echantillon : SABLE D'OUED
Date : 06/05/2018
Operateur : BOUZID SARAH
N° D'inventaire : L21.09.15 / L49.01.91

Poid De L'Echantillon (g)	Tamis (mm)	Poid Refus Partiels (g)	Poids refus Cumulés (g)	Poids refus cumulés (%)	Complément à 100	Tamisat (%)
	80					
	50					
	31.5					
	20					
	10	0,00	0,00	0,00	100,00	100
1000	5	126,51	126,51	12,65	87,35	87
	2	87,78	214,29	21,43	78,57	79
	1	38,00	252,29	25,23	74,77	75
	0,4	242,35	494,64	49,46	50,54	51
	0,2	291,85	786,49	78,65	21,35	21
	0,1	185,85	972,34	97,23	2,77	3
	0,08	3,20	975,54	97,55	2,45	2

L'Opérateur

Visa du responsable

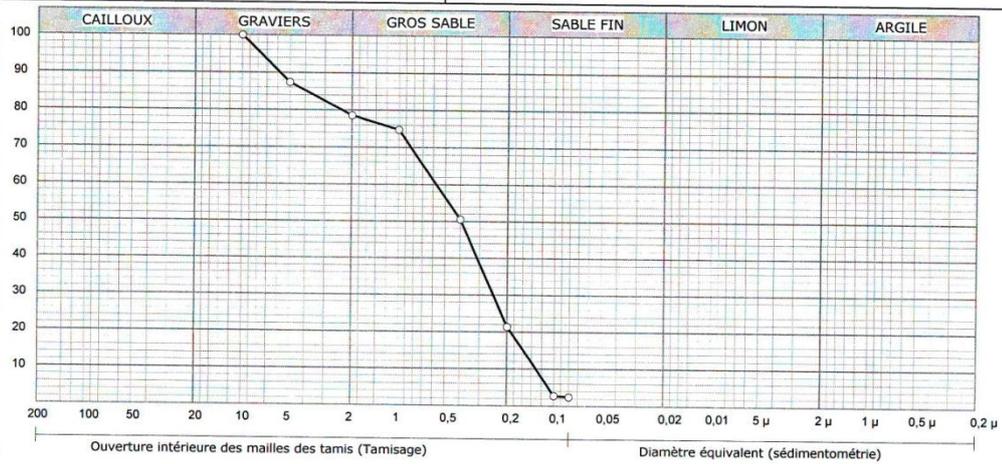

 بوزيد غارداية
 مصلحة التربة

F-5-5a.03

Projet : PROJET FIN D'ETUDE
Client :
Localisation :
Date essai : 06 / 05 / 2018

ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056

—○— SABLE D'OUED:




 بوزيد غارداية
 مصلحة التربة

LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DU SUD

ÉQUIVALENT DE SABLE
NA 455 | EN 933 – 8

Structure : **U/G**

Lieu de Travail : **S^{CE} ID**

N° Dossier interne : **ETUDE FIN DE PROJET**

Date d'essai : **02.05.2018**

N° Série	2mm		Fraction étudié :< 4mm
tamis	4mm		
Teneur d'humidité d'échantillon (%) :			Opérateur : BOUZID SARAH

BALANCE N. Inv : **L21.09.15**

ETUVE N.Inv : **L49.01.91**

Echantillon	SABLE D'OUED		ECH 01		ECH 02	
	Eprouvette 1	Eprouvette 2	Eprouvette 1	Eprouvette 2	Eprouvette 1	Eprouvette 2
Masse d'échantillon	120grs	120grs	120grs	120grs	120grs	120grs
Hauteur totale (sable + flocculat) H_1 (cm)	10.8	10.6	28.8	29	19.6	20
Hauteur de sable sédiment H_2 (cm)	5.9	5.8	3	3.10	3.80	4
$ES = \frac{H_2}{H_1} \times 100$	54.63	54.72	10.42	10.69	19.39	20
ES moyen (%)	54.68		10.56		19.70	

L'Opérateur

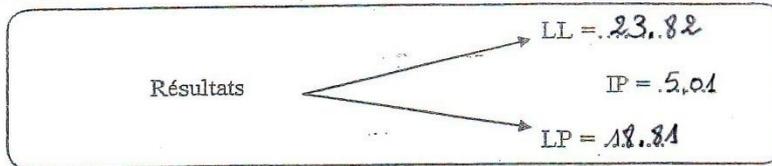
✕


 P/ Visa du responsable
 مقرر الأعمال
 مصلحة الشبيبة

LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DU SUD

LIMITES D' ATTERBERG
NFP 94-051 Mars 1993

Acte : 11167 Lieu de Travail : S.C. ID Date : 02/05/2018
 Dossier interne : ETUDE FIN.D. Température de Séchage : 50°C Opérateur :
 Échantillon : ETUDE- Équipements utilisés : BALANCE N° D'inventaire : 421.03.15
 echa1 ENVE 249.019



LIMITE DE PLASTICITE

	1 ^{er} Essai	2 ^{ème} Essai	3 ^{ème} Essai
N° de la tare	K4	K2	K3
Poids total humide	36,12	37,27	34,61
Poids total sec	36,01	37,18	34,43
Poids de la tare	35,42	36,20	33,86
Poids de l'eau	0,70	0,09	0,12
Poids du sol sec	0,59	0,48	0,63
Teneur en eau (%)	18,64	18,75	19,05
Moyenne			

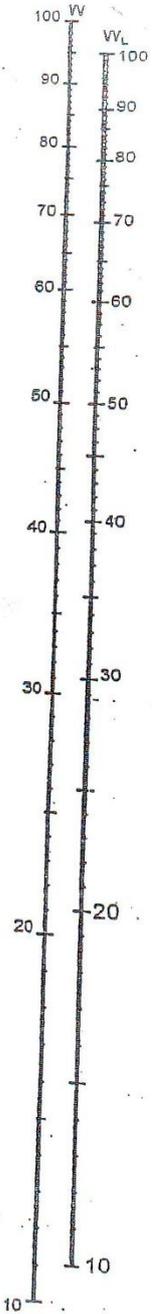
LP = 18,81

L' Opérateur

P/ Visa du Responsable
 مدير الأعمال العمومية جنوب البلاد
 كاوجيغلا
 مصلحة التفتيش

LIMITE DE LIQUIDITE

$$WL = W \left[\frac{N}{25} \right]^{0.121}$$



Coupelle

Lisse (1)

Rugueuse (1)

	1 ^{er} Essai		2 ^{ème} Essai		3 ^{ème} Essai éventuellement	
Nombre de coups	16		21		29	
N° de la tare	W1	W4	W9	27	M1	15
Poids total humide	37,80	36,68	33,97	35,45	36,50	34,39
Poids total sec	36,93	35,89	33,48	34,95	36,12	33,86
Poids de la tare	33,42	32,38	31,68	31,11	33,20	31,56
Poids de l'eau	0,87	0,79	0,49	0,46	0,68	0,53
Poids du sol sec	3,46	3,11	2,00	1,58	2,92	2,30
Teneur en eau (%)	25,14	25,40	24,50	24,47	23,29	23,04
Moyenne	25,27		24,48		23,17	

$$W.L. = 23,82$$

LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DU SUD

ESSAI AU BLEU DE METHYLENE
NF P 94-068 Novembre 1993

Structure : **U/G**

Lieu de travail : **S^{CE} ID**

N° Dossier interne : **ETUDE FIN DE PROJET**

Date : **30.04.2018**

Echantillon : **ECH 01**

Opérateur : **BOUZID SARAH**

Équipements utilisés : **BALANCE / ETUVE**

N° D'inventaire : **L21.09.15 / L49.01.91**

GRANULOMETRIE (PASSANTS A)				LIMITES D'ATTERBERG		ES	VB	VB _t
05 mm	02 mm	0.4 mm	0.08 mm	WL	IP			
PRISE D'ESSAI M _h = 200grs				VOLUME DE BLEU INJECTE DANS LA PRISE				
CALCUL DE LA TENEUR EN EAU				D'ESSAI V = 140 cm³				
TARE N°	Z 48		X ₁	VALEUR AU BLEU DE LA PRISE D'ESSAI				
PT	118.18		129.69	PASSANT A :				
Ph + T	204.05		207.05	VB = $\frac{V}{M_s} = \frac{140}{199.92} = 0.70$				
Ps + T	200.61		203.76					
Ps	82.43		74.07					
W (%)	0.04		0.04					
W _{max} (%)	0.04							
CALCUL DE LA MASSE SECHE DE LA				VB _t = $\frac{VB \times \%t}{100}$				
PRISE D'ESSAI Ms :								
W % = $\frac{Ph - P_s}{100} = 0.04$								
Ps = $\frac{Ph \times 100}{100 + W\%} = 199.92$								

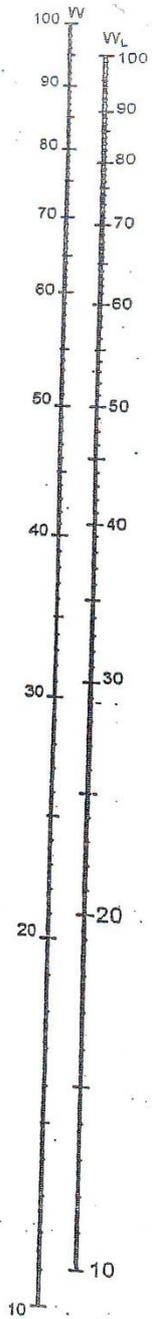
L'Opérateur

p/ Visa du responsable



LIMITE DE LIQUIDITE

$$WL = W \left[\frac{N}{25} \right]^{0.121}$$



Coupelle

Lisse (1)

~~Rugueuse (1)~~

	1 ^{er} Essai		2 ^{ème} Essai		3 ^{ème} Essai éventuellement	
Nombre de coups	19		25		35	
N° de la tare	399	372	305	187	244	003
Poids total humide	17,80	18,80	16,80	17,80	18,68	19,42
Poids total sec	17,13	17,81	16,27	17,25	17,95	18,55
Poids de la tare	13,83	14,02	13,57	14,02	13,93	13,73
Poids de l'eau	0,67	0,99	0,53	0,63	0,73	0,87
Poids du sol sec	3,30	3,79	2,70	3,23	4,02	4,82
Teneur en eau (%)	20,30	20,32	19,63	19,50	18,16	18,05
Moyenne	20,31		19,57		18,10	

$$W.L. = 19,51$$

LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DU SUD

ESSAI AU BLEU DE METHYLENE
NF P 94-068 Novembre 1993

Structure : **U/G**

Lieu de travail : **S^{CE} ID**

N° Dossier interne : **ETUDE FIN DE PROJET**

Date : **30. 04. 2018**

Echantillon : **ECH 02**

Opérateur : **BOUZID SARAH**

Équipements utilisés : **BALANCE / ETUVE**

N° D'inventaire : **L21.09.15 / L49.01.91**

GRANULOMETRIE (PASSANTS A)				LIMITES D'ATTERBERG		ES	VB	VB _t
05 mm	02 mm	0.4 mm	0.08 mm	WL	IP			
PRISE D'ESSAI $M_i = 200\text{grs}$ CALCUL DE LA TENEUR EN EAU				VOLUME DE BLEU INJECTE DANS LA PRISE D'ESSAI $V = 100 \text{ cm}^3$				
TARE N°	G_{02}		L_1	VALEUR AU BLEU DE LA PRISE D'ESSAI PASSANT A :				
PT	119.32		119.75	$VB = \frac{V}{M_s} = \frac{100}{199.94} = 0.50$				
Ph + T	214.39		194.20	$VB_t = \frac{VB \times \% t}{100}$				
Ps + T	212.00		191.99					
Ps	92.68		72.24					
W (%)	0.03		0.03					
$W_{\text{moy}} (\%)$	0.03							
CALCUL DE LA MASSE SECHE DE LA PRISE D'ESSAI Ms : $W \% = \frac{P_h - P_s}{P_h} \cdot 100 = 0.03$ $P_s = \frac{P_h \times 100}{100 + W\%} = 199.94$								

L'Opérateur



LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DU SUD

ESSAI AU BLEU DE METHYLENE
NF P 94-068 Novembre 1993

Structure : **U/G**

Lieu de travail : **S^{CE} ID**

N° Dossier interne : **ETUDE FIN DE PROJET**

Date : **30. 04. 2018**

Echantillon : **SABLE D'OUDE**

Opérateur : **BOUZID SARAH**

Équipements utilisés : **BALANCE / ETUVE**

N° D'inventaire : **L21.09.15 / L49.01.91**

GRANULOMETRIE (PASSANTS A)				LIMITES D'ATTERBERG		ES	VB	VB _t
05 mm	02 mm	0.4 mm	0.08 mm	WL	IP			
PRISE D'ESSAI M _h = 200grs				VOLUME DE BLEU INJECTE DANS LA PRISE				
CALCUL DE LA TENEUR EN EAU				D'ESSAI V = 40 cm ³				
TARE N°	Y		B	VALEUR AU BLEU DE LA PRISE D'ESSAI				
PT	124.34		117.70	PASSANT A :				
Ph + T	201.00		193.72	VB = $\frac{V}{Ms} = \frac{40}{199.94} = 0.20$				
Ps + T	198.89		191.62					
Ps	74.55		73.92					
W (%)	0.03		0.03					
W _{mov} (%)	0.03							
CALCUL DE LA MASSE SECHE DE LA				VB _t = $\frac{VB \times \% t}{100}$				
PRISE D'ESSAI Ms :								
W % = $\frac{Ph - Ps}{100} \cdot 100 = 0.03$								
Ps = $\frac{Ph \times 100}{100 + W\%} = 199.94$								

L'Opérateur

