

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

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : Conception des ouvrages hydrotechniques

THEME DU PROJET :

**ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE DU BARRAGE DE
BOULATANE (W. EL TARF)**

PRESENTE PAR :

BELBAL BRAHIM HICHEM

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M. M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
Mme. D.DJODAR	M.C.B	Examinatrice
M. D.BENSALAH	M.A.A	Examineur
M. I.ZAIBAK	M.A.A	Examineur
M. A.ZEROUAL	M.C.B	Promoteur

Septembre 2018

ملخص:

تسجل دراسة سد بولاطان في إطار الاستراتيجية الوطنية للحفاظ على الموارد المائية وتثمينها، وفي سياق تغطية متطلبات سقي الأراضي الزراعية الشاسعة لولاية الطارف والولايات المجاورة لها.

تهدف هذه الدراسة إلى تحديد النموذج المثالي لجسم سد بولاطان من الناحية التقنية والاقتصادية مع الأخذ بعين الاعتبار مختلف الجوانب الجيولوجية، الطبوغرافية والهيدرولوجية. وأخيرا تم التحقق من ثبات هيكل السد مع اقتراح مخطط إنجاز يضم مختلف المتطلبات لتجسيد المشروع.

Résumé :

C'est dans le cadre de la stratégie nationale de conservation et de valorisation des ressources en eau, et dans l'optique de combler les besoins en eau des vastes périmètres d'irrigations de la wilaya d'EL TARF et ses voisinages, que s'inscrit l'étude du barrage de BOULATANE.

De ce fait, cette étude vise à déterminer la variante adéquate et appropriée, d'un point de vue technico-économique, de la digue du barrage de BOULATANE en considérant les divers aspects géologiques, topographiques et hydrologiques. Enfin, une vérification de la stabilité de l'ouvrage a été menée et une planification des travaux avec les différentes ressources nécessaires à la réalisation de ce projet a été proposée.

Abstract :

The Boulatane dam study is made as a part of the national strategy of preservation and valorization of water resources. It is considered as the first solution to meet the water needs of the vast agricultural lands of the city of El Taref and its surroundings.

The objective of this study is to determine the suitable model of the Boulatane's dam from a technical and economic point of view, taking into consideration the different geological, topographical and hydrological aspects. In the end, a check of the structure stability was set and a project plan was proposed.

TABLE DES MATIERES :

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	2
I.1- Situation géographique :	3
I.1.1- Localisation de la commune de Bouteldja:.....	3
I.1.2- Localisation du Barrage de Boulatane :	4
I.2- Situation Topographique :	4
I.3- Situation Géologique :	5
CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE	7
II.1- Géologie Générale :	8
II.2- Les phases d'études effectuées :	8
II.3- Géologie du site :	9
II.3.1- Tectonique :	9
II.3.2- Lithologie :	10
II.3.3- Conditions de fondation du barrage :	12
II.3.4- Géologie de l'évacuateur de crues :	14
II.3.5- Géologie de la cuvette :	15
II.4- Sismicité :	16
II.4.1- Sismicité historique	16
II.4.2- Sismicité du site :	18
II.5- Matériaux de construction :	19
II.5.1- La zone d'emprunt :	19
II.5.2- Enrochement et Agrégats :	20
II.5.3- Besoins à satisfaire :	20
II.6- Essais de perméabilité :	21
II.7- Essais de laboratoire	22
CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE	27
III.1- Situation géographique	28
III.2- Caractéristiques morphologiques du bassin versant :	29
III.2.1- Paramètres Géométriques :	30

III.2.2-	Paramètres de forme :	30
III.2.3-	Paramètre du Relief :	33
III.2.4-	Réseau d'Écoulement :	40
III.3-	Données Climatologiques :	46
III.3.1-	Températures :	46
III.3.2-	Evaporation :	46
III.3.3-	Insolation :	46
III.3.4-	Humidité relative de l'air :	47
III.3.5-	Vitesse de vent :	47
III.3.6-	Pluviométrie :	47
III.4-	Etudes des précipitations :	48
III.4.1-	Homogénéisation des données :	48
III.4.2-	Etudes des pluies maximales journalières :	50
III.4.3-	Pluies de courtes durées et intensités des pluies :	57
III.5-	Etudes des Apports :	60
III.5.1-	Apports liquides :	60
III.5.2-	Caractéristiques de l'écoulement :	61
III.5.3-	Coefficient de variation :	62
III.5.4-	Irrégularité des apports :	63
III.5.5-	Apports solides :	64
III.6-	Etude des Crues :	65
III.6.1-	Estimation du débit maximum :	65
III.6.2-	Hydrogramme de crue :	68
III.6.3-	Choix de la crue de projet et de chantier :	70
III.6.4-	Volume de la crue :	72
III.7-	Etude de régularisation :	73
III.7.1-	Objectif et méthodologie :	73
III.7.2-	Répartition mensuelle des besoins :	73
III.7.3-	Répartition mensuelle des apports :	73
III.7.4-	Courbe Surface-Hauteur-Capacité :	74
III.7.5-	Régularisation saisonnière :	75
III.8-	Laminage de crue :	82

III.8.1-	Principe de la méthode	83
III.8.2-	Ordre de calcul de méthode de Muskingum :	84
III.9-	Etude d'optimisation :	90
III.9.1-	Calcul de la revanche R :	90
III.9.2-	Le tassement :	91
III.9.3-	Largeur en crête :	91
III.9.4-	Calcul du coût approximatif de la digue :	93
III.9.5-	Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crue :	95
III.9.6-	Choix la variante optimale :	98

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES 100

IV.1-	Choix du type du barrage :	101
IV.1.1-	Remblai en terre homogène :	101
IV.1.2-	Remblai zoné à noyau d'argile :	102
IV.1.3-	Remblai en enrochement avec masque en béton :	102
IV.2-	Définition du profil général de la digue :	102
IV.2.1-	Hauteur du barrage :	102
IV.2.2-	La largeur en crête :	102
IV.2.3-	Longueur en crête :	103
IV.2.4-	Choix des pentes des talus :	103
IV.3-	Remblai en terre homogène :	104
IV.3.1-	Pentes des talus :	104
IV.3.2-	Protection des talus :	104
IV.3.3-	Calculs des drains :	106
IV.4-	Remblai zoné à noyau d'argile :	107
IV.4.1-	Pentes des talus :	107
IV.4.2-	Protection des talus :	107
IV.4.3-	Etanchéité de la retenue :	108
IV.5-	Digue en enrochement à masque en béton :	111
IV.5.1-	Pentes des talus :	111
IV.5.2-	Epaisseur du masque en béton :	111
IV.6-	Devis estimatif du coût des différentes variantes :	112

CHAPITRE V : CONCEPTION DETAILLEE DE LA DIGUE 113

V.1-	Protection des talus :.....	114
V.2-	Dimensionnement des filtres :	114
V.2.1-	Règles de générales des filtres :	114
V.2.2-	Détermination de la courbe granulométrique :	115
V.2.3-	Vérification des conditions pour l'absence du phénomène de renard :.....	116
V.2.4-	Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain : 117	
V.3-	Dimensionnement du drain :.....	118
V.4-	Clé d'étanchéité :	118
V.5-	Bermes :	118
V.6-	Protection de la crête :	119
V.7-	Calcul des infiltrations :	119
V.7.1-	Tracer de la ligne de saturation :.....	119
V.7.2-	Calcul du débit d'infiltration :.....	121
V.8-	Stabilité des talus :	124
V.8.1-	Les facteurs qui influent la stabilité.....	124
V.8.2-	Les différents cas d'études :.....	124
V.8.3-	Coefficient de stabilité admissible :.....	125
V.8.4-	Méthode de Fellenius :.....	125
V.8.5-	Les forces agissantes sur une tranche :	127
V.8.6-	Classifications des forces :.....	129
V.8.7-	Calcul des différents coefficients de sécurité :	130
V.8.8-	Résultats du calcul de stabilité :	131

CHAPITRE VI : ORGANISATION DE CHANTIER 132

VI.1-	Rôles et responsabilités des intervenants sur le chantier	133
VI.2-	Les différentes installations du chantier :	134
VI.2.1-	Installation destinée au personnel :	134
VI.2.2-	Installation destinée au stockage des matériaux :.....	134
VI.2.3-	Installation destinée à la réparation des engins :	134
VI.2.4-	Installation destinée à la préfabrication :	134
VI.3-	Ordre d'exécution des travaux :.....	135

VI.4-	Engins nécessaires sur le chantier :.....	135
VI.5-	Planification :	136
VI.5.1-	Définition :	136
VI.5.2-	Techniques de planification :	136
VI.5.3-	Méthode basée sur le réseau :.....	136
VI.5.4-	Méthode du chemin critique (Critical Path Method/CPM) :.....	137
VI.5.5-	Détermination de la durée des opérations :.....	138
CHAPITRE VII : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL		142
VII.1-	Causes des accidents de travail.....	143
VII.1.1-	Causes humaines :	143
VII.1.2-	Causes techniques :	143
VII.2-	Action et conditions dangereuses au sein du chantier	144
VII.3-	Mesures préventives	144
VII.4-	Principales fonctions du service de sécurité	145
VII.4.1-	Etude :	145
VII.4.2-	Exécution :	145
VII.4.3-	Contrôle :	145
VII.4.4-	Animation :	145
VII.5-	Organisation de la prévention des accidents du travail	145
CONCLUSION GENERALE.....		150
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE.....		151
ANNEXES.....		152

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Niveaux d'eau dans les piézomètres – Source : ANBT.....	14
Tableau II.2 : Valeurs de l'accélération maximale au sol ferme en fonction de différentes périodes de retour pour le site du barrage de BOULATANE	17
Tableau II.3 : Valeurs de l'accélération maximale au sol ferme en fonction de différentes périodes de retour pour le site du barrage de BOULATANE.....	18
Tableau II.4 : Epaisseur des matériaux exploitables.....	20
Tableau II.5 : Volumes des matériaux requis pour la construction.....	21
Tableau II.6 : Type d'essais de laboratoire effectués sur les sols.....	22
Tableau II.7 : Masse volumique particules solides.....	22
Tableau II.8 : Proctor Normal.....	23
Tableau II.9 : Limite d'Atterberg.....	24
Tableau II.10 : Analyse Granulométrique.....	25
Tableau II.11 : Teneur en eau W.....	26
Tableau III.1 : Classification de bassin selon l'indice de compacité de GRAVELIUS.....	31
Tableau III.2 : Résultats de calcul du rectangle équivalent.....	32
Tableau III.3 : Surfaces partielles du Bassin Versant par Plage d'Altitude.....	35
Tableau III.4 : Altitudes Caractéristiques du Bassin Versant.....	37
Tableau III.5 : Détermination de la pente de Roche I_p	38
Tableau III.6 : Classification de L'O.R.S.T.O.M du type de relief.....	40
Tableau III.7 : Résultats de calcul du temps de concentration selon diverses formules....	44
Tableau III.8 : Tableau récapitulatif des caractéristique hydromorphologiques du bassin versant.....	45
Tableau III.9 : Répartition de l'évaporation moyenne mensuelle (mm) à Annaba.....	46

Tableau III.10: Durée de l'insolation moyenne journalière à la station d'Annaba.....	46
Tableau III.11 : Température moyenne mensuelle de la station d'Annaba.....	47
Tableau III.12 : Paramètres climatiques enregistrés à la station d'Annaba pour la période (1975-1995).....	47
Tableau III.13 : La station d'Ain El Assel (Source ANRH).....	47
Tableau III.14 : Répartition de la pluie mensuelle moyenne interannuelle.....	47
Tableau III.15 : Précipitations annuelles.....	49
Tableau III.16 : Résultats du test de la médiane.....	49
Tableau III.17 : Caractéristiques empiriques de la série pluviométrique maximale journalière	50
Tableau III.18 : Ajustement à la loi de Gumbel.....	52
Tableau III.19 : Caractéristiques de la loi de Gumbel.....	53
Tableau III.20 : Ajustement à la loi Log-Normal.....	54
Tableau III.21 : Caractéristiques de la loi Log-Normal.....	56
Tableau III.22 : Pluies de courte durée et intensité pour différentes fréquences.....	58
Tableau III.23 : Apport moyen annuel selon diverses formules.....	61
Tableau III.24 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	61
Tableau III.25 : Caractéristiques de l'écoulement.....	62
Tableau III.26 : Coefficient de variation Cv	63
Tableau III.27 : Les apports fréquentiels A%.....	63
Tableau III.28 : Moyenne mensuelle des apports de fréquence 80%.....	64
Tableau III.29 : Les résultats des volumes morts.....	65
Tableau III.30 : Valeur de α en fonction de la fréquence.....	66
Tableau III.31 : Pluies de courte durée pour des différentes fréquences.....	67
Tableau III.32 : Débit maximal de crue pour différentes périodes de retour.....	67

Tableau III.33 : Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour.....	69
Tableau III.34 : Recommandation des choix de la crue de projet.....	71
Tableau III.35 : Répartition mensuelle des besoins en irrigation.....	73
Tableau III.36 : Répartition mensuelle des apports $A_{80\%}$	73
Tableau III.37 : résultats des surfaces et volumes en fonction de la hauteur.....	74
Tableau III.38 : Résultats de détermination de la période de bonne hydraulité.....	76
Tableau III.39 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	77
Tableau III.40 : Valeur de δ en fonction des conditions hydrogéologiques.....	78
Tableau III.41 : Calcul des pertes (1 ^{ère} Approximation).....	79
Tableau III.42 : Régularisation saisonnière tenant compte des pertes (1 ^{ère} Approximation)	79
Tableau III.43 : Calcul des pertes (2 ^{ème} Approximation).....	81
Tableau III.44 : Régularisation saisonnière avec compte des pertes (2 ^{ème} Approximation)	81
Tableau III.45 : Calcul de la courbe caractéristique de la cuvette.....	86
Tableau III.46 : Calcul de l'hydrogramme de sortie pour $B= 70$	87
Tableau III.47 : Hydrogramme de sortie pour différentes largeurs du déversoir.....	88
Tableau III.48 : Récapitulatif des résultats obtenus par la méthode de Muskingum.....	89
Tableau III.49 : Résultats du calcul de la revanche.....	91
Tableau III.50 : Résultats du calcul de la largeur en crête.....	92
Tableau III.51 : Exemple de calcul du volume de la digue pour un déversoir de largeur de 70m.....	94
Tableau III.52 : Les volumes et les coûts des différentes variantes de la digue.....	94
Tableau III.53 : Coût approximatif du déversoir pour les différentes variantes.....	95
Tableau III.54 : Coût du canal d'approche pour les différentes variantes.....	96

Tableau III.55 : Coût approximatif du coursier pour les différentes variantes.....	97
Tableau III.56 : Récapitulatif du coût de chaque variante.....	98
Tableau III.57 : Récapitulatif des caractéristiques du barrage.....	99
Tableau IV.1 : Valeurs indicatives de pentes des talus (selon l'ANBT).....	103
Tableau IV.2 : Valeurs du coefficient C.....	104
Tableau IV.3 : Epaisseur de l'encrochement et D_{50} selon US A.C.E	105
Tableau IV.4 : Classe des barrages en terre en fonction du type de fondation.....	110
Tableau IV.5 : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.....	110
Tableau IV.6 : Caractéristiques du noyau.....	110
Tableau IV.7 : Devis estimatif des différentes variantes de la digue.....	112
Tableau V.1 : Dimensions du prisme aval.....	118
Tableau V.2 : Caractéristiques de bermes.....	118
Tableau V.3 : Coordonnées de la parabole de Kozeny.....	120
Tableau V.4 : Débit d'infiltration à travers la digue.....	122
Tableau V.5 : Débit d'infiltration à travers les fondations.....	123
Tableau V.6 : Débit d'infiltration total.....	123
Tableau V.6 : Débit d'infiltration total.....	125
Tableau V.7 : Valeurs des K_1 et K_2	123
Tableau V.8 : Valeurs des R_1 et R_2	126
Tableau V.9 : Valeurs des paramètres géotechniques du sol.....	128
Tableau V.10 : Résultat du calcul de stabilité.....	131
Tableau VI.1 : Durées et symboles de opérations.....	138
Tableau VI.2 : Diagramme de Gantt des travaux de réalisation du barrage de Boulatane	142

LISTE DES FIGURES :

Figure I.01 : Plan administratif de la Wilaya d'EL Tarf.....	3
Figure I.02 : Plan Aérien de la zone du Barrage.....	4
Figure I.03 : Plan du relief du Bassin Versant.....	5
Figure I.04 : Carte des grands domaines géologiques en Algérie.....	6
Figure II.1 : Carte de la classification Sismique des Wilaya d'Algérie.....	19
Figure III.1 : Projection de bassin versant sur des extraits des cartes topographiques d'EL TARF Ouest & Ain Kerma Ouest à l'échelle 1/50000.....	29
Figure III.2 : Rectangle Equivalent.....	32
Figure III.3 : Carte de la Répartition des Courbes de Niveaux dans le Bassin Versant....	33
Figure III.4 : Carte Hypsométrique du Bassin Versant.....	34
Figure III.5 : Diagramme des Surfaces Couvertes par Chaque Plage d'Altitude.....	35
Figure III.6 : Courbe Hypsométrique du Bassin Versant.....	36
Figure III.7 : Réseau Hydrographique de Bassin Versant.....	40
Figure III.8 : Classification de SCHUM du Réseau Hydrographique.....	41
Figure III.9 : Profil en Long du Talweg Principal.....	42
Figure III.10 : Répartition des pluies mensuelles moyennes interannuelles.....	48
Figure III.11 : Représentation graphique de la loi de Gumbel.....	52
Figure III.12 : Représentation graphique de la loi Log-Normal.....	55
Figure III.13 : Graphique de comparaison des lois d'ajustement.....	56
Figure III.14 : Représentation des pluies de courte durée en fonction du temps pour diverses fréquences.....	59
Figure III.15 : Représentation des intensités des pluies en fonction du temps pour diverses fréquences.....	59

Figure III.16 : Hydrogramme de crue pour diverses périodes de retour.....	70
Figure III.17 : Hydrogramme de la crue de projet.....	71
Figure III.18 : Hydrogramme de la crue de chantier.....	72
Figure III.19 : Courbe capacité-surface-hauteur.....	75
Figure III.20 : Principe du laminage de crue.....	83
Figure III.21 : Courbe de tendance de la hauteur en fonction de la capacité.....	85
Figure III.22 : Courbe de tendance de la hauteur en fonction de la surface.....	85
Figure III.23 : Courbe caractéristique de la cuvette.....	86
Figure III.24 : Hydrogramme d'entrée et de sortie pour diverses largeurs du déversoir...	89
Figure III.25 : courbe d'optimisation.....	98
Figure V.1 : Schéma de calcul de stabilité	126
Figure VI.1 : Calcul par C.P.M du réseau à nœud.....	139
Figure VII.1 : Schéma Organisation de la prévention des accidents du travail.....	146

LISTE DES PLANCHES :

Planche n° 1/5 : Profil en long avec coupe géologique suivant l'axe de la digue

Planche n° 2/5 : Plan d'aménagement de la digue du barrage de Boulatane

Planche n° 3/5 : Coupes types des variantes de la digue

Planche n° 4/5 : Coupes en travers de la variante choisie

Planche n° 5/5 : Schémas de calcul de stabilité

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale :

L'eau est qualifiée de synonyme de la vie, elle joue un rôle indispensable dans le développement des pays et est nécessaire pour les secteurs d'activité majeurs comme l'agriculture et l'industrie. Cette ressource devient de plus en plus rare de nos jours et ses sources exploitables sont en diminution permanente. Pour cela les pays du monde entier ont introduit les ressources hydriques comme l'un des grands axes du développement durable avec notamment des projets de mobilisation et des innovations qui ont donné à l'être humain un accès à de nouvelles sources jusque-là inaccessibles.

L'Algérie étant un pays jeune et en pleine croissance fait face à cette problématique avec un taux démographique croissant, une agriculture et une industrie en cours de développement, le pays peine à satisfaire la demande galopante en eau. Pour remédier à ce problème l'état a déployé des efforts considérables et a mis en œuvre des stratégies visant à mobiliser, conserver et à valoriser les ressources en eaux. En effet, depuis plus de dix ans plusieurs chantiers de barrages hydrauliques ont été accomplis et d'autres sont en cours de construction afin de satisfaire les différents besoins.

C'est dans cette logique que s'inscrit l'étude du barrage de Boulatane, qui se situe dans la wilaya d'El Taref et dont le principal but est de mobiliser les eaux pluviales qui parcourent l'oued de Boulatane afin de couvrir la demande des vastes terres agricoles aux alentours de la zone d'implantation et rattraper ainsi le retard que ce secteur a enregistré à travers les années.

Cette étude qui contiendra sept chapitres, traitera en premier lieu, les différents aspects géologiques et topographiques afin de localiser un site favorable à l'implantation du barrage, en suite une analyse méticuleuse sera faite pour estimer, à partir des données climatologiques, le volume d'eau que l'ouvrage pourra éventuellement mobiliser ce qui permettra de calculer une hauteur adéquate de la digue en prenant en considération les facteurs de sécurité selon les normes internationales. Comme son nom l'indique, le principal objectif de cette étude est de déterminer la meilleure variante de la digue d'un point de vue technico-économique et de s'assurer que l'ouvrage maintient une stabilité dans les différents scénarios de fonctionnement. Enfin, un planning d'exécution du projet sera établi mettant en avant les différentes ressources requises pour le chantier ainsi que les dispositions à prendre pour assurer la sécurité des acteurs agissant sur le chantier.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction :

Nous allons nous intéresser à travers ce chapitre à la présentation de la zone d'étude, à savoir le site du barrage de Boulatane, d'un point de vue géographique, topographique et géologique mais aussi aux régions voisines d'une manière plus générale et ce dans le but de se familiariser avec notre zone et cerner, à priori, les différents facteurs déterminent de l'étude.

I.1- Situation géographique :

I.1.1- Localisation de la commune de Bouteldja:

La commune de Bouteldja est l'une des 24 communes de la Wilaya d'El Tarf situé dans la Daira de Bouteldja. Elle est délimitée par :

- Les communes de Berrihane et El Kala par le nord
- La commune d'EL Tarf par l'est
- Les communes de Berrihane et Lac des Oiseaux par l'ouest
- Les communes de Cheffia, Zitouna et EL Tarf par le sud

La Commune de Bouteldja s'étend sur une superficie de 113,53 km² avec une démographie égale à 17 738 habitants (selon le recensement de 2008) avec une densité de 156 hab/km².

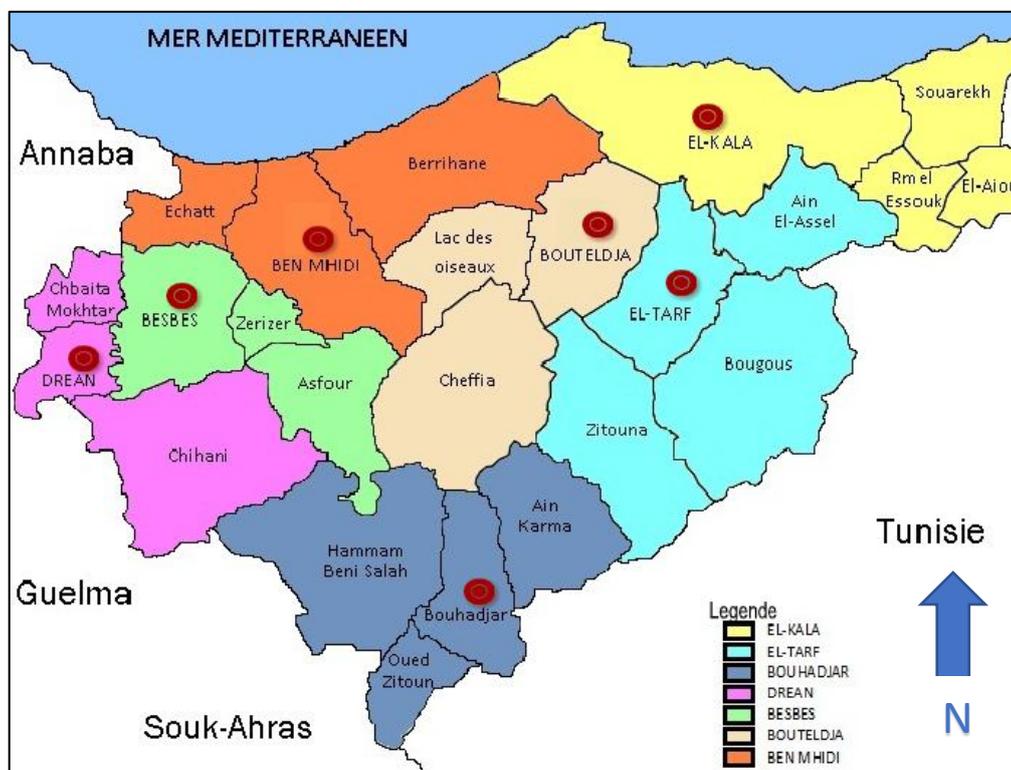


Figure I.01 : Plan administratif de la Wilaya d'EL Tarf – Source : <http://www.dsp-eltarf.dz>

I.1.2- Localisation du Barrage de Boulatane :

La projection du Barrage de Boulatane se fera à l'exutoire de son bassin versant est plus exactement sur l'oued qui porte le même nom dans la commune de Bouteldja précédemment présentée. En outre la zone du barrage de Boulatane appartient à la zone Nord-Est de la région côtière constantinoise.

Le site du barrage de Boulatane est localisé sur la carte topographique d'EL Tarf NJ-32-III-1 Ouest à l'échelle 1/50 0000 par coordonnées Lambert Nord Algérie 1960 suivantes :

- X= 987.76497 km
- Y= 397.92162 km
- Z= 14 m

Le site du barrage de Boulatane est facilement accessible par la route W118 qui passe pratiquement par l'axe du barrage et qui est reliée à la route nationale 44 à son aboutissement par le nord (au Lac noir) et la route W105 par le sud (La commune de Cheffia).



Figure I.02 : Plan Aérien de la zone du Barrage – Source : Google Earth

I.2- Situation Topographique :

La région du bassin du barrage de Boulatane est caractérisée par un relief moyen, il présente des dorsales et des escarpements dans un paysage aux formes géomorphologiques ondulées.

Le site d'implantation de la digue du barrage quant à lui est localisé au droit d'une gorge étroite en aval d'une large vallée ayant une plaine alluvionnaire d'environ 400 m de large et des appuis stables.

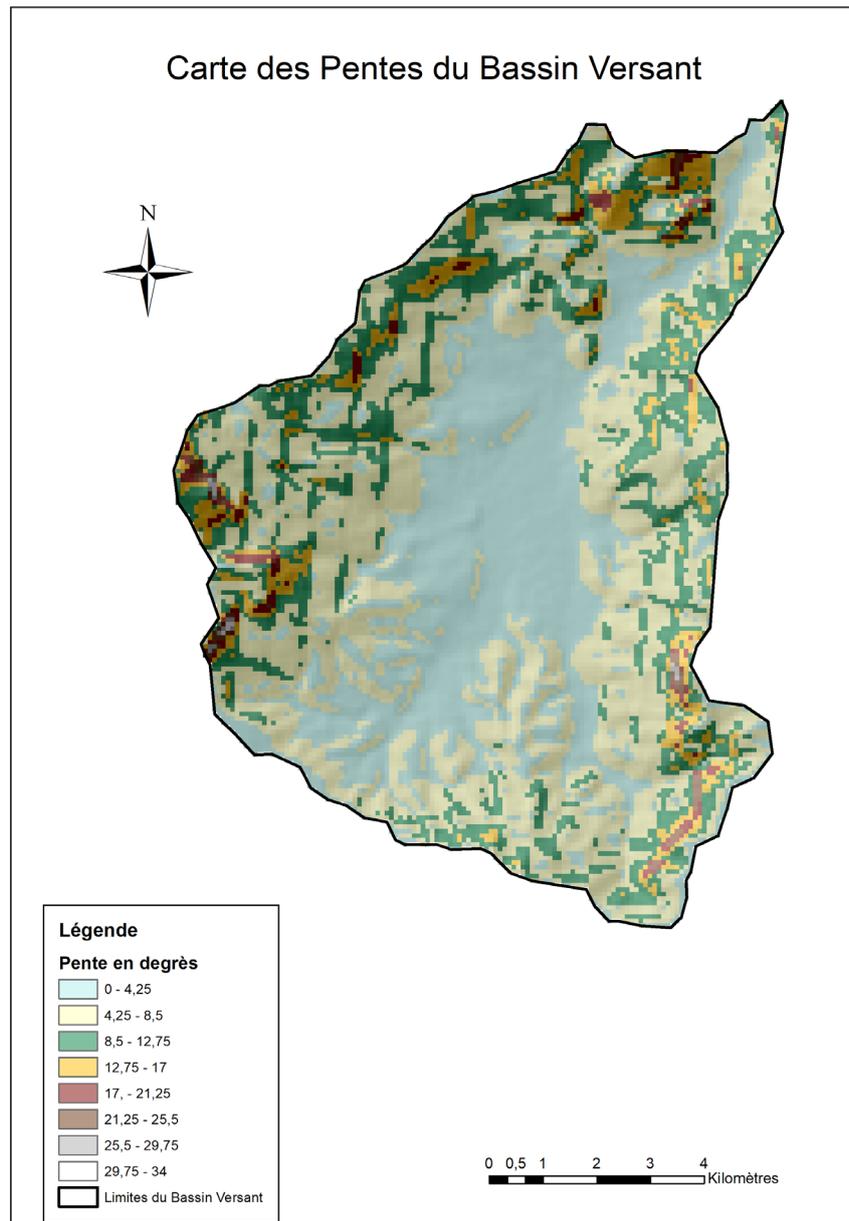


Figure I.03 : Plan du relief du Bassin Versant.

On constate aussi que les parties les plus accidentées de la zone se situent sur la rive gauche ou elle devient escarpée aux sommets avec des pentes pouvant atteindre les 34° tandis que la rive droite présente un relief assez faible avec des pentes entre 8,5 et 17°.

I.3- Situation Géologique :

La géologie occupe une place très importante dans la faisabilité et la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique et particulièrement dans l'étude d'un barrage hydraulique de plus elle est qualifiée de déterminante dans les volets : économie et stabilité, car elle détermine le mode de réalisation des tranchées, et les engins à mettre en place sur chantier...

La région où se situe le bassin de l'oued de Boulatane fait partie du grand domaine géomorphologique de l'Atlas Tellien, au nord de l'Atlas Saharien. La distance du site à la mer Méditerranée est de 18,54 km au nord et à vol d'oiseau.

L'Atlas Tellien ou le domaine Tellien fait partie de l'orogène alpin pré-méditerranéen. C'est un orogène en forme d'anneau aplati et allongé E-W sur plus de 2000 Km de l'Atlantique à la mer ionienne (Italie). Cet Atlas tellien « algérien » présente des équivalents en Tunisie et au Maroc. Il se développe sur près de 1500 km, il va de Bizerte (Tunisie) à Rabat (Maroc). Il est relayé vers l'ouest par le pré-Rif et le Rif.

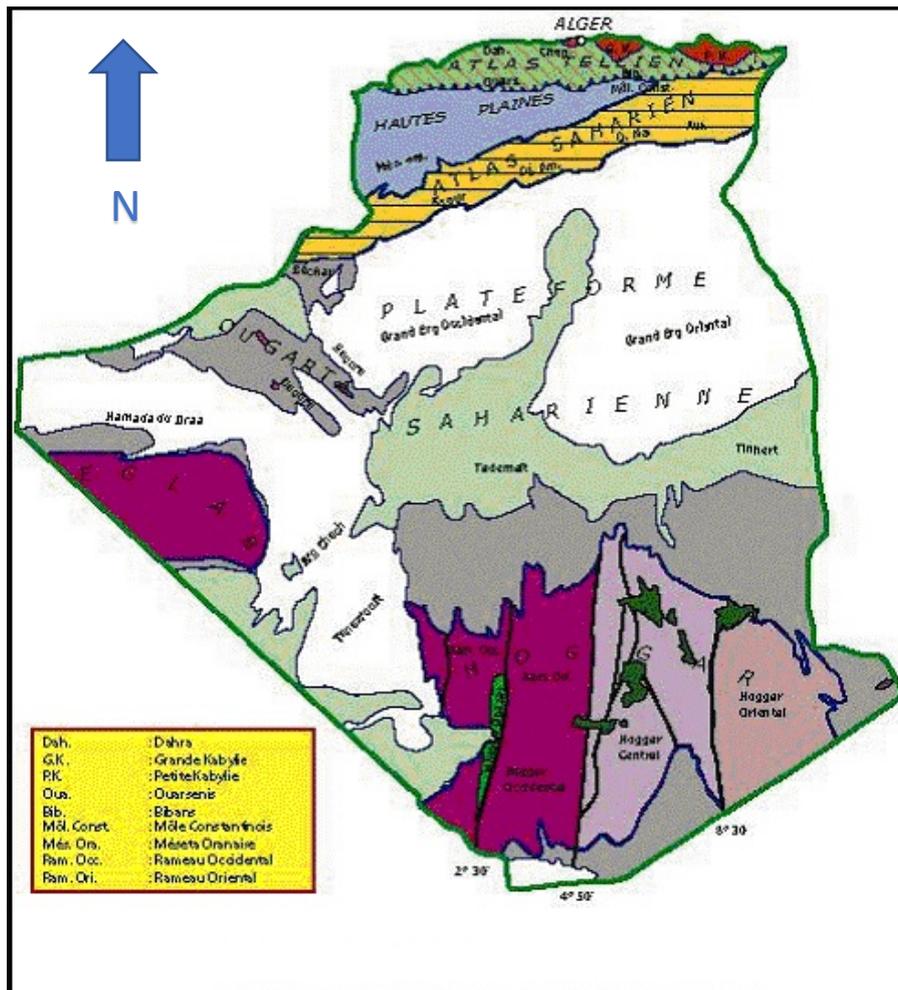


Figure I.04 : Carte des grands domaines géologiques en Algérie _ Source : <http://www.energy.gov.dz/> (Ministère de l'énergie)

Conclusion :

Nous avons pu, à travers ce chapitre, prendre connaissance de notre zone d'étude d'un point de vue géographique, topographique et géologique d'une manière générale. Cette prise de connaissance nous a permis de conclure que le site proposé pour la réalisation du barrage de Boulatane est très favorable à l'aboutissement de cette dernière de par la facilité d'accès à la zone notamment par la route W118 mais aussi par la nature de son relief qui favorise le stockage des eaux.

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Introduction :

La présente étude est la synthèse du rapport préparé par TECSULT INTERNATIONAL LIMITÉE (TECSULT), et présenté à l'Agence Nationale des Barrages (ANB), dans le cadre de l'étude d'avant-projet détaillé du barrage de Boulatane situé dans la Wilaya d'El Tarf.

Les conditions géologiques et géotechniques qui caractérisent le site du barrage de Boulatane ont été étudiées, dans un premier temps, dans le cadre d'une étude de faisabilité par le bureau d'études PROMON en 1987 et synthétiser en 1997 par TECSULT en juillet 1997 tandis que les investigations géologiques ont été menées principalement en deux phases distinctes, la phase I de 1997 à 1999 et la phase II en l'an 2000, regroupant les différents essais in situ et les essais au laboratoire.

II.1- Géologie Générale :

L'examen de la cartographie géologique existante et de quelques études régionales disponibles a permis de définir le cadre géologique très complexe dans lequel s'insère le site du barrage.

Les unités telliennes, sous numidiennes et numidiennes constituent des unités morpho- structurales très complexes, d'orientation dominante NE-SO. Le Tellien est constitué d'un ensemble d'écaillés imbriquées les unes dans les autres, de faibles dimensions, inclinées vers le Nord-Ouest, l'unité sous numidienne repose sur le Tellien en épousant plus ou moins la surface de contact anormale. Le numidien est formé de matériaux compacts et rigides et connaît une tectonique qui lui est propre, caractérisée par des décrochements orientés selon la direction NO-SE. Les trois unités superposées reposent parfois sur des formations autochtones, sur cette structure complexe, s'est installé le miocène supérieur, le bassin d'effondrement subsidient d'ANNABA – BOUTELDJA est comblé en grande partie par les sédiments plio-quaternaires.

La prospection sismique a montré qu'il existe deux fosses responsables de l'effondrement, Il s'agit des fosses de Ben Ahmed et Ben M'Hidi orientées respectivement N-S et NE-SO (Gaud, 1976).

II.2- Les phases d'études effectuées :

L'étude du site a comporte deux phases, comme suit :

Phase I :

- ✓ Essai de perméabilité
- ✓ Puits à la pelle mécanique
- ✓ Essais pressiométriques
- ✓ Essais au scissomètre de chantier

- ✓ Essais SPT
- ✓ Essais de laboratoire

Phase II :

- ✓ Sondages au tricône avec échantillonnage remanié (SPT) et non remanié (tube Shelby)
- ✓ Essais au scissomètre de chantier
- ✓ Essais de perméabilité (niveau descendant)
- ✓ Essais SPT
- ✓ Essais de laboratoire.

II.3- Géologie du site :

A environ 5 km au sud-ouest de la ville de BOUTELDA l'axe du site du barrage de BOULATANE est implanté sur les formations appartenant à l'unité numidienne, cette unité, géographiquement très développée, apparaît en position supérieure par rapport aux autres unités qui affleurent dans le nord-est constantinois, elle est caractérisée par des argilites à la base (argilites sous-numidiennes) recouvertes par une épaisse formation de grès. Les argilites sont bien représentées dans le fond des vallées et des cuvettes, elles sont généralement verdâtres à noirâtres avec une schistosité développée et des intercalations de petits bancs de grès quartzeux. L'extension des argilites sous-numidiennes a permis l'imperméabilisation du sous-sol, entraînant le développement de marécages particulièrement bien localisés dans les parties septentrionales et méridionales de la lagune El-Melah. Les grès du numidien forment la charpente de toutes les collines de la région, ils sont généralement recouverts par une végétation dense formée de maquis épineux et d'arbustes, ils se présentent sous différents aspects, suivant les pendages des strates : croupes massives, falaises abruptes ou crêtes déchiquetées.

Les multiples travaux de reconnaissance ainsi que les observations géologiques de terrain effectués sur le site de barrage de BOULATANE ont permis de définir de façon relativement précises la lithologie des faciès rencontrés ainsi que la tectonique qui les affectent.

II.3.1- Tectonique :

Deux rives aux profils relativement dissymétriques caractérisent Le site de BOULATANE la rive gauche consiste en une pente assez abrupte qui se termine au pied d'une falaise de grès, tandis que la rive droite consiste généralement en une pente plutôt faible et régulière, cette morphologie est caractérisée par la présence plus ou moins importante d'affleurements gréseux.

L'étude de la tectonique du site est réalisée dans un premier temps au moyen de l'examen de photos aériennes afin d'identifier et de localiser les structures géologiques majeures telles les failles, et dans un deuxième temps, par la compilation systématique des informations recueillies sur les affleurements lors des travaux exploratoires.

L'examen des photographies aériennes a révélé la présence de deux réseaux de failles majeures, soit un réseau de failles situé sur la rive droite et dont la direction est NW-SE, et un réseau situé sur la rive gauche suivant une direction NE-SW. Ces deux réseaux de failles pourraient être à l'origine de la formation de la vallée existante qui correspondrait à un bassin d'effondrement globalement orienté N-S. En rive gauche trois failles ont été observées, leurs directions suivent des linéaments NW-SE, NE-SW et NNW-SSE, ces failles séparent les argilites et les colluvions des grès en découpant ceux-ci en gradins, en rive droite une faille majeure de direction NW-SE a été observée, cette dernière délimite le roc qui est observé du côté est des colluvions situées du côté ouest.

Sur l'ensemble du site, seules les formations lithologiques de grès sont visibles à la surface, sur la base des observations faites sur le terrain, ces dernières sont à stratification régulière avec une direction N 80° et un pendage de 25° WNW en rive gauche et une direction N 55° et un pendage de 15° NW en rive droite, la direction et le pendage de plus de trente diaclases ont été mesurés au niveau des affleurements de grès situés aux épaulements du barrage projeté.

II.3.2- Lithologie :

Au site du barrage les sols de fondation sont des matériaux de recouvrement tels que les alluvions et les sols résiduels incluant les colluvions et les éluvions, reposant sur la roche en place constituée principalement d'argilites et de grès, ces matériaux peuvent se définir comme suit :

Matériaux meubles :

- ✓ Alluvions
- ✓ Colluvions et Eluvions

Rocher :

- ✓ Grès et Argilites

Une brève description de ceux-ci est donnée ci-après :

II.3.2.1- Les alluvions :

Les identifications des limites des alluvions dans la plaine sont faciles en raison de leur configuration plane, elles se retrouvent confinées dans la vallée, aux environs de l'axe du barrage, la plaine alluviale couvre une largeur approximative de 400 m.

La nature de ces alluvions est relativement homogène, ils sont représentés par des argiles plastiques limoneuses grises à noirâtres, parfois jaunâtre avec des lentilles de sable fin à grossier, on remarque que ce dépôt est très important, sa puissance varie de ± 7 m en bordure de la vallée à ± 18 m au centre.

II.3.2.2- Les éluvions (sols résiduels) et les colluvions

La partie comprise entre la vallée (alluvions) et les épaulements (éluvions et socle rocheux) est occupée par une couche de colluvions, celle-ci recouvre en général les sols résiduels, ils sont constitués d'une matrice argileuse limono-sableuse jaunâtre qui englobe des blocs et des cailloux de grès de tailles diverses (hétérométriques) et de formes variées, ces colluvions sont caractérisées par un couvert végétal abondant surtout en rive gauche.

Les éluvions (sols résiduels) sont le résultat de l'altération chimique du rocher, les grès sont, de par leur composition chimique, beaucoup plus résistants à l'altération et c'est pourquoi ils constituent tous les affleurements.

Par contre, les argilites une fois soumises aux intempéries se désagrègent facilement pour devenir une argile limoneuse avec gravier et cailloux d'argilites, une fois le processus d'altération très avancé dans les pentes, il se produit le colluvionnement, c'est-à-dire un glissement lent vers le bas des matériaux superficiels, ces matériaux sont constitués de cailloux et blocs au pied d'une pente abrupte (rive gauche) et d'un matériau argileux avec ou sans graviers de grès et d'argilites en rive droite.

II.3.2.3- Les argilites :

Les argilites se rencontrent principalement en rive droite et dans la vallée de l'oued et sont intercalées entre des couches de grès en rive gauche. Cette formation est inexistante à l'affleurement, elle a été rencontrée seulement dans les sondages,

Ce sont des argilites marneuses parfois sableuses de couleur grise à noire, elles ont une schistosité développée, ce faciès se rencontre en couches d'épaisseurs variables pouvant aller à plus de 15 m et parfois en alternance avec des bancs de grès, ces alternances sont plus souvent rencontrées sur la rive gauche.

La fissuration qui affecte cette formation est généralement remplie de calcite et les traces d'oxydation sont rares.

II.3.2.4- Les grès :

Les seules formations qui affleurent au sommet des deux rives sont les grès. Ils forment les reliefs abrupts de la zone et se retrouvent en affleurement dans la fondation du barrage seulement en rive gauche.

La rive droite montre une pente moins abrupte, surtout caractérisée par la présence de colluvions recouvertes par un maquis très dense, parfois impraticable, seule une barre de grès affleure au sommet de cette rive.

Les grès se présentent en bancs massifs métriques de couleurs jaunâtres, grisâtres et rougeâtres, leur composition est quartzreuse à ciment généralement siliceux, les bancs sont découpés par un important réseau de fissures, ils sont plus ou moins altérés en surface.

Les horizons de grès rencontrés par les sondages peuvent atteindre des épaisseurs parfois importantes soit au-delà de 10 mètres.

L'épaisseur de ce niveau est très variable, elle passe de quelques 6 à 7 mètres sur le flanc gauche au droit de l'axe pour atteindre parfois plus d'une quinzaine de mètres dans la zone d'emprunt à l'amont en rive gauche.

II.3.3- Conditions de fondation du barrage :

A partir des informations recueillies de toutes les campagnes qui ont été menées sur le site. La coupe géologique à l'endroit de l'axe du barrage a été établie, Il apparaît que les conditions géotechniques sont sensiblement différentes sur les rives, gauche et droite, un aperçu des conditions géologiques et géotechniques qui prévalent au droit de l'axe du barrage est présenté dans ce qui suit.

II.3.3.1- Conditions géotechniques :

A- Rive gauche

A l'extrémité de l'axe du barrage La rive gauche est caractérisée par la présence d'un affleurement de grès qui forme des pentes abruptes dont l'inclinaison peut atteindre 70°, au pied des affleurements, les sols sont constitués de colluvions recouvrant des éluvions provenant de l'altération du rocher, ces sols sont en général argileux avec un pourcentage variable de gravier, cailloux et blocs pour la plupart gréseux, l'épaisseur de ces matériaux est relativement constante à environ 10 m , les grès qui forment la zone escarpée tendent à disparaître en direction de la vallée.

B- Rive droite

Dans la zone des ouvrages La rive droite est caractérisée par des pentes plus douces (5°) sans affleurement, les matériaux de surface sont constitués presque entièrement d'un sol résiduel de grande épaisseur provenant de l'altération des argilites qui forment le substratum, ces sols sont composés d'éluvions recouverts par des colluvions, les épaisseurs des éluvions rencontrées varient de 6 m à 18 m.

C- Vallée

Dans l'emprise des ouvrages Les sondages réalisés montrent des épaisseurs considérables de dépôt meubles recouvrant des argilites et quelques couches de grès plus ou moins altérées en rive gauche, les matériaux alluvionnaires qui remplissent la vallée sont des matériaux fins constitués surtout d'argile limoneuse à limon argileux dont la consistance varie de molle près de la surface à très raide en profondeur, Ils contiennent également des horizons de sable fin à grossier répartis inégalement dans la masse sous forme de lentilles de dimensions d'ordre centimétrique.

La couche d'alluvions fines, dont l'épaisseur varie entre 10 m à 18 m repose directement sur une couche d'éluvions hétérogènes composée principalement d'un limon sableux et/ou graveleux à un sable limoneux avec des cailloux et des blocs de grès.

II.3.3.2- Conditions hydrogéologiques :

Dans certains forages Des piézomètres ont été installés, des essais Lugeons ont été réalisés dans le rocher au moment du forage et des essais de perméabilité à niveau descendant ont également été réalisés dans les piézomètres installés. Les niveaux d'eau relevés en avril-mai 2000 dans les tubes crépinés installés dans les forages sont donnés au tableau ci-dessous

D'après Les résultats obtenus le niveau d'eau varie de 0,2 m à 2,2 m sous la surface actuelle du terrain naturel, Il est à noter que les forages F-4, F-5, F-6, F-9 et F-14 ont été installés avec deux piézomètres dont les crépines sont installées à deux profondeurs différentes, dans tous les cas. Ces résultats semblent indiquer que ces piézomètres ont été mal installés et que les bouchons d'étanchéité ont été mal mis en place.

Tableau II.1 : Niveaux d'eau dans les piézomètres – Source : ANBT

Forage	Piézomètre		Profondeur	Profondeur	Niveau	Date
			du tube	de l'eau		
			(m)	(m)	de l'eau	
F-3A	-	-	23	0,2	13,14	06/05/2000
F-04	A	Est	14,3	1,6	11,52	27/04/2000
	B	Ouest	5	Bouché	-	27/04/2000
F-05	A	Est	18,3	1,9	11,34	08/05/2000
	B	Ouest	> 30	1,9	11,34	08/05/2000
F-06	A	Sud	8,2	Sec	-	06/05/2000
	B	Nord	20,7	Sec	-	06/05/2000
F-09	A	Est	14,5	1,6	11,58	07/05/2000
	B	Ouest	26	1,6	11,58	07/05/2000
F-12	-	-	6,2	0,6	19,78	08/05/2000
F-14	A	Sud	15,3	0,8	10,5	27/04/2000
	B	Nord	25,5	0,8	10,5	27/04/2000
F-15	-	-	> 30	2,2	-	07/05/2000
F-17	-	-	6,1	1,9	11,5	08/05/2000
F-18	-	-	23,2	2	11,15	27/04/2000
F-21	-	-	19,5	1,8	11,35	06/05/2000
F-22	-	-	16,5	0,4	12,9	08/05/2000
F-23	-	-	21	1,9	11,5	08/05/2000

II.3.4- Géologie de l'évacuateur de crues :

Des forages réalisés aux différentes élévations Pour déterminer la géologie de la fondation de l'évacuateur de crue, telles que, les forages (élévation 40.9 m, 34.7 m et 29,1 m) respectivement situés du côté gauche de l'évacuateur de crues sur l'axe de forage, du côté droit en amont, et du côté droit à l'aval de l'axe du barrage ont révélé la présence d'une couche de terrain meuble composée de colluvions et d'éluvions sus-jacente au substratum d'argilite.

Une couche de colluvions de surface a été rencontrée sur une épaisseur de 2,5 m et 3,8 m, la couche d'éluvions a été rencontrée sous l'horizon de colluvions, l'épaisseur de la couche d'éluvions varie de 6,3 m à 14,2 m. Le rocher a été rencontré aux élévations 34,5 m, 25,9 m et 11,1 m, le rocher consiste en une argilite altérée de couleur brune à grise, localement schisteuse avec présence de calcite.

L'évacuateur de crues devrait généralement reposer sur une fondation de dépôts meubles composée de colluvions et/ou d'éluvions ainsi que sur le substratum d'argilite.

II.3.5- Géologie de la cuvette :

Selon une orientation NE-SW. La retenue créée par le barrage de BOULATANE inondera la vallée de l'Oued. L'ensemble de la zone du réservoir a été cartographié au moyen de photos aériennes afin de déterminer les caractéristiques lithologiques de la surface du sol et de localiser les points de fuite potentiels, la région occupée par le réservoir est typiquement caractérisée par la présence de grès affleurant au sommet des rives, d'une zone d'escarpement ou de transition composée principalement de colluvions et d'une plaine alluvionnaire, sous-jacentes à ces formations visibles en surface, se trouve une couche d'éluvions et un substratum d'argilite.

La plaine alluvionnaire est composée d'argile limoneuse grise noirâtre avec des lentilles de sable fin à grossier en surface devenant sableuse et graveleuse en profondeur, les colluvions sur rocher s'étendent entre la vallée de l'Oued et la zone caractérisée par la présence d'affleurements de grès, sur la base des forages réalisés le long de l'axe du barrage, les colluvions forment une couche d'environ 5 à 8 m d'épaisseur et sont composées de blocs et cailloux de grès de taille variables inclus dans une matrice d'argile limono-sableuse, la présence d'affleurements rocheux est plus marginale en rive gauche, ces derniers étant confinés à mi-chemin le long du réservoir.

Les observations faites sur le terrain ont révélé que les affleurements de grès se présentent sous forme de bancs massifs de couleur jaunâtre à rougeâtre et sont peu altérés, La composition du grès est surtout quartzreuse avec quelques zones de bréchifications lenticulaires avec placages ferrugineux, ces brèches sont localisées le long de la rive gauche et ont une épaisseur de 50 cm environ.

Les affleurements de grès présentent une fracturation de surface régulière dont la fréquence est variable (± 5 cm à 200 cm d'espacement), l'oxydation des fissures est observée à la surface des affleurements seulement.

Les forages réalisés dans la zone de fondation du barrage ont également révélé la présence d'une formation d'argilite marneuse, parfois sableuse de couleur brune à grise noirâtre et à schistosité développée, l'argilite s'altère facilement comparativement au grès ce qui explique qu'on ne la retrouve pas en affleurement, en rive droite l'argilite est sous-jacente à la formation de grès ou encore sous une couche de dépôt meuble typiquement composée de colluvions ou d'éluvion, en rive gauche l'argilite est intercalée entre des couches de grès et tandis que dans la vallée de l'Oued elle est sous-jacente à une épaisse couche d'alluvions et d'éluvions, les carottes de forage ont permis de constater que les fractures avaient pour la plupart subi un remplissage de calcite.

II.4- Sismicité :

II.4.1- Sismicité historique

Caractéristiques de la sismicité algérienne sur la base des informations fournies par la sismicité historique, par les études de sismotectonique, de sismologie, de paléosismologie, d'aléa sismique, on aujourd'hui des indications importantes sur l'activité sismique en Algérie du Nord.

Cette activité se concentre essentiellement dans la région Nord du pays, quoique de façon très épisodique, quelques micro secousses sont enregistrées dans la partie saharienne. Dans la région Nord, la région tellienne est la plus active.

Le zonage effectué indique que les régions d'El Asnam, Oran et Alger sont les régions les plus menacées puisque dans ces zones, les séismes les plus importants se sont produits. Cette sismicité est liée aux mouvements tectoniques complexes de convergence de la plaque africaine au Sud et de la plaque eurasiennne au Nord.

La région de l'Est algérois, reconnue sismotectoniquement active depuis 1995 (travaux de Boudiaf, 1996 et 1998) a été sérieusement affectée le 21 mai 2003 par un tremblement de terre de Magnitude $M_I = 6,8$ causant d'importants dégâts humains et matériels. Les autres régions du pays sont caractérisées par une sismicité diffuse localisée dans les zones de nappes telliennes dans les régions des Babors, du Hodna et du Constantinois.

Une importante activité sismique se trouve localisée dans les zones côtières et en mer Méditerranée. Dans cette région de la Méditerranée occidentale concernée par le contact entre les plaques africaine et eurasiennne : la tectonique de compression qui en découle génère de nombreuses failles actives qui provoquent les séismes.

Concernant la zone du barrage de Boulatane, sur un rayon de l'ordre de 150 km autour du site, périmètre délimité par les villes de Collo, Constantine, Oum-El-Bouaghi, Aïn-Beida et Tébessa en Algérie et les villes Tuburbo Majus, Djedida et Bizerte en Tunisie, quarante (40) séismes y ont été recensés. Ces derniers couvrent la période allant de 1839 à nos jours (d'après le Centre de Recherche en Astronomie, Astrophysique et Géophysique, CRAAG, 1994). La liste de ces séismes ainsi que de leurs caractéristiques sont donnés au tableau 7.1.

Les séismes les plus forts ont été enregistrés dans les régions de Constantine et de Guelma, soit à plus de 100 km du site.

Tableau II.2 : Valeurs de l'accélération maximale au sol ferme en fonction de différentes périodes de retour pour le site du barrage de BOULATANE

Date	Latitude	Longitude	Région	Magnitude instrumentale (Mi)	Magnitude empirique (Mm)	Intensité (Io)
1839-04-14	-	-	Constantine	-	-	-
1907-09	36.40oN	06.60oE	Constantine	-	5,7	VIII
17/06/1908	36.50oN	07.50oE	Guelma	-	5,2 – 5,7	VII - VIII
04/08/1908	36.40oN	06.60oE	Constantine	5,1	5,7	VIII
12/06/1923	36.50oN	07.42oE	Constantine	-	4,1	VI
19/09/1935	37.50oN	07.00oE	Skikda (au large)	5,1	-	-
10/02/1937	36.40oN	07.50oE	Guelma	5,4	5,7 - 6,5	VIII - IX
06/08/1947	36.30oN	06.67oE	Constantine	5,3	5,7 – 6,5	VIII - IX
27/10/1947	37.60oN	08.50oE	El- Kala (au large)	-	-	V - VI
01/04/1952	36.60oN	07.50oE	Guelma	4,5	4,6	VI
	36.30oN	06.70oE		-	4,6	VI
	36.20oN	07.30oE		-	4,6	VI
12/04/1952	36.50oN	07.30oE	Guelma	4,2	4,1 – 4,6	V - VI R
23/05/1956	36.40oN	07.30oE	Guelma	-	5,2 – 5,7	VII - VIII
26/06/1956	36.00oN	08.10oE	Souk-Ahras	-	5,2	VII
20/02/1957	36.20oN	08.90oE	El-Kef (Tunisie)	5,6	-	-
02/09/1958	36.50oN	07.40oE	Guelma	-	4,1	V
14/11/1959	36.40oN	07.50oE	Guelma	-	3,5 – 4,1	IV - V
05/03/1960	36.60oN	07.10oE	Constantine Guelma	-	4,1 – 4,6	V- VI
02/12/1961	36.90oN	08.00oE	Annaba - El- Kala	5,5	-	-
14/03/1963	36.20oN	06.10oE	Constantine	-	5,2	VII
14/04/1967	36.50oN	07.80oE	Medjerda	-	-	-
19/01/1977	36.51oN	08.49oE	AïnDraham (Tunisie)	-	-	-
28/08/1977	-	-	Annaba	-	3,5	IV
	36.43oN	07.48oE		-	4,1	V
16/03/1978	36.40oN	07.42oE	Guelma	4,5	-	-
	36.48oN	07.33oE		4,6	-	-
23/08/1978	36.46oN	06.17oE	Constantine	4	-	-
05/02/1980	36.37oN	07.70oE	Guelma	-	4,1 – 4,6	V - VI
17/09/1980	36.70oN	06.80oE	Constantine	4	-	-
21/12/1980	36.42oN	07.78oE	Guelma	-	5,2	VII
	36.42oN	07.76oE		4,6	-	-
14/11/1981	36.45oN	07.36oE	Guelma	-	4,1	V
20/12/1981	-	-	Constantine	-	4,1	V
21/12/1981	-	-	Mila - Constantine	-	3,5	IV
05/10/1984	36.05oN	06.82oE	Constantine	-	4,6	VI
27/10/1985	36.39oN	06.65oE	Constantine	-	5,7	VIII

Les intensités maximums des séismes listés sont comprises entre IV et XI avec une intensité maximum moyenne se situant autour de VI, sur une échelle allant de I à XII.

II.4.2- Sismicité du site :

Dans un rayon d'environ 50 km de la région immédiate du site, cinq (5) séismes ont été enregistrés, Parmi eux, seuls quatre (4) sont caractérisés par une valeur de magnitude ou d'intensité, les valeurs maximales de la magnitude est de 5,5 et celles de l'intensité est de VII, selon la définition du CRAAG, ces valeurs indiquent que la région immédiate du site est de faible risque sismique

En 1978 Morgat et Shah de l'Université de STANFORD (Californie, USA) a effectué L'analyse du risque sismique de l'Algérie pour le compte du CTC (organisme de Contrôle Technique de la Construction), les auteurs ont utilisé la relation d'atténuation suivante proposée par Idriss (1977) pour le calcul de l'accélération horizontale maximale "a" :

$$a = \frac{190,67e^{0,832M}}{(R + C_1)^{1,561}}$$

Et

$$C_1 = 0,864e^{0,463M}$$

Où **M** est la magnitude du séisme et R est la distance épacentrale.

Par ailleurs, Morgat et Shah (1978) ont aussi développé des cartes des accélérations maximales au sol ferme pour des périodes de retour de 100 ans, 200 ans, 500 ans et 1000 ans, ces accélérations proposées par l'analyse du risque sismique sont données au tableau ci-dessous :

Tableau II.3 : Valeurs de l'accélération maximale au sol ferme en fonction de différentes périodes de retour pour le site du barrage de BOULATANE

Période de retour (ans)	Accélération (cm/sec ²)	Accélération (g)
100	50	0,05
200	75	0,075
500	100	0,1
1000	125	0,125

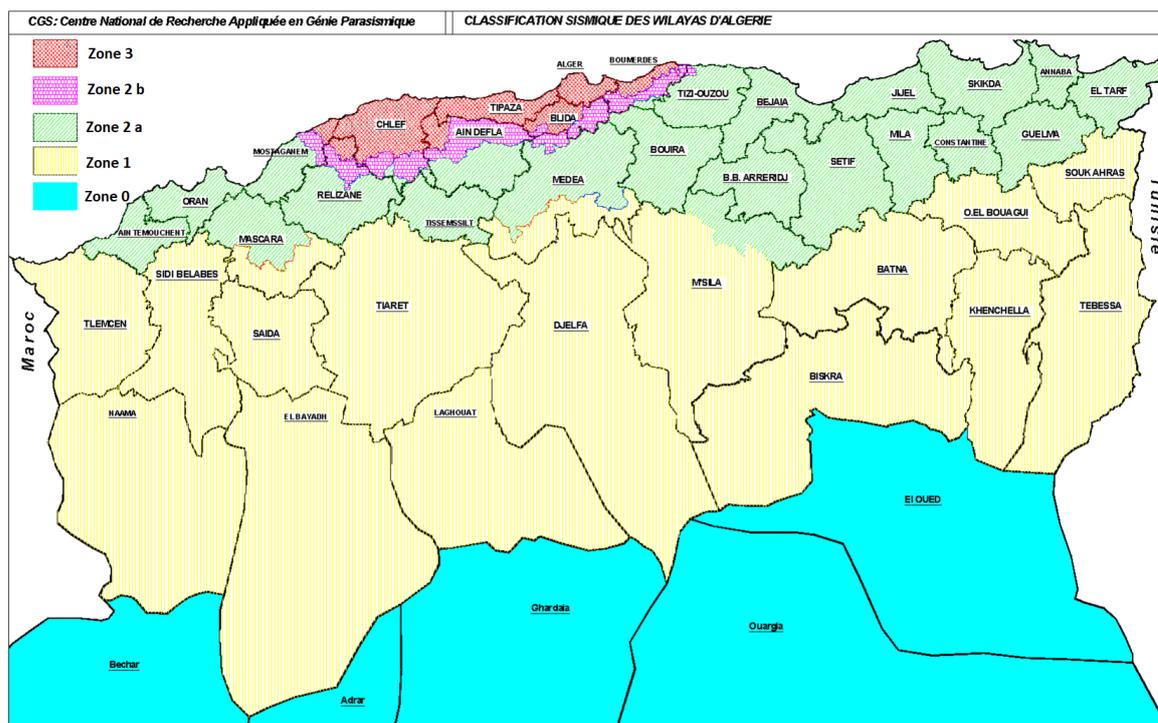


Figure II.1: Carte de la classification Sismique des Wilaya d'Algérie (www.cgs.dz)

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de EL-TARF classé zone(IIa) et groupe d'usage 2 (de moyen importance), d'après la classification de règlement parasismique algérienne PPA99 modifié 2003 (on admet pour une valeur d'accélération égale à 0.20g)

II.5- Matériaux de construction :

II.5.1- La zone d'emprunt :

En rive gauche à l'amont de l'axe du barrage se situe La zone d'emprunt, elle s'étale sur environ 1,2 km jusqu'au Hammam, sa largeur varie de 300 à 500 m, elle est limitée dans sa partie basse par la cote 30 et dans sa partie haute par la cote 75 m.

Des sondages carottés de profondeur variant entre 10 et 15 m ont été réalisés suivant trois profils, Ils totalisent 108 m linéaire, quarante-cinq (45) puits et deux tranchées à la pelle mécanique de 3 à 4 m de profondeur ont également été foncés dans ces colluvions. Les puits d'exploration sont numérotés de P1 à P45, les tranchées T1 et T2, et les sondages de S1 à S9. Les sondages avaient pour objectif de reconnaître en des points déterminés la puissance des matériaux perméables, tandis que les puits et les tranchées devaient permettre de décrire les faciès rencontrés et de prélever des échantillons pour les analyses de laboratoire.

Les sondages réalisés dans la partie centrale de la zone donnent la puissance de cet épais couvert de colluvions, ceux-ci reposent sur les argilites noires du substratum. Le tableau ci-dessous donne les épaisseurs de cet horizon :

Tableau II.4 : Epaisseur des matériaux exploitables

N° de sondage	Profondeur (m)	Épaisseurs colluvions
S1	12	> 12 m
S2	12	10,6 m
S3	15	9,0 m
S4	13,5	13,0 m
S5	13,5	> 13,5 m
S6	15	> 15,0 m
S7	9	7,9 m
S8	9	> 9,0 m
S9	9	> 9,0 m

II.5.2- Enrochement et Agrégats :

A environ 5 km à l'amont de l'axe du barrage en rive gauche de l'oued BOULATANE Une carrière d'enrochements et d'agrégats à béton a été localisée, cette carrière est constituée de quartzites de couleur rougeâtre et brune, parfois grise à la cassure, ces matériaux sont à ciment siliceux.

Le sable à béton nécessaire à la construction des ouvrages ne peut pas provenir d'une zone d'emprunt distincte, un traitement sera requis à partir des sous-produits de l'usine de concassage et mélangé à du sable fin provenant d'anciennes plages ou de dunes côtières pour permettre d'obtenir des granulométries plus fines de produit final obtenu, un programme d'investigation est requis pour déterminer l'acceptabilité de ce sable pour la fabrication du béton.

Les sables qui serviront à la confection des filtres peuvent être prélevés à partir des dunes du bord de mer situées à environ 18 km au nord du site, étant donnée l'homogénéité des matériaux et les dimensions de la superficie couverte par cette zone d'emprunt.

Pour ce qui est des matériaux de transition et de drainage, ils peuvent être produits à partir de la carrière d'enrochement.

II.5.3- Besoins à satisfaire :

Les besoins en matériaux de construction pour le barrage en remblai homogène sont donnés au tableau ci-dessous :

Tableau II.5 : Volumes des matériaux requis pour la construction

Matériaux	Volume (m ³)
Matériaux imperméables	3 400 000
Matériaux granulaires pour filtre et Enrochements	310 000
Agrégats à béton	75 000
	10 000

II.6- Essais de perméabilité :

Plusieurs essais de perméabilité de type Lugeons exécutés de façon systématique dans les argilites et les grès, les longueurs des tranches testées varient de 1,75 m à 3,00 m.

➤ Perméabilité de l'argilite :

Sur le terrain beaucoup de résurgences et des fuites dans le circuit hydraulique ont été constatées à très faibles pressions lors de l'exécution d'un essai, ceci est attribuable à la vétusté des équipements utilisés et à l'absence de procédures d'opération, ceci suggère que les valeurs de perméabilité supérieures à 1×10^{-4} cm/s soient rejetées et une valeur de perméabilité maximum de 1×10^{-5} cm/s soit adoptée pour l'argilite.

➤ Perméabilité du grès :

Pour déterminer correctement la perméabilité de cette roche Trois essais de perméabilité ont été réalisés dans le grès. Ce nombre est nettement réduit, les valeurs obtenues varient de $1,6 \times 10^{-4}$ cm/s à $1,7 \times 10^{-5}$ cm/s avec une moyenne de l'ordre de 7×10^{-5} cm/s, cette valeur semble sous- estimer la perméabilité du grès, d'autant plus qu'une nappe artésienne à fort débit a été observée en rive gauche de la vallée, constituée essentiellement d'alternance de bancs de grès et de bancs d'argilite, le grès étant la roche prédominante. Une valeur de perméabilité de l'ordre de 1×10^{-4} cm/s serait plus réaliste.

➤ Perméabilité des éluvions de la vallée

Sur les éluvions de la plaine Deux essais de perméabilité (Lugeons) ont été effectués, les tranches testées dans les deux cas ont 5 m de longueur et respectivement aux profondeurs 10 m à 15 m et 20 m à 25 m, les perméabilités mesurées sont $1,6 \times 10^{-5}$ cm/s et $3,7 \times 10^{-5}$ cm/s. Les éluvions sont décrites comme des graves de grès enrobées dans une matrice argileuse et leur perméabilité devraient vraisemblablement varier entre 10^{-6} cm/s et 10^{-5} cm/s.

II.7- Essais de laboratoire

Un prélèvement des échantillons de sols remaniés et non remaniés a été effectué dans les forages géotechniques et dans les puits d'exploration afin d'être soumis à des essais de laboratoire.

Le nombre et le type d'essais effectués sur ces échantillons dans la zone de l'axe du barrage, de la cuvette et dans les zones d'emprunt sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.6: Type d'essais de laboratoire effectués sur les sols :

Type d'essai	Nombre d'essais par zone		
	Barrage	Cuvette	Zones d'emprunt
Limites d'Atterberg	1	3	8
Granulométrie	-	-	8
Masse volumique particules solides	-	-	8
Proctor normal	-	-	8
Consolidation à l'oedomètre	-	-	6
Cisaillement à la boîte de Casagrande	-	-	18
Triaxial non consolidé, non drainé (UU)	3	6	18
Triaxial consolidé, non drainé (CU)	-	-	24

Les résultats des essais sont comme suit :

Tableau II.7: Masse volumique particules solides

Puits N°	Prof (m)	γ_s	Puits N°	Prof (m)	γ_s	Puits N°	Prof (m)	γ_s
1	2.00-3.00	2,68	14	2.50-3.00	2,78	30	0,70-1,00	2,69
2	1.50-2.00	-	15	1.30-1.50	-	30	1,20-1,50	-
2	3.00-3.70	-	16	2.10-2.40	-	30	2,90-3,10	-
3	1.50-2.10	-	17	3.00-3.50	-	31	1,50-1,70	-
3	2.60-3.20	2,73	18	3.00-3.50	-	32	2,40-2,80	-
4	0.50-1.30	-	19	2,50-2,80	-	33	2,60-3,00	2,7
4	1.30-2.60	-	20	2,10-2,30	-	34	2,60-2,80	-
4	2.60-3.30	-	21	2,20-2,50	2,69	35	1,50-2,00	-
5	0.60-1.25	-	22	0,70-1,00	-	36	2,80-3,00	-
5	1.30-2.10	2,76	22	3,00-3,20	-	37	2,50-2,70	-
5	2.50-3.50	-	23	2,80-3,00	-	38	2,00-2,20	-
6	0.70-1.10	-	24	2,80-3,00	-	39	2,00-2,20	-

Tableau II.8: Proctor Normal

Puits N°	Prof (m)	Proctor normal			Puits N°	Prof (m)	Proctor normal		
		nd _{max}	W _{opt}	S _r			nd _{max}	W _{opt}	S _r
-	-		(%)	(%)	-	-		(%)	(%)
1	2.00-3.00	1,87	12	74	23	2,80-3,00	-	-	-
2	1.50-2.00	-	-	-	24	2,80-3,00	1,76	14,4	73
2	3.00-3.70	-	-	-	25	0,80-1,20	-	-	-
3	1.50-2.10	-	-	-	25	1,70-2,00	-	-	-
3	2.60-3.20	1,86	12,3	72	26	1,80-2,10	-	-	-
4	0.50-1.30	-	-	-	27	2,50-2,70	-	-	-
4	1.30-2.60	-	-	-	28	1,30-1,50	1,82	16,4	92
4	2.60-3.30	-	-	-	28	2,00-2,30	-	-	-
5	0.60-1.25	-	-	-	29	1,50-1,70	-	-	-
5	1.30-2.10	-	-	-	30	0,70-1,00	1,88	12,3	76
5	2.50-3.50	1,74	16,4	80	30	1,20-1,50	-	-	-
6	0.70-1.10	-	-	-	30	2,90-3,10	1,85	14,6	86
6	2.30-2.90	1,81	12,3	67	31	1,50-1,70	-	-	-
7	1.50-1.90	-	-	-	32	2,40-2,80	-	-	-
8	0.70-1.40	-	-	-	33	2,60-3,00	1,77	14,5	74
8	1.50-1.80	2,03	10,3	84	34	2,60-2,80	-	-	-
13	0.80-1.20	-	-	-	35	1,50-2,00	-	-	-
13	1.40-2.10	-	-	-	36	2,80-3,00	1,87	12,5	76
14	0.80-1.20	-	-	-	37	2,50-2,70	-	-	-
14	2.50-3.00	1,64	18,3	73	38	2,00-2,20	-	-	-
15	1.30-1.50	-	-	-	39	2,00-2,20	-	-	-
16	2.10-2.40	-	-	-	40	1,80-2,00	-	-	-
17	3.00-3.50	-	-	-	41	2,00-2,20	1,81	14,5	80
18	3.00-3.50	-	-	-	42	1,40-1,60	-	-	-
19	2,50-2,80	1,77	16,5	85	43	1,70-1,80	-	-	-
20	2,10-2,30	-	-	-	44	1,40-1,60	1,8	16,4	89
21	2,20-2,50	1,78	16,5	86	45	1,50-1,70	-	-	-
22	0,70-1,00	1,69	16,5	75	TR2	0.60-1.40	-	-	-
22	3,00-3,20	-	-	-	TR2	1.80-2.20	1,83	14,3	81

Tableau II.9: Limite d'Atterberg

Puits N°	Prof (m)	Limites d'Atterberg			Puits N°	Prof (m)	Limites d'Atterberg		
		wL (%)	wP (%)	IP -			wL (%)	wP (%)	IP -
-	-	(%)	(%)	-	-	-	(%)	(%)	-
1	2.00-3.00	46	21,7	24,3	23	2,80-3,00	62,4	27,67	34,73
2	1.50-2.00	64	28,73	35,27	24	2,80-3,00	43,8	25,11	18,69
2	3.00-3.70	44,9	17,57	27,33	25	0,80-1,20	46,77	23,16	23,61
3	1.50-2.10	39,45	19,14	20,31	25	1,70-2,00	64,15	28,33	35,82
3	2.60-3.20	37,4	19,33	18,07	26	1,80-2,10	35,2	21,23	13,97
4	0.50-1.30	70,25	30,28	39,97	27	2,50-2,70	44,4	22,57	21,83
4	1.30-2.60	55,6	21,05	34,55	28	1,30-1,50	49	23,86	25,14
4	2.60-3.30	60,4	28,5	31,9	28	2,00-2,30	49	23,89	25,11
5	0.60-1.25	77,4	32,65	44,75	29	1,50-1,70	29,5	18,23	11,27
5	1.30-2.10	75,5	35,2	40,3	30	0,70-1,00	28	19,44	8,56
5	2.50-3.50	77	32,75	44,25	30	1,20-1,50	37,2	19,75	17,45
6	0.70-1.10	49,9	23,85	26,05	30	2,90-3,10	36,85	20,17	16,68
6	2.30-2.90	53,6	25,44	28,16	31	1,50-1,70	29,15	18	11,15
7	1.50-1.90	23,4	15,93	7,47	32	2,40-2,80	59	26,77	32,23
8	0.70-1.40	31	18,18	12,87	33	2,60-3,00	42	21,18	20,82
8	1.50-1.80	28	16,87	11,13	34	2,60-2,80	69,5	29,81	39,69
13	0.80-1.20	58	29,84	28,16	35	1,50-2,00	50,4	24,55	25,85
13	1.40-2.10	54	25,39	28,61	36	2,80-3,00	43	21,7	21,3
14	0.80-1.20	56	29,75	26,25	37	2,50-2,70	50,4	24,62	25,78
14	2.50-3.00	73,7	32,51	41,19	38	2,00-2,20	52,9	25,15	27,75
15	1.30-1.50	45	17,27	27,73	39	2,00-2,20	41,3	22,79	18,51
16	2.10-2.40	53,9	25,5	28,4	40	1,80-2,00	55,2	25,75	29,45
17	3.00-3.50	35,5	19,28	16,22	41	2,00-2,20	32,9	19,02	13,88
18	3.00-3.50	42,8	23,3	19,5	42	1,40-1,60	59	27,4	31,6
19	2.50-2.80	55	25,6	29,4	43	1,70-1,80	76	32,38	43,62
20	2,10-2,30	38,2	21,27	16,93	44	1,40-1,60	59,3	28,51	30,79
21	2,20-2,50	48	25	23	45	1,50-1,70	42	22,1	19,9
22	0,70-1,00	62,1	27,93	34,17	TR2	0,60-1,40	68	29,72	38,28
22	3,00-3,20	58,6	27,82	30,78	TR2	1,80-2,20	50,85	26,09	24,76

Tableau II.10: Analyse Granulométrique

Puits	Prof (m)	Granulométrie (%)						
		Cailloux (200-20) mm	Graviers (20-2) mm	Sable Grossier (2- 0,2) mm	Sable Fin (0,2-0,02) mm	Limons 0,02mm~2μ m	Argile 2μm~0,2μm	<80μm (%)
1	2.00-3.00	6	13	42	16	6	17	29
2	1.50-2.00	4	16	26	11	13	30	49
2	3.00-3.70	28	21	12	10	10	19	33
3	1.50-2.10	24	8	25	12	7	24	36
3	2.60-3.20	26	13	20	12	6	23	34
4	0.50-1.30	7	8	7	11	20	47	75
4	1.30-2.60	40	8	9	12	14	17	39
4	2.60-3.30	8	11	11	10	17	43	66
5	0.60-1.25	15	11	6	20	18	30	64
5	1.30-2.10	5	3	6	14	20	52	82
5	2.50-3.50	0	11	8	21	24	36	78
6	0.70-1.10	5	5	13	24	21	32	74
6	2.30-2.90	27	13	10	19	9	22	43
7	1.50-1.90	48	22	10	11	3	6	13
8	0.70-1.40	0	4	21	24	22	29	66
8	1.50-1.80	33	14	12	21	7	13	33
13	0.80-1.20	10	7	3	31	19	30	75
13	1.40-2.10	19	16	7	21	11	26	52
14	0.80-1.20	0	4	11	19	20	46	76
14	2.50-3.00	0	8	7	15	14	56	79
15	1.30-1.50	0	23	15	14	12	36	72
16	2.10-2.40	0	2	18	21	13	46	56
17	3.00-3.50	0	4	28	31	12	25	55
18	3.00-3.50	0	4	26	29	11	30	55
19	2,50-2,80	0	33	14	15	7	31	46
20	2,10-2,30	28	15	15	42	0	0	33
21	2,20-2,50	16	27	10	47	0	0	43
22	0,70-1,00	0	8	16	76	0	0	72
22	3,00-3,20	27	21	7	9	7	29	42
23	2,80-3,00	0	21	7	72	0	0	70
24	2,80-3,00	18	23	12	47	0	0	42
25	0,80-1,20	4	12	13	18	12	41	64
25	1,70-2,00	0	15	10	75	0	0	71
26	1,80-2,10	19	30	13	38	0	0	31
27	2,50-2,70	0	11	14	75	0	0	65
28	1,30-1,50	0	21	15	20	6	38	53
28	2,00-2,30	22	10	10	58	0	0	50
29	1,50-1,70	25	14	15	46	0	0	38
30	0,70-1,00	0	2	19	79	0	0	66
30	1,20-1,50	0	9	13	20	15	43	69
30	2,90-3,10	0	38	18	44	0	0	39
31	1,50-1,70	9	7	23	61	0	0	48
32	2,40-2,80	0	14	10	76	0	0	74
33	2,60-3,00	32	10	15	12	6	25	35
34	2,60-2,80	18	13	11	58	0	0	53
35	1,50-2,00	12	27	7	54	0	0	45
36	2,80-3,00	0	1	32	67	0	0	58
37	2,50-2,70	0	0	19	81	0	0	73
38	2,00-2,20	0	2	13	25	10	50	75
39	2,00-2,20	0	4	28	68	0	0	55
40	1,80-2,00	29	8	16	47	0	0	40
41	2,00-2,20	9	6	16	69	0	0	57
42	1,40-1,60	24	9	14	53	0	0	46
43	1,70-1,80	21	7	12	60	0	0	53
44	1,40-1,60	0	4	27	16	5	48	60
45	1,50-1,70	31	8	14	47	0	0	39
TR2	0.60-1.40	0	6	6	24	15	49	84
TR2	1.80-2.20	14	19	11	10	12	34	52

Tableau II.11: Teneur en eau W

Puits	Prof	W	Puits	Prof	W
N°	(m)		N°	(m)	
-	-	(%)	-	-	(%)
1	2.00-3.00	5,9	23	2,80-3,00	21
2	1.50-2.00	18,3	24	2,80-3,00	13,2
2	3.00-3.70	19,6	25	0,80-1,20	11,8
3	1.50-2.10	12,5	25	1,70-2,00	18,5
3	2.60-3.20	12,9	26	1,80-2,10	15,1
4	0.50-1.30	27,5	27	2,50-2,70	15,2
4	1.30-2.60	18,9	28	1,30-1,50	15,4
4	2.60-3.30	20,1	28	2,00-2,30	17,3
5	0.60-1.25	40,2	29	1,50-1,70	13,6
5	1.30-2.10	22,6	30	0,70-1,00	13,8
5	2.50-3.50	26,1	30	1,20-1,50	15,7
6	0.70-1.10	17,8	30	2,90-3,10	14,9
6	2.30-2.90	18,7	31	1,50-1,70	13
7	1.50-1.90	11	32	2,40-2,80	17,5
8	0.70-1.40	13,8	33	2,60-3,00	14,4
8	1.50-1.80	7	34	2,60-2,80	10
13	0.80-1.20	21,3	35	1,50-2,00	17,4
13	1.40-2.10	17,3	36	2,80-3,00	10,9
14	0.80-1.20	23,6	37	2,50-2,70	17,4
14	2.50-3.00	21,6	38	2,00-2,20	16
15	1.30-1.50	12,4	39	2,00-2,20	14
16	2.10-2.40	16,9	40	1,80-2,00	17,2
17	3.00-3.50	16	41	2,00-2,20	10
18	3.00-3.50	15,7	42	1,40-1,60	9,4
19	2,50-2,80	14,3	43	1,70-1,80	26,7
20	2,10-2,30	15,5	44	1,40-1,60	13,4
21	2,20-2,50	14,9	45	1,50-1,70	12,4
22	0,70-1,00	28,7	TR2	0,60-1,40	22,1
22	3,00-3,20	15,4	TR2	1,80-2,20	15,4

Conclusion :

Après avoir analysé toutes les données géotechniques de terrain et de laboratoire effectuées sur les différents faciès évoqués ci-dessus, que ce soit au droit du site du barrage (assise de fondation de la digue et ses ouvrages annexes) ou au niveau de la cuvette et ses proximités (zones d'emprunt pour la construction du barrage) On peut conclure que toutes les conditions géotechniques sont favorables pour la réalisation du barrage de Boulatane - Wilaya d'EL TARF.

**CHAPITRE III : ETUDE
HYDROLOGIQUE**

Introduction :

L'hydrologie est une science qui offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes.

Cette dernière est très indispensable. Elle a pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Elle peut être basée sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région.

Le présent chapitre a pour but de déterminer toutes les caractéristiques hydrologiques de l'oued de Boulatane en utilisant des données hydrométriques et hydrologiques afin d'obtenir un bon dimensionnement du barrage.

Dans l'étude hydrologique, on devra considérer :

- ✓ La description du bassin versant.
- ✓ Une analyse de crues : l'estimation du temps de concentration, le débit maximal et le volume de la crue.
- ✓ La détermination de l'apport moyen interannuel et les apports fréquents.
- ✓ La régularisation des écoulements pour l'estimation des volumes de l'apport solide et la capacité du barrage.

III.1- Situation géographique

Le site du barrage de Boulatane est localisé sur la carte topographique d'EL Tarf NJ-32-III-1 Ouest à l'échelle 1/50 000 par coordonnées Lambert Nord Algérie 1960 suivantes :

- X= 987.76497 km
- Y= 397.92162 km
- Z= 14 m

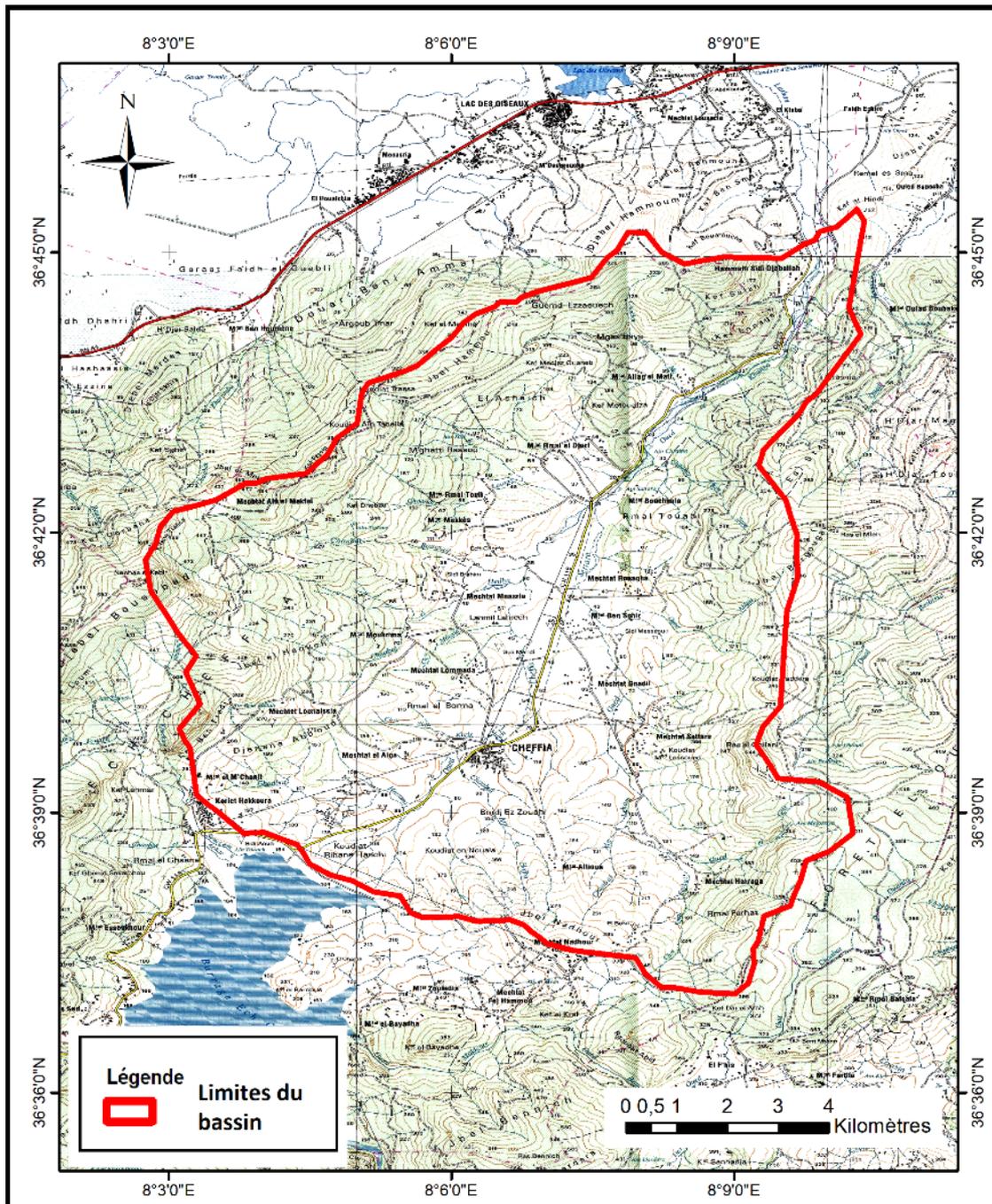


Figure III.1 : Projection de bassin versant sur des extraits des cartes topographiques d'EL TARG Ouest & Ain Kerma Ouest à l'échelle 1/50000

III.2- Caractéristiques morphologiques du bassin versant :

Le bassin versant du barrage de Boulatane Wilaya d'EL TARG est délimité, en premier lieu grâce au logiciel ArcGIS à partir d'un model numérique de terrain (MNT), en second lieu on détermine les limites de notre bassin versant sur de la carte topographique d'EL TARG Ouest & Ain Kerma Ouest à l'échelle 1/50000 afin de vérifier la fiabilité du fichier MNT utilisé.

Après vérification approximative de la forme ainsi que de la surface et du périmètre on peut affirmer la fiabilité du MNT utilisé et donc la suite des paramètres hydrologiques nécessaires seront calculés en se basant sur le model numérique de terrain.

III.2.1- Paramètres Géométriques :

III.2.1.1- Surface :

La surface du bassin versant obtenu avec le logiciel ArcGIS est égale à :

$$S = 111.53 \text{ km}^2$$

III.2.1.2- Périmètre :

Le périmètre du bassin versant obtenu avec le logiciel ArcGIS est égale à :

$$P = 48,33 \text{ Km}$$

III.2.2- Paramètres de forme :

III.2.2.1- Indice de compacité de Gravelius "Kc"

Appelé aussi indice de forme, cet indice caractérise la forme du bassin versant qui a son tour influence fortement l'écoulement global notamment le temps de réponse du bassin versant.

Il est donné par la formule suivante :

$$K_c = 0.28 \times \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{III.1})$$

Avec : K_C : Indice de compacité de Gravelius ;

S : Surface du bassin versant (Km^2) ;

P : Périmètre d bassin versant (km) ;

AN :

$$K_C = 1.28$$

Tableau III.1 : Classification de bassin selon l'indice de compacité de GRAVELUS

$K_C < 1.25$	Bassin compact
$1.25 < K_C < 1.5$	Bassin de forme moyenne
$K_C > 1.5$	Bassin plutôt allongé

D'après le tableau (III.1) on a :

$1.25 < K_C = 1.28 < 1.5$ donc le bassin sur lequel on travail est de **forme moyenne**.

III.2.2.2- Coefficient d'allongement :

$$Ca = \frac{L^2}{S} \quad (III.2)$$

Avec :

Ca : Coefficient d'allongement

S : Surface du bassin versant (km²)

L : Longueur du cours d'eau principale égale à 17,89 km

AN :

$$Ca = 2,87$$

III.2.2.3- Rectangle équivalent :

C'est une transformation géométrique en un rectangle de dimensions l et L ayant la même surface et le même périmètre que le bassin versant considéré et par conséquent le même indice de compacité. Cette notion permet la comparaison des bassins entres eux de point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement.

La longueur et la largeur du rectangle équivalent sont respectivement données par les relations qui suivent :

$$L_r, l_r = K_c \frac{\sqrt{S}}{1,128} \left(1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right) \quad (III.3)$$

Avec : **L_r** : Longueur de rectangle équivalent.

l_r : Largeur de rectangle équivalent.

K_c : Indice de compacité de Gravelius.

AN :

$$L_r = 17,648 \text{ km}$$

$$l_r = 6.32 \text{ km}$$

Sachant que les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits côtés, donc pour tracer le rectangle équivalent, on doit calculer les longueurs L_i pour chaque surface partielle en fixant la largeur $l = 6,32$ Km.

On a :

$$L_i = \frac{S_i}{l} \rightarrow S_i = L_i \times l \tag{III.4}$$

Tableau III.2 : Résultats de calcul du rectangle équivalent

Ordre	Surface (Km) ²	l (km)	Li (km)
1	11,72	6,32	1,85
2	25,47	6,32	4,03
3	21,39	6,32	3,38
4	15,77	6,32	2,50
5	10,99	6,32	1,74
6	9,49	6,32	1,50
7	6,63	6,32	1,05
8	5,32	6,32	0,84
9	2,80	6,32	0,44
10	0,98	6,32	0,15
11	0,39	6,32	0,06
12	0,32	6,32	0,05
13	0,21	6,32	0,03
14	0,08	6,32	0,01

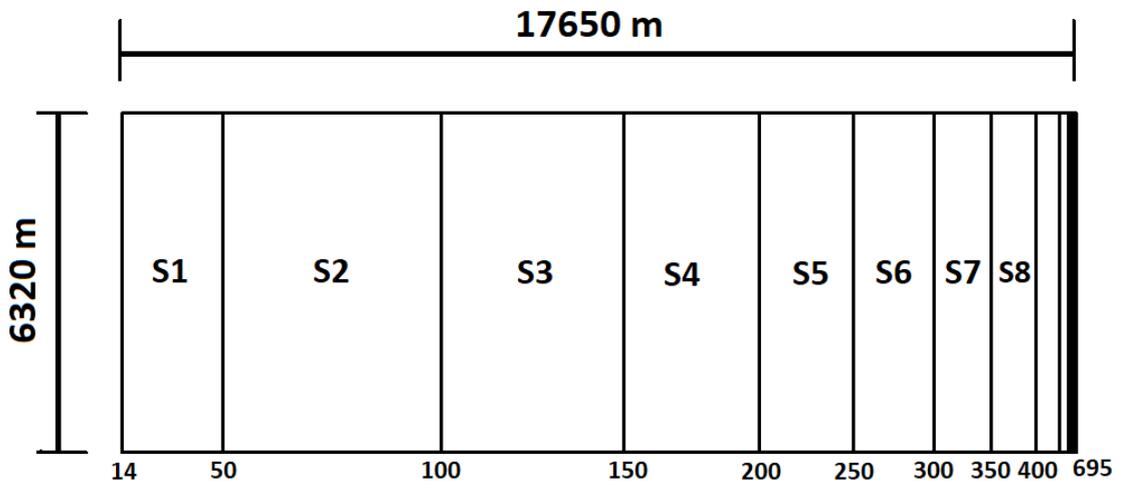


Figure III.2 : Rectangle Equivalent

III.2.3- Paramètre du Relief :

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures, etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques.

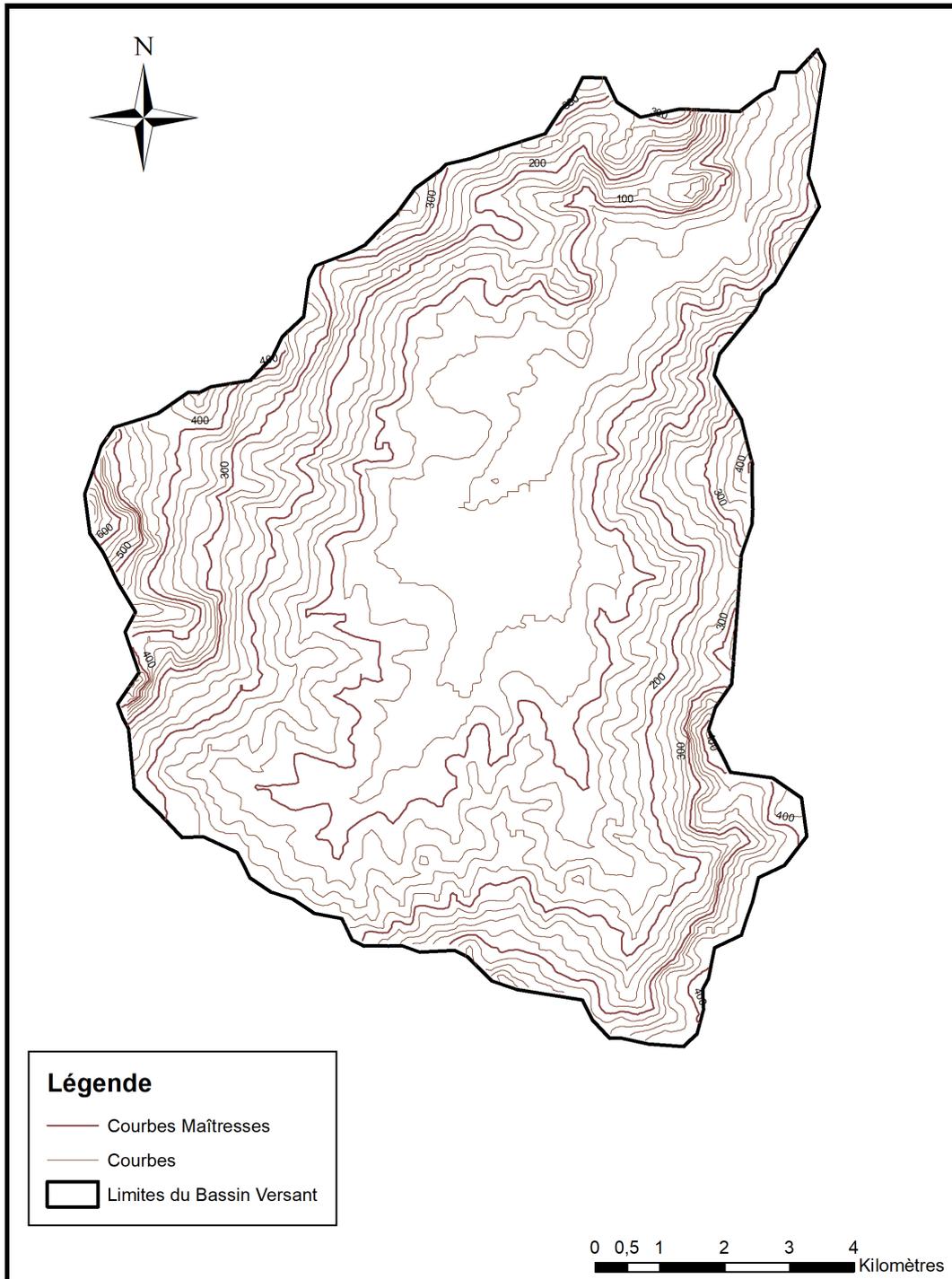


Figure III.3 : Carte de la Répartition des Courbes de Niveaux dans le Bassin Versant

III.2.3.1- Courbe hypsométrique :

Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude, elle est obtenue par planimétrie des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes cotes, elle permet la construction de la courbe capacité-hauteur qui est indispensable pour la détermination de différentes hauteurs du barrage.

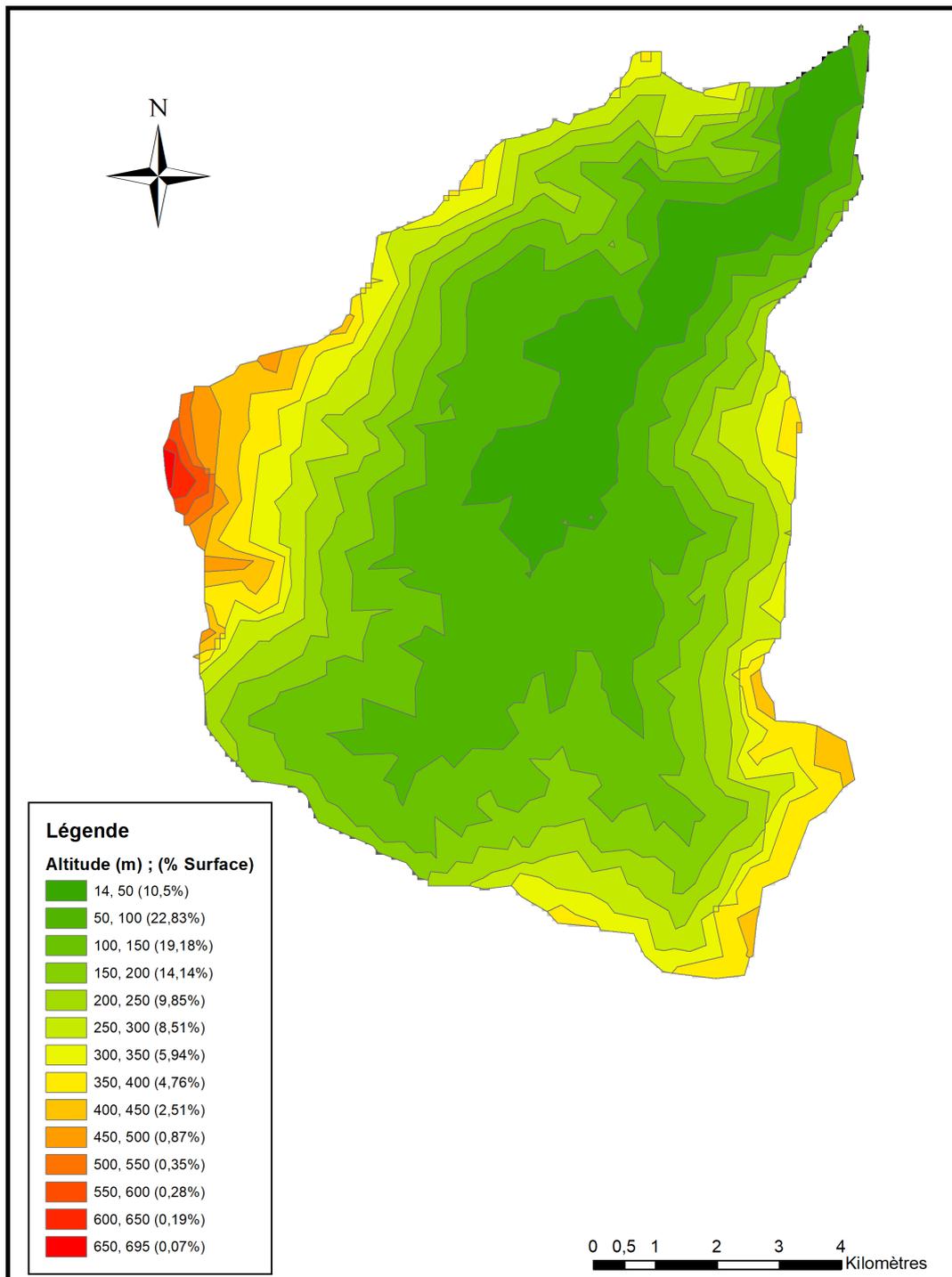


Figure III.4 : Carte Hypsométrique du Bassin Versant

A partir de la carte hypsométrique on tire les surfaces partielles comprises entre deux courbes de niveau successives. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Surfaces partielles du Bassin Versant par Plage d'Altitude

Plage d'altitude (m)	Si (Km ²)	Si (%)	S _{cumulées} (%)
14	50	11,72	100,00
50	100	25,47	89,50
100	150	21,39	66,67
150	200	15,77	47,49
200	250	10,99	33,35
250	300	9,49	23,50
300	350	6,63	14,99
350	400	5,32	9,04
400	450	2,80	4,28
450	500	0,98	1,77
500	550	0,39	0,89
550	600	0,32	0,55
600	650	0,21	0,26
650	695	0,08	0,07

Pour une meilleure représentativité et une interprétation plus claire des résultats nous dressons le digramme suivant :

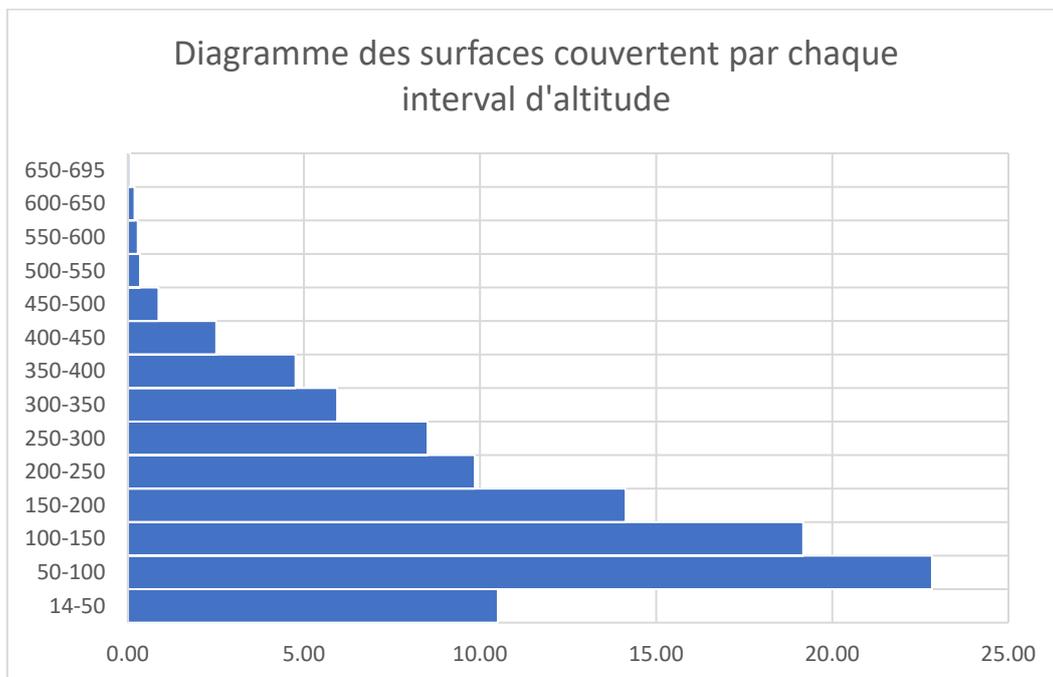


Figure III.5 : Diagramme des Surfaces Couvertes par Chaque Plage d'Altitude

On peut à présent dresser la courbe hypsométrique caractérisant le bassin versant du barrage de Boulatane :

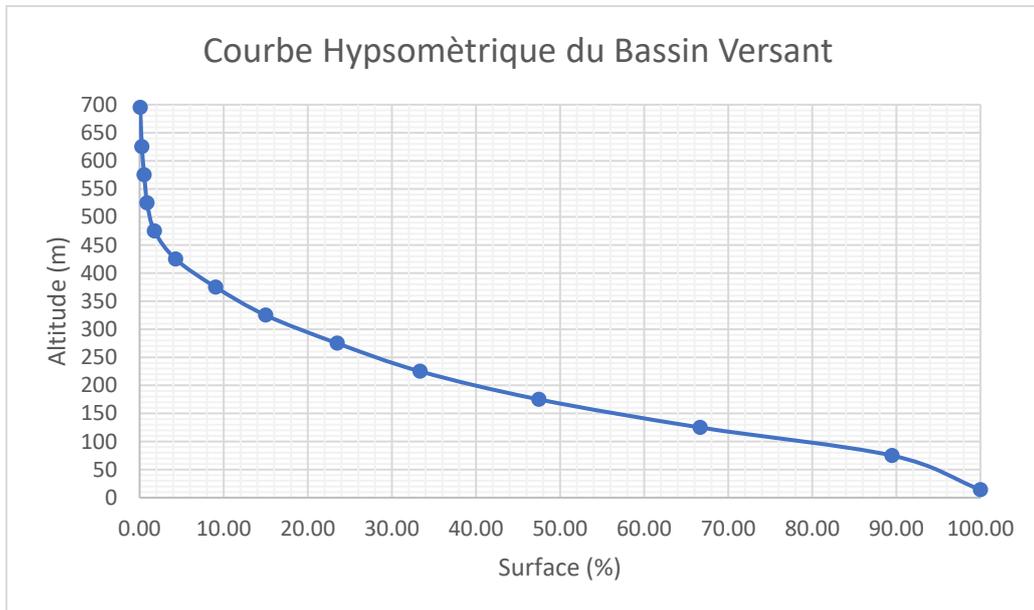


Figure III.6 : Courbe Hypsométrique du Bassin Versant

III.2.3.2- Les altitudes caractéristiques :

➤ **Les altitudes minimales et maximales :**

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

➤ **L'altitude moyenne**

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

$$H_{\text{moy}} = \sum \frac{h_i \cdot S_i}{S} \quad [\text{m}] \quad (\text{III.5})$$

S_i : Aire comprise entre deux courbes de niveau [km^2] ;

h_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;

S : Superficie totale du bassin versant [km^2].

➤ **D'autres altitudes caractéristiques :**

D'autres altitudes caractéristiques peuvent être directement déterminées par une simple projection sur la courbe hypsométrique, on cite : $H_{5\%}$, $H_{50\%}$, $H_{95\%}$.

Nous récapitulons les résultats obtenus comme suit :

Tableau III.4 : Altitudes Caractéristiques du Bassin Versant

Altitudes	Valeurs (m)
H_{\max}	695
H_{\min}	14
H_{moy}	172
$H_{95\%}$	50
$H_{50\%}$	170
$H_{5\%}$	410

III.2.3.3- Les indices de pentes :

- **Indice de pente Globale :**

Cet indice permet de classer le relief. Il est calculé selon la formule suivant :

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_r} \quad (\text{III.6})$$

Avec :

$H_{5\%}$: Altitude correspondant à 5% de la courbe hypsométrique (m)

$H_{95\%}$: Altitude correspondant à 95% de la courbe hypsométrique (m)

L_r : Longueur du rectangle équivalent (km)

AN :

$$I_G = 20,4 \text{ Km/m} = 2,04\%$$

• **Indice de pente de Roche I_p :**

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

Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L_r}} \sum_1^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \tag{III.7}$$

Avec : L_r : Longueur de rectangle équivalent (Km).

S_i : Surface partielle en (%) entre deux courbes de niveau successives.

Tableau III.5 : Détermination de la pente de Roche I_p

H_i (m)	H_{i-1} (m)	$H_i - H_{i-1}$ (m)	S_i (km)	S_i (%)	$S_x(H_i - H_{i-1})$	$\sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})}$
14	50	36	11,72	10,50	378,16	19,45
50	100	50	25,47	22,83	1141,53	33,79
100	150	50	21,39	19,18	958,75	30,96
150	200	50	15,77	14,14	706,81	26,59
200	250	50	10,99	9,85	492,70	22,20
250	300	50	9,49	8,51	425,54	20,63
300	350	50	6,63	5,94	297,24	17,24
350	400	50	5,32	4,76	238,22	15,43
400	450	50	2,80	2,51	125,64	11,21
450	500	50	0,98	0,87	43,74	6,61
500	550	50	0,39	0,35	17,29	4,16
550	600	50	0,32	0,28	14,22	3,77
600	650	50	0,21	0,19	9,53	3,09
650	695	45	0,08	0,07	3,21	1,79
					Somme	216,91

AN:

$$I_p = 51,63 \text{ m/km} = 5.16 \%$$

III.2.3.4- Pente moyenne du bassin versant I_m :

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.

Elle est calculée comme suit :

$$I_m = \frac{\Delta H(0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \quad (\text{III.8})$$

Avec : ΔH : Dénivelée (m) ;

l_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, ..., n, (Km) ;

S : Surface du bassin versant (Km^2) ;

AN :

$$I_m = 94,71 \text{ Km/m} = 9,71 \%$$

III.2.3.5- Dénivelée spécifique D_s :

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

Elle est donnée par la formule :

$$D_s = I_G \cdot \sqrt{S} \quad (\text{III.9})$$

Avec : I_G : Indice de pente global
(m/km) S : Surface du bassin
(km^2)

AN :

$$D_s = 215,44 \text{ m}$$

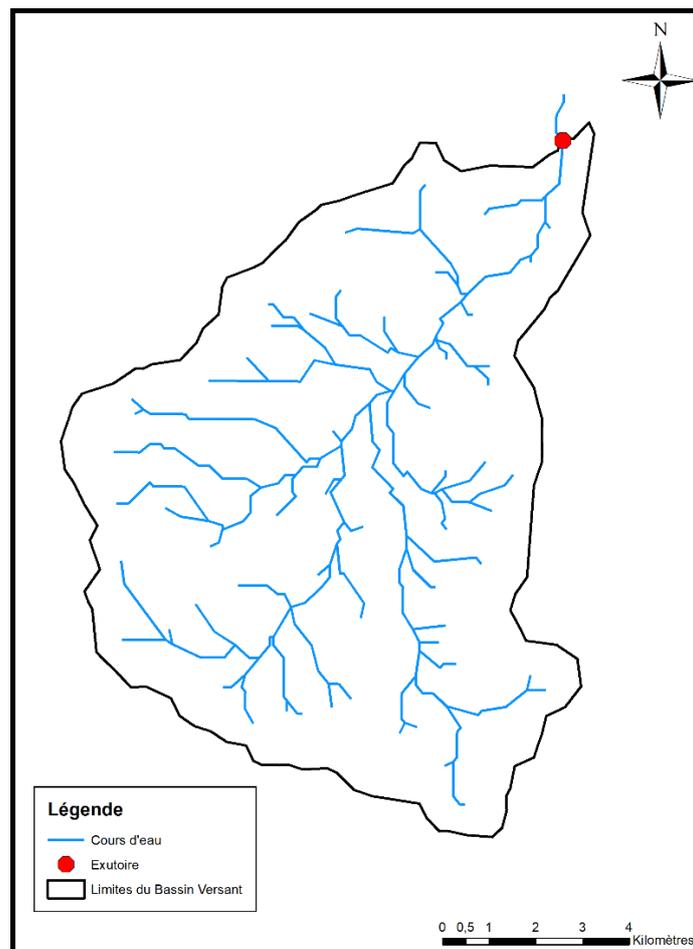
Tableau III.6 : Classification de L'O.R.S.T.O.M du type de relief

Classe	Relief	Ds (m)
R1	Très faible	$Ds < 10$
R2	Faible	$10 < Ds < 25$
R3	Assez faible	$25 < Ds < 50$
R4	Modéré	$50 < Ds < 100$
R5	Assez modéré	$100 < Ds < 250$
R6	Fort	$250 < Ds < 500$
R7	Très fort	$Ds > 500$

La dénivelée spécifique du bassin versant de la zone d'étude se situe entre $100 < Ds < 250$, on peut donc dire, selon la classification de l'O.R.S.T.O.M, que le relief est de type assez modéré appartenant à la classe R5.

III.2.4- Réseau d'Écoulement :

Le réseau hydrographique se définit comme étant l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement.

**Figure III.7 :** Réseau Hydrographique de Bassin Versant

III.2.4.1- Classification de SCHUM :

Selon la classification de Schum qui dit : « est d'ordre (x+1), tout tronçon de cours d'eau, forme par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x) », le réseau hydrographique du bassin versant du barrage de Boulatane W. EL TARF est d'ordre 4 comme le démontre la figure (III.08).

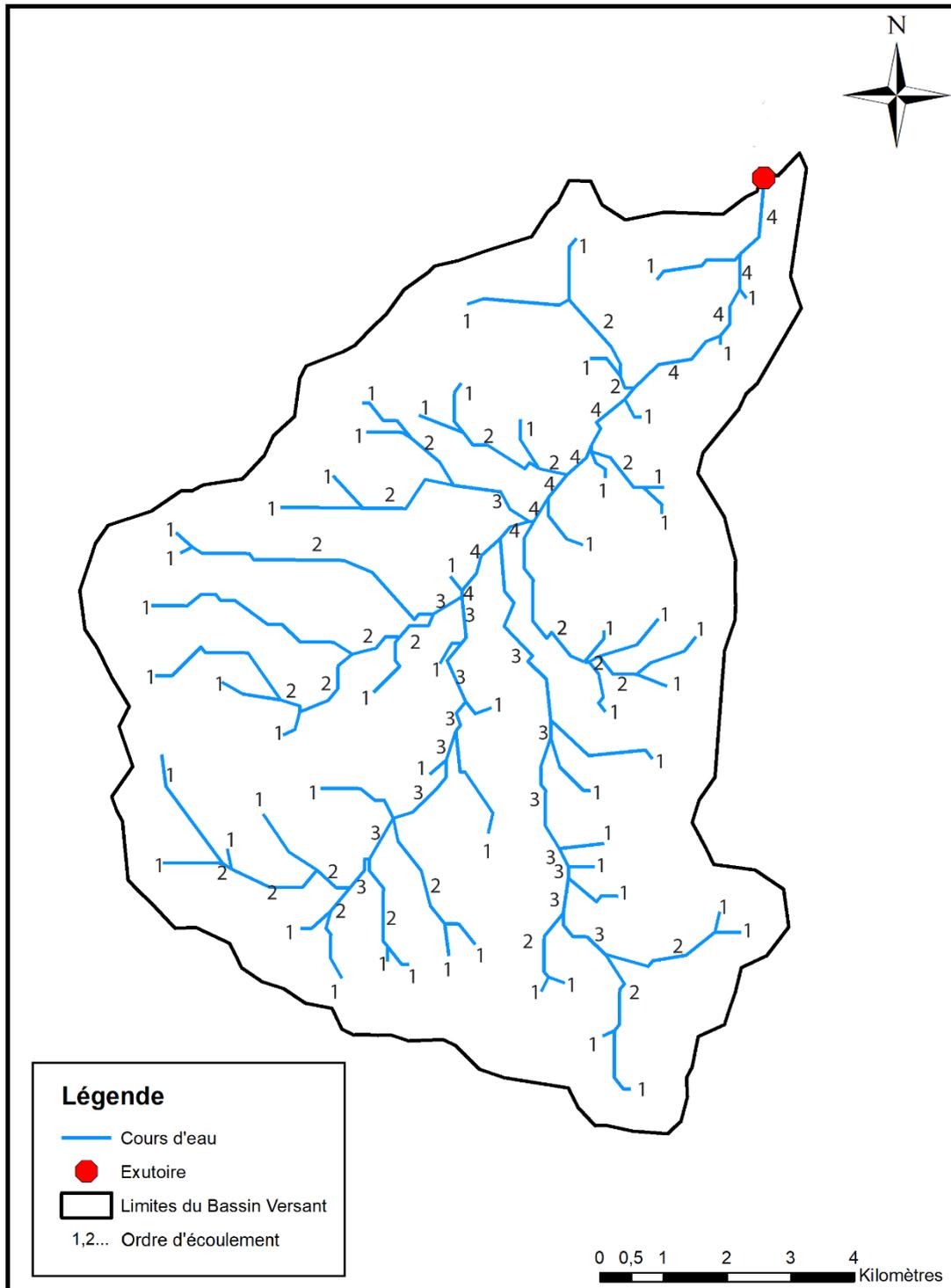


Figure III.8 : Classification de SCHUM du Réseau Hydrographique

III.2.4.1- Caractéristiques du cours d'eau principal :

- **Longueur du cours d'eau principal L_{CP} :**

Elle est définie comme étant 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 a un embranchement et par extension du dernier jusqu'à la limite topographique du bassin versant. La longueur du cours d'eau principal de notre bassin versant est estimée à :

$$L_{CP} = 17.89 \text{ Km}$$

- **Profil en long du cours d'eau :**

Le profil en long est tracé à partir de la carte topographique à l'échelle 1/50.000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau.

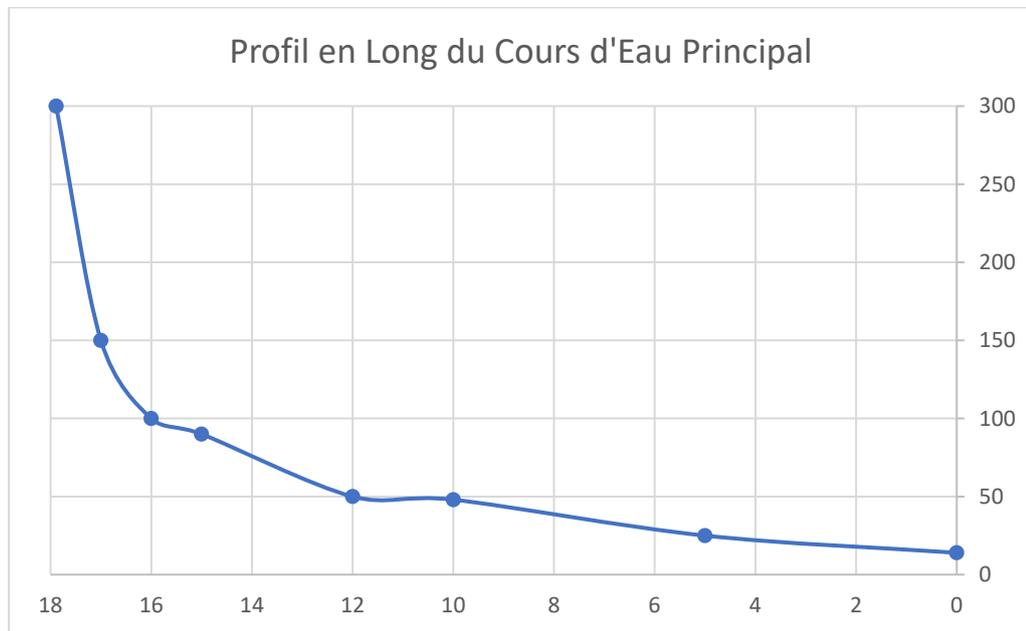


Figure III.9 : Profil en Long du Talweg Principal

- **Pente moyenne du cours d'eau :**

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés du cours d'eau principal. Il est donné par la formule suivante :

$$I_{CP} = \frac{\Delta H}{L} \quad (\text{III.10})$$

Avec : ΔH : Dénivelée entre deux points suffisamment distants (m).

ΔL : Distance entre ces deux points (km).

AN :

$$I_{CP} = \frac{300-10}{17,89-0} = 1,6\%$$

III.2.4.2- Densité de drainage D_d :

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur totale des cours d'eaux du bassin versant, à sa surface totale. Elle reflète la dynamique du bassin et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en Km/Km² selon la relation suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (\text{III.11})$$

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

S : La surface du bassin versant (Km²)

AN :

$$D_d = 0,92 \text{ Km/Km}^2$$

III.2.4.3- Densité hydrographique F :

Elle est calculée par la formule suivante :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{S} \quad (\text{III.12})$$

Avec : $\sum_{i=1}^n N_i$: Somme des nombres de tous les cours d'eau d'ordre i = 111 Talweg.

S : Surface du Bassin versant (Km²).

AN : $F = 0,995 \approx 1 \text{ Talweg/Km}^2$

III.2.4.4- Coefficient de torrentialité C_t :

$$C_t = D_d \frac{N}{S} \quad (\text{III.13})$$

Avec : D_d : Densité de drainage ;

N : Nombre de tous les Talweg d'ordre 1, N= 57 ;

S : Surface du bassin versant ;

AN : $C_t = 0,47$

III.2.4.5- Temps de concentration :

C'est le temps nécessaire à la goulotte d'eau la plus éloignée pour atteindre l'exutoire. Le temps de concentration peut être calculé selon diverse formule on cite :

- **Formule de GIANDOTTI (1937) :**

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_{CP}}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (III.14)$$

- **Formule de SCS (Soil Conservation Service, USA) :**

$$t_c = \left(0,87 \frac{L_{CP}^3}{H} \right)^{0,387} \quad (III.15)$$

- **Formule de VENTURA :**

$$t_c = 76,3 \frac{\sqrt{S}}{100 \times I_{CP}} \quad (III.16)$$

Avec : S : Surface du bassin versant (Km²)

L_{CP} : Longueur du cours d'eau principal (Km)

I_{CP} : Pente du cours d'eau principal (%)

t_c : Temps de concentration (h)

H_{moy}, H_{min}: Altitude moyenne et altitude minimale (m)

H : Dénivelée entre l'altitude maximale et minimale (m)

Nous résumons les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Tableau III.7 : Résultats de calcul du temps de concentration selon diverses formules

Formule	Tc (Heures)
GIANDOTTI	6,87
SCS	2,16
VENTURA	5,04

Nous optons pour la formule du Soil Conservation Service car elle nous donne la valeur la plus petite ce qui nous met dans le cas le plus défavorable possible. Donc :

$$t_c = 2,16 \text{ h}$$

III.2.4.6- Vitesse moyenne de ruissellement V_R :

La vitesse moyenne de ruissellement est donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{L_{CP}}{t_c} \quad (\text{III.17})$$

Avec : L_{CP} : Longueur du cours d'eau principale (Km) ;

T_c : Temps de concentration (Heure) ;

AN :

$$V_R = 8,28 \text{ Km/h}$$

Tableau III.8 : Tableau récapitulatif des caractéristique hydromorphologiques du bassin versant

Désignations	Symboles	Unités	Valeurs	
Superficie	S	Km ²	111,53	
Périmètre	P	Km	48,33	
Longueur du cours d'eau principal	L_{CP}	Km	17,89	
Indice de compacité	K_C	-	1,28	
Coefficient d'allongement	C_a	-	2,87	
Rectangle Equivalent	Longueur	L_r	Km	17,65
	Largeur	l_r	Km	6,32
Altitudes	Maximale	H_{max}	m	695
	Minimale	H_{min}	m	14
	Moyenne	H_{moy}	m	172
	Médiane	$H_{50\%}$	m	170
	H5%	$H_{5\%}$	m	410
	H95%	$H_{95\%}$	m	50
Indice de pente global	I_G	m/Km	20,4	
Indice de pente de Roche	I_P	%	5,16	
Pente moyenne du bassin versant	I_m	%	9,47	
Pente moyenne du talweg principal	I_{CP}	%	1,6	
Dénivelée spécifique	D_s	m	215,44	
Densité de drainage	D_d	Km/Km ²	0,92	
Densité hydrographique	F	Talweg/Km	0,995	
Temps de concentration	t_c	h	2,16	
Vitesse de ruissellement	V_R	Km/h	8,28	
Coefficient de torrentialité	C_t	-	0,47	

III.3- Données Climatologiques :

La station météorologique d'Annaba est la seule station voisine de la zone à l'étude qui possède des données suffisantes et fiables.

Les données climatiques enregistrées à la station d'Annaba (température, humidité relative, vent et évaporation) fournies par l'Office Nationale de la Météorologie (O.N.M) s'étendent sur une période de 21 ans (1975-1995).

III.3.1- Températures :

La température moyenne annuelle dans la région du barrage est de 17,7°C, les valeurs minimales et maximales atteignent respectivement 11°C pendant le mois le plus froid (janvier) et 25°C pendant le mois le plus chaud (juillet).

III.3.2- Evaporation :

L'évaporation au plan d'eau libre telle que mesurée par l'O.N.M à Annaba (1975-1995), présente une moyenne mensuelle de 106 mm, avec une évaporation maximum de 171 mm au mois de juillet et un minimum de 65 mm au mois de février, l'évaporation annuelle est de 1 270 mm. Les évaporations moyennes mensuelles à Annaba sont présentées au tableau ci-dessous :

Tableau III.9 : Répartition de l'évaporation moyenne mensuelle (mm) à Annaba

Mois												Total
J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	
74,8	65,2	85,7	91,9	107,4	129,1	171	151,6	132,7	110,6	77	72,8	1 269,8

III.3.3- Insolation :

Le tableau suivant présente la répartition mensuelle de l'insolation enregistrée à la station d'Annaba sur la période allant de 1975 à 1984, les mois de juin, juillet et août ont des durées d'insolation maximum, il faut donc s'attendre à une très grande évaporation durant cette période.

Tableau III.10: Durée de l'insolation moyenne journalière à la station d'Annaba

Total	Mois											
	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Insolation (h)	4,8	5,4	6,1	7	8,4	10,3	11,4	10,2	8,4	6,7	5,4	4,8

III.3.4- Humidité relative de l'air :

L'humidité relative moyenne annuelle de la région est de 72,5 %, les valeurs extrêmes sont atteintes en décembre (75 %) et en juillet (69 %).

Tableau III.11 : Température moyenne mensuelle de la station d'Annaba

	Mois												Moyenne
	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
Température (°C)	24	20	15	12	11	12	13	15	18	22	25	25	17,7
Humidité relative (%)	71	72	74	75	75	73	74	72	73	72	69	70	72,5

III.3.5- Vitesse de vent :

La station météorologique d'Annaba est la station qui a permis d'établir le vent, la vitesse moyenne annuelle du vent est de 3,5 m/s, elle n'est pas trop variable pendant l'année, oscillant entre 3,0 m/s au minimum et de 3,7 m/s au maximum.

Tableau III.12 : Paramètres climatiques enregistrés à la station d'Annaba pour la période (1975-1995)

	Mois												Moyenne
	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
Température	24	20	15	12	11	12	13	15	18	22	25	25	17,7
Vent (m/s)	3,4	3	3,3	3,5	3,7	3,4	3,5	3,6	3,4	3,6	3,6	3,6	3,5

III.3.6- Pluviométrie :

L'étude des précipitations de la zone du barrage se baseront sur les données pluviométriques recueillies par la station pluviométrique d'Ain El Assel dont les observations s'étendent sur une période de 43 ans (de 1967 à 2009).

Tableau III.13 : La station d'Ain El Assel (Source ANRH)

Code	Station	X (km)	Y (km)	Z (m)	N (Ans)
31601	Ain el assel	1005.65	400.05	35	43

III.3.6.1- Répartition de la moyenne mensuelle :

Tableau III.14 : Répartition de la pluie mensuelle moyenne interannuelle

Année	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	juil.	Aout	Annuele
P	49,14	79,27	115,76	132,76	119,36	96,11	81,46	75,92	36,63	14,6	3,03	8,03	812,06
P [%]	6,05	9,76	14,26	16,35	14,7	11,84	10,03	9,35	4,51	1,8	0,37	0,99	100

Le tableau III.13 montre une variation des précipitations moyennes mensuelles sur une période de 42 ans (1967-2009) avec un maximum de 132,76 mm observé en mois décembre et un minimum de 3,03 mm en mois de juillet. La précipitation moyenne interannuelle quant à elle est estimée à 812,06 mm

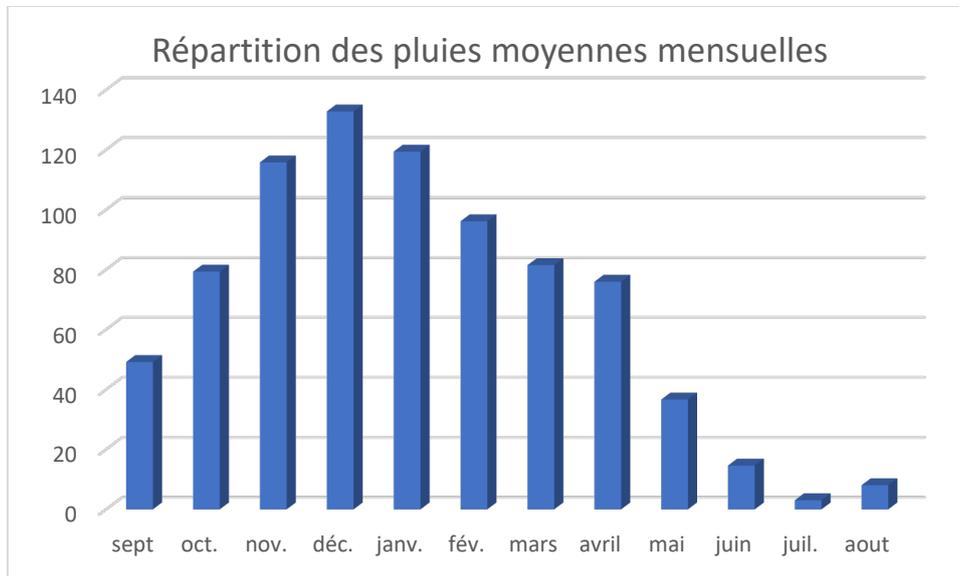


Figure III.10 : Répartition des pluies mensuelles moyennes interannuelles

III.4- Etudes des précipitations :

III.4.1- Homogénéisation des données :

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées, pour cela, il y a Plusieurs tests statistiques à utilisés pour s’assurer de l’homogénéité d’une série de données.

Dans notre cas c’est le test de la Médiane (MOOD) qui est utilisé, selon les étapes suivantes :

- On détermine la médiane M après avoir classé la série par ordre croissant.
- Remplacer la série des valeurs non classée par une suite de signe :
 - (+) Pour les valeurs $x_i > M$
 - (-) Pour les valeurs $x_i < M$
- On calcule les quantités N_s et T_s , avec : N_s : Nombre total de séries de + ou –
 T_s : Taille de la plus grande série de + ou –
- La série est homogène si et seulement si :

$$N_s > \frac{1}{2} (N+1 - 1,91\sqrt{N+1}) \tag{III.18}$$

$$T_s < 3,3(\log_{10} N+1) \tag{III.19}$$

Avec : N : Taille de l’échantillon (N=43).

Tableau III.15 : Précipitations annuelles

Année	P _{annuel} (mm)	Année	P _{annuel} (mm)	Année	P _{annuel} (mm)	Année	P _{annuel} (mm)
1967	555,3	1978	908,3	1989	560,1	2000	860,5
1968	666,4	1979	655,4	1990	952,4	2001	489,8
1969	1034,7	1980	813,2	1991	893,9	2002	1225
1970	846,2	1981	793,1	1992	861,5	2003	951,3
1971	873,6	1982	787,5	1993	577	2004	1158,6
1972	998,7	1983	854,8	1994	668,6	2005	613,7
1973	661,1	1984	963,2	1995	902,6	2006	855,7
1974	911	1985	701,3	1996	438,6	2007	706,9
1975	770,9	1986	1173,7	1997	1012,1	2008	943
1976	850,8	1987	613,8	1998	881,9	2009	890,7
1977	820,3	1988	614,3	1999	607,1	P_{Moy.An}	812,06

Tableau III.16 : Résultats du test de la médiane

Année	P _{annuel} (mm)	Signe	Année	P _{annuel} (mm)	Signe
1967	555,3	-	1989	560,1	-
1968	666,4	-	1990	952,4	+
1969	1034,7	+	1991	893,9	+
1970	846,2	-	1992	861,5	+
1971	873,6	+	1993	577	-
1972	998,7	+	1994	668,6	-
1973	661,1	-	1995	902,6	+
1974	911	+	1996	438,6	-
1975	770,9	-	1997	1012,1	+
1976	850,8	+	1998	881,9	+
1977	820,3	-	1999	607,1	-
1978	908,3	+	2000	860,5	+
1979	655,4	-	2001	489,8	-
1980	813,2	-	2002	1225	+
1981	793,1	-	2003	951,3	+
1982	787,5	-	2004	1158,6	+
1983	854,8	+	2005	613,7	-
1984	963,2	+	2006	855,7	+
1985	701,3	-	2007	706,9	-
1986	1173,7	+	2008	943	+
1987	613,8	-	2009	890,7	+
1988	614,3	-			

D'après le tableau des résultats du test de la médiane il en résulte :

- ✓ $M= 850,8$
- ✓ $N_s= 28$
- ✓ $T_s= 4$

Vérification des conditions du test :

$$N_s=28 > \frac{1}{2}(43+1-1,91\sqrt{43+1}) = 15,67$$

$$T_s=4 < 3,3(\log_{10} 43+1) = 8,69$$

Les deux conditions du test de la médiane sont vérifiées donc la série est homogène.

III.4.2- Etudes des pluies maximales journalières :

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

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant (non dépassement).
- Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée.
- Ajuster graphiquement la loi choisie.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Les caractéristiques empiriques de la série sont représentées dans le tableau ci-après :

Tableau III.17 : Caractéristiques empiriques de la série pluviométrique maximale journalière

Caractéristiques	Valeurs
Nombre d'Observation	43
Moyenne	58,87
Ecart-Type	22,57
Médiane	56,2
Coefficient de variation CV	0,38

III.4.2.1- Ajustement de la série maximale journalière :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de :

- La loi de probabilité.
- La taille de l'échantillon.
- Certaines caractéristiques de l'échantillon.

Toutefois, de nombreuses études comparatives, empiriques et théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

- La loi de log-normale (droite de GALTON).
- La loi de GUMBEL (droite de GUMBEL).

A- Ajustement à la loi de Gumbel :

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{III.20})$$

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

L'équation de la droite de Gumbel :

$$P_{\max,j} = \frac{1}{a} Y + X_0 \quad (\text{III.21})$$

On peut donc écrire :

$$Y = - [\ln (-\ln (F(x)))] \quad (\text{III.22})$$

Avec :

$$F(x) = \frac{m-0,4}{n}$$

Où : $1/a$: Pente de la droite de GUMBEL.

Y : Variable réduite de GUMBEL.

x : Précipitation maximale journalière (mm).

X_0 : Paramètre de position (mm).

m : Ordre de classement.

n : Taille de l'échantillon.

Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.18 : Ajustement à la loi de Gumbel

T (ans)	Frequence	Pjmax (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (mm)	
10000	0,9999	211	26,3	159	262
2000	0,9995	182	21,8	140	225
1000	0,999	170	19,9	131	209
200	0,995	142	15,4	112	172
100	0,99	130	13,5	103	156
50	0,98	117	11,6	94,6	140
20	0,95	101	9,08	83,2	119
10	0,9	88,3	7,19	74,2	102
5	0,8	75,1	5,32	64,7	85,5
3	0,6667	64,6	4,01	56,7	72,5
2	0,5	55,2	3,16	49	61,4

La droite de Gumbel est représentée sur la figure suivante :

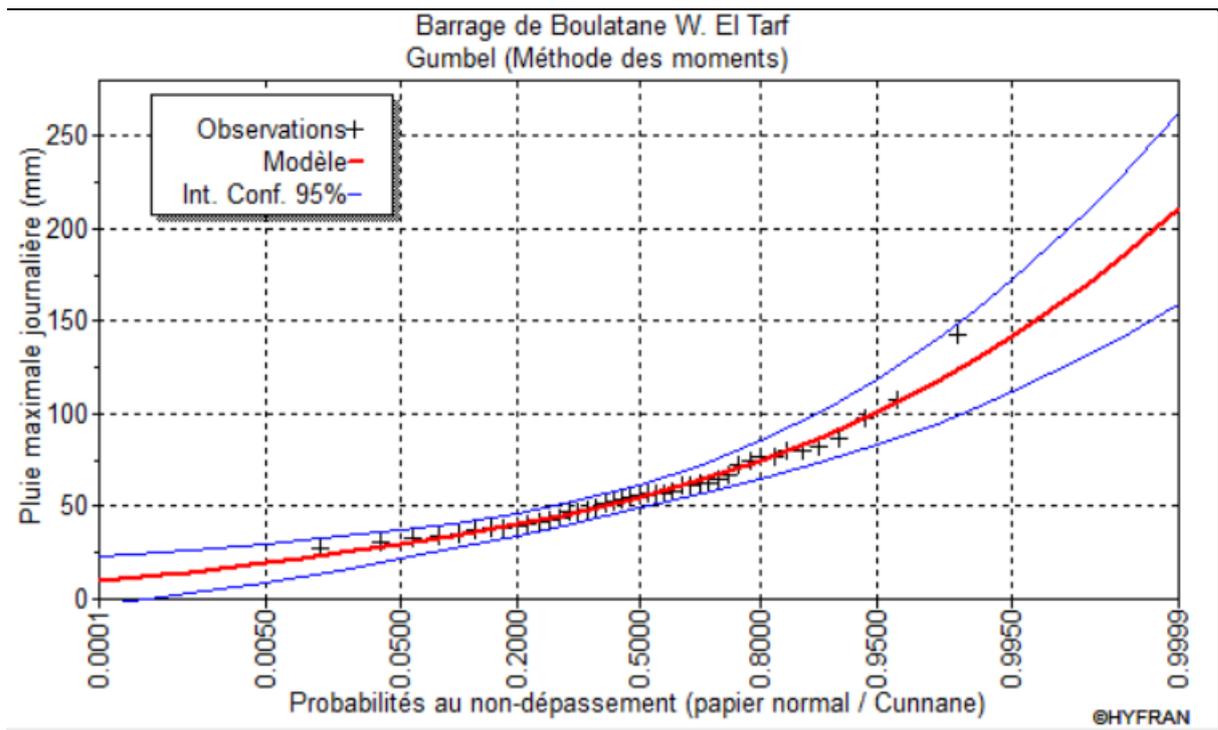


Figure III.11 : Représentation graphique de la loi de Gumbel

→ Paramètres

Nombre d'observations : $n = 43$

$X_0 = 48,72$

$a = 17,6$

→ Quantiles

$q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement) $T = 1 / (1-q)$

→ Test d'adéquation de la loi Gumbel (Méthode des moments)**✓ Hypothèses**

H_0 : Echantillon provient d'une loi Gumbel.

H_1 : Echantillon ne provient pas d'une loi Gumbel.

✓ Résultats

Résultat de la statistique : $X^2 = 4,09$

p-value $p = 0.6641$

Degrés de liberté : 6

Nombre de classes : 9

✓ Conclusion

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

Les caractéristiques de la loi de Gumbel sont les suivantes :

Tableau III.19 : Caractéristiques de la loi de Gumbel

Caractéristiques	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Moyenne	58,9	58,9
Ecart-type	22,6	22,6
Médiane	55,2	56,2
Coefficient de variation (Cv)	0,383	0,383

B- Ajustement à la loi Log-Normal :

Calcul des fréquences expérimental (au non dépassement) :

$$T = \frac{1}{1-q} \quad \text{et} \quad q = F(x_i) = \frac{m-0,5}{n} \quad (\text{III.23})$$

Avec :

m : Numéro d'ordre de la valeur.

n : Taille de l'échantillon.

Paramètres d'ajustement à la loi Log-Normal :

$$x_{p\%} = x_{moy} + \sigma \cdot U_{p\%} \quad (\text{III.24})$$

Avec :

σ : Ecart-type.

x_{moy} : Hauteur de pluie moyenne.

$U_{p\%}$: Variable réduite de Gauss.

Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.20 : Ajustement à la loi Log-Normal

T (ans)	Frequence	Pjmax (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (mm)	
10000	0,9999	206	31,5	144	267
2000	0,9995	177	24,4	129	225
1000	0,999	165	21,5	122	207
200	0,995	137	15,5	107	168
100	0,99	126	13,2	100	152
50	0,98	114	10,9	92,8	136
20	0,95	98,8	8,22	82,7	115
10	0,9	86,9	6,35	74,5	99,4
5	0,8	74,4	4,68	65,2	83,6
3	0,6667	64,3	3,63	57,2	71,5
2	0,5	55,3	2,98	49,4	61,1

La représentation graphique de la loi Log-Normal est comme suit :

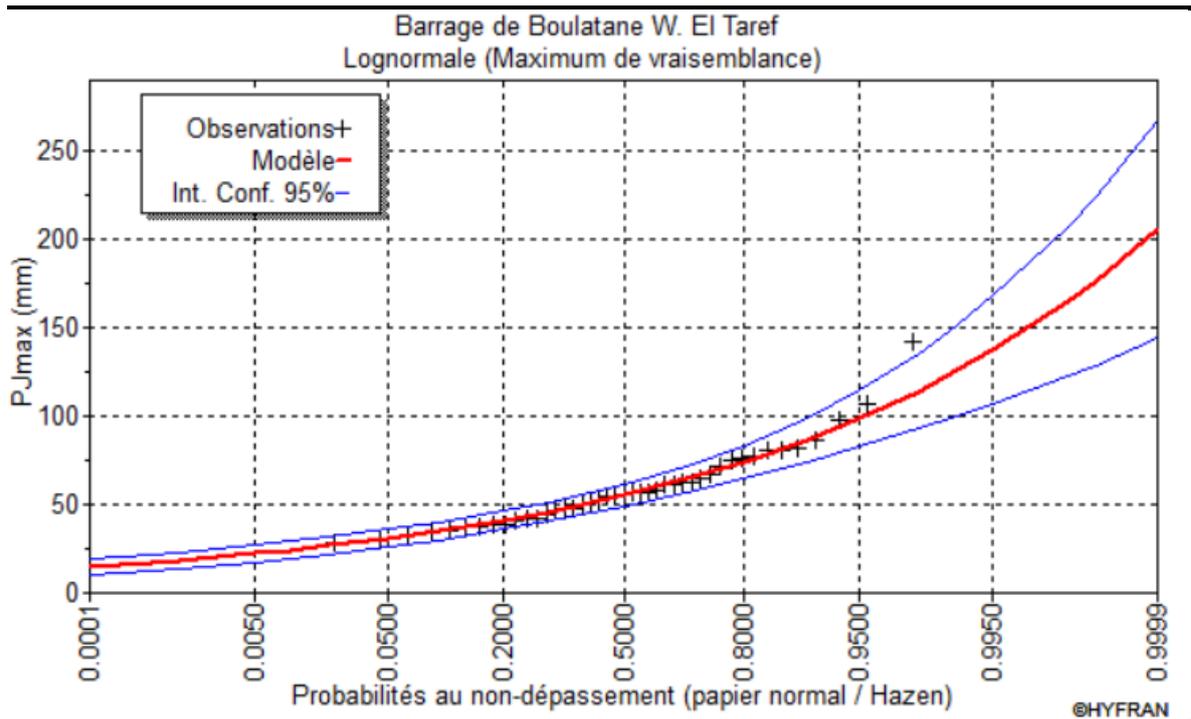


Figure III.12 : Représentation graphique de la loi Log-Normal

→ Quantiles

$$q = F(X) \text{ (probabilité au non-dépassement) } T = 1 / (1-q)$$

→ Test d'adéquation de la loi Gumbel (Méthode des moments)

✓ Hypothèses

H0 : Echantillon provient d'une loi Log-Normal.

H1 : Echantillon ne provient pas d'une loi Log-Normal.

✓ Résultats

Résultat de la statistique : $X^2 = 2,42$

p-value $p = 0.8775$

Degrés de liberté : 6

Nombre de classes : 9

✓ Conclusion

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

Les caractéristiques de la loi de Gumbel sont les suivantes :

Tableau III.21 : Caractéristiques de la loi Log-Normal

Caractéristiques	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Moyenne	58,8	58,9
Ecart-type	21,5	22,6
Médiane	55,3	56,2
Coefficient de variation (Cv)	0,365	0,383

C- Comparaison entre les lois d'ajustement :

Pour comparer les résultats de deux ajustements on dresse un graphique des deux méthodes utilisées. La méthode adéquate est celle qui passe par le maximum de points.

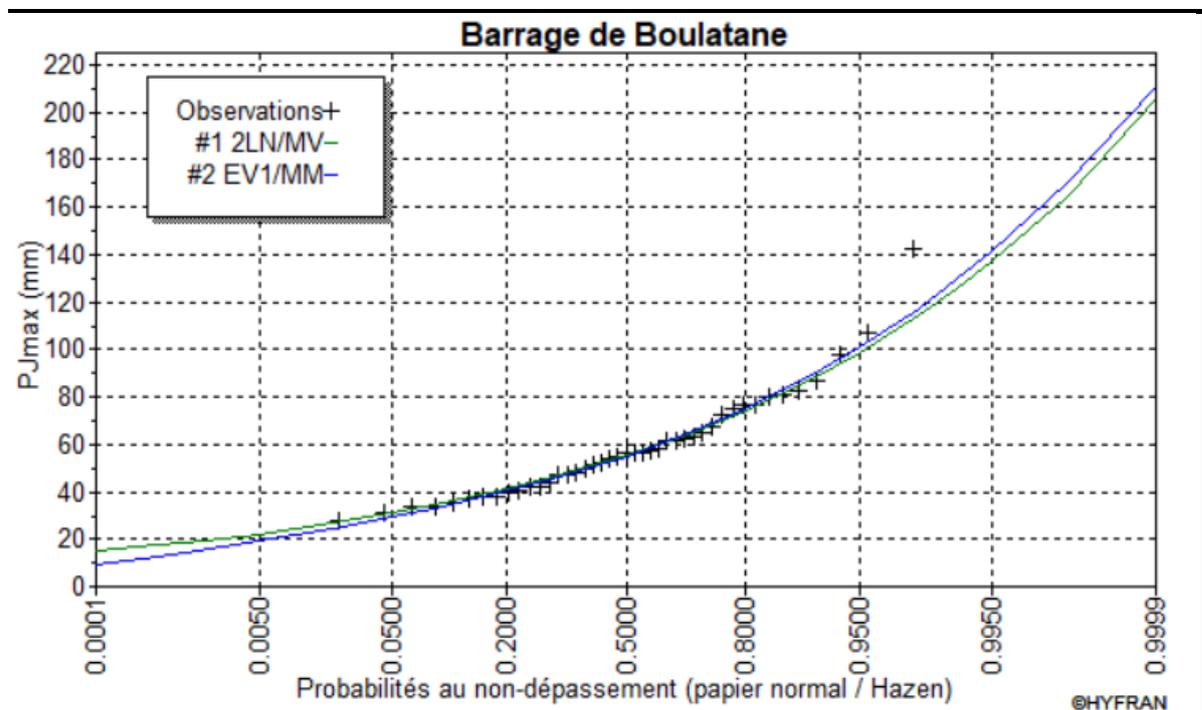


Figure III.13 : Graphique de comparaison des lois d'ajustement

Remarque : On constate un rapprochement entre les deux courbes, à savoir celle de la loi de Gumbel et celle de la loi Log-Normal avec le même nombre d'observations inclus par chaque courbe.

Conclusion : On opte pour la loi Log-Normal malgré le rapprochement des résultats obtenus avec ceux de la loi de Gumbel mais le facteur déterminant demeure dans les constatations du terrain et qui stipule que la loi Log-Normal dite loi de Galton est la mieux adaptée pour la région d'étude du barrage de Boulatane.

III.4.3- Pluies de courtes durées et intensités des pluies :

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule MONTANARI qui s'écrit :

$$P_{ct} = P_{Max,j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (III.25)$$

Avec :

- P_{ct} : Pluies de courte durée (mm).
- t : Temps en heure.
- b : Exposant climatique ($b = 0,33$).

Les intensités maximales de période t (h) et période de retour T (ans) sont calculées par la relation suivante :

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \quad (III.26)$$

Avec :

- I_t : Intensité de la pluie en mm/h
- P_{ct} : Pluie de courte durée

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.22 : Pluies de courte durée et intensité pour différentes fréquences

T (ans)	10000		1000		100		50		20		10		5	
Frequence	0,9999		0,999		0,99		0,98		0,95		0,9		0,8	
PjMax (mm)	206		165		126		114		98,8		86,9		74,4	
Temps (h)	Pct (mm)	lt(mm/h)												
0,5	57,42	114,84	45,99	91,98	35,12	70,24	31,78	63,55	27,54	55,08	24,22	48,44	20,74	41,48
1	72,18	72,18	57,81	57,81	44,15	44,15	39,94	39,94	34,62	34,62	30,45	30,45	26,07	26,07
2	90,73	45,36	72,67	36,33	55,49	27,75	50,21	25,10	43,51	21,76	38,27	19,14	32,77	16,38
3	103,72	34,57	83,07	27,69	63,44	21,15	57,40	19,13	49,74	16,58	43,75	14,58	37,46	12,49
4	114,05	28,51	91,35	22,84	69,76	17,44	63,11	15,78	54,70	13,67	48,11	12,03	41,19	10,30
5	122,76	24,55	98,33	19,67	75,09	15,02	67,94	13,59	58,88	11,78	51,79	10,36	44,34	8,87
6	130,37	21,73	104,42	17,40	79,74	13,29	72,15	12,02	62,53	10,42	55,00	9,17	47,09	7,85
7	137,18	19,60	109,87	15,70	83,90	11,99	75,91	10,84	65,79	9,40	57,87	8,27	49,54	7,08
8	143,36	17,92	114,82	14,35	87,68	10,96	79,33	9,92	68,76	8,59	60,47	7,56	51,78	6,47
9	149,04	16,56	119,38	13,26	91,16	10,13	82,48	9,16	71,48	7,94	62,87	6,99	53,83	5,98
10	154,31	15,43	123,60	12,36	94,38	9,44	85,40	8,54	74,01	7,40	65,10	6,51	55,73	5,57
11	159,24	14,48	127,55	11,60	97,40	8,85	88,12	8,01	76,37	6,94	67,18	6,11	57,51	5,23
12	163,88	13,66	131,26	10,94	100,24	8,35	90,69	7,56	78,60	6,55	69,13	5,76	59,19	4,93
13	168,27	12,94	134,78	10,37	102,92	7,92	93,12	7,16	80,70	6,21	70,98	5,46	60,77	4,67
14	172,43	12,32	138,11	9,87	105,47	7,53	95,42	6,82	82,70	5,91	72,74	5,20	62,28	4,45
15	176,40	11,76	141,29	9,42	107,90	7,19	97,62	6,51	84,61	5,64	74,41	4,96	63,71	4,25
16	180,20	11,26	144,34	9,02	110,22	6,89	99,72	6,23	86,43	5,40	76,02	4,75	65,08	4,07
17	183,84	10,81	147,25	8,66	112,45	6,61	101,74	5,98	88,17	5,19	77,55	4,56	66,40	3,91
18	187,34	10,41	150,06	8,34	114,59	6,37	103,68	5,76	89,85	4,99	79,03	4,39	67,66	3,76
19	190,72	10,04	152,76	8,04	116,65	6,14	105,54	5,55	91,47	4,81	80,45	4,23	68,88	3,63
20	193,97	9,70	155,37	7,77	118,64	5,93	107,34	5,37	93,03	4,65	81,83	4,09	70,06	3,50
21	197,12	9,39	157,89	7,52	120,57	5,74	109,09	5,19	94,54	4,50	83,15	3,96	71,19	3,39
22	200,17	9,10	160,33	7,29	122,43	5,57	110,77	5,04	96,00	4,36	84,44	3,84	72,29	3,29
23	203,13	8,83	162,70	7,07	124,24	5,40	112,41	4,89	97,42	4,24	85,69	3,73	73,36	3,19
24	206,00	8,58	165,00	6,88	126,00	5,25	114,00	4,75	98,80	4,12	86,90	3,62	74,40	3,10

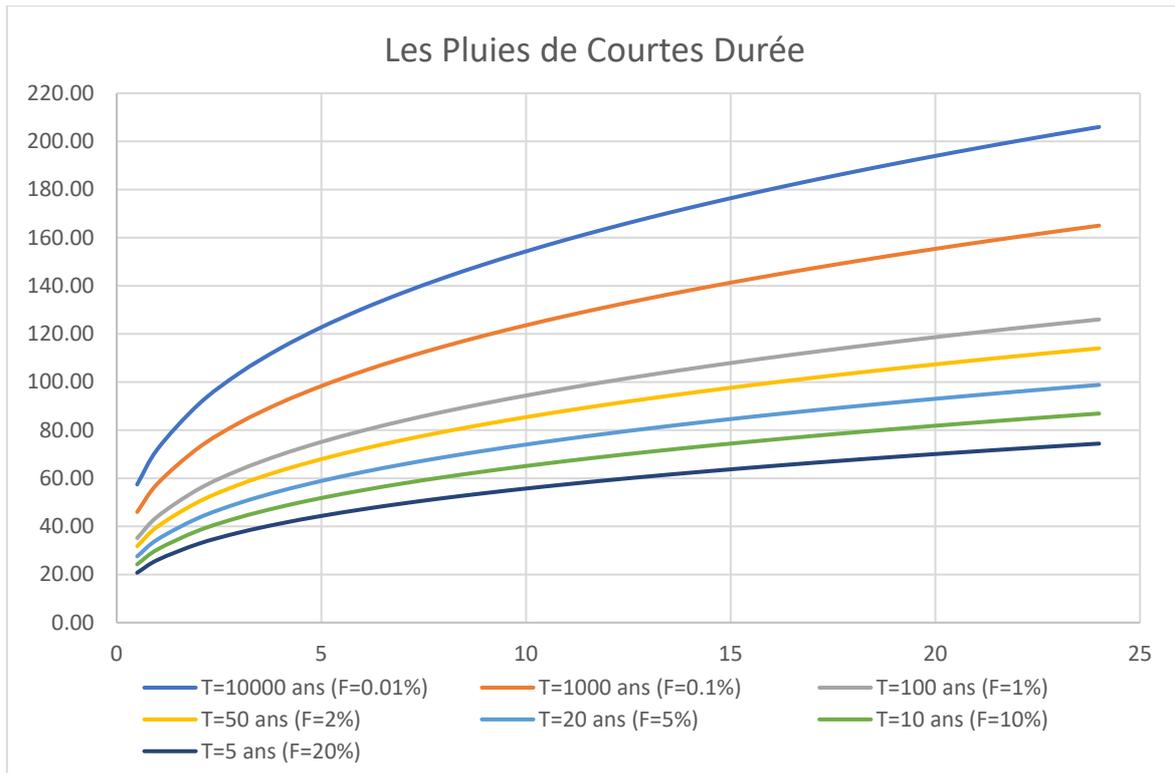


Figure III.14 : Représentation des pluies de courte durée en fonction du temps pour diverses fréquences.

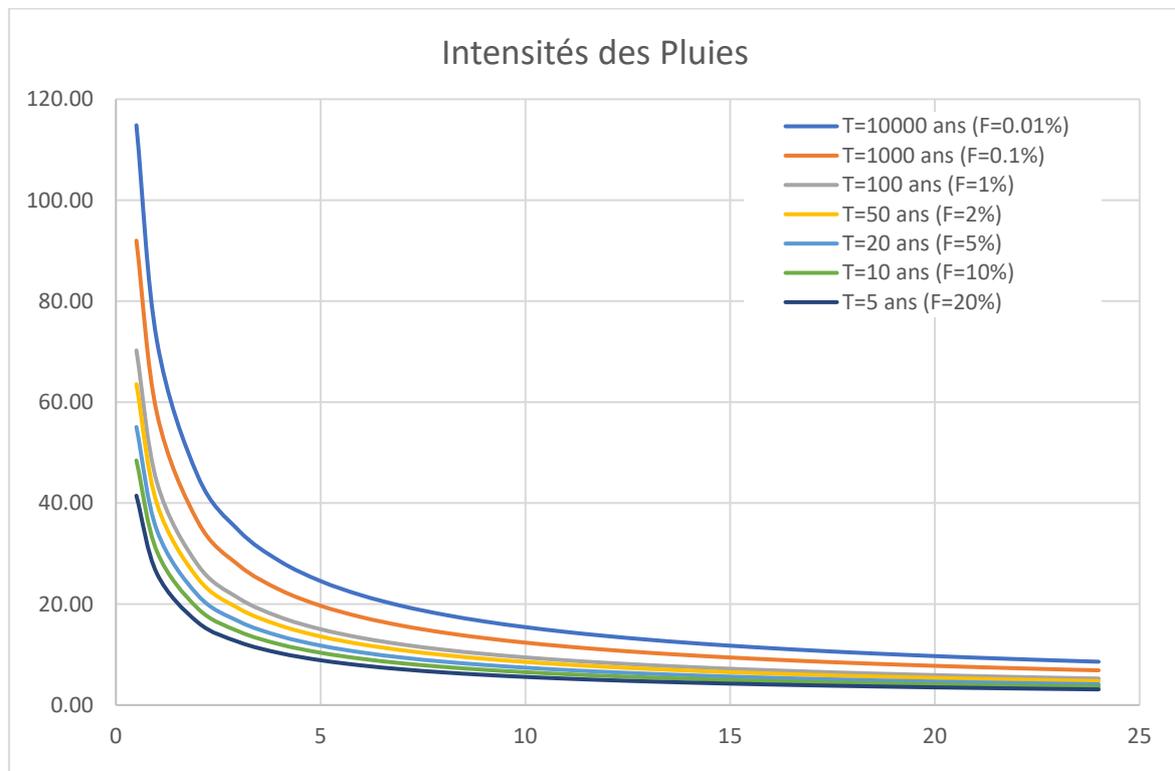


Figure III.15 : Représentation des intensités des pluies en fonction du temps pour diverses fréquences.

III.5- Etudes des Apports :

III.5.1- Apports liquides :

III.5.1.1- Estimation de l'apport moyen annuel A_0 :

L'étude des apports doit être faite en fonction de l'utilisation de la retenue et du rôle qu'on lui assigne. La plupart des petites retenues sont destinées à assurer une régularisation saisonnière des ressources en eau. Elles se remplissent pendant la saison humide et se vident plus ou moins complètement pendant la saison sèche.

En raison de manque de données hydrométriques (absence de station hydrométriques sur le site de la future retenue et aux environs immédiats), l'estimation de l'apport moyen annuel est faite moyennant les formules empiriques.

- Formule de Samie :

$$A_0 = L_e \cdot S \cdot 10^{-3} \quad (\text{III.27})$$

Avec :

$$L_e = \bar{P}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \quad (\text{III.28})$$

- Formule de Mallet-Gauthier

$$A_0 = L_e \cdot S \quad (\text{III.29})$$

Avec :

$$L_e = 0,6 \cdot P_0 \left(1 - 10^{-0,36P_0^2} \right) \quad (\text{III.30})$$

- Formule de SOGREAH

$$A_0 = L_e \cdot S \quad (\text{III.31})$$

Avec :

$$L_e = 720 \left(\frac{P - 150}{1000} \right)^{1,85} \quad (\text{III.32})$$

Où :

L_e : Lamé d'eau écoulée (m)

\bar{P} : Précipitation moyenne (m)

S : Surface du bassin versant (Km²)

P_0 : Pluie moyenne annuelle (m)

P : Précipitation annuelle

Tableau III.23 : Apport moyen annuel selon diverses formules :

Formule	A ₀ (Hm ³)
Samie	19,84
Mallet-Gauthier	22,88
SOGREAH	37,44
Moyenne	26,72

On opte pour la valeur qui se rapproche le plus de la moyenne et donc c'est la valeur donnée par la formule de Mallet-Gauthier ce qui nous donne : **A₀ = 22,88 Hm³**.

III.5.1.2- Répartition mensuelle de l'apport moyen :

Tableau III.24 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout
P (mm)	49,14	79,27	115,76	132,76	119,36	96,11	81,46	75,92	36,63	14,6	3,03	8,03
A (Hm ³)	1,38	2,23	3,26	3,74	3,36	2,71	2,29	2,14	1,03	0,41	0,08	0,23
A (%)	6,05	9,76	14,26	16,35	14,7	11,84	10,03	9,35	4,51	1,8	0,37	0,99

III.5.2- Caractéristiques de l'écoulement :

A- Module d'écoulement :

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

Avec :

A₀ : Apport moyen annuel (litre)

T : Temps d'une année en secondes

B- Module de l'écoulement relatif :

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

Avec :

M_e : Module de l'écoulement (l/s)

S : Surface du bassin versant (km²)

C- lame d'eau écoulée :

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

Avec :

A_0 : Apport moyen annuel (Hm^3)

S : Surface du bassin versant (Km^2)

D- Coefficient d'écoulement :

$$C_e = \frac{L_e}{P_0} \quad (\text{III.36})$$

Avec :

L_e : lame d'eau écoulée (mm)

P_0 : Pluie moyenne annuelle (mm)

Tableau III.25 : Caractéristiques de l'écoulement

Caractéristiques	Unité	Valeurs
Module d'écoulement	l/s	725,52
Module d'écoulement relatif	l/s/km ²	6,51
Lame d'eau écoulé	mm	205,15
Coefficient d'écoulement	-	0,253

III.5.3- Coefficient de variation :

La variabilité de l'apport annuel est caractérisée par le coefficient de variation C_v , estimé dans notre cas, à l'absence d'information hydrométrique, par des formules empiriques :

- **Formule de SOKOLOVSKY :**

$$C_v = a - 0.063 \times \text{Log}_{10}(S + 1) \quad (\text{III.37})$$

Avec :

$$a = 0.78 - 0.29 \times \text{Log}_{10}(M_0) \quad (\text{III.38})$$

- **Formule de Kristekly Menkel :**

$$C_v = \frac{0,83}{S^{0,06} M_0^{0,27}} \quad (\text{III.39})$$

Où :

M_0 : Module d'écoulement relatif (l/s/Km^2)

S : Surface du bassin versant (Km^2)

Tableau III.26 : Coefficient de variation C_v

Formule	C_v
SOKOLOVSKY	0,415
Kristeley Menkel	0,377
Moyenne	0,396

D'après les résultats obtenus on opte pour $C_v = 0.377$.

III.5.4- Irrégularité des apports :

III.5.4.1- Apports fréquents :

Les apports fréquents sont donnés par la loi qui suit :

$$A_{(p\%)} = \frac{A_0}{\sqrt{(C_v^2 + 1)}} e^{\mu\sqrt{\ln(C_v+1)}} \quad (\text{III.40})$$

Avec :

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

μ : Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel (hm^3).

C_v : Coefficient de variation.

Tableau III.27 : Les apports fréquents $A_{(p\%)}$

T (ans)	10000	1000	100	50	20	10	5
Fréquence P (%)	0,001	0,1	1	2	5	10	80
Variable de Gauss μ	3,72	3,08	2,33	2,05	1,64	1,28	0,84
$A_{(p\%)}$ (mm)	83,1	65,8	50,06	45,2	38,93	34,14	27,82

III.5.4.2- Répartition mensuelle des apports $A_{80\%}$:

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

$$A_{80\%} = [(C_v * F_{p\%}) + 1] * A_0 \quad (\text{III.41})$$

Et d'après le tableau de Rybkine-Foster on prend : $F_{80\%} = 0.84$.

Il en résulte :

Tableau III.28 : Moyenne mensuelle des apports de fréquence 80%

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Annuelle
A (Mm ³)	1,38	2,23	3,26	3,74	3,36	2,71	2,29	2,14	1,03	0,41	0,08	0,23	22,88
A (%)	6,05	9,76	14,26	16,35	14,7	11,84	10,03	9,35	4,51	1,8	0,37	0,99	100
A80% (Mm ³)	1,68	2,72	3,97	4,55	4,09	3,29	2,79	2,60	1,25	0,50	0,10	0,28	27,82

III.5.5- Apports solides :

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 Boulatane nous opterons pour un calcul empirique en utilisant les formules suivantes :

A- Formule de Tixeront :

$$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\gamma_s} \quad (\text{III.42})$$

Avec :

$$Q_s = \alpha \cdot L_e^{0,15} \cdot S \quad (\text{III.43})$$

B- Méthode liée à l'érosion spécifique (Fournier) :

$$V_m = \frac{E_s \cdot T \cdot S}{\gamma_s} \quad (\text{III.44})$$

Avec :

$$E_s = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_a} \right)^{2,65} \left(\frac{h^2}{s} \right)^{0,46} \quad (\text{III.45})$$

Où :

Q_s : Débit solide en [tonne/an].

γ_s : Poids spécifique des sédiments [1,7t/m³].

T : Temps d'exploitation [T = 50 ans]

α : Caractéristique de perméabilité.

P_m : Pluie mensuelle du moins le plus pluvieux (mm)

P_a : Pluie moyenne annuelle (mm)

h : (Hmax - Hmin) (m)

E_s : L'érosion spécifique (t/ Km² / ans)

S : Surface du bassin versant (Km²)

Tableau III.29 : Les résultats des volumes morts

Formule	Volume Mort (m ³)
Tixeront	3867604,51
Fourier	2800947.32

D'après les résultats obtenus on choisit la formule de Tixeront car elle nous met dans le cas le plus défavorable possible. Donc le volume mort du barrage pour une durée de vie estimé à 50 années est égale à : $V_m = 3,87 \text{ Mm}^3$

III.6- Etude des Crues :

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer les Hydrogrammes des crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maximums probables correspondants.

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

Les paramètres définissant une crue sont :

- ✓ Le débit maximum (débit de pointe).
- ✓ Le volume.
- ✓ Le temps.
- ✓ La forme (l'hydrogramme de crues).

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

III.6.1- Estimation du débit maximum :

A- Formule de Mallet-Gauthier :

Dans leur étude sur les problèmes de l'eau en Algérie, ils ont établi une formule exprimant le débit maximum de crue en fonction des précipitations, de la surface du bassin versant et d'un coefficient K caractéristiques géographique et climatique du bassin versant.

$$Q_{\max, P\%} = 2K \times \log(1+20P) \times \frac{S}{\sqrt{L}} \times \sqrt{1+4\log T - \log S} \quad (\text{III.46})$$

Avec :

- K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1-3, on prend (K=2)
- P : Précipitation moyenne annuelle en m
- S : Surface du bassin versant en Km²
- L : Longueur du talweg principale en Km
- T : Période de retour

B- Formule de Sokolovsky :

$$Q_{\max,P\%} = \frac{0,28x(P_{ct}-H_0)x\alpha xS}{t_c} x f \tag{III.47}$$

Avec :

- S : Superficie du bassin versant.
- P_{tc} : Pluies de courte durée.
- H₀ : Perte d'eau initiale. Au nord d'Algérie H= 7mm.
- T_c : Temps de concentration.
- α : Coefficient de ruissellement du bassin versant.
- f : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

Tableau III.30 : Valeur de α en fonction de la fréquence

Fréquence (%)	10	2	1	0.5	0.1
α	0.61	0.62	0.63	0.64	0.65

Et :

$$f = \left[\frac{12}{4+3\gamma} \right] \tag{III.48}$$

Tel que : pour un bassin boisé avec un sol peut perméable $2 \leq \gamma \leq 2.5$
 On prend : $\gamma = 2$ D'où : $f = 1.2$

C- Formule de Turraza :

$$Q_{\max,P\%} = \frac{C x I_t x S}{3,6} \tag{III.49}$$

Avec :

- S : Superficie du bassin versant (Km²).
- C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.
- I_t : Intensité des pluies pour une fréquence donnée [mm/h].

Les pluies de courte durée sont calculées par la formule suivante :

$$P_{ct} = P_{j,max} \left(\frac{t_c}{24} \right)^b \quad (III.50)$$

Avec :

P_{ct} : Pluie de courte durée de fréquence donnée (mm).

$P_{j,max}$: Pluie max. journalière de même fréquence (mm). t_c : Temps de concentration (heure).

b : Coefficient climatique tel que $b=0,33$.

Il en résulte :

Tableau III.31 : Pluies de courte durée pour des différentes fréquences

T (ans)	10000	1000	100	50	20	10	5
Fréquence %	0,01	0,1	1	2	5	10	20
$P_{j,max}$ % (mm)	206	165	126	114	98,8	86,9	74,4
P_{ct} (mm)	93,06	74,54	56,92	51,50	44,63	39,26	33,61

Les résultats des trois formules de calcul du débit maximum sont :

Tableau III.32 : Débit maximal de crue pour différentes périodes de retour

T (ans)	Fréquence	$Q_{max P\%}$ (m3/s)			
		M-G	Sokolovsky	Turraza	Moyenne
10000	0,01	1333,70	1087,46	1201,28	1207,48
1000	0,1	1107,83	836,08	855,28	933,06
100	1	850,10	600,74	571,48	674,11
50	2	762,01	529,37	480,12	590,50
20	5	634,62	439,89	384,10	486,21
10	10	524,78	370,74	309,68	401,73
5	20	394,44	299,19	241,03	311,55

En vue des résultats obtenus, on se basera sur les résultats donnés par la formule de Sokolovsky car elle se rapproche le plus de la moyenne.

III.6.2- Hydrogramme de crue :

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

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

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

A- Pour la montée de crue :

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \quad (\text{III.51})$$

B- Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{\max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \quad (\text{III.52})$$

Avec :

t_m : Temps de montée et de décrue.

t_d : Temps de décrue.

m, n : Puissances des paraboles pour les bassins de petites gabarits $m=3$ et $n=2$.

On a :

- $t_m = t_c = 2,16 \text{ h}$
- $t_d = 2 t_m = 4,32 \text{ h}$
- $t_b = t_m + t_d = 6,48 \text{ h}$

Les résultats de calcul des débits de la crue ainsi que l'hydrogramme de crue par la méthode empirique pour les différentes périodes de retour sont comme suit :

Tableau III.33 : Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour

T (ans)	10000	1000	100	50	20	10	5
Fréquence %	0,01	0,1	1	2	5	10	20
Q _{max} %	1087,46	836,08	600,74	529,37	439,89	370,74	299,19
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,25	14,57	11,20	8,05	7,09	5,89	4,97	4,01
0,50	58,27	44,80	32,19	28,37	23,57	19,87	16,03
0,75	131,11	100,80	72,43	63,82	53,04	44,70	36,07
1,00	233,08	179,20	128,76	113,46	94,28	79,46	64,13
1,25	364,19	280,00	201,19	177,28	147,32	124,16	100,20
1,50	524,43	403,20	289,71	255,29	212,14	178,79	144,29
1,75	713,81	548,80	394,33	347,48	288,75	243,36	196,39
2,00	932,32	716,80	515,04	453,85	377,14	317,85	256,51
2,16	1087,46	836,08	600,74	529,37	439,89	370,74	299,19
2,41	909,38	699,16	502,37	442,68	367,86	310,03	250,20
2,66	751,89	578,08	415,36	366,01	304,15	256,34	206,86
2,91	613,72	471,85	339,03	298,75	248,26	209,23	168,85
3,16	493,60	379,50	272,68	240,28	199,67	168,28	135,80
3,41	390,28	300,06	215,60	189,99	157,87	133,06	107,38
3,66	302,49	232,56	167,10	147,25	122,36	103,13	83,22
3,91	228,96	176,03	126,48	111,46	92,62	78,06	62,99
4,16	168,43	129,50	93,05	81,99	68,13	57,42	46,34
4,41	119,64	91,98	66,09	58,24	48,40	40,79	32,92
4,66	81,32	62,52	44,92	39,58	32,89	27,72	22,37
4,91	52,20	40,13	28,84	25,41	21,12	17,80	14,36
5,16	31,02	23,85	17,14	15,10	12,55	10,58	8,54
5,41	16,52	12,70	9,13	8,04	6,68	5,63	4,55
5,66	7,44	5,72	4,11	3,62	3,01	2,54	2,05
5,91	2,50	1,92	1,38	1,22	1,01	0,85	0,69
6,16	0,44	0,34	0,24	0,22	0,18	0,15	0,12
6,48	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Il en résulte l'hydrogramme suivant :

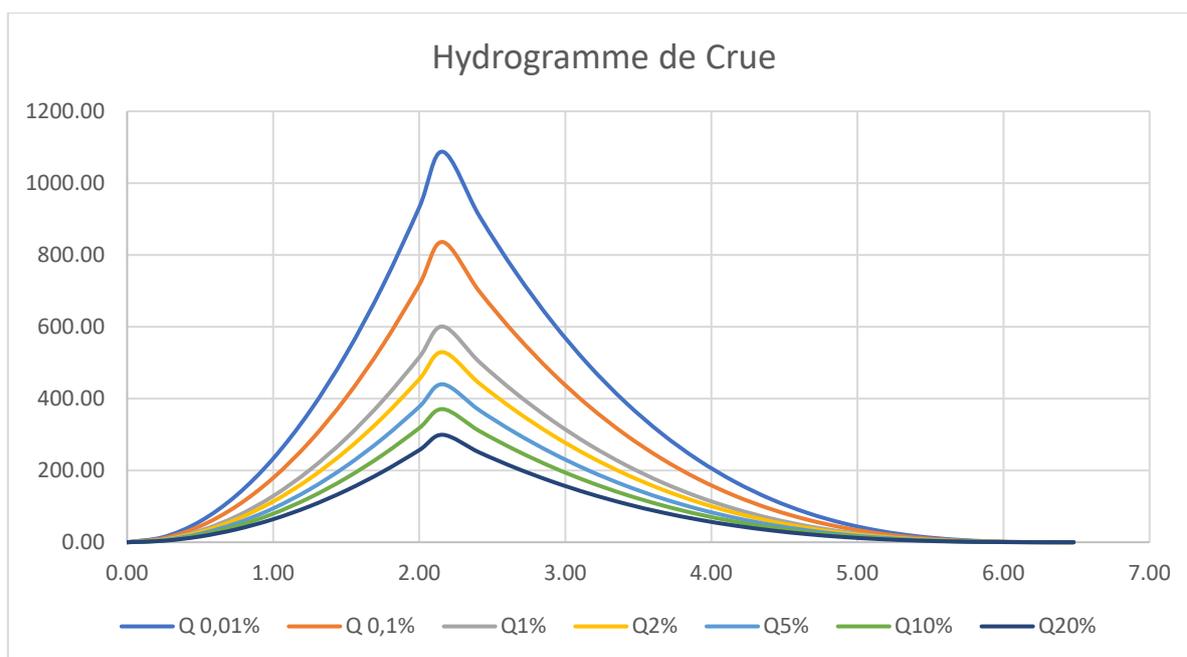


Figure III.16 : Hydrogramme de crue pour diverses périodes de retour

III.6.3- Choix de la crue de projet et de chantier :

III.6.3.1- Crue de projet :

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

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

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

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

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

Tableau III.34 : Recommandation des choix de la crue de projet

CATEGORIE DES DOMMAGES	Crue de projet recommande
Elevés : - perte de vie - DOMMAGES CONSIDERABLES	1/100000 à 1/10000
Importants : - pas de pertes de vies - DOMMAGES IMPORTANTS	1/10000 à 1/1000
Faibles : - pas de perte de vies - DOMMAGES LEGERS	1/1000 à 1/100

Constat : Le barrage de Boulatane est à l'amont d'une vaste plaine de terrains agricoles de plus les villes de Bouteldja et Berrihane qui enregistre une densité de population assez importante se situe dans les alentours du barrage.

Conclusion : En vue des données qu'on a et des dégâts considérables conjugués au risque de perte de vie probable que peut occasionner une éventuelle rupture du barrage, le choix de la crue de projet a été fixé pour une période de retour de 10000 ans.

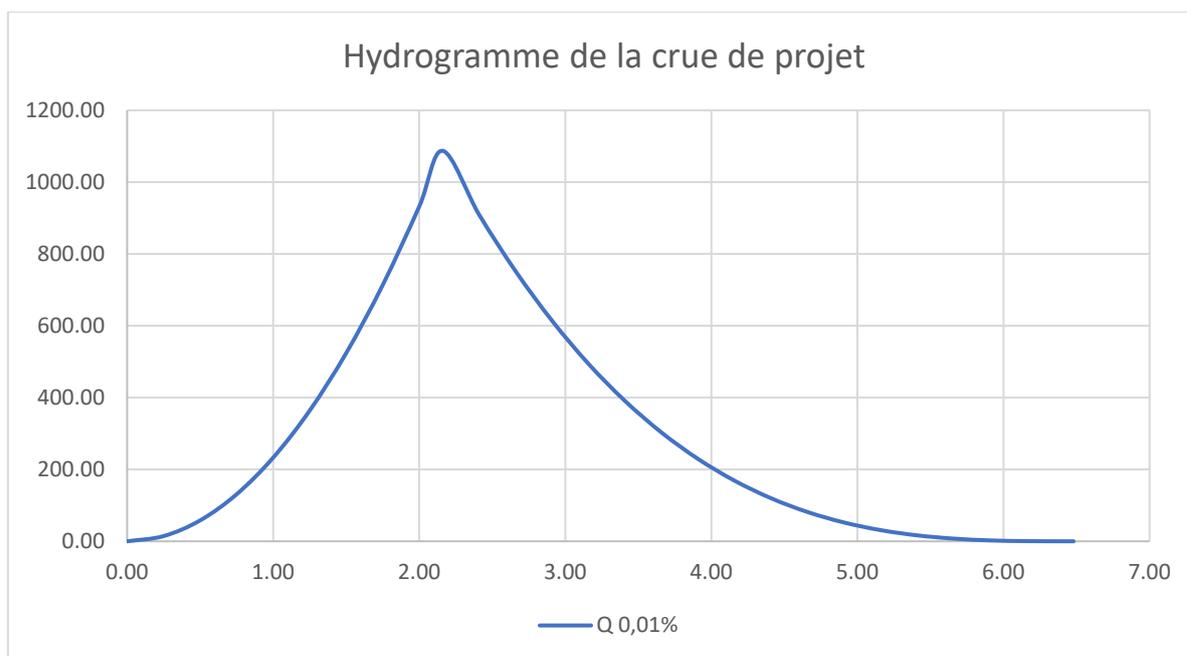


Figure III.17 : Hydrogramme de la crue de projet

III.6.3.2- Crue de chantier :

La crue présente l'une des phases du régime d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux des eaux élevées, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses.

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il va falloir faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues. A ce titre, le choix de la crue dépend du degré de risque admis.

Donc, en prenant en compte toutes ces exigences, le choix de la crue (20 ans) serait le plus adapté pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.

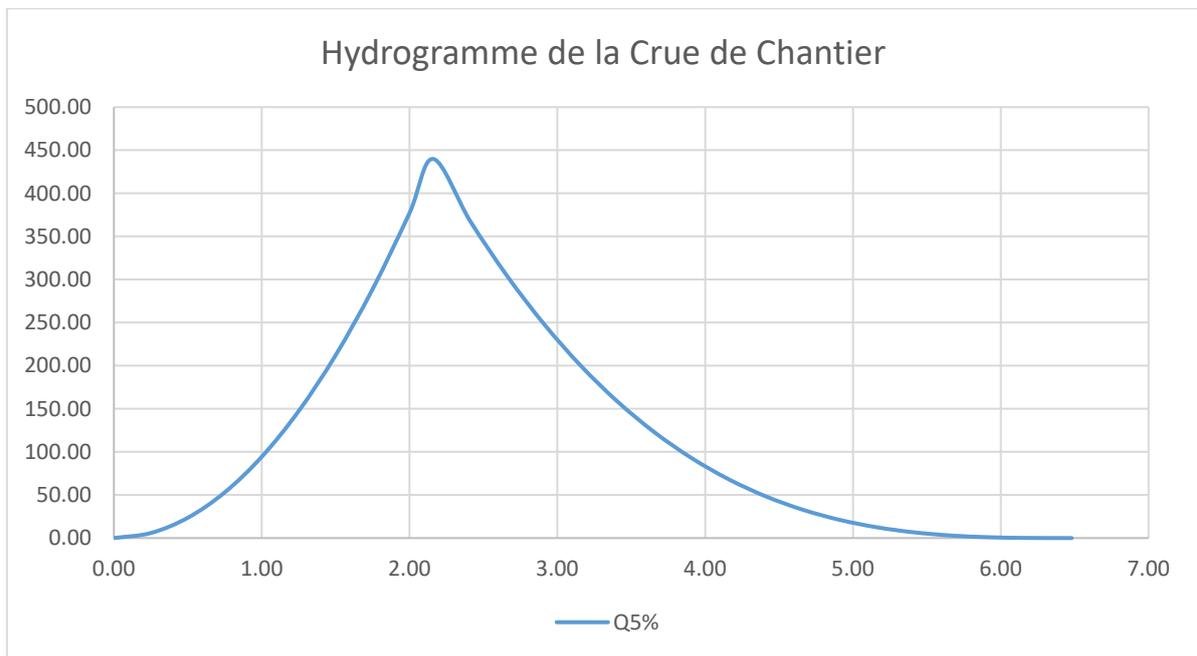


Figure III.18 : Hydrogramme de la crue de chantier

III.6.4- Volume de la crue

Le volume est déterminé sur la base de l'hydrogramme de crue par considération que ce dernier est sous forme triangulaire et on calcule la surface engendrée par cette forme géométrique pour avoir notre volume de crue pour une période de retour de 100 ans.

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_{\text{Crue}} = \frac{t_b \cdot Q_{\text{max}0,01\%}}{2} \quad (\text{III.53})$$

Avec : t_b : Temps de base (6,48h)

Donc : $V_{\text{Crue}} = 12,68 \text{ Mm}^3$

III.7- Etude de régularisation :

III.7.1- Objectif et méthodologie :

L'étude de régularisation a pour objectif d'établir la capacité du barrage sur l'Oued Boulatane de façon que la régularisation annuelle des apports soit optimum.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- ✓ La régularisation saisonnière.
- ✓ La régularisation interannuelle.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

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

III.7.2- Répartition mensuelle des besoins :

La vocation du barrage de Boulatane est de subvenir en besoin d'irrigation tout en sachant qu'il est entouré d'une vaste plaine agricole dont les besoins sont estimés comme suit :

Tableau III.35 : Répartition mensuelle des besoins en irrigation

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Avr.	Mai.	Juin.	Juill.	Août.
U 80% (%)	4.84	1.98	0.44	0	0	0.22	1.76	7.03	18.68	24.4	26.37	14.29
U 80% (Mm ³)	1,36	1,12	0,32	0	0	0,2	0,48	0,829	2,203	3,277	3,876	4,291

III.7.3- Répartition mensuelle des apports :

La répartition des apports mensuelles est comme suit :

Tableau III.36 : Répartition mensuelle des apports A_{80%}

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout
A (%)	6,05	9,76	14,26	16,35	14,7	11,84	10,03	9,35	4,51	1,8	0,37	0,99
A80% (Mm ³)	1,68	2,72	3,97	4,55	4,09	3,29	2,79	2,60	1,25	0,50	0,10	0,28

III.7.4- Courbe Surface-Hauteur-Capacité :

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

Le calcul des volumes se fait selon la démarche suivante :

$$V_i = V_{i-1} + \Delta V_i \tag{III.54}$$

Avec :

$$\Delta V_i = \left(\frac{S_i + S_{i-1}}{2} \right) \Delta H_i \tag{III.55}$$

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

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

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

ΔV_i : Volume compris entre deux courbes de niveau successives en m^3 .

Tableau III.37 : résultats des surfaces et volumes en fonction de la hauteur

Côte (m)	H (m)	S (km ²)	Smoy (km ²)	DH (m)	DV (Mm3)	V (Mm3)
14	0	0,00				0
			0,11	2	0,21052632	
16	2	0,21				0,21
			0,39	2	0,78947368	
18	4	0,58				1,00
			0,71	2	1,42105263	
20	6	0,84				2,42
			0,99	2	1,97368421	
22	8	1,13				4,39
			1,28	2	2,55263158	
24	10	1,42				6,95
			1,58	2	3,15789474	
26	12	1,74				10,11
			1,95	2	3,89473684	
28	14	2,16				14,00
			2,34	2	4,68421053	
30	16	2,53				18,68
			2,71	2	5,42105263	
32	18	2,89				24,11
			3,12	2	6,23684211	
34	20	3,34				30,34
			3,66	2	7,31578947	
36	22	3,97				37,66
			4,30	2	8,60526316	
38	24	4,63				46,26
			5,22	2	10,4315789	
40	26	5,8				56,69
			6,28	2	12,55	
42	28	6,75				69,24
			7,13	2	14,25	
44	30	7,5				83,49

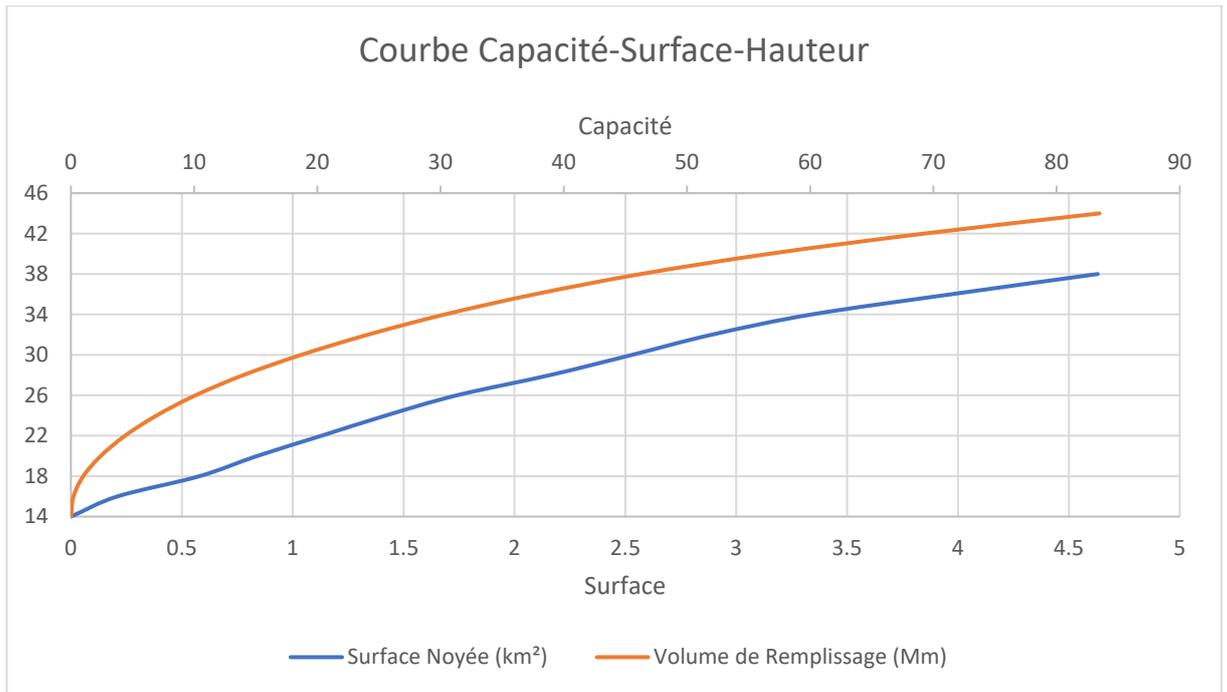


Figure III.19 : Courbe capacité-surface-hauteur

III.7.5- Régularisation saisonnière :

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

- ✓ L'apport annuel $A_{80\%}$
- ✓ La consommation totale.
- ✓ Le volume mort de la retenue.
- ✓ Les pertes par infiltrations et évaporation

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant la méthode du bilan hydrique

- ✓ Détermination de la période à bonne hydraulité.
- ✓ Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- ✓ Calcul des volumes excédentaires et déficitaires " V_s " et " V_d ".
- ✓ Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

Les calculs se font comme suit :

$$V_{rf} = V_{ri} + (W - U - \Pi) \tag{III. 56}$$

Avec :

- V_{rf}, V_{ri} : Volume de remplissage final et initial (Mm^3)
- U : Besoin à satisfaire (Mm^3)
- S : Volume excédentaire à évacuer (Mm^3)
- Π : Perte par évaporation et infiltration (Mm^3)
- W : l'Apport (Mm^3)

III.7.5.1- La période de bonne hydraulicité :**Tableau III.38 :** Résultats de détermination de la période de bonne hydraulicité

Mois	sept	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	mars	avril	mai	juin	juil.	aout	Total
A80% (Mm3)	1,68	2,72	3,97	4,55	4,09	3,29	2,79	2,60	1,25	0,50	0,10	0,28	27,82
U 80% (Mm3)	1,36	1,12	0,32	0	0	0,2	0,48	0,829	2,203	3,277	3,876	4,291	17,96
A-U (Mm3)	0,32	1,60	3,65	4,55	4,09	3,09	2,31	1,77	-0,95	-2,78	-3,77	-4,02	9,87
Somme	21,38						-11,51						

D'après le tableau la période de bonne hydraulicité est comprise entre les mois de septembre et avril.

III.7.5.2- Régularisation sans tenir compte des pertes :

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

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution, s'appelle temps de fonctionnement.

Donc le calcul du volume utile nécessite la connaissance du deux types de fonctionnement de la retenue :

- **1ère Consigne d'exploitation :** Elle consiste à remplir le barrage, lors des crues, Jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR). Ensuite restituer l'excédent d'eau qui est déversée par l'évacuateur de surface. Le niveau de remplissage initial est fixé au remplissage final qui est déterminé pour chaque mois, en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.
- **2ème Consigne d'exploitation :** Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de fond.

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

Tableau III.39 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes									
				1 ^{ere} consigne			2 ^{eme} consigne		
Mois	W (Mm3)	U (Mm3)	W-U (Mm3)	V _{rf} (Mm3)	V _{ri} (Mm3)	S (Mm3)	V _{rf} (Mm3)	V _{ri} (Mm3)	S (Mm3)
					3,87		3,87	3,87	
Septembre	1,68	1,36	0,32	4,19	4,19		3,55	3,87	0,32
Octobre	2,72	1,12	1,60	5,79	5,79		2,27	3,87	1,60
Novembre	3,97	0,32	3,65	9,44	9,44		0,22	3,87	3,65
Décembre	4,55	0	4,55	13,98	11,51	2,47	-0,68	3,87	4,55
Janvier	4,09	0	4,09	15,60	11,51	4,09	0,24	3,87	3,63
Février	3,29	0,2	3,09	14,60	11,51	3,09	4,33	4,33	
Mars	2,79	0,48	2,31	13,82	11,51	2,31	7,43	7,43	
Avril	2,60	0,829	1,77	13,28	11,51	1,77	9,74	9,74	
Mai	1,25	2,203	-0,95	10,56	10,56	0,00	12,46	11,51	-0,95
Juin	0,50	3,277	-2,78	7,79	7,79	0,00	14,29	11,51	-2,78
Juillet	0,10	3,876	-3,77	4,01	4,01	0,00	11,66	11,51	-0,15
Août	0,28	4,291	-4,02	0,00	3,87	-3,87	7,89	7,89	
Total	27,82	17,96	9,87			9,87	3,87	3,87	9,87

On a :

$$V_s > V_d$$

- La retenue fonctionne à un seul temps.

Alors :

$$V_u = V_d = 11,51 \text{ Mm}^3$$

Ce qui nous donne :

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 15,38 \text{ Mm}^3$$

Donc :

$$NNR = 28,94 \text{ m}$$

III.7.5.3- Régularisation en tenant compte des pertes :

- **Estimation des pertes par évaporation :**

$$V_{ep} = E_s \times S_{moy} \quad (III. 56)$$

Avec :

V_{ep} : Volume perdu par évaporation

E_s : Evaporation mensuelle (m)

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspondant à V_{moy} .

- **Estimation des pertes par infiltration :**

$$V_{inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \quad (III. 57)$$

Avec :

V_{inf} : Volume perdu par infiltration

δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette

V_{moy} : Volume moyen

Tableau III.40 : Valeur de δ en fonction des conditions hydrogéologiques

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	δ	
		Année	Mois
Sol a faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0.5 à 1.0
Sol à perméable moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1.5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1.5 à 3.0

La cuvette présente un sol peu perméable, on prend $\delta = 0,75$.

Tableau III.41: Calcul des pertes (1^{ère} Approximation)

Mois	Vri (Mm3)	Vmoy (Mm3)	Smoy (Mm3)	Es	Vevp (Mm3)	Vinf (Mm3)	Π (Mm3)
Septembre	3,87	4,03	1,133	0,133	0,151	0,0302	0,1809
	4,19						
Octobre	5,79	4,99	1,268	0,111	0,141	0,0374	0,1781
Novembre	9,44	7,61	1,523	0,077	0,117	0,0571	0,1743
Décembre	11,51	10,47	1,754	0,073	0,128	0,0785	0,2066
Janvier	11,51	11,51	1,863	0,075	0,140	0,0863	0,2260
Février	11,51	11,51	1,863	0,065	0,121	0,0863	0,2074
Mars	11,51	11,51	1,863	0,086	0,160	0,0863	0,2465
Avril	11,51	11,51	1,863	0,092	0,171	0,0863	0,2577
Mai	10,56	11,04	1,810	0,107	0,194	0,0828	0,2764
Juin	7,79	9,17	1,643	0,129	0,212	0,0688	0,2808
Juillet	4,01	5,90	1,371	0,171	0,234	0,0442	0,2786
Août	3,87	3,94	1,119	0,152	0,170	0,0296	0,1996

Les résultats de la régularisation saisonnière sont :

Tableau III.42 : Régularisation saisonnière tenant compte des pertes (1^{ère} Approximation)

Mois	Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes								
				1ere consigne			2eme consigne		
	Π (Mm3)	W-U (Mm3)	W-U-Π (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
Septembre					3,87		3,87	3,87	
	0,18	0,32	0,14	4,01	4,01		3,73	3,87	0,14
Octobre	0,1781	1,60	1,42	5,43	5,43		2,45	3,87	1,42
Novembre	0,1743	3,65	3,47	8,90	8,90		0,40	3,87	3,47
Décembre	0,2066	4,55	4,34	13,24	13,24		-0,47	3,87	4,34
Janvier	0,2260	4,09	3,86	17,11	14,02	3,09	3,69	3,87	0,18
Février	0,2074	3,09	2,89	16,91	14,02	2,89	7,56	7,56	
Mars	0,2465	2,31	2,06	16,08	14,02	2,06	10,44	10,44	
Avril	0,2577	1,77	1,51	15,53	14,02	1,51	12,51	12,51	
Mai	0,2764	-0,95	-1,22	12,80	12,80		15,24	14,02	-1,22
Juin	0,2808	-2,78	-3,06	9,74	9,74		15,19	14,02	-1,17
Juillet	0,2786	-3,77	-4,05	5,69	5,69		12,14	12,14	
Août	0,1996	-4,02	-4,22	1,47	3,87	-2,40	8,09	8,09	
Total	2,71	9,87	7,15	3,87	3,87	7,15	3,87	3,87	7,15

On a :

$$V_s > V_d$$

→ La retenue fonctionne à un seul temps.

→

Alors :

$$V'_u = V'_d = 14,02 \text{ Mm}^3$$

Ce qui nous donne

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 17,89 \text{ Mm}^3$$

Donc :

$$\text{NNR} = 30,12 \text{ m}$$

- **Estimation de l'erreur :**

Il faut que l'erreur soit comprise entre $1\% < \varepsilon < 2\%$ sinon fait une autre itération :

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V'_u} \cdot 100 \quad (\text{III.58})$$

On a :

$$\varepsilon = 17,9 \%$$

Donc

$\varepsilon > 2\%$, Donc on doit refaire une nouvelle approximation.

- **Deuxième approximation :**

En suivant la même démarche que pour la première approximation on refait le calcul des pertes ainsi que celui de la régularisation saisonnière en prenant le volume de remplissage final de la première approximation pour calculer les pertes de la deuxième approximation.

Tableau III.43 : Calcul des pertes (2^{ème} Approximation)

Mois	Vri (Mm3)	Vmoy (Mm3)	Smoy (Mm3)	Es	Vevp (Mm3)	Vinf (Mm3)	Π (Mm3)
Septembre	3,87	3,94	1,119	0,133	0,149	0,0296	0,1783
	4,01						
Octobre	5,43	4,72	1,233	0,111	0,137	0,0354	0,1722
Novembre	8,90	7,17	1,487	0,077	0,114	0,0537	0,1682
Décembre	12,60	10,75	1,781	0,073	0,130	0,0806	0,2106
Janvier	14,02	13,31	2,123	0,075	0,159	0,0998	0,2591
Février	14,02	14,02	2,260	0,065	0,147	0,1052	0,2521
Mars	14,02	14,02	2,260	0,086	0,194	0,1052	0,2995
Avril	14,02	14,02	2,260	0,092	0,208	0,1052	0,3131
Mai	12,80	13,41	2,141	0,107	0,229	0,1006	0,3006
Juin	9,74	11,27	1,835	0,129	0,237	0,0845	0,3163
Juillet	5,69	7,71	1,530	0,171	0,262	0,0578	0,3479
Août	3,87	4,78	1,240	0,152	0,189	0,0358	0,2809

Tableau III.44 : Régularisation saisonnière tenant compte des pertes (2^{ème} Approximation)

Mois	Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes								
				1ere consigne			2eme consigne		
	Π (Mm3)	W-U (Mm3)	W-U-Π (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
Septembre					3,87		3,87	3,87	
	0,18	0,32	0,14	4,01	4,01		3,73	3,87	0,14
Octobre	0,1722	1,60	1,42	5,44	5,44		2,45	3,87	1,42
Novembre	0,1682	3,65	3,48	8,92	8,92		0,39	3,87	3,48
Décembre	0,2106	4,55	4,34	13,25	13,25		-0,27	3,87	4,14
Janvier	0,2591	4,09	3,83	17,09	14,21	2,88	4,07	4,07	0,00
Février	0,2521	3,09	2,84	17,05	14,21	2,84	7,90	7,90	
Mars	0,2995	2,31	2,01	16,22	14,21	2,01	10,74	10,74	
Avril	0,3131	1,77	1,46	15,67	14,21	1,46	12,75	12,75	
Mai	0,3006	-0,95	-1,25	12,96	12,96		15,46	14,21	-1,25
Juin	0,3163	-2,78	-3,09	9,87	9,87		15,38	14,21	-1,17
Juillet	0,3479	-3,77	-4,12	5,75	5,75		12,29	12,29	
Août	0,2809	-4,02	-4,30	1,45	3,87	-2,42	8,17	8,17	
Total	3,10	16,03	12,93	3,87	3,87	6,77	3,87	3,87	6,77

On a :

$$V_s > V_d$$

→ La retenue fonctionne à un seul temps.

Alors :

$$V'_u = V'_d = 14,21 \text{ Mm}^3$$

Ce qui nous donne

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 18,08 \text{ Mm}^3$$

Donc :

$$\text{NNR} = 30,5 \text{ m}$$

On vérifie l'erreur :

$$1\% < \varepsilon = 1,34\% < 2\%$$

La condition est vérifiée donc on n'a pas besoin d'une autre itération.

III.8- Laminage de crue :

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot d \quad (\text{III. 59})$$

Avec :

Q : Débit entrant de la crue.

q : Débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé). S : Surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot dh/dt \quad (\text{III. 60})$$

Où :

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

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

III.8.1- Principe de la méthode

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

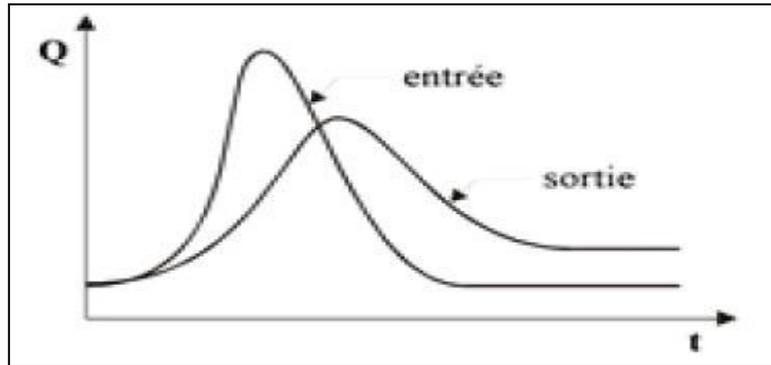


Figure III.20 : Principe du laminage de crue

Pour traduire le bilan d'eau, on utilise l'équation suivante :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \quad (\text{III.61})$$

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique (Courbe de tendance) avec son équation à condition que son coefficient de corrélation soit suffisamment proche de 1. La construction de la courbe se fait suivant l'équation :

$$2 \frac{S}{\Delta t} + O = f(O) \quad (\text{III.62})$$

Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir. Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.

Il est à noter que le stockage S et le débit de sortie dépendent de la profondeur h dans le réservoir. On se donne arbitrairement un certain nombre de valeurs de h pour couvrir adéquatement les plages de variation en période de crue et on construit le tableau suivant :

h_1	S_1	O_1	$2S_1 / \Delta t + O_1$
h_2	S_2	O_2	$2S_2 / \Delta t + O_2$
h_3	S_3	O_3	$2S_3 / \Delta t + O_3$
...
$h_n S_n O_n$			$2S_n / \Delta t + O_n$

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

Le calcul se fera pour plusieurs variantes (en variant la largeur du déversoir B) et sera suivis ensuite par une étude d'optimisation afin de déterminer la variante optimale du point de vue technico-économique. Pour se faire on aura besoin de la courbe surface hauteur de notre cuvette afin de déterminer la surface du plan d'eau en fonction de la hauteur de ce dernier.

III.8.2- Ordre de calcul de méthode de Muskingum :

Le débit de sortie est défini par la loi suivante :

$$Q = m.B.\sqrt{2g}.H^{3/2} \quad (\text{III.63})$$

Avec :

m : coefficient du débit égale à 0,49

B : La largeur du déversoir (m)

H : la charge déversée (m)

g : accélération de la gravité (m/s²)

Remarque : On prendra comme exemple dans les prochains calculs une valeur de B= 70 m. Ceci dit les instructions devront être reprises pour chaque variante de la largeur du déversoir.

Donc pour B=70 m l'équation (III.63) devient :

$$Q = 151,93H^{3/2} \quad (\text{III.64})$$

On procède ensuite à la modélisation de des courbes Capacité-Hauteur et Surface-Hauteur :

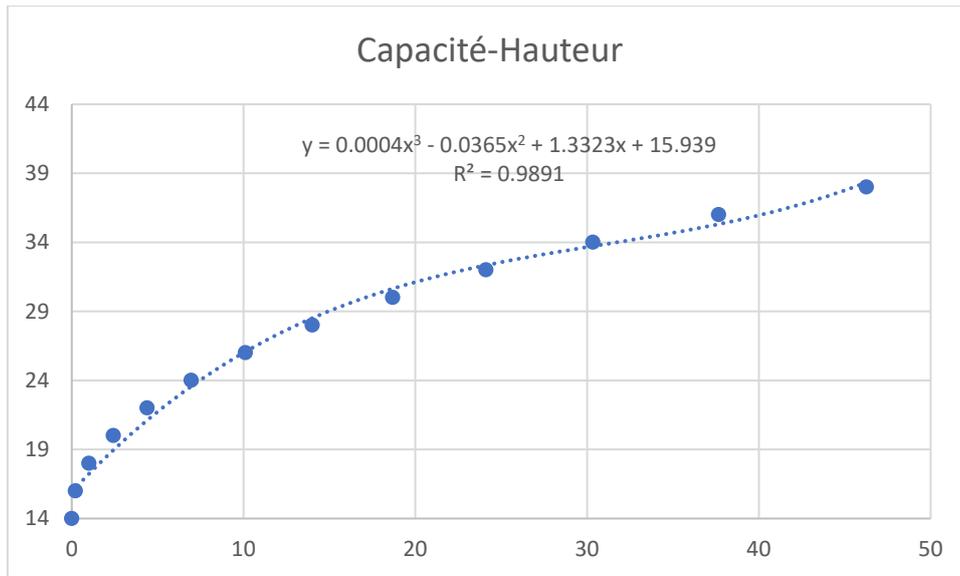


Figure III.21 : Courbe de tendance de la hauteur en fonction de la capacité

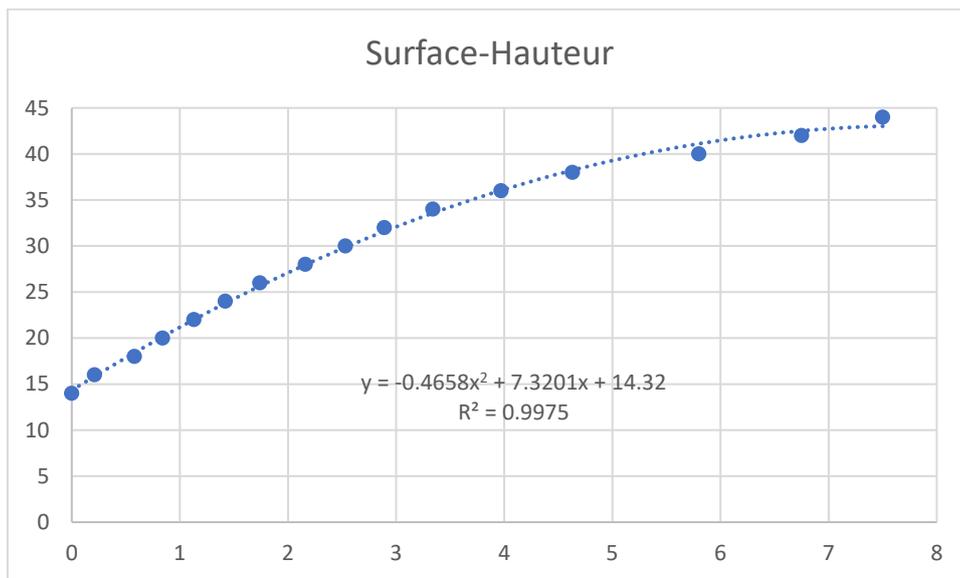


Figure III.22 : Courbe de tendance de la hauteur en fonction de la surface

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique de la cuvette $f(Q_s) = (2S/\Delta t + Q_s)$, tout en sachant qu'initialement $Q_s=0 \text{ m}^3/\text{s}$ et $H = 0 \text{ m}$ et donc $S = 0 \text{ m}^3$

La valeur maximale de débit d'entrée $Q_e = 1087,46 \text{ m}^3/\text{s}$, cette valeur nous permet de calculer au moyen de l'équation (III.63) la hauteur maximale déversée :

$$H_{\max} = 3,71 \text{ m}$$

On peut procéder maintenant au calcul de la courbe caractéristique de la cuvette :

Tableau III.45 : Calcul de la courbe caractéristique de la cuvette

H dev (m)	A (Km ²)	S (Mm ³)	O (m ³ /s)	(2S/dt)+O
0,00	2,540	0,000	0,00	0,00
0,50	2,650	1,325	53,70	1526,09
1,00	2,763	2,763	151,90	3221,37
1,50	2,877	4,315	279,06	5073,39
2,00	2,993	5,985	429,64	7079,69
2,50	3,110	7,776	600,44	9240,16
3,00	3,230	9,690	789,30	11555,71
3,50	3,351	11,730	994,63	14027,85
3,71	3,403	12,625	1085,47	15113,28

Ce tableau nous permet de dresser la courbe $f(Q_s) = \frac{2S}{\Delta t} + Q_s$:

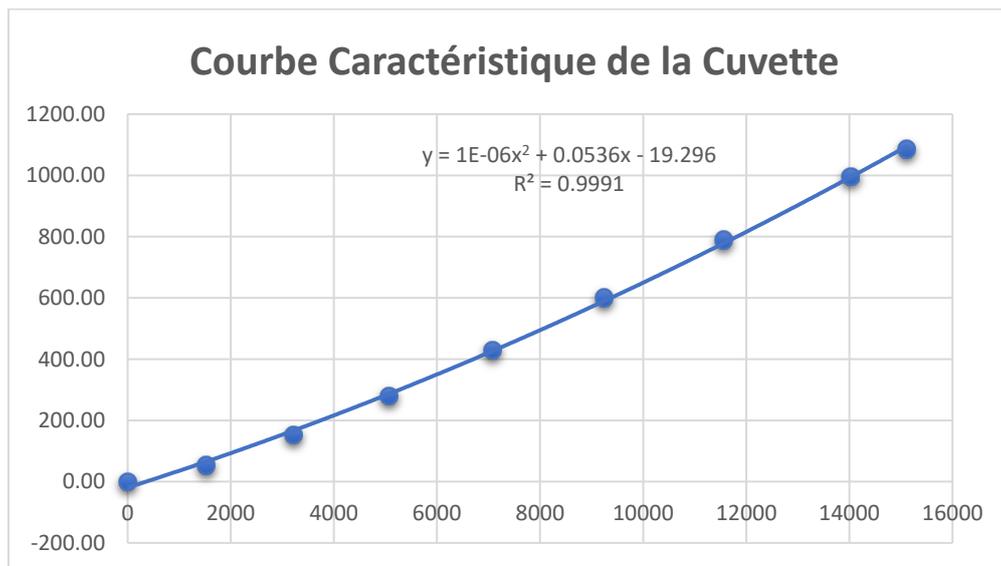


Figure III.23 : Courbe caractéristique de la cuvette

En utilisant l'équation de la courbe caractéristique du barrage en plus de l'équation (III.61) qui stipule :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1$$

On détermine l'hydrogramme de sortie, à savoir l'hydrogramme de crue laminée.

Tableau III.46 : Calcul de l'hydrogramme de sortie pour B= 70

Temps (Min)	I (m3/s)	I1+I2 (m3/s)	(2S/dt)+O (m3/s)	((2S/dt)+O)-2O	O (m3/s)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15	14,57	14,57	14,57	13,01	0,78
30	58,27	72,84	85,84	76,63	4,61
45	131,11	189,38	266,00	237,35	14,33
60	233,08	364,19	601,54	536,33	32,60
75	364,19	597,27	1133,60	1009,50	62,05
90	524,43	888,62	1898,12	1687,44	105,34
105	713,81	1238,24	2925,68	2594,93	165,38
120	932,32	1646,13	4241,06	3750,44	245,31
129,6	1087,46	2019,78	5770,23	5085,07	342,58
144,6	909,38	1996,84	7081,91	6222,42	429,74
159,6	751,89	1661,27	7883,69	6914,25	484,72
174,6	613,72	1107,32	8021,57	7032,96	494,30
189,6	493,60	883,88	7916,85	6942,81	487,02
204,6	390,28	692,77	7635,58	6700,44	467,57
219,6	302,49	531,45	7231,89	6352,03	439,93
234,6	228,96	397,39	6749,42	5934,78	407,32
249,6	168,43	288,07	6222,85	5478,31	372,27
264,6	119,64	200,96	5679,27	5005,94	336,66
279,6	81,32	133,51	5139,46	4535,68	301,89
294,6	52,20	83,22	4618,90	4081,09	268,91
309,6	31,02	47,55	4128,63	3651,95	238,34
324,6	16,52	23,96	3675,91	3254,83	210,54
339,6	7,44	9,94	3264,77	2893,47	185,65
354,6	2,50	2,94	2896,40	2569,13	163,64
369,6	0,44	0,44	2569,57	2280,91	144,33
388,8	0,00	0,00	2280,91	2025,99	127,46

Remarque : On refait les calculs précédents pour toute valeur de B, c'est-à-dire, pour chaque variante de largeur B du déversoir en déterminant la lame d'eau maximale déversé et de dresser la courbe caractéristique de la cuvette qui nous permettra par la suite d'avoir l'hydrogramme de sorti (laminé).

Les valeurs choisies dans notre cas sont :

- | | |
|------------|-------------|
| ✓ B = 60 m | ✓ B = 85 m |
| ✓ B = 65 m | ✓ B = 90 m |
| ✓ B = 70 m | ✓ B = 95 m |
| ✓ B = 75 m | ✓ B = 100 m |
| ✓ B = 80 m | |

On obtient les résultats suivants :

Tableau III.47 : Hydrogramme de sortie pour différentes largeurs du déversoir.

Temps (Min)	I (m ³ /s)	I1+I2 (m ³ /s)	O (m ³ /s)								
			b = 60	b = 65	b = 70	b = 75	b = 80	b = 85	b = 90	b = 95	b = 100
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15	14,57	14,57	0,71	0,75	0,78	0,81	0,85	0,88	0,91	0,95	0,98
30	58,27	72,84	4,21	4,41	4,61	4,80	4,99	5,18	5,35	5,58	5,75
45	131,11	189,38	13,12	13,71	14,33	14,96	15,52	16,10	16,60	17,31	17,85
60	233,08	364,19	29,94	31,25	32,60	34,19	35,42	36,69	37,79	39,33	40,70
75	364,19	597,27	57,16	59,56	62,05	65,53	67,76	70,08	72,08	74,86	77,90
90	524,43	888,62	97,39	101,30	105,34	112,37	115,96	119,69	122,89	127,34	133,48
105	713,81	1238,24	153,51	159,35	165,38	178,62	183,91	189,38	194,08	200,59	212,11
120	932,32	1646,13	228,71	236,89	245,31	268,82	276,07	283,56	289,98	298,85	319,07
129,6	1087,46	2019,78	320,98	331,64	342,58	380,75	389,94	399,40	407,51	418,67	450,81
144,6	909,38	1996,84	404,96	417,21	429,74	480,75	490,89	501,29	510,17	522,36	563,37
159,6	751,89	1661,27	459,60	472,05	484,72	540,11	549,83	559,76	568,19	579,69	620,92
174,6	613,72	1107,32	471,87	483,04	494,30	542,45	550,51	558,66	565,52	574,79	606,28
189,6	493,60	883,88	467,96	477,50	487,02	525,17	531,46	537,75	542,98	549,95	570,95
204,6	390,28	692,77	452,14	459,92	467,57	494,85	499,44	503,94	507,63	512,45	523,73
219,6	302,49	531,45	428,12	434,13	439,93	456,73	459,77	462,68	464,98	467,88	470,97
234,6	228,96	397,39	398,94	403,26	407,32	414,81	416,50	418,01	419,12	420,36	417,02
249,6	168,43	288,07	367,01	369,80	372,27	371,96	372,50	372,83	372,93	372,79	364,72
264,6	119,64	200,96	334,17	335,59	336,66	330,18	329,76	329,11	328,38	327,10	315,80
279,6	81,32	133,51	301,81	302,03	301,89	290,77	289,56	288,12	286,71	284,54	271,22
294,6	52,20	83,22	270,86	270,07	268,91	254,51	252,68	250,60	248,67	245,80	231,44
309,6	31,02	47,55	241,97	240,34	238,34	221,82	219,50	216,94	214,61	211,21	196,56
324,6	16,52	23,96	215,53	213,21	210,54	192,83	190,15	187,23	184,62	180,85	166,42
339,6	7,44	9,94	191,68	188,84	185,65	167,48	164,54	161,38	158,58	154,58	140,73
354,6	2,50	2,94	170,45	167,20	163,64	145,54	142,44	139,14	136,23	132,11	119,07
369,6	0,44	0,44	151,69	148,16	144,33	126,70	123,51	120,14	117,19	113,05	100,95
388,8	0,00	0,00	135,17	131,45	127,46	110,55	107,34	103,97	101,03	96,94	85,83

A partir du tableau (III.47) on trace les différentes courbes des hydrogrammes obtenus :

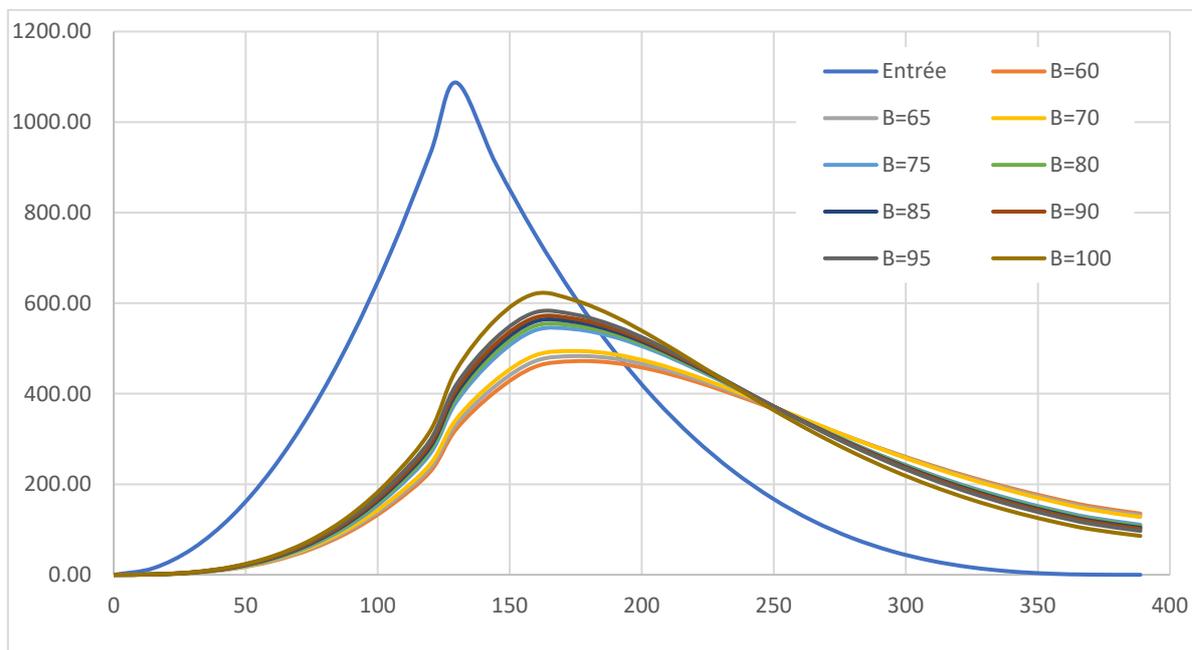


Figure III.24 : Hydrogramme d’entrée et de sortie pour diverses largeurs du déversoir

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.48 : Récapitulatif des résultats obtenus par la méthode de Muskingum

B (m)	Q_{lam} (m ³ /s)	H_d (m)	NSPHE (m)	$V_{forcé}$ (Mm ³)
60	471,87	2,36	32,86	9,09
65	483,04	2,27	32,77	8,82
70	494,30	2,20	32,70	8,59
75	542,45	2,23	32,73	8,70
80	550,51	2,16	32,66	8,47
85	559,76	2,10	32,60	8,28
90	568,19	2,04	32,54	8,10
95	579,69	1,99	32,49	7,96
100	620,92	2,02	32,52	8,04

III.9- Etude d'optimisation :

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la meilleure variante d'un point de vue technico-économique en prenant en considération la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

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

III.9.1- Calcul de la revanche R :

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H_v , de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue. Elle est donnée par la Formule de Davis (reprise par Post et Lond) :

$$R = 0,75H_v + \frac{V^2}{2g} \quad (\text{III.65})$$

Avec :

H_v : Hauteur des vagues (m).

V : Vitesse des vagues (m/s).

$$V = 1.5 + 2 H_v \quad (\text{III.66})$$

Pour la hauteur des vagues il existe plusieurs formules :

A- Formule de Stevenson Gaillard :

$$H_v = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt[4]{F} \quad (\text{III.67})$$

B- Formule de Mallet-Paquet :

$$H_v = 0,5 + 0,33\sqrt{F} \quad (\text{III.68})$$

C- Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \quad (\text{III.69})$$

Avec :

F : Longueur du Fetch (km)

Tableau III.49 : Résultats du calcul de la revanche

Formule	Hv (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson Gaillard	0,89	3,29	1,22
Mallet-Paquant	0,93	3,35	1,27
Simplifiée			1,39
Moyenne			1,29

D'après les résultats obtenus on opte pour une la valeur de la revanche :

$$\mathbf{R=1,3\ m}$$

III.9.2- Le tassement :

Le tassement est calculé au moyen des formule suivante :

$$T = 0,015H_b \quad (\text{III.70})$$

Avec :

T : Tassement de la crête du barrage

H_b : Hauteur du barrage

Le tassement est estimé à :

$$\mathbf{T= 0,5\ m}$$

III.9.3- Largeur en crête :

La largeur du barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et les éventuels pour les eaux ultérieurs.

Elle dépend de plusieurs facteurs et notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein.

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

A- Formule de KNAPPENT

$$B_{cr} = 1,65\sqrt{H_B} \quad (\text{III.71})$$

B- Formule de E.F. PREECE

$$B_{cr} = 1,1\sqrt{H_B} + 1 \quad (\text{III.72})$$

C- Formule Simplifié :

$$B_{cr} = 3,6\sqrt[3]{H_B} - 1 \quad (\text{III.73})$$

D- Formule Pratique :

$$B_{cr} = \frac{5}{3}\sqrt{H_B} \quad (\text{III.74})$$

Avec : H_B : Hauteur du barrage (m)

$$H_B = \text{NNR} - C_f + H_d + R + T \quad (\text{III.75})$$

Où

H_d : Hauteur d'eau déversant au-dessus du déversoir (m)

NNR : Côte du niveau normal de la retenue (m)

R : La revanche (m)

T : Tassement (m)

C_f : Côte de fond (m)

Les résultats du calcul de la largeur en crête selon les formules citées ci-dessus sont :

Tableau III.50 : Résultats du calcul de la largeur en crête

B (m)	H_d (m)	H_B (m)	Largeur en crête de barrage B_{cr}				
			KNAPPENT	E.F. PREECE	Simplifiée	Pratique	Moyenne
60	2,36	20,66	7,4996	5,9998	6,8781	7,5754	6,99
65	2,27	20,57	7,4837	5,9892	6,8641	7,5593	6,97
70	2,20	20,50	7,4699	5,9799	6,8520	7,5454	6,96
75	2,23	20,53	7,4763	5,9842	6,8576	7,5519	6,97
80	2,16	20,46	7,4631	5,9754	6,8460	7,5385	6,96
85	2,10	20,40	7,4517	5,9678	6,8360	7,5270	6,95
90	2,04	20,34	7,4411	5,9607	6,8266	7,5162	6,94
95	1,99	20,29	7,4327	5,9551	6,8192	7,5078	6,93
100	1,94	20,24	7,4232	5,9488	6,8108	7,4981	6,92

D'après les valeurs que présente le tableau ci-dessus on peut donc conclure que :

$$B_{cr} = 7\text{m}$$

III.9.4- Calcul du coût approximatif de la digue :

On calcule en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le calcul du volume suit l'enchaînement suivant :

- On calcule la hauteur de la tranche au point i :

$$H_i = NNR - C_{f_i} + H_d + R + T \quad (\text{III.76})$$

- On calcule la largeur de la base au point i :

$$B_i = (m_1 + m_2) H_i + B_{Cr} \quad (\text{III.77})$$

- On calcule la surface de la tranche correspondante au point i :

$$S_i = \frac{B_{Cr} + B_i}{2} H_i \quad (\text{III.78})$$

- On calcule le volume de la tranche correspondante au point i :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i-1}}{2} L_i \quad (\text{III.79})$$

- On calcule le volume total de la digue :

$$V_B = \sum_{i=1}^n V_i \quad (\text{III.80})$$

Avec :

H_d : Hauteur d'eau déversant au-dessus du déversoir (m)

NNR : Côte du niveau normal de la retenue (m)

R : La revanche (m)

T : Tassement (m)

C_{f_i} : Côte de fond (m)

B_{Cr} : La largeur en crête du barrage (m)

L_i : Longueur de la tranche au point i (m)

m_1 : Fruit du talus amont (m/m)

m_2 : Fruit du talus aval (m/m)

Tableau III.51 : Exemple de calcul du volume de la digue pour un déversoir de largeur de 70m

Coupe	H _i (m)	B _i (m)	S _i (m ²)	S _{moy} (m)	L _i (m)	V _i (m ³)
1	0	7	0	0	0	0
2	11,98	72,89	478,5411	239,27	80	19141,64
3	18,68	109,74	1090,3516	784,45	100	78444,64
4	20,38	119,09	1284,8571	1187,60	100	118760,44
5	20,23	118,265	1267,05548	1275,96	100	127595,63
6	20,08	117,44	1249,3776	1258,22	100	125821,65
7	11,05	67,775	413,131875	831,25	100	83125,47
8	0	7	0	206,57	80	13426,79
Total					660	566316,26

On fait un calcul similaire pour toutes les autres variantes de la digue qui correspondent aux différentes variantes des largeur du déversoir pour obtenir au final le coût de chacune :

Tableau III.52 : Les volumes et les coûts des différentes variantes de la digue

Digue	B (m)	Hd (m)	V (Mm3)	Prix Unitaire (Da)	Coût (M Da)
1	60	2,36	582511,33	900	524,26
2	65	2,27	575673,87	900	518,11
3	70	2,20	568316,26	900	511,48
4	75	2,23	566222,01	900	509,60
5	80	2,16	561975,89	900	505,78
6	85	2,10	559512,22	900	503,56
7	90	2,04	557446,53	900	501,70
8	95	1,99	556386,00	900	500,75
9	100	1,94	555117,47	900	499,61

Remarque : Pour les fruits des talus, amont et aval, nous avons opter pour les valeurs suivantes :

$$m_1 = 3 \text{ m/m}$$

$$m_2 = 2,5 \text{ m/m}$$

Le prix du mètre cube du remblai quant à lui a été estimé de manière approximative à 900 Da.

III.9.5- Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crue :

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

III.9.5.1- Estimation du coût du déversoir :

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

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

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K'} \left(\frac{X}{H} \right)^n \quad (\text{III.81})$$

Où :

H : Charge déversante (m)

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

On fait varier la valeur de X pour avoir les valeurs de Y qui y correspondent pour pouvoir tracer le profil du déversoir.

Le volume du déversoir est ensuite calculé par :

$$V_{\text{déversoir}} = S \times B \quad (\text{III.82})$$

Tableau III.53 : Coût approximatif du déversoir pour les différentes variantes

Digue	B (m)	Q _{lam} (m ³ /s)	H _d (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coût (M Da)
1	60	471,87	2,36	9,97	598,46	20,95
2	65	483,04	2,27	9,81	637,88	22,33
3	70	494,30	2,20	9,80	686,21	24,02
4	75	542,45	2,23	12,73	955,00	33,43
5	80	550,51	2,16	13,52	1081,35	37,85
6	85	559,76	2,10	15,09	1282,86	44,90
7	90	568,19	2,04	17,69	1592,15	55,73
8	95	579,69	1,99	17,93	1703,42	59,62
9	100	620,92	1,94	18,67	1867,22	65,35

III.9.5.2- Estimation du coût du canal d'approche :

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charge et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, il est de forme rectangulaire avec une charge H.

D'où la hauteur du mur :

$$H_{Canal} = P + H + R \quad (III.83)$$

Avec :

- P : hauteur de pelle (m)
- H : la lame déversant (m)
- R : la revanche (m)

La longueur du canal d'approche "L" est déterminée d'après la topographie est égale à 40 m L'épaisseur du mur "e" est prise égale à 0.5 m

Donc le volume du canal d'approche est estimé par :

$$V = L.H_{Canal}.e \quad (III.84)$$

Avec :

- L : Longueur du canal (m)
- H_{Canal} : Hauteur du canal (m)
- e : l'épaisseur du mur (m)

Tableau III.54 : Coût du canal d'approche pour les différentes variantes

Digue	B (m)	H _d (m)	H _{canal} (m)	V (m ³)	Prix Unitaire (Da)	Coût (M Da)
1	60	2,36	6,66	133,18	35000	4,66
2	65	2,27	6,57	131,43	35000	4,60
3	70	2,20	6,50	129,91	35000	4,55
4	75	2,23	6,53	130,62	35000	4,57
5	80	2,16	6,46	129,16	35000	4,52
6	85	2,10	6,40	127,92	35000	4,48
7	90	2,04	6,34	126,75	35000	4,44
8	95	1,99	6,29	125,84	35000	4,40
9	100	1,94	6,24	124,80	35000	4,37

III.9.5.3- Estimation du coût du coursier :

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

La longueur approximative du coursier est 240 mètre (selon le plan topographique) Le volume du béton du coursier est données par :

$$V_{\text{Coursier}} = S_{\text{Coursier}} \times L_{\text{Coursier}} \quad (\text{III.85})$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers sont prises égale respectivement à 0.5 et la largeur du coursier est donnée par :

$$B_c = Q_{\text{max}}^{0.4} \quad (\text{III.86})$$

La hauteur des murs est calculée par :

$$H = h_c + R \quad (\text{III.87})$$

Avec : R : La revanche égale à 0,8 m

Et :

$$h_c = \sqrt{\frac{Q^2}{b^2 \cdot g}} \quad (\text{III.88})$$

On obtient les résultats suivants :

Tableau III.55 : Coût approximatif du coursier pour les différentes variantes

Digue	B (m)	Q _{lam} (m ³ /s)	B _{cr} (m)	H _{cr} (m)	H (m)	V _{cr} (m ³)	Prix Unitaire (Da)	Coût (M Da)
1	60	471,87	11,74	2,51	3,01	8480,89	35000	296,83
2	65	483,04	11,85	2,37	2,87	8167,49	35000	285,86
3	70	494,30	11,96	2,25	2,75	7904,21	35000	276,65
4	75	542,45	12,41	2,31	2,81	8366,37	35000	292,82
5	80	550,51	12,48	2,20	2,70	8079,88	35000	282,80
6	85	559,76	12,57	2,10	2,60	7848,91	35000	274,71
7	90	568,19	12,64	2,02	2,52	7632,33	35000	267,13
8	95	579,69	12,74	1,95	2,45	7487,48	35000	262,06
9	100	620,92	13,10	1,98	2,48	7803,82	35000	273,13

III.9.6- Choix la variante optimale :

Le choix de la variante optimale se fait principalement sur des critères économiques sans négliger l’aspect technique pour cela nous dressons un tableau du coût des différentes variantes Digue-Evacuateur afin de déterminer la variante la plus favorable :

Tableau III.56 : Récapitulatif du coût de chaque variante

Digue	B (m)	Côte Crête (m)	Coût en Millions de Dinars				Total
			Déversoir	Canal D'approche	Coursier	Digue	
1	60	34,66	20,95	4,66	296,83	524,26	846,70
2	65	34,57	22,33	4,60	285,86	518,11	830,89
3	70	34,50	24,02	4,55	276,65	511,48	816,70
4	75	34,53	33,43	4,57	292,82	509,60	840,42
5	80	34,46	37,85	4,52	282,80	505,78	830,94
6	85	34,40	44,90	4,48	274,71	503,56	827,65
7	90	34,34	55,73	4,44	267,13	501,70	828,99
8	95	34,29	59,62	4,40	262,06	500,75	826,83
9	100	34,24	65,35	4,37	273,13	499,61	842,46

On dresse la courbe d’optimisation :

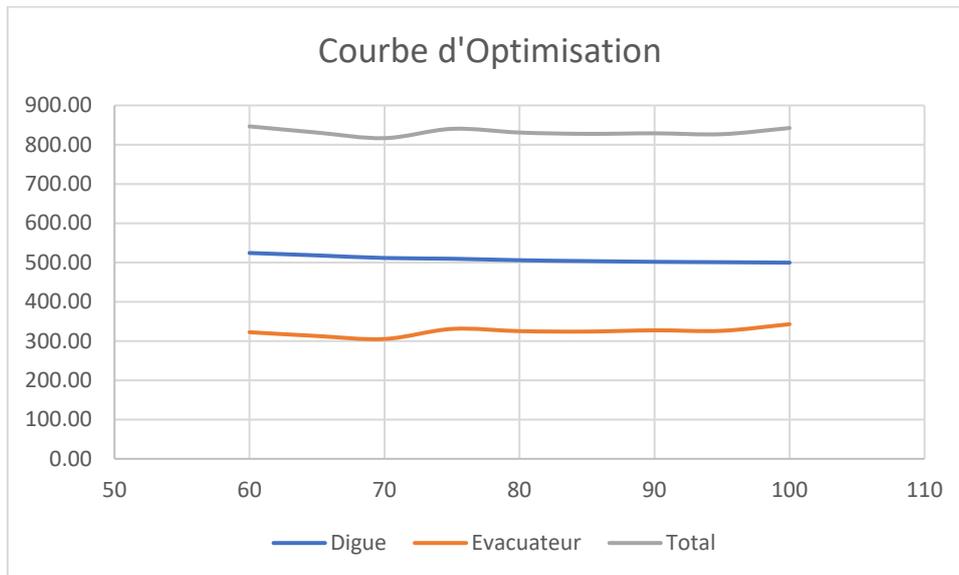


Figure III.25 : courbe d’optimisation

Conclusion :

Après l’étude d’optimisation effectuée et en vue des résultats obtenus, on constate que la variante la plus économique correspond à une largeur du déversoir égale à 70 m avec une hauteur du barrage de 20,5 m et un débit laminé égale à 494,3 m³/s

Tableau III.57 : Récapitulatif des caractéristiques du barrage

Dénomination	Unités	Valeurs
VOLUME MORT	Mm ³	3,87
VOLUME UTILE	Mm ³	14,21
VOLUME AU NIVEAU NORMAL DE LA RETENUE	Mm ³	18,08
COTE DE FOND (▼FOND)	m	14,00
COTE AU NIVEAU MORT (▼NVM)	m	20,41
COTE AU NIVEAU NORMAL DE RETENUE (▼NNR)	m	30,50
COTE DE PLUS HAUTES EAUX (▼NPHE)	m	32,70
COTE DE LA CRETE (▼CRETE)	m	34,50
LARGEUR DE DEVERSOIR	m	70,00
CHARGE SUR LE DEVERSOIR	m	2,20
LARGEUR EN CRETE	m	7,00

Conclusion :

On a pu déterminer, à travers ce chapitre, tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception du barrage de Boulatane sur la base des résultats de calculs des caractéristiques morphologiques et hydromorphométriques du bassin versant et des besoins du futur barrage. Nous pouvons donc retenir à l'issue de l'étude de ce chapitre les paramètres clés suivants :

- ✓ Hauteur de la retenue au niveau NNR est 30,5 m et une capacité de 18,08 Mm³
- ✓ Évacuateur de crues d'une largeur optimale égale à 70 m, avec une hauteur lame déversant de 2,20 m correspondant à un NPHE a plus de 32,7 m.

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES

Introduction :

Suite à la localisation du site du barrage et de son axe d'implantation, il est primordial de réfléchir au type de barrage. Plusieurs variantes doivent être envisagées en fonction des données topographiques, géologiques et hydrogéologiques recueillies.

Une étude de chaque variante se fera dans ce présent chapitre afin de déterminer le type de barrage le plus favorable en prenant en considération les conditions topographiques, géologiques et hydrogéologiques. Ceci dit d'autres facteurs doivent être examinés tel quel le volume des matériaux disponibles pour la construction ainsi que les contraintes techniques qu'on ne doit pas négliger.

A la fin, une étude technico-économique nous permettra d'évaluer le coût de chaque variante et de déterminer ainsi la variante optimale pour la construction du barrage de Boulatane.

IV.1- Choix du type du barrage :

Le choix du type de digue à implanter dépend essentiellement de :

- ✓ L'étude topographique qui permet la localisation des axes probables sur le site.
- ✓ L'étude géologique qui donne un aperçu sur les formations géologiques des couches qui seront à la suite une future assise du barrage.
- ✓ L'étude géotechnique qui donne l'estimation de la quantité des matériaux disponibles tout autour du site et leurs caractéristiques.

En prenant en considération les différents facteurs de choix du type de barrage cités ci-dessus et vue la quantité importante des matériaux de constructions disponibles dans la zone d'emprunt nous optons pour un barrage en matériaux locaux suivant trois variantes :

- ✓ Remblai en terre homogène.
- ✓ Remblai zoné à noyau d'argile.
- ✓ Remblai en enrochement avec masque en béton.

IV.1.1-Remblai en terre homogène :

Un barrage en terre est dit homogène lorsqu'il est constitué d'un même matériau à dominance argileuse, relativement imperméable. Selon les ouvrages, la pente des talus sera plus ou moins forte, en fonction notamment des caractéristiques du matériau employé. Pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable.

IV.1.2-Remblai zoné à noyau d'argile :

C'est 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.

IV.1.3-Remblai en enrochement avec masque en béton :

Quand la réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenables, difficulté de mise en œuvre ...etc. le barrage en enrochement avec masque en béton peut être la solution idéale pour la réalisation de la digue.

Le masque en béton est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage. Il présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique, abrasivité...etc.

IV.2- Définition du profil général de la digue :

IV.2.1-Hauteur du barrage :

$$H_B = NNR - C_f + H_d + R + T \quad (IV.1)$$

Où

H_d : Hauteur d'eau déversant au-dessus du déversoir (m)
 NNR : Côte du niveau normal de la retenue (m)
 R : La revanche (m)
 T : Tassement (m)
 C_f : Côte de fond (m)

AN :

$$H_B = 20,5 \text{ m}$$

IV.2.2-La largeur en crête :

Déjà défini dans l'étude d'optimisation (Chapitre III) elle est égale à :

$$B_{cr} = 7 \text{ m}$$

IV.2.3-Longueur en crête :

La longueur en crête c'est un paramètre qui est défini topographiquement après l'implantation de notre barrage en tenant compte la forme et la topographie de site elle est égale à :

$$L_{cr} = 660 \text{ m}$$

IV.2.4-Choix des pentes des talus :

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

Tableau IV.1 : Valeurs indicatives de pentes des talus (selon l'ANBT)

Hauteur de la digue (m)	Type de Digue	Fruit des talus	
		Amont	Aval
$H < 5 \text{ m}$	Homogène	2.5	2.0
	A zones	2.0	2.0
$5 \text{ m} \leq H \leq 10 \text{ m}$	Homogène granularité étendue	2.0	2.0
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2.5	2.5
	A zones	2.0	2.5
$10 \text{ m} \leq H \leq 20 \text{ m}$	Homogène granularité étendue	2.5	2.5
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2.5	3
	A zones	2.5	3
$H > 20 \text{ m}$	Homogène granulométrie étanche	3	2.5
	A zones	3	3

Le choix des pentes des talus se fera en fonction du type du barrage. La hauteur de la digue étant fixe à 20,5 m nous choisirons les pentes adéquates pour chaque variante dans sa propre étude.

IV.3- Remblai en terre homogène :

IV.3.1-Pentes des talus :

D'après le tableau (IV.1) les fruits des talus amont et aval sont :

- ✓ Talus amont $m_1 = 3$
- ✓ Talus aval $m_2 = 2,5$

IV.3.2-Protection des talus :

IV.3.2.1- Talus amont :

Le talus amont doit être protégé par un enrochement dont l'épaisseur est calculée comme suit :

➤ Tennessee Valley Authority (T.V.A) :

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

$$e = C.V^2 \quad (IV.2)$$

Avec :

V : Vitesse des vagues

C : Coefficient qui dépend du fruit du talus et du poids spécifique de l'enrochement. Il est donné par le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Valeurs du coefficient C

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

Donc pour $\gamma_p = 2,65$ et un fruit du talus amont égale à 3 : $C = 0,025$.

Donc :

$$e = 0,28 = 0,3 \text{ m}$$

Quant aux dimensions des éléments, elles seront telles que 50 % de l'encrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé suivant la formule :

$$W = 0,52 \gamma_p e^3 \quad (IV.3)$$

AN :

$$W = 0,037 \text{ tonne}$$

➤ **US ARMY Corps of Engineers :**

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

Tableau IV.3 : Epaisseur de l'encrochement et D_{50} selon US ARMY Corps of Engineers

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche (m)	D 50 minimal (m)
0-0.30	0.30	0.20
0.30-0.60	0.40	0.25
0.60-1.20	0.45	0.30
1.20-1.80	0.55	0.40
1.80-2.40	0.70	0.45
2.40-3.00	0.80	0.55

D'après le tableau (IV.3) on déduit :

$$e_{\min} = 0,45 \text{ m}$$

$$D_{50 \min} = 0,3 \text{ m}$$

Conclusion : Après une brève comparaison entre les résultats des deux méthodes et pour des raisons de sécurité nous optons pour les valeurs obtenues par la méthode de l'US Army Corps of Engineers avec une épaisseur minimale de l'encrochement égale à 0,45 m et un diamètre de 50% des blocs égale à 0,3 m

IV.3.2.2- Talus aval :

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

IV.3.3- Calculs des drains :**IV.3.3.1- Dimensionnement du drain tapis :**

$$L_d = \frac{L_b}{4} \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

L_b : Longueur transversale de la retenue égale à 119,75 m

A.N :

$$L_d = 30 \text{ m}$$

IV.3.3.2- Dimensionnement du drain vertical :

Le drain vertical, placé au centre du barrage, constitue une solution pour la variante (digue homogène avec drain vertical). La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1 m, nous prenons une largeur de **1 m**.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par le tapis drainant, Le niveau du drain vertical peut atteindre la hauteur moyenne du plan d'eau dans la retenue.

$$L_{dr} = 1 \text{ m}$$

IV.3.3.3- Dimensionnement du prisme aval :**A- Hauteur :**

$$H_p = (0,15 \div 0,20) H_B \quad (\text{IV.5})$$

Avec : H_B : Hauteur du barrage (m).

AN :

$$H_p = 4,1 \text{ m}$$

B- Largeur en crête :

$$b_p = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{3} \right) H_p \quad (\text{IV.6})$$

AN :

$$b_p = 1,5 \text{ m}$$

C- Fruits des talus :

$$m_1 = (1 \div 2,5) \quad (\text{IV.7})$$

$$m_2 = (1,5 \div 2,5) \quad (\text{IV.8})$$

Nous prenons :

$$m_1 = 2$$

$$m_2 = 2,4$$

D- Largeur en base :

$$B_p = b_p + (m_1 + m_2)H_p \quad (\text{IV.9})$$

AN :

$$B_p = 19,95 \text{ m}$$

IV.4- Remblai zoné à noyau d'argile :

IV.4.1-Pentes des talus :

D'après le tableau (IV.1) les fruits des talus amont et aval sont :

- ✓ Talus amont $m_1 = 3$
- ✓ Talus aval $m_2 = 3$

IV.4.2-Protection des talus :

IV.4.2.1- Talus amont :

Le talus amont doit être protégé par un enrochement dont l'épaisseur est calculée comme pour le barrage en remblai homogène. Etant donné que la pente du talus amont demeure inchangée alors les valeurs obtenues sont les mêmes que pour le barrage en remblai homogène :

➤ Tennessee Valley Authority (T.V.A) :

Epaisseur de l'enrochement :

$$e = 0,28 = 0,3 \text{ m}$$

Quant aux dimensions des éléments, elles seront telles que 50 % de l'engrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé suivant la formule :

$$W = 0,037 \text{ tonne}$$

➤ **US ARMY Corps of Engineers :**

$$e_{\min} = 0,45 \text{ m}$$

$$D_{50 \min} = 0,3 \text{ m}$$

Conclusion : Après une brève comparaison entre les résultats des deux méthodes et pour des raisons de sécurité nous optons pour les valeurs obtenues par la méthode de l'US Army Corps of Engineers avec une épaisseur minimale de l'engrochement égale à 0,45 m et un diamètre de 50% des blocs égale à 0,3 m.

IV.4.2.2- Talus aval :

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

IV.4.3-Etanchéité de la retenue :

IV.4.3.1- Noyau :

Le noyau est un organe qui assure l'étanchéité de la retenue et diminue ainsi le débit de fuite. Il est réalisé en matériau imperméable disponible au niveau de la zone d'emprunt. Dans notre projet nous utiliserons les argiles

Les matériaux destinés à la confection du noyau doivent répondre aux exigences suivantes :

- ✓ Avoir une résistance au cisaillement appréciable.
- ✓ Avoir une grande imperméabilité.
- ✓ Être insolubles dans l'eau et ne pas contenir de particules de gypse.

A- Largeur en crête :

Elle est donnée par l'équation suivante :

$$b_{\min} = \frac{1}{6} H_B \quad (\text{IV.10})$$

AN : $b_{\min} = 3,42 \approx 3,5 \text{ m}$

B- Pentés de talus :

On a :

$$m_1 = m_2 = (0,35 \div 0,85) \quad (\text{IV.11})$$

On prend :

$$m_1 = m_2 = 0,5$$

C- Hauteur du noyau :

Elle est calculée comme suit :

$$H_n = H_b - 1 \quad (\text{IV.12})$$

AN :

$$H_n = 20,5 - 1 = 19,5 \text{ m}$$

D- Largeur à la base :

$$b_{base} = 2.m.H_n + b_{min} \quad (\text{IV.13})$$

AN :

$$b_{base} = 23 \text{ m}$$

Il faut vérifier que la largeur à la base du noyau vérifie la condition suivante :

$$b_{base} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} \quad (\text{IV.14})$$

Avec :

ΔH : Différence de charge entre l'amont et l'aval ; $\Delta H = H_1 - H_2$

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval, $H_2 = 0$.

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont, $H_1 = 18,7$ m.

B_{noy} : Largeur à la base du noyau (m)

J_{adm} : Gradient hydraulique du noyau admissible. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Tableau IV.4 : Classe des barrages en terre en fonction du type de fondation

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs de barrage (m)			
Sols rocheux	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau (IV.4) le barrage de Boulatane est de **classe III**.

Tableau IV.5 : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,5	1,5	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,7	0,8	0,9	1
Limon sableux	0,51	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

D'après le tableau (IV.5) le gradient admissible est égal à : $J_{adm} = 1,8$.

Donc :

$$b_{base.adm} = \frac{\Delta H}{J_{adm}} = \frac{18,7 - 0}{1,8} = 10,39m$$

On peut conclure donc que la condition est vérifiée car :

$$b_{base} = 24 > b_{base.adm} = 10,39m$$

Tableau IV.6 : Caractéristiques du noyau

Caractéristiques	Unités	Valeurs
Largeur en crête	m	3,5
Hauteur	m	19,5
Largeur à la base	m	23
Pente des talus	-	0,5

IV.4.3.2- Dimensionnement du drain tapis :

Pour le dimensionnement on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 1,2$ m, et sa longueur est déterminée par la formule suivante :

$$L_d = \frac{L_b}{4} \quad (\text{IV.15})$$

Avec :

L_b : Longueur transversale de la retenue égale à 119,75 m

A.N :

$$L_d = 30 \text{ m}$$

IV.4.3.3- Clé d'étanchéité :

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau. Sa hauteur à partir du terrain naturel est de 3.5 m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.50 m. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1$.

IV.5- Digue en enrochement à masque en béton :**IV.5.1-Pentes des talus :**

D'après le tableau (IV.1), les pentes des talus de la digue en enrochement à masque en béton sont :

- ✓ Talus amont : $m_1 = 2,5$
- ✓ Talus aval : $m_2 = 2,5$

IV.5.2-Epaisseur du masque en béton :

L'épaisseur du masque en béton est donnée par la formule suivante

$$e_{\text{béton}} = 0,3 + 0,002H_B \quad (\text{IV.16})$$

Avec :

H_B : Hauteur du barrage (m)

AN :

$$e_{\text{béton}} = 0,35 \text{ m}$$

IV.6- Devis estimatif du coût des différentes variantes :

Le devis estimatif du coût des différentes variantes est l'un des facteurs les plus importants du choix du types de l'ouvrage. Il permet d'avoir une évaluation à priori du coût de chaque variante en fonction des volumes des matériaux à utiliser dans celle-ci.

Après le calcul des volumes des matériaux de chacune des trois variantes choisies au préalable, on peut désormais dresser le devis estimatif qui se présente comme suit :

Tableau IV.7 : Devis estimatif des différentes variantes de la digue

Variante	Matériaux	Quantité (m3)	Prix d'unité (Da)	Coût (Da)	Total (M Da)
Homogène	Recharge	566316,26	600	339789753,71	384,70
	Rip-Rap Amont	13311,44	1200	15973725,41	
	Rip-Rap Aval	7685,36	1200	9222434,66	
	Filtres et Drains	16430,48	1200	19716576,00	
Zoné	Recharge	389639,92	600	233783950,54	423,05
	Noyau	176676,34	800	141341070,90	
	Rip-Rap Amont	13311,44	1200	15973725,41	
	Rip-Rap Aval	8874,29	1200	10649150,27	
	Filtres et Drains	17748,6	1200	21298320,00	
Enrochement	Recharge	566316,26	600	339789753,71	463,21
	Béton	8815,55	14000	123417725,37	

Conclusion :

Dans le présent chapitre, plusieurs variantes envisageables de la digue du barrage de Boulatane ont été proposées en fonction des conditions topographiques, géologiques et hydrogéologiques.

De plus, une étude technico-économique des différentes variantes a été effectuée permettant de quantifier les différents besoins en matériaux de construction pour une digue en terre homogène, une digue zonée à noyau d'argile et une digue en enrochement.

Au terme de cette étude, et en vue du devis estimatif établi ainsi que de l'abondance des matériaux imperméables colluvionnaires avec un volume estimé à 4,5 millions de mètres cube ce qui représente approximativement 8 fois le volume des recharges. La variante d'une digue en terre homogène est la variante optimale pour le barrage de Boulatane.

**CHAPITRE V : CONCEPTION
DETAILLÉE DE LA DIGUE**

Introduction :

Le barrage de Boulatane W. EL TARF est un barrage en terre homogène constitué principalement de matériaux colluvionnaires argileux. Sa hauteur mesure 20,5 m au-dessus des fondations avec une largeur en crête estimée à 7m. Les frutes des talus amont et aval ont été fixés au préalable à 3 et 2,5 successivement.

Dans ce présent chapitre nous nous intéresserons à l'étude détaillée de la variante choisie, à savoir une digue en terre homogène, afin de rassembler toutes les données nécessaires à la conception de cette dernière et établir ainsi les pièces graphiques de l'exécution du projet.

V.1- Protection des talus :

Il s'agit de protéger le talus amont de l'action mécanique des vagues. En effet, celui-ci étant généralement constitué d'un matériau argileux, porté à saturation, sa résistance à une sollicitation dynamique extérieure s'avère, médiocre. De plus, ce talus est potentiellement sensible aux phénomènes de dessiccation, qui peuvent provoquer l'apparition de fissures de retrait dans la partie exondée en saison sèche.

Pour la protection du talus amont, nous avons opté pour la solution de revêtement en enrochements dont nous devons déterminer l'épaisseur ainsi que le diamètre moyen de la pierre.

L'épaisseur d'enrochement et le diamètre de 50 % des blocs ont été déterminés par la méthode d'US Army corps. Les résultats sont les suivants :

$$e_{\min} = 0,45 \text{ m}$$

$$D_{50 \min} = 0,3 \text{ m}$$

V.2- Dimensionnement des filtres :

V.2.1- Règles de générales des filtres :

Les conditions de l'absence du phénomène de renard est le critère vital que les filtres doivent vérifier :

- **Condition 1 :**

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \quad \text{V.1}$$

Avec : η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \log \eta$

n_0 : Egale à 0,4 pour les sols caillouteux

n_0 : Egale à 0,45 pour les sols argileux

- **Condition 2** : (Condition de Terzagui) :

$$\frac{D_{15}}{D_{85}} < 4 \quad \text{V.2}$$

Avec : D_{15} : Diamètre du filtre (mm)

d_{15} : Diamètre du sol argileux (mm)

V.2.2- Détermination de la courbe granulométrique :

La courbe granulométrique est déterminée en fonction de :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \quad \text{V.3}$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \quad \text{V.4}$$

Les limites de la plage granulométrique des filtres est tracée au moyen de :

D_{15} , D_{50} : Diamètre de filtre.

d_{15} , d_{50} : Diamètre du sol à protéger.

Sachant que la granulométrique du sol protégé est de :

$$d_{15} = 0,00058 \text{ mm};$$

$$d_{50} = 0,0062 \text{ mm};$$

$$d_{85} = 0,036 \text{ mm}.$$

La première couche du filtre est entre des terres du corps du barrage et la première couche de drain a les limites suivantes :

$$0,007 \text{ mm} < D_{15} < 0,0232 \text{ mm} ;$$

$$0,0744 \text{ mm} < D_{50} < 0,3596 \text{ mm}.$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0,0151 \text{ mm} ;$$

$$D_{50} = 0,217 \text{ mm}.$$

V.2.3- Vérification des conditions pour l'absence du phénomène de renard :

- **Condition 1 :**

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt[6]{\eta} (1+0,05\eta) \frac{n}{1-n} \quad \text{V.5}$$

Avec :

$$n_0 = 0,45$$

$$\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,25}{0,013} = 19,23$$

$$n = 0,45 - 0,1 \log 19,23 = 0,322$$

AN :

$$\frac{D_5}{D_{17}} = \frac{0,009}{0,017} = 0,53$$

$$0,32\sqrt[6]{\eta} (1+0,05\eta) \frac{n}{1-n} = 0,32\sqrt[6]{19,23} (1+0,05*19,23) \frac{0,322}{1-0,322} = 0,488$$

⇒ Donc la première condition des règles des filtres est vérifiée.

- **Condition 2 :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \quad \text{V.6}$$

AN :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,0151}{0,036} = 0,42 < 4$$

⇒ Donc la deuxième condition des règles des filtres est vérifiée.

Conclusion : Etant donné que les deux conditions sont vérifiées on peut donc conclure qu'il y a une absence du phénomène de renard. On prévoit ainsi un filtre constitué de :

- Une couche de sable de 15 cm
- Une couche de gravier de 30 cm
- Une couche en enrochement de 50 cm.

V.2.4- Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain :**V.2.4.1- Condition de perméabilité :**

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5 \quad \text{V.7}$$

Avec : D_{15} : diamètre correspondant à 15% du drain ;
 d_{15} : Diamètre correspondant à 15% de l'argile;

AN :

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} = \frac{0,0151}{0,00058} = 26 > 5$$

⇒ La condition de perméabilité est donc vérifiée.

V.2.4.2- Conditions de non entrainement des particules fines :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \quad \text{V.8}$$

Avec : D_{15} : diamètre correspondant à 15 % du drain ;
 D_{85} : Diamètre correspondant à 85 % de l'argile ;

AN :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,0151}{0,036} = 0,42 < 5$$

⇒ La condition de non entrainement des particules fines est donc vérifiée.

Conclusion : Vue que la condition de perméabilité et la condition de non entrainement des particules fines sont respectées on peut juger que la construction d'un deuxième filtre n'est pas nécessaire.

V.3- Dimensionnement du drain :

Le drainage de la digue est assuré par un tapis drainant qui a une longueur de 40 m qui est déterminée dans l'étude comparative des différentes variantes de la digue et une épaisseur de 1 m.

Nous prévoyons aussi un prisme de drainage à l'aval du barrage qui a les caractéristiques suivantes :

Tableau V.1 : Dimensions du prisme aval

Hauteur (m)		4,1
Largeur en crête (m)		1,5
Largeur en base du prisme (m)		19,95
Fruits de talus	m ₁	2
	m ₂	2,4

V.4- Clé d'étanchéité :

En principe, le remblai peut reposer directement sur les sédiments. Ils sont étanches et ont été consolidés par les milliers d'années de dépôt. Il faut toutefois noter que localement des dépôts granuleux ont été observés à proximité du substratum, à la base des sédiments. Ce constat implique de prévoir une clé de remblai jusqu'au substratum imperméable afin de réduire les risques de fuite au travers de ces sédiments peu étanches. Les matériaux excavés pour la réalisation de cette clé pourront être réutilisés pour le remblai. La profondeur de la clé d'encrage est exécutée jusqu'à **3.5 m**, L'épaisseur d'élément (clé d'ancrage) est égale (3-4) m. on prend : **b= 4 m** et **m1=m2=1**.

V.5- Bermes :

Les bermes servent à augmenter la stabilité des talus, les protéger contre les affouillements et à faciliter les travaux au cours de construction, (Faciliter l'accès à tout endroit de bief).

Ils sont exécutés pour des hauteurs de (5÷15) m, leurs largeurs varient de (2 ÷ 3) m, avec des pentes de l'ordre de (1‰) au talus aval pour favoriser l'évacuation des eaux pluviales. On disposera d'une berme pour chaque talus.

Tableau V.2 : Caractéristiques de bermes :

Les bermes	Talus amont	Talus aval	Largeur
1 ^{ère} berme	28 m NGA	28 m NGA	3 m

V.6- 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 gravier bitume bien 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 2% qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

V.7- Calcul des infiltrations :

Un barrage en remblais est constitué de matériaux locaux prélevés près de la zone du chantier, ce sol qui le constitue doit respecter un certain degré d'imperméabilité afin d'assurer l'étanchéité de l'ouvrage en prenant en considération que celui-ci sera saturé partiellement quand il sera soumis à une charge d'eau.

V.7.1- Tracer de la ligne de saturation :

On appelle ligne phréatique à travers le corps de la digue, la ligne correspondante à la pression hydrostatique nulle. Cette ligne est parfois appelée improprement ligne de saturation située au-dessus de la ligne phréatique à une distance correspondante l'élévation capillaire de l'eau de saturation.

Le tracé de la ligne phréatique est nécessaire pour la détermination des débits de fuite à travers le corps de la digue afin d'apprécier les risques d'émergence de l'eau particulièrement très dangereux le long du talus aval

V.7.1.1- Détermination des coordonnées de la ligne de saturation :

D'après KOZENY (1931) la ligne de saturation prend une forme parabolique de foyer A et d'axe Ax. Elle est décrite par l'équation :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad \text{V.9}$$

En un point B où : $x = d$ et $y = h$, l'équation devient :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad \text{V.10}$$

Avec : d : La largeur de la base de l'ouvrage (m)

b : Projection horizontale de la partie mouillé du parement amont

h : La hauteur d'eau en amont (m)

Sachant que :

$$d = L_b - 0,7 b - L_d \tag{V.11}$$

L_b : L'emprise du barrage égale à 119,75 m

b : Projection horizontale de la partie mouillé du parement amont égale à 50,04 m

D'où :

$$d = 34,77 \text{ m}$$

Donc :

$$y_0 = \sqrt{16,5^2 + 34,77^2} - 34,77 = 3,72 \text{ m}$$

Alors l'équation V.9 s'écrit :

$$Y^2 = 13,81 + 7,43X$$

Tableau V.3 : Coordonnées de la parabole de Kozeny :

X	Y	X	Y
0	3,716	20	12,744
2	5,354	22	13,314
4	6,598	24	13,861
6	7,641	26	14,387
8	8,559	28	14,895
10	9,387	30	15,385
12	10,147	32	15,861
14	10,855	34	16,323
16	11,519	34,77	16,497
18	12,147		

V.7.1.2- Localisation du point C :

Le point d'intersection de la face amont du drain cheminé est déterminé par l'équation polaire de cette parabole.

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} \quad \text{V.12}$$

On a $\alpha = 90^\circ$:

$$a + \Delta a = 3,72$$

A partir de l'abaque de Casagrande :

$$\frac{\Delta a}{\Delta a + a} = 0,26$$

A partir de ces deux résultats on obtient :

$$\Delta a = 0,967m$$

$$a = 2,753m$$

Connaissant les coordonnées de la parabole et la position du point C on peut désormais tracer la ligne de saturation

V.7.2- Calcul du débit d'infiltration :**V.7.2.1- A travers le corps de la digue :**

Le débit d'infiltration à travers la digue est régi par la loi de Darcy :

$$q = K.I.A \quad \text{V.13}$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité ($K = 5,5 \cdot 10^{-9}$ m/s)

I : Gradient hydraulique (m/m)

A : Section d'infiltration (m²)

q : Débit d'infiltration (m³/s/ml)

Le gradient hydraulique I est déterminé par :

$$I = \frac{\partial y}{\partial x} \tag{V.14}$$

Donc :

$$q = K.y.\frac{\partial y}{\partial x} \tag{V.15}$$

En sachant que :

$$y.\frac{\partial y}{\partial x} = y_0 \tag{V.16}$$

L'équation devient :

$$q = k.y_0 \tag{V.17}$$

Le débit d'infiltration total à travers le corps de la digue est :

$$Q = q.L \tag{V.18}$$

Où : L : est la largeur du barrage en crête (660m)

Tableau V.4 : Débit d'infiltration à travers la digue

y_0 (m)	K (m/s)	q (m ³ /s/ml)	Q (m ³ /s)
3,72	5,5.10 ⁻⁹	2,046.10 ⁻⁸	1,35.10 ⁻⁵

V.7.2.2- A travers les fondations :

Tout comme le débit d'infiltration à travers le corps du barrage, celui des infiltrations à travers les fondations est donné lui aussi par la loi de Darcy :

$$q = K.I.A \tag{V.19}$$

Avec : K : Coefficient de perméabilité (K= 3.5*10⁻⁷ m/s)

Le gradient Hydraulique est donné par la relation :

$$I = \frac{H_1}{L_b} \quad \text{V.20}$$

Avec :

H_1 : Charge d'eau dans la retenue (m)

L_b : L'emprise du barrage (120m)

La section d'infiltration par unité de longueur est :

$$A = T.1 \quad \text{V.21}$$

Où :

T : Profondeur du sol de fondation perméable (m)

La relation V.19 devient :

$$q = K.I.T \quad \text{V.22}$$

Tableau V.5 : Débit d'infiltration à travers les fondations :

y_0 (m)	I (m/m)	K (m/s)	q (m ³ /s/ml)	Q (m ³ /s)
3,72	0,1375	$3,5.10^{-7}$	$1,925.10^{-7}$	$1,27.10^{-4}$

V.7.2.3- Débit d'infiltration total :

C'est la somme du débit d'eau s'infiltrant à travers la digue et les fondations :

Tableau V.6 : Débit d'infiltration total :

Q _{Digue} (m ³ /s)	Q _{Fondation} (m ³ /s)	Q _{Total} (m ³ /s)
$1,35.10^{-5}$	$1,27.10^{-4}$	$1,41.10^{-4}$

Remarque : Le débit de fuite total annuel est estimé à **4430 m³/s**

V.8- Stabilité des talus :

La stabilité des barrages en terre est étudiée au moyen des méthodes utilisées plus généralement pour l'étude des pentes en mécanique des sols ; Les plus courantes sont celles de Fellenius, Bishop, Spencer et Janbu; Toutes sont des méthodes d'équilibre des forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies. Un facteur qui influe très fortement sur la stabilité est la pression interstitielle qui peut s'installer avec une manière durable dans le remblai.

V.8.1- Les facteurs qui influent la stabilité

La stabilité d'un talus peut être remise en question et ce à cause de :

- En raison des écoulements permanents à travers le remblai
- En conséquence des variations des contraintes, résultantes de la construction, d'une vidange rapide,
- Augmentation de la pression interstitielle dues au séisme.
- Elle dépend des pentes du talus approximatifs
- Les fissurations de la digue
- Le phénomène de Renard
- Le glissement

V.8.2- Les différents cas d'études :

La vérification de la stabilité des talus dans un barrage en terre homogène doit se faire pour les situations suivantes :

- **Etat normal en service (retenue pleine)** : le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités
- **Fin de construction** : pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées ; souvent dimensionnant pour le talus aval
- **Fin de vidange rapide** : après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont ; ce cas est souvent dimensionnant pour le talus amont

V.8.3- Coefficient de stabilité admissible :

Les coefficients de stabilité des talus, avec et sans séisme, sont déterminés en fonction de la classe de notre ouvrage :

Tableau V.6 : Débit d'infiltration total :

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,1 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales (Avec séisme)	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05

Le barrage de Boulatane est un ouvrage de classe III dont les coefficients admissibles de la stabilité des talus sont :

- Sans séisme : $K_{ss,adm} : 1,1 \div 1,15$
- Avec séisme : $K_{as,adm} : 1,05 \div 1,10$

V.8.4- Méthode de Fellenius :

La méthode des Fellenius dite méthode des tranches se base sur l'hypothèse que la surface de glissement BC est voisine de celle d'un arc de cercle supposé passant par le pied du talus C (arc de cercle de Fellenius). Elle consiste à décomposer le volume de 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. Les forces qui agissent sur chaque tranche sont définies comme suit :

- W : Poids de la tranche (N)
- N : Composante normale du poids W (N)
- T : Composante tangentielle du poids W (N)
- P : Réaction de la composante N (N)
- φ : Angle de frottement interne ($^{\circ}$)
- C : Cohésion interne (-)

La méthodologie du tracé et de détermination du centre du cercle critique est effectuée comme suit :

- 1- Tracer le profil en travers suivant une échelle, On peut se limiter au tracé du talus seul.
- 2- Tracer deux lignes au milieu (point B) du talus moyen où : la première ligne est verticale, la seconde ligne avec un angle de 85° par rapport à la ligne du talus,

- 3- Suivant les valeurs du tableau ci-dessus on détermine les rayons $R_1=k_1.H_b$ et $R_2=k_2.H_b$ et tracer les deux arcs de rayon R_1 et R_2 en prenant comme centre le point B. Avec :

Tableau V.7 : Valeurs des K_1 et K_2

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1=R_1/H_b$	0.75	0.75	1.0	1.5	2.2	3
$K_2=R_2/H_b$	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

Dans notre cas de figure on prend les valeurs :

Tableau V.8 : Valeurs des R_1 et R_2

Talus	Fruit	K1	K2	R1(m)	R2(m)
Amont	3	1	2,3	20,5	47,15
Aval	2,5	0,875	2,025	17,94	41,51

- 4- Disposer dans cette zone les centres de glissement de façon que les courbes de glissement se trouvent dans les limites du talus aval, c'est-à-dire entre l'axe longitudinal de la digue et la surface du terrain à côté du talus aval, En indiquant le centre de glissement "0" on trace la courbe circulaire AC de rayon R,
- 5- On partage la zone limitée par courbe de glissement et le contour de la digue en tranches verticales d'épaisseur $b = 0,1 R$.
- 6- En désignant les tranches portant les numéros négatifs et positifs à gauche et à droite de la référence 0,
- 7- Composer l'équation des efforts agissant sur la partie partagée par rapport au centre de glissement "0".

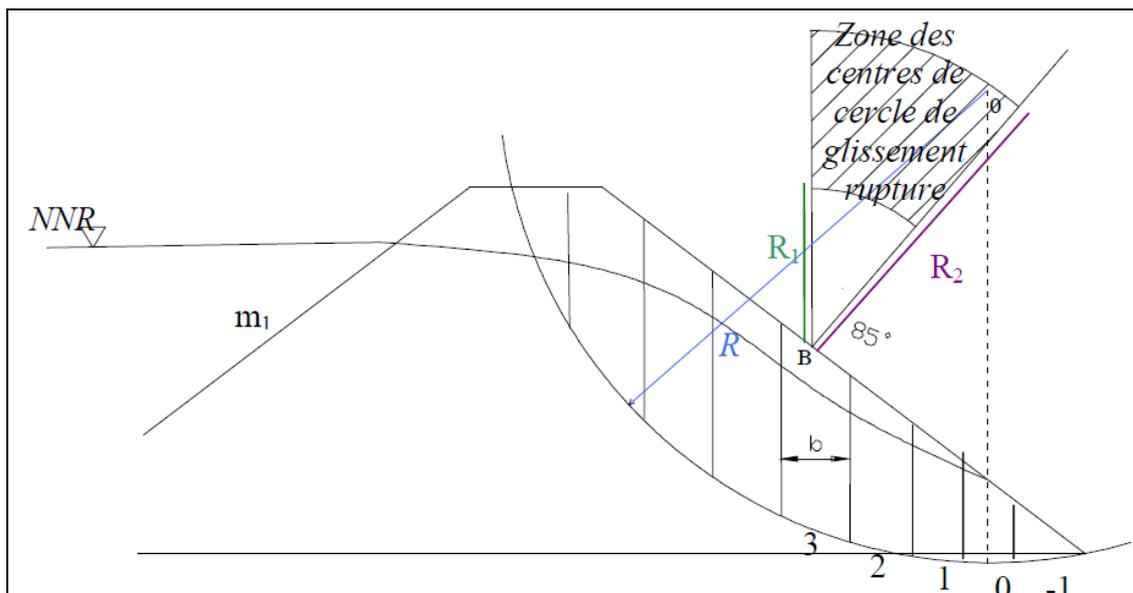


Figure V.1 : Schéma de calcul de stabilité

V.8.5- Les forces agissantes sur une tranche :

A- La force de pesanteur :

C'est le poids propre de chaque tranche appliqué à son centre de gravité, elle est décrite par la formule suivante :

$$G_i = b \sum (\gamma_i \cdot h_i) \quad \text{V.23}$$

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 humide du sol est déterminé par la formule :

$$\gamma_h = \gamma_d (1 + \omega) \quad \text{V.24}$$

Avec : γ_d : Poids volumique sec du sol

γ_h : Poids volumique humide du sol

w : teneur en eau

- Le poids volumique du sol saturé est calculé selon la loi :

$$\gamma_{sat} = (1 - n)(\gamma_d - \gamma_w) \quad \text{V.25}$$

Avec : n : porosité

γ_d : Poids volumique sec du sol

γ_w : Poids volumique de l'eau

- Le poids volumique déjaugé est donné par la formule :

$$\gamma' = (\gamma_{sat} - 1) \quad \text{V.26}$$

Avec : γ_{sat} : Poids volumique sec du sol saturé

γ' : Poids volumique déjaugé du sol

Les paramètres géotechniques du sol sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Valeurs des paramètres géotechniques du sol

Paramètres	Unité	Valeur
ϕ	Degré (°)	18
C	bar	2,5
γ_{sat}	t/m3	2,14
γ_d	t/m4	1,81
γ_h	t/m5	2,12
γ_{fond}	t/m6	2,61

Le poids propre de la tranche peut être décomposé en deux composantes :

$$\begin{aligned} N_n &= G_i \cos \alpha = B \gamma_s \sum h_i \cos \alpha \\ T_n &= G_i \sin \alpha = B \gamma_s \sum h_i \sin \alpha \end{aligned} \quad \text{V.27}$$

Avec : N_n : Composante normale stabilisatrice.

T_n : Composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

Sachant que :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la tranche}}{\text{Nombre total des tranches}} \quad \text{V.28}$$

Et :

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha} \quad \text{V.29}$$

B- Force de pression interstitielle :

Pour un barrage rempli à son niveau normal de la retenue :

$$U_i = \gamma_w \cdot h \cdot dl \quad \text{V.30}$$

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

C- Force de cohésion :

$$F_c = C \cdot dl \quad \text{V.31}$$

Avec :

$$dl = \frac{2\pi \cdot R \cdot \theta}{360} \approx \frac{b}{\cos \alpha} \quad \text{V.32}$$

Où : θ : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

C : Cohésion du sol considéré.

D- Force de frottement :

$$F_f = (N_n - U_i \cdot dl) \cdot \text{tg} \varphi = (G_i \cdot \cos \alpha - U_i \cdot dl) \text{tg} \varphi \quad \text{V.33}$$

Avec : φ : Angle de frottement interne du sol

E- Force sismique :

$$T'_n = a \cdot G_i \quad \text{V.34}$$

Avec : G_i : Poids de la tranche.

a : Coefficient de séisme.

V.8.6- Classifications des forces :

Les différentes forces agissantes sur une tranche peuvent être classées en force stabilisatrice ou en force déstabilisatrice :

V.8.6.1- Forces stabilisatrices :

Les forces stabilisatrices sont :

- La force de frottement
- La force de cohésion
- La composante normale du poids propre de la tranche
- La force interstitielle

Le moment des forces stabilisatrices par rapport au centre de glissement est :

$$\sum M_{\text{résistant}}^t = \sum_{i=1}^n R \cdot [C_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos(\alpha) - U_i \cdot l_i) \text{tg} \varphi_i] \quad \text{V.35}$$

V.8.6.2- Forces déstabilisatrices :

Les forces déstabilisatrices se résument à la composante tangentielle du poids propre de la tranche qui provoque le glissement du talus. Son moment par rapport au centre de glissement :

$$\sum M_{\text{moteur}}^t = \sum_{i=1}^n R \cdot W_i \cdot \sin \alpha = R \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha \quad \text{V.36}$$

V.8.7- Calcul des différents coefficients de sécurité :

Les coefficients de sécurité doivent être calculés pour les différents scénarios de fonctionnement du barrage à savoir :

A- 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).

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \quad \text{V.37}$$

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

B- Régime permanent :

De même que pour la fin de construction, 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.

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \quad \text{V.38}$$

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

C- Vidange rapide :

La vidange rapide par laquelle a été vérifiée la stabilité du talus amont, 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.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \text{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\text{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \tag{V.38}$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \text{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dh_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\text{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dh_i)} \geq K_{adm}$$

V.8.8- Résultats du calcul de stabilité :

Le résultat du calcul de stabilité est donné dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Résultat du calcul de stabilité

Cas de sollicitation			Coefficient de sécurité	
			K _{SS}	K _{AS}
Fin de construction	Talus Amont	R=42,18	1,902	1,267
		R=44,74	1,833	1,217
		R=46,85	1,957	1,281
	Talus Aval	R=34,40	1,554	1,135
		R=29,79	1,506	1,101
		R=31,32	1,591	1,132
Régime permanent	Talus Aval	R=34,40	1,554	1,135
		R=29,79	1,506	1,101
		R=31,32	1,591	1,104
Vidange rapide	Talus Amont	R=42,18	2,443	1,648
		R=44,74	1,978	1,376
		R=46,85	2,219	1,510

Conclusion : Etant donné que les coefficients de sécurité obtenus dans le calcul de stabilité des talus amont et aval dans les différents cas de fonctionnement du barrage sont strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible, on peut donc conclure que la stabilité des talus du barrage de Boulatane est assurée.

CHAPITRE VI : ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction :

Afin d'assurer un coût minimum et une réalisation du barrage dans son délai d'exécution, une bonne organisation de chantier est nécessaire. L'organisation de chantier consiste à mettre en place les différentes infrastructures nécessaires à la bonne réalisation du projet mais aussi à optimiser l'utilisation de la main d'œuvre et des différents engins de façon économique, synchronisée et rapide. Pour cela il est impératif de :

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

VI.1- Rôles et responsabilités des intervenants sur le chantier

Avant d'entamer les travaux de terrain il faut avoir une bonne organisation administrative en attribuant à chaque acteur du projet ses responsabilités et ses pouvoirs évitant ainsi tout conflit dans les différentes décisions qui pourraient éventuellement prises.

A- Maître de l'ouvrage :

Maître d'ouvrage ou maître de l'ouvrage, est une personne physique ou morale (propriétaire, promoteur, collectivité, etc.) pour le compte de laquelle une construction est réalisée.

B- Maître d'œuvre

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

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

C- Entrepreneur :

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

VI.2- Les différentes installations du chantier :**VI.2.1- Installation destinée au personnel :**

Ces installations sont destinées pour le personnel exerçant sur le chantier afin d'assurer de bonnes conditions de travail et un minimum de confort, elles comportent :

- Abris-clos et vestiaire
- Les réfectoires
- Les installations sanitaires
- Un poste de secours
- Les bureaux de chantier

VI.2.2- Installation destinée au stockage des matériaux :

Le stockage des différents agrégats se fait en plein air avec des séparations entre les différents types pour éviter qu'ils se mélangent. Quant au ciment, il est généralement stocké dans des silos métalliques ou dans des baraquements en bois ou en métal.

VI.2.3- Installation destinée à la réparation des engins :

Il est impératif de disposer d'un atelier de réparation des engins in situ afin d'assurer leur entretien fréquent ainsi que les réparations des pannes d'urgence.

VI.2.4- Installation destinée à la préfabrication :

Ce sont des hangars équipés pour la fabrication des différents éléments de l'ouvrage tel que les poutres, les dalles, conduites, murettes ...etc.

VI.3- Ordre d'exécution des travaux :

Les grands axes de la réalisation du barrage de Boulatane sont organisés comme suit :

- Etablissement d'une route d'accès au chantier
- Installation du chantier
- Implantation des axes des différents ouvrages
- Installation d'un pré batardeau pour pouvoir construire l'ouvrage de dérivation
- Construction du batardeau
- Construction de la prise d'eau et de la vidange de fond
- Travaux d'injections
- Constructions du corps de la digue
- Construction de l'évacuateur de crue
- Mise en eau.

VI.4- Engins nécessaires sur le chantier :

Tout chantier a besoin d'engins adéquats qui correspondent aux différentes tâches à effectuer. Pour la réalisation du barrage de Boulatane il faut disposer de :

- **Compacteur** : Est un engin de compactage anciennement à traction animale, aujourd'hui motorisé, caractérisé par des roues cylindriques lisses ou à relief dit « pied de mouton ».
- **Grader automoteur** : C'est le type de grader le plus utilisé, il sert à l'arasement des sols.
- **Pelle hydraulique** : Cet engin de chantier est aussi connu sous le nom de pelleteuse, pelle ou excavatrice. Elle est utilisée pour des travaux :
 - De terrassement
 - D'extraction (chargement de matériaux dans une carrière...)
 - De réalisation et nettoyage de fossés et de talus...
 - De fondations spéciales (forage, parois moulées...).
- **Niveleuse** : elle est utilisée pour entretenir la planéité de la piste et supprimer les matériaux tombés des bennes des engins. Elle a comme risque : marche avant arrière demi-tour changement d'allure
- **Arroseuse** : elle permet d'éliminer la poussière soulevée par la circulation des engins et/ou par le vent elle a pour but :
 - Assurer une bonne visibilité
 - Réduire l'exposition à la poussière du personnel
 - Réduire l'impact de la poussière sur l'environnement.

VI.5- Planification :

VI.5.1-Définition :

La planification est la recherche de la manière optimale d'utiliser la main d'œuvre et les différents engins du chantier pour maximiser le rendement et assurer le bon avancement des travaux dans un ordre logique dans les temps impartis.

VI.5.2- Techniques de planification :

Il existe principalement deux méthodes de planification :

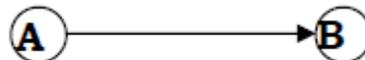
- Méthodes basées sur le réseau
- Méthodes basées sur le graphique

VI.5.3- Méthode basée sur le réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

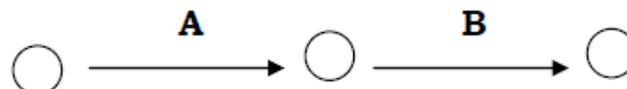
➤ Réseau à nœud

Dans ce type de réseau, une opération correspond à un nœud et l'ordre des opérations est représenté par une flèche. La succession des tâches ne peut se faire que si l'opération précédente est complètement achevée.



➤ Réseau à flèche

Dans ce type de réseau, une opération est représentée par une flèche et la succession des opérations est représenté par un nœud.



VI.5.3.1- Construction d'un réseau :

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les cinq opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches.
- Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.
- Construction des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Construction du réseau.

VI.5.4- Méthode du chemin critique (Critical Path Method/CPM) :

La méthode du chemin critique est basée sur l'utilisation des paramètres représentés dans la grille suivante :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- **TR** : temps de réalisation
- **DCP** : date de commencement au plus tôt
- **DCPP** : date de commencement au plus tard
- **DFP** : date de finition au plus tôt
- **DFPP** : date de finition au plus tard
- **MT** : marge totale.

Où :

$$\begin{aligned} \text{DFP} &= \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} &= \text{DFPP} - \text{TR} \end{aligned}$$

Un chemin critique est un chemin qui indique la durée totale du projet et où la marge totale est nulle. Il obéit à la condition suivante :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{c.c}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

VI.5.5- Détermination de la durée des opérations :

La détermination du temps nécessaire pour chaque opération est fonction des ressources humaines et matérielles disponible ainsi que de l'envergure du projet à accomplir.

Le temps de chaque tâche est donné par la formule suivante :

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec : **Q** : Quantité de travail

N : Rendement

n : Nombre d'équipes

Tableau VI.1 : Durées et symboles de opérations :

Travaux	Opérations	Durée (mois)
Travaux routiers	A	3
Installation de chantier	B	2
Pré batardeau	C	2
Tunnel de dérivation	D	5
Batardeau	E	8
Excavation du barrage	F	4
Recharges du barrage	G	10
Excavation de l'évacuateur de crue	H	2
Construction de l'évacuateur de crue	I	9
Bassin d'amortissement d'E.C	J	3
Puits des vannes	K	2
Embouchure vidange	L	2
Prise d'eau et conduite	M	4
Travaux de finition	N	4

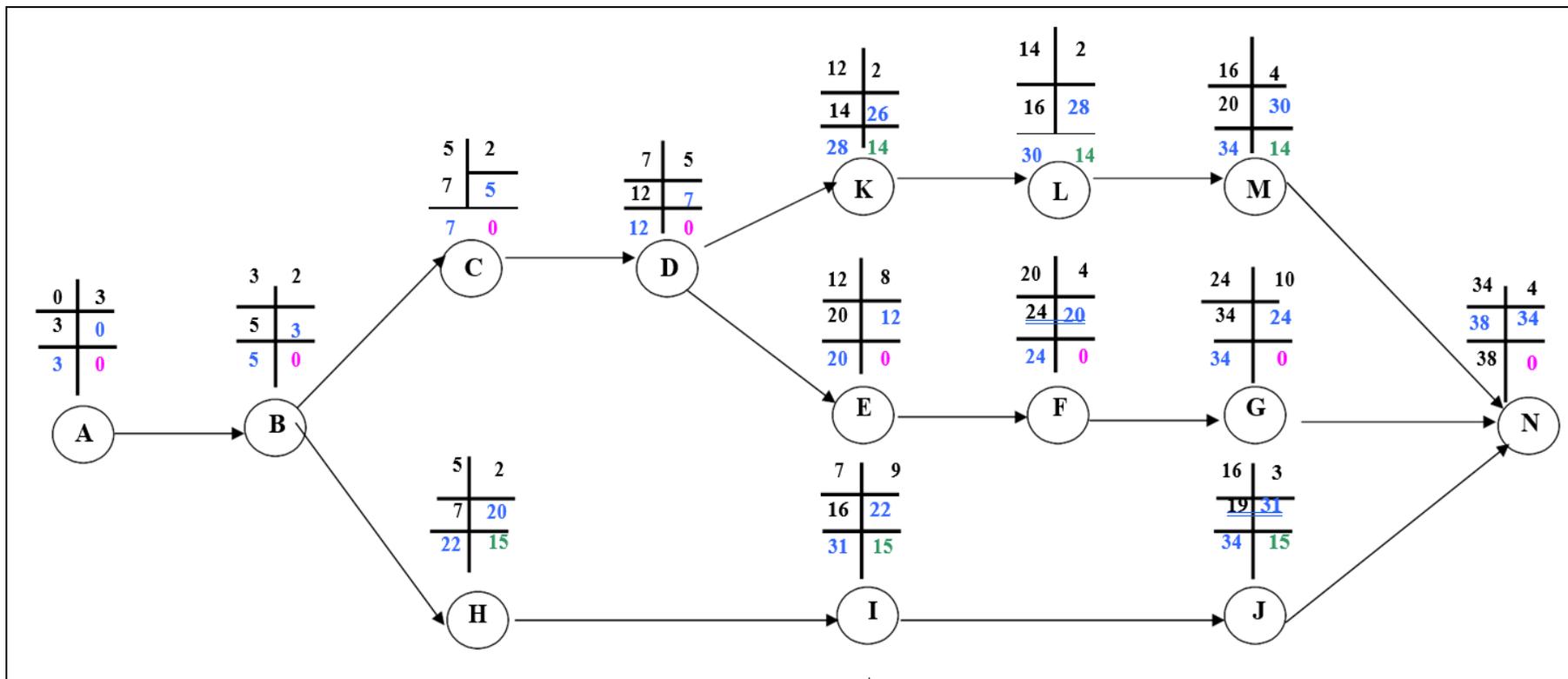
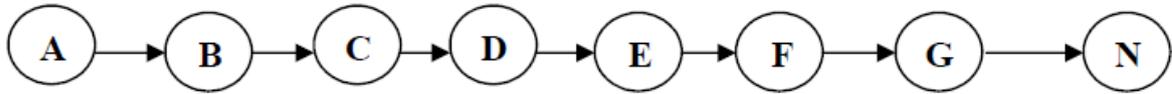


Figure VI.1 : Calcul par C.P.M du réseau à nœud.

Le chemin critique donne la durée totale de la réalisation du barrage de Boulatane :



La durée totale de réalisation correspond à la somme des durées de toutes les opérations sur le chemin critique :

$$DTR = \sum TR = 38 \text{ mois}$$

Conclusion :

Avec la mise en œuvre des personnes qualifiées et les engins spécifiques nécessaires la réalisation du barrage de Boulatane devrait durer 3 ans et deux mois.

**CHAPITRE VII : PROTECTION ET
SECURITE DE TRAVAIL**

Introduction

Le nombre d'accidents recensés sur les chantiers est très important, ces derniers sont souvent dû à des moments d'inattention ou une mauvaise estimation d'un potentiel danger, c'est pourquoi il est essentiel de mettre en place des consignes de sécurité permettant d'assurer la protection de la santé ainsi que la capacité de travail des différents travailleurs.

Ces consignes, ou ces dispositifs, dits de « sécurité » sont le plus souvent élaboré par des organismes dont la principale mission est la sécurité du travail, tel que le BIT (le Bureau International du Travail), et peuvent être de différentes natures (sociales, économiques, techniques, hygiéniques, organisationnelles et juridiques). Néanmoins, toutes visent à la diminution de la fréquence et de la gravité des accidents de chantier.

Ceci étant, l'existence de règles à elles seules ne suffit pas à faire régner un environnement sûr dans un chantier, il est donc nécessaire qu'un suivi sérieux de ces règles soit appliqué afin de limiter au maximum les accidents et dégager les responsables de chantier de toute responsabilité.

VII.1- Causes des accidents de travail

Les accidents de travail peuvent survenir suite à différents facteurs, ces derniers peuvent être de natures humaines mais aussi techniques (industrielles). Ci-dessous ces causes :

VII.1.1- Causes humaines :

- Inattention des travailleurs ;
- Fatigue ;
- Distraction ;
- Gestes néfastes ;
- Inaptitude mentale ou physique ;
- Adoption de la solution de facilité ;
- Manque de concentration ;
- Agitation ;
- Nervosité.

VII.1.2- Causes techniques :

- Mauvaises conditions de travail ;
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage ;
- Manque d'éclairage ;
- Outils et engins utilisés (implantation, entretien).

VII.2- Action et conditions dangereuses au sein du chantier

- Intervenir sans précaution sur les machines en mouvement ;
Ex : Graisser un engin en marche.
- Imprudence durant les opérations de stockage et manutention ;
Ex : Passer sous une charge suspendue (lors de la pose des tubes) dans la tranchée ;
- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ;
Ex : ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension ;
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
Ex : ne pas porter un masque et une paire de gants lors du soudage des conduites ;
- Adopter une position peu sûre ;
Ex : transport du personnel sur la plate-forme d'un camion chargé de gros matériel
- Suivre un rythme de travail inadapté ;
Ex : cadence de travail trop rapide ;
- Outillage, engin, équipement en mauvais état ;
Ex : échelle dont les barreaux cassés ont été remplacés par des planches clouées ;
- Défaut dans la conception, dans la construction ;
Ex : installation électrique en fil souple ;
- Eclairage défectueux ;
Ex : Poste de travail sans éclairage (travaux sur chantier), conditions climatiques défavorables.

VII.3- Mesures préventives

Plusieurs consignes peuvent être mises en place afin de prévenir tout accident au sein du chantier, elles sont diverses et variées, à titre d'exemple :

- Installation des appareils de levage sur des surfaces suffisamment résistante ;
- Respect des limites de charges des chaînes et des câbles de levage ;
- Intervention des travailleurs sur des installations préalablement mises hors tension et hors de tout danger ;
- Création d'un environnement chaleureux et aéré au sein des abris ;

- Utilisation de matériaux et de produits appropriés d'un point de vue sécurité et santé ;
- Prise en compte de l'âge et des aptitudes physique et mentale lors de l'attribution des tâches.

VII.4- Principales fonctions du service de sécurité

VII.4.1- Etude :

- Analyse des postes de travail « Etude Sécurité » ;
- Suggestions de solutions ;
- Statistique : élaboration et commentaire ;
- Rapport de l'administration.

VII.4.2- Exécution :

- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail) ;
- Réalisations pratiques des suggestions et des études.

VII.4.3- Contrôle :

- Enquêtes à la suite des accidents ;
- Inspections des installations ;
- Visites périodiques effectuées par les organismes ;
- Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

VII.4.4- Animation :

- Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet ;
- Equipes de secours ;
- Formation spéciale concernant certaines professions.

VII.5- Organisation de la prévention des accidents du travail

L'organigramme ci-dessous met en évidence les différents maillons composant l'organisation de la prévention, ces derniers représentent les différents services ou personnes intéressées par ses actions. Il est constitué comme suit :



Figure VII.1 : Schéma Organisation de la prévention des accidents du travail

Le schéma met en évidence l'importance du rôle du Contremaitre qui revêt trois aspects importants : pédagogique, de surveillance et de suggestion. Il représente l'élément essentiel de la prévention des accidents.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

- Etude et participation au comité d'hygiène et de sécurité.
- Exécution des mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).

Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité qui peut être classée en deux catégories distinctes :

- Respect de la réglementation, la législation et les contrôles techniques.
- Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement).

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle (gants, épaulières, lunettes, casques, etc.). De même, la protection des voies respiratoires, quand c'est nécessaire, est aussi importante, celle-ci se fait au moyen de masque.

Ces équipements doivent répondre aux conditions suivantes :

- Correspondance au danger considéré ;
- Praticité et confortabilité ;
- Solidité ;
- Facilité d'entretien.

Conclusion :

Visant à améliorer les conditions de travail ainsi que la sécurité de l'ensemble des travailleurs, la prévention des accidents doit être une mesure indispensable et incontournable dans l'exercice de toute fonction. De ce fait, au lieu de rester sur un aspect défensif comme le voudrait la définition même de la prévention, il serait utile d'exploiter le progrès techniques et scientifique afin d'en faire une action offensive permettant de palier à tout éventuel risque en le repérant et réparant.

Il est donc primordial d'accorder plus d'importance aux aspects éducatifs de l'homme durant l'accomplissement de son travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale :

Nous avons abordé à travers ce mémoire une étude des variantes potentielles de la digue du futur barrage de Boulatane W. El Taref. Cette étude a pour but de déterminer la variante adéquate et appropriée d'un point de vue technico-économique dans le respect de la méthodologie exigée et des normes internationales.

L'étude d'un barrage étant très sensible vue les conséquences que peut engendrer un sous-dimensionnement, doit prendre en considération les différents aspects permettant de garantir un ouvrage stable et résistant aux différentes épreuves auxquelles il est susceptible de faire face durant ses années de service.

Le présent mémoire englobe la morphologie du site du barrage, sa géologie, et l'hydrologie de la zone ce qui nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- D'un point de vue topographique, un étranglement au droit d'une vallée favorable à l'implantation d'un barrage a été localisé.
- D'un point de vue géologique, toutes les conditions nécessaires sont réunies pour garantir l'installation d'une digue et de ses ouvrages annexes.
- L'étude hydrologique nous a permis de déterminer la capacité du barrage avec volume de 18.08 Mm³ correspondant à une hauteur de barrage de 16,5 m au-dessus du terrain naturel.
- L'étude d'optimisation a permis de tabler sur une largeur du déversoir de 70 m capable d'évacuer le surplus d'eau en cas de crue.
- Une étude technico-économique nous a permis d'opter pour une digue en terre homogène tout en s'assurant de la disponibilité des matériaux dans la zone d'emprunt.
- Le barrage en terre homogène, plus précisément les talus amont et aval sont stables face aux différents scénarios de fonctionnement.
- Enfin, une planification d'exécution du projet a été proposée avec une durée totale de trois ans et deux mois.
-

On peut donc conclure que toutes les conditions sont favorables pour la réalisation d'un barrage sur l'oued de Boulatane avec une digue en terre homogène constitué de colluvions argileuses disponibles en quantité requise dans la zone d'emprunt.

Références bibliographiques :

- [01] V. VOLKOV (1986) : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida. p : 4-56
- [02] M. HASSANE (1998) : Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida. p : 3-6
- [03] B. TOUAIBIA (2004) : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. p : 5-136
- [04] B.TOUAIBIA et B.BENLAOUKLI (2004): Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. p : 17-41
- [05] CIGB (1994) : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95. p : 25-7
- [06] CIGB (1986) : Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53. p : 26-36
- [07] R. ROLLEY (1977) : Technique des barrages en aménagement rural. p : 126-135
- [08] G.Sanglerat (1981) : Cours pratique de mécanique des sols. p : 265 – 334
- [09] A. RERBOUDJ (2005) : Essai de quantification de l'érosion et perspective de la protection du barrage de fontaine des Gazelles contre l'envasement (thèse magister). p : 104- 106
- [10] Willi H.Hager et Anton J. Schleiss (2009) Construction hydraulique (Ecoulement stationnaires). p : 487-514
- [11] Jean-Maurice Durnd; Paul Royet (1999) Technique des petits barrage (en Afrique sahélienne et équatoriale), p : 149-208
- [12] Gérard Degoutte (2002) petites Barrages, Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi Cemagref, p : 67-89
- [13] MK.MIHOUBI "Cours d'ouvrage hydrotechnique", quatrième année
- [14] M.HASSANE "Cours d'ouvrage hydrotechnique», cinquième année
- [15] Groupe de travail permanent pour les barrages en aménagement rural, Technique des Barrages en Aménagement Rural, 1998.
- [16]

ANNEXES

Série de pluies maximales journalières :

Années	Pjmax (mm)	Années	Pjmax (mm)
1967	40.7	1989	34
1968	47.5	1990	62.1
1969	56.6	1991	77
1970	74.7	1992	142.7
1971	42.2	1993	37
1972	56.2	1994	52.5
1973	48	1995	47
1974	87	1996	42.5
1975	35.3	1997	58
1976	54.2	1998	51.5
1977	30.8	1999	67.5
1978	65	2000	61.5
1979	39.2	2001	38
1980	57.4	2002	107.4
1981	28	2003	61.7
1982	97.5	2004	80.4
1983	72.1	2005	63.1
1984	56.6	2006	80.5
1985	49.6	2007	38.1
1986	54.5	2008	82.3
1987	76.4	2009	43.9
1988	33.4		

Laminage de crue pour B = 60 :

temps (Min)	I (m3/s)	I1+I2 (m3/s)	(2S/dt)+O (m3/s)	((2S/dt)+O)- 2O	O (m3/s)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15	14,57	14,57	14,57	13,14	0,71
30	58,27	72,84	85,98	77,56	4,21
45	131,11	189,38	266,93	240,69	13,12
60	233,08	364,19	604,87	544,99	29,94
75	364,19	597,27	1142,25	1027,93	57,16
90	524,43	888,62	1916,55	1721,77	97,39
105	713,81	1238,24	2960,01	2652,99	153,51
120	932,32	1646,13	4299,13	3841,71	228,71
129,6	1087,46	2019,78	5861,49	5219,52	320,98
144,6	909,38	1996,84	7216,36	6406,45	404,96
159,6	751,89	1661,27	8067,72	7148,52	459,60
174,6	613,72	1107,32	8255,83	7312,10	471,87
189,6	493,60	883,88	8195,98	7260,06	467,96
204,6	390,28	692,77	7952,83	7048,55	452,14
219,6	302,49	531,45	7580,00	6723,76	428,12
234,6	228,96	397,39	7121,16	6323,29	398,94
249,6	168,43	288,07	6611,36	5877,35	367,01
264,6	119,64	200,96	6078,30	5409,95	334,17
279,6	81,32	133,51	5543,47	4939,86	301,81
294,6	52,20	83,22	5023,08	4481,36	270,86
309,6	31,02	47,55	4528,91	4044,96	241,97
324,6	16,52	23,96	4068,92	3637,87	215,53
339,6	7,44	9,94	3647,80	3264,43	191,68
354,6	2,50	2,94	3267,37	2926,47	170,45
369,6	0,44	0,44	2926,91	2623,53	151,69
388,8	0,00	0,00	2623,53	2353,18	135,17

Laminage de crue pour B = 65 :

temps (Min)	I (m3/s)	I1+I2 (m3/s)	(2S/dt)+O (m3/s)	((2S/dt)+O)- 2O	O (m3/s)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15	14,57	14,57	14,57	13,08	0,75
30	58,27	72,84	85,91	77,10	4,41
45	131,11	189,38	266,48	239,05	13,71
60	233,08	364,19	603,24	540,74	31,25
75	364,19	597,27	1138,01	1018,88	59,56
90	524,43	888,62	1907,50	1704,90	101,30
105	713,81	1238,24	2943,14	2624,44	159,35
120	932,32	1646,13	4270,57	3796,79	236,89
129,6	1087,46	2019,78	5816,57	5153,29	331,64
144,6	909,38	1996,84	7150,13	6315,71	417,21
159,6	751,89	1661,27	7976,97	7032,87	472,05
174,6	613,72	1107,32	8140,18	7174,10	483,04
189,6	493,60	883,88	8057,99	7102,99	477,50
204,6	390,28	692,77	7795,76	6875,92	459,92
219,6	302,49	531,45	7407,37	6539,12	434,13
234,6	228,96	397,39	6936,51	6129,98	403,26
249,6	168,43	288,07	6418,06	5678,46	369,80
264,6	119,64	200,96	5879,42	5208,23	335,59
279,6	81,32	133,51	5341,75	4737,68	302,03
294,6	52,20	83,22	4820,90	4280,76	270,07
309,6	31,02	47,55	4328,31	3847,62	240,34
324,6	16,52	23,96	3871,58	3445,15	213,21
339,6	7,44	9,94	3455,09	3077,41	188,84
354,6	2,50	2,94	3080,35	2745,95	167,20
369,6	0,44	0,44	2746,39	2450,07	148,16
388,8	0,00	0,00	2450,07	2187,18	131,45

Laminage de crue pour B = 70 :

temps (Min)	I (m3/s)	I1+I2 (m3/s)	(2S/dt)+O (m3/s)	((2S/dt)+O)- 2O	O (m3/s)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15	14,57	14,57	14,57	13,01	0,78
30	58,27	72,84	85,84	76,63	4,61
45	131,11	189,38	266,00	237,35	14,33
60	233,08	364,19	601,54	536,33	32,60
75	364,19	597,27	1133,60	1009,50	62,05
90	524,43	888,62	1898,12	1687,44	105,34
105	713,81	1238,24	2925,68	2594,93	165,38
120	932,32	1646,13	4241,06	3750,44	245,31
129,6	1087,46	2019,78	5770,23	5085,07	342,58
144,6	909,38	1996,84	7081,91	6222,42	429,74
159,6	751,89	1661,27	7883,69	6914,25	484,72
174,6	613,72	1107,32	8021,57	7032,96	494,30
189,6	493,60	883,88	7916,85	6942,81	487,02
204,6	390,28	692,77	7635,58	6700,44	467,57
219,6	302,49	531,45	7231,89	6352,03	439,93
234,6	228,96	397,39	6749,42	5934,78	407,32
249,6	168,43	288,07	6222,85	5478,31	372,27
264,6	119,64	200,96	5679,27	5005,94	336,66
279,6	81,32	133,51	5139,46	4535,68	301,89
294,6	52,20	83,22	4618,90	4081,09	268,91
309,6	31,02	47,55	4128,63	3651,95	238,34
324,6	16,52	23,96	3675,91	3254,83	210,54
339,6	7,44	9,94	3264,77	2893,47	185,65
354,6	2,50	2,94	2896,40	2569,13	163,64
369,6	0,44	0,44	2569,57	2280,91	144,33
388,8	0,00	0,00	2280,91	2025,99	127,46

Laminage de crue pour B = 75 :

temps (Min)	I (m3/s)	I1+I2 (m3/s)	(2S/dt)+O (m3/s)	((2S/dt)+O)- 2O	O (m3/s)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15	14,57	14,57	14,57	12,94	0,81
30	58,27	72,84	85,78	76,18	4,80
45	131,11	189,38	265,55	235,64	14,96
60	233,08	364,19	599,82	531,44	34,19
75	364,19	597,27	1128,71	997,65	65,53
90	524,43	888,62	1886,27	1661,53	112,37
105	713,81	1238,24	2899,77	2542,52	178,62
120	932,32	1646,13	4188,65	3651,02	268,82
129,6	1087,46	2019,78	5670,80	4909,31	380,75
144,6	909,38	1996,84	6906,15	5944,64	480,75
159,6	751,89	1661,27	7605,91	6525,69	540,11
174,6	613,72	1107,32	7633,01	6548,11	542,45
189,6	493,60	883,88	7432,00	6381,65	525,17
204,6	390,28	692,77	7074,42	6084,72	494,85
219,6	302,49	531,45	6616,17	5702,71	456,73
234,6	228,96	397,39	6100,11	5270,49	414,81
249,6	168,43	288,07	5558,56	4814,63	371,96
264,6	119,64	200,96	5015,59	4355,23	330,18
279,6	81,32	133,51	4488,74	3907,20	290,77
294,6	52,20	83,22	3990,42	3481,40	254,51
309,6	31,02	47,55	3528,95	3085,30	221,82
324,6	16,52	23,96	3109,26	2723,60	192,83
339,6	7,44	9,94	2733,53	2398,58	167,48
354,6	2,50	2,94	2401,52	2110,44	145,54
369,6	0,44	0,44	2110,89	1857,49	126,70
388,8	0,00	0,00	1857,49	1636,39	110,55

Laminage de crue pour B = 80 :

temps (Min)	I (m3/s)	I1+I2 (m3/s)	(2S/dt)+O (m3/s)	((2S/dt)+O)- 2O	O (m3/s)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15	14,57	14,57	14,57	12,88	0,85
30	58,27	72,84	85,71	75,74	4,99
45	131,11	189,38	265,12	234,09	15,52
60	233,08	364,19	598,27	527,44	35,42
75	364,19	597,27	1124,71	989,18	67,76
90	524,43	888,62	1877,80	1645,87	115,96
105	713,81	1238,24	2884,11	2516,28	183,91
120	932,32	1646,13	4162,42	3610,27	276,07
129,6	1087,46	2019,78	5630,05	4850,18	389,94
144,6	909,38	1996,84	6847,02	5865,24	490,89
159,6	751,89	1661,27	7526,50	6426,84	549,83
174,6	613,72	1107,32	7534,15	6433,14	550,51
189,6	493,60	883,88	7317,02	6254,09	531,46
204,6	390,28	692,77	6946,86	5947,99	499,44
219,6	302,49	531,45	6479,44	5559,89	459,77
234,6	228,96	397,39	5957,29	5124,28	416,50
249,6	168,43	288,07	5412,35	4667,35	372,50
264,6	119,64	200,96	4868,30	4208,78	329,76
279,6	81,32	133,51	4342,29	3763,16	289,56
294,6	52,20	83,22	3846,39	3341,03	252,68
309,6	31,02	47,55	3388,57	2949,57	219,50
324,6	16,52	23,96	2973,53	2593,23	190,15
339,6	7,44	9,94	2603,17	2274,10	164,54
354,6	2,50	2,94	2277,04	1992,16	142,44
369,6	0,44	0,44	1992,60	1745,58	123,51
388,8	0,00	0,00	1745,58	1530,90	107,34

Laminage de crue pour B = 85 :

temps (Min)	I (m3/s)	I1+I2 (m3/s)	(2S/dt)+O (m3/s)	((2S/dt)+O)- 2O	O (m3/s)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15	14,57	14,57	14,57	12,81	0,88
30	58,27	72,84	85,65	75,29	5,18
45	131,11	189,38	264,67	232,47	16,10
60	233,08	364,19	596,66	523,28	36,69
75	364,19	597,27	1120,54	980,38	70,08
90	524,43	888,62	1869,00	1629,63	119,69
105	713,81	1238,24	2867,87	2489,11	189,38
120	932,32	1646,13	4135,24	3568,13	283,56
129,6	1087,46	2019,78	5587,91	4789,11	399,40
144,6	909,38	1996,84	6785,95	5783,37	501,29
159,6	751,89	1661,27	7444,63	6325,12	559,76
174,6	613,72	1107,32	7432,44	6315,12	558,66
189,6	493,60	883,88	7199,00	6123,50	537,75
204,6	390,28	692,77	6816,27	5808,38	503,94
219,6	302,49	531,45	6339,83	5414,47	462,68
234,6	228,96	397,39	5811,87	4975,85	418,01
249,6	168,43	288,07	5263,92	4518,25	372,83
264,6	119,64	200,96	4719,21	4060,99	329,11
279,6	81,32	133,51	4194,50	3618,27	288,12
294,6	52,20	83,22	3701,49	3200,29	250,60
309,6	31,02	47,55	3247,84	2813,95	216,94
324,6	16,52	23,96	2837,91	2463,45	187,23
339,6	7,44	9,94	2473,38	2150,62	161,38
354,6	2,50	2,94	2153,56	1875,29	139,14
369,6	0,44	0,44	1875,73	1635,45	120,14
388,8	0,00	0,00	1635,45	1427,51	103,97

Laminage de crue pour B = 90 :

temps (Min)	I (m3/s)	I1+I2 (m3/s)	(2S/dt)+O (m3/s)	((2S/dt)+O)- 2O	O (m3/s)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15	14,57	14,57	14,57	12,75	0,91
30	58,27	72,84	85,59	74,90	5,35
45	131,11	189,38	264,27	231,07	16,60
60	233,08	364,19	595,25	519,67	37,79
75	364,19	597,27	1116,94	972,78	72,08
90	524,43	888,62	1861,40	1615,61	122,89
105	713,81	1238,24	2853,85	2465,68	194,08
120	932,32	1646,13	4111,81	3531,85	289,98
129,6	1087,46	2019,78	5551,63	4736,62	407,51
144,6	909,38	1996,84	6733,46	5713,11	510,17
159,6	751,89	1661,27	7374,38	6238,00	568,19
174,6	613,72	1107,32	7345,32	6214,28	565,52
189,6	493,60	883,88	7098,16	6012,19	542,98
204,6	390,28	692,77	6704,96	5689,70	507,63
219,6	302,49	531,45	6221,15	5291,18	464,98
234,6	228,96	397,39	5688,58	4850,34	419,12
249,6	168,43	288,07	5138,41	4392,55	372,93
264,6	119,64	200,96	4593,51	3936,76	328,38
279,6	81,32	133,51	4070,27	3496,85	286,71
294,6	52,20	83,22	3580,07	3082,72	248,67
309,6	31,02	47,55	3130,27	2701,05	214,61
324,6	16,52	23,96	2725,01	2355,77	184,62
339,6	7,44	9,94	2365,70	2048,55	158,58
354,6	2,50	2,94	2051,49	1779,04	136,23
369,6	0,44	0,44	1779,48	1545,09	117,19
388,8	0,00	0,00	1545,09	1343,02	101,03

Laminage de crue pour B = 95 :

temps (Min)	I (m3/s)	I1+I2 (m3/s)	(2S/dt)+O (m3/s)	((2S/dt)+O)- 2O	O (m3/s)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15	14,57	14,57	14,57	12,67	0,95
30	58,27	72,84	85,51	74,35	5,58
45	131,11	189,38	263,72	229,11	17,31
60	233,08	364,19	593,30	514,64	39,33
75	364,19	597,27	1111,91	962,19	74,86
90	524,43	888,62	1850,81	1596,14	127,34
105	713,81	1238,24	2834,38	2433,21	200,59
120	932,32	1646,13	4079,34	3481,64	298,85
129,6	1087,46	2019,78	5501,42	4664,08	418,67
144,6	909,38	1996,84	6660,92	5616,19	522,36
159,6	751,89	1661,27	7277,46	6118,09	579,69
174,6	613,72	1107,32	7225,41	6075,83	574,79
189,6	493,60	883,88	6959,71	5859,81	549,95
204,6	390,28	692,77	6552,58	5527,69	512,45
219,6	302,49	531,45	6059,14	5123,39	467,88
234,6	228,96	397,39	5520,78	4680,06	420,36
249,6	168,43	288,07	4968,13	4222,55	372,79
264,6	119,64	200,96	4423,51	3769,30	327,10
279,6	81,32	133,51	3902,81	3333,74	284,54
294,6	52,20	83,22	3416,96	2925,37	245,80
309,6	31,02	47,55	2972,91	2550,49	211,21
324,6	16,52	23,96	2574,45	2212,75	180,85
339,6	7,44	9,94	2222,68	1913,53	154,58
354,6	2,50	2,94	1916,47	1652,25	132,11
369,6	0,44	0,44	1652,69	1426,59	113,05
388,8	0,00	0,00	1426,59	1232,70	96,94

Laminage de crue pour B = 100 :

Temps (Min)	I (m3/s)	I1+I2 (m3/s)	(2S/dt)+O (m3/s)	((2S/dt)+O)- 2O	O (m3/s)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15	14,57	14,57	14,57	12,61	0,98
30	58,27	72,84	85,45	73,96	5,75
45	131,11	189,38	263,34	227,63	17,85
60	233,08	364,19	591,82	510,42	40,70
75	364,19	597,27	1107,68	951,89	77,90
90	524,43	888,62	1840,51	1573,56	133,48
105	713,81	1238,24	2811,80	2387,58	212,11
120	932,32	1646,13	4033,71	3395,57	319,07
129,6	1087,46	2019,78	5415,35	4513,74	450,81
144,6	909,38	1996,84	6510,58	5383,84	563,37
159,6	751,89	1661,27	7045,10	5803,26	620,92
174,6	613,72	1107,32	6910,57	5698,02	606,28
189,6	493,60	883,88	6581,90	5440,00	570,95
204,6	390,28	692,77	6132,77	5085,31	523,73
219,6	302,49	531,45	5616,76	4674,83	470,97
234,6	228,96	397,39	5072,22	4238,18	417,02
249,6	168,43	288,07	4526,25	3796,81	364,72
264,6	119,64	200,96	3997,77	3366,17	315,80
279,6	81,32	133,51	3499,69	2957,24	271,22
294,6	52,20	83,22	3040,47	2577,58	231,44
309,6	31,02	47,55	2625,12	2232,01	196,56
324,6	16,52	23,96	2255,97	1923,13	166,42
339,6	7,44	9,94	1933,07	1651,62	140,73
354,6	2,50	2,94	1654,56	1416,42	119,07
369,6	0,44	0,44	1416,86	1214,96	100,95
388,8	0,00	0,00	1214,96	1043,30	85,83

Calcul de stabilité pour le cas de fin de construction Talus amont ;

R =	42,18
r =	38

Fss =	1,90199837
Fas =	1,26656936

n	b	h1	h2	h3	G	sin α	cos α	N	T	N,tg φ	l	Ceq	C.l
-3	3,33	0,84	0	0	5,91	-0,30	0,95	5,64	-1,77	1,83	3,49	2,50	8,72
-2	4,22	3,43	0	0	30,66	-0,20	0,98	30,04	-6,13	9,76	4,30	2,50	10,76
-1	4,22	5,57	0	0	49,80	-0,10	0,99	49,55	-4,98	16,10	4,24	2,50	10,60
0	4,22	7,30	0	0	65,30	0,00	1,00	65,30	0,00	21,22	4,22	2,50	10,55
1	4,22	8,57	0	0	76,60	0,10	0,99	76,21	7,66	24,76	4,24	2,50	10,60
2	4,22	9,16	0	0	81,92	0,20	0,98	80,27	16,38	26,08	4,30	2,50	10,76
3	4,22	8,78	0	0	78,52	0,30	0,95	74,90	23,56	24,34	4,42	2,50	11,05
4	4,22	8,70	0	0	77,76	0,40	0,92	71,27	31,11	23,16	4,60	2,50	11,51
5	4,22	8,06	0	0	72,11	0,50	0,87	62,45	36,05	20,29	4,87	2,50	12,18
6	4,22	6,78	0	0	60,64	0,60	0,80	48,51	36,38	15,76	5,27	2,50	13,18
7	4,22	4,67	0	0	41,76	0,70	0,71	29,82	29,23	9,69	5,91	2,50	14,77
8	3,32	1,38	0	0	9,73	0,80	0,60	5,84	7,79	1,90	5,53	2,50	13,82

R =	44,74											Fss=	1,83291359
r=	40											Fas=	1,21697297
n	b	h1	h2	h3	G	sinα	cosα	N	T	N,tgϕ	l	Ceq	C.l
-3	4,47	1,71	0	0	16,20	-0,30	0,95	15,45	-4,86	5,02	4,69	2,50	11,73
-2	4,47	4,43	0	0	42,06	-0,20	0,98	41,21	-8,41	13,39	4,57	2,50	11,42
-1	4,47	6,68	0	0	63,40	-0,10	0,99	63,08	-6,34	20,50	4,50	2,50	11,24
0	4,47	8,48	0	0	80,42	0,00	1,00	80,42	0,00	26,13	4,47	2,50	11,19
1	4,47	9,49	0	0	89,97	0,10	0,99	89,52	9,00	29,09	4,50	2,50	11,24
2	4,47	9,66	0	0	91,62	0,20	0,98	89,77	18,32	29,17	4,57	2,50	11,42
3	4,47	10,07	0	0	95,50	0,30	0,95	91,10	28,65	29,60	4,69	2,50	11,73
4	4,47	9,96	0	0	94,47	0,40	0,92	86,58	37,79	28,13	4,88	2,50	12,20
5	4,47	9,27	0	0	87,90	0,50	0,87	76,12	43,95	24,73	5,17	2,50	12,92
6	4,47	7,88	0	0	74,73	0,60	0,80	59,78	44,84	19,42	5,59	2,50	13,98
7	4,47	5,60	0	0	53,15	0,70	0,71	37,96	37,20	12,33	6,26	2,50	15,66
8	3,86	2,06	0	0	16,89	0,80	0,60	10,13	13,51	3,29	6,44	2,50	16,09

R=	46,85												Fss=	1,95666017
r=	42												Fas=	1,2805267
n	b	h1	h2	h3	G	sin α	cos α	N	T	N,tg φ	l	Ceq	C.l	
-3	4,05	1,15	0	0	9,89	-0,30	0,95	9,44	-2,97	3,07	4,25	2,50	10,63	
-2	4,69	3,94	0	0	39,16	-0,20	0,98	38,37	-7,83	12,47	4,78	2,50	11,95	
-1	4,69	6,24	0	0	61,96	-0,10	0,99	61,65	-6,20	20,03	4,71	2,50	11,77	
0	4,69	8,06	0	0	80,04	0,00	1,00	80,04	0,00	26,00	4,69	2,50	11,71	
1	4,69	9,41	0	0	93,46	0,10	0,99	92,99	9,35	30,21	4,71	2,50	11,77	
2	4,69	9,23	0	0	91,65	0,20	0,98	89,80	18,33	29,18	4,78	2,50	11,95	
3	4,69	9,59	0	0	95,27	0,30	0,95	90,88	28,58	29,53	4,91	2,50	12,28	
4	4,69	9,41	0	0	93,43	0,40	0,92	85,63	37,37	27,82	5,11	2,50	12,78	
5	4,69	8,60	0	0	85,40	0,50	0,87	73,96	42,70	24,03	5,41	2,50	13,52	
6	4,69	7,04	0	0	69,95	0,60	0,80	55,96	41,97	18,18	5,86	2,50	14,64	
7	4,69	4,52	0	0	44,93	0,70	0,71	32,08	31,45	10,42	6,56	2,50	16,40	
8	2,90	0,63	0	0	3,87	0,80	0,60	2,32	3,09	0,75	4,84	2,50	12,10	

Calcul de stabilité pour le cas de fin de construction Talus aval ;

R=	34,4											Fss=	1,55399682
r=	28											Fas=	1,13537071
n	b	h1	h2	h3	G	sin α	cos α	N	T	N,tg ϕ	l	Ceq	C.l
-2	2,79	0,87	0	0	5,17	-0,20	0,98	5,07	-1,03	1,65	2,85	2,50	7,12
-1	3,44	3,68	0	0	26,87	-0,10	0,99	26,73	-2,69	8,69	3,46	2,50	8,64
0	3,44	6,44	0	0	47,00	0,00	1,00	47,00	0,00	15,27	3,44	2,50	8,60
1	3,44	7,74	0	0	56,41	0,10	0,99	56,13	5,64	18,24	3,46	2,50	8,64
2	3,44	8,29	0	0	60,48	0,20	0,98	59,26	12,10	19,25	3,51	2,50	8,78
3	3,44	7,96	0	0	58,05	0,30	0,95	55,38	17,42	17,99	3,61	2,50	9,02
4	3,44	8,13	0	0	59,26	0,40	0,92	54,31	23,70	17,65	3,75	2,50	9,38
5	3,44	7,84	0	0	57,18	0,50	0,87	49,52	28,59	16,09	3,97	2,50	9,93
6	3,44	7,02	0	0	51,19	0,60	0,80	40,95	30,71	13,30	4,30	2,50	10,75
7	3,44	5,51	0	0	40,20	0,70	0,71	28,71	28,14	9,33	4,82	2,50	12,04
8	3,44	3,03	0	0	22,06	0,80	0,60	13,24	17,65	4,30	5,73	2,50	14,33

R=29,79												Fss=	1,50634381
r=25												Fas=	1,10059516
n	b	h1	h2	h3	G	sin α	cos α	N	T	N,tg φ	l	Ceq	C.l
-2	2,98	1,41	0	0	8,88	-0,20	0,98	8,70	-1,78	2,83	3,04	2,50	7,60
-1	2,98	3,84	0	0	24,25	-0,10	0,99	24,13	-2,42	7,84	2,99	2,50	7,49
0	2,98	6,27	0	0	39,61	0,00	1,00	39,61	0,00	12,87	2,98	2,50	7,45
1	2,98	8,53	0	0	53,88	0,10	0,99	53,61	5,39	17,42	2,99	2,50	7,49
2	2,98	9,35	0	0	59,02	0,20	0,98	57,83	11,80	18,79	3,04	2,50	7,60
3	2,98	8,71	0	0	54,98	0,30	0,95	52,45	16,49	17,04	3,12	2,50	7,81
4	2,98	8,71	0	0	55,04	0,40	0,92	50,44	22,01	16,39	3,25	2,50	8,13
5	2,98	8,46	0	0	53,46	0,50	0,87	46,29	26,73	15,04	3,44	2,50	8,60
6	2,98	7,75	0	0	48,94	0,60	0,80	39,15	29,36	12,72	3,72	2,50	9,31
7	2,98	6,44	0	0	40,66	0,70	0,71	29,04	28,47	9,44	4,17	2,50	10,43
8	2,98	4,28	0	0	27,02	0,80	0,60	16,21	21,61	5,27	4,97	2,50	12,41
9	1,83	0,63	0	0	2,43	0,90	0,44	1,06	2,19	0,34	4,21	2,50	10,52

R=	31,32											Fss=	1,59055433
r=	27											Fas=	1,13225357
n	b	h1	h2	h3	G	sinα	cosα	N	T	N,tgφ	l	Ceq	C.l
-4	2,95	1,13	0	0	7,04	-0,40	0,92	6,45	-2,81	2,10	3,21	2,50	8,03
-3	3,13	3,68	0	0	24,46	-0,30	0,95	23,34	-7,34	7,58	3,28	2,50	8,21
-2	3,13	6,24	0	0	41,45	-0,20	0,98	40,61	-8,29	13,19	3,20	2,50	7,99
-1	3,13	8,33	0	0	55,29	-0,10	0,99	55,01	-5,53	17,87	3,15	2,50	7,87
0	3,13	9,83	0	0	65,29	0,00	1,00	65,29	0,00	21,21	3,13	2,50	7,83
1	3,13	9,72	0	0	64,56	0,10	0,99	64,24	6,46	20,87	3,15	2,50	7,87
2	3,13	10,57	0	0	70,17	0,20	0,98	68,76	14,03	22,34	3,20	2,50	7,99
3	3,13	11,09	0	0	73,62	0,30	0,95	70,23	22,09	22,82	3,28	2,50	8,21
4	3,13	11,24	0	0	74,66	0,40	0,92	68,42	29,86	22,23	3,42	2,50	8,54
5	3,13	10,99	0	0	72,98	0,50	0,87	63,20	36,49	20,53	3,62	2,50	9,04
6	3,13	10,25	0	0	68,07	0,60	0,80	54,46	40,84	17,69	3,92	2,50	9,79
7	3,13	8,89	0	0	59,03	0,70	0,71	42,16	41,32	13,70	4,39	2,50	10,96
8	3,13	6,64	0	0	44,12	0,80	0,60	26,47	35,29	8,60	5,22	2,50	13,05
9	2,71	2,66	0	0	15,27	0,90	0,44	6,66	13,74	2,16	6,21	2,50	15,52

Calcul de stabilité pour le cas d'un fonctionnement normal :

R=	34,4											Fss=	1,55399682
r=	28											Fas=	1,13537071
n	b	h1	h2	h3	G	sin α	cos α	N	T	N,tg φ	l	Ceq	C.l
-2	2,79	0,87	0	0	5,17	-0,20	0,98	5,07	-1,03	1,65	2,85	2,50	7,12
-1	3,44	3,68	0	0	26,87	-0,10	0,99	26,73	-2,69	8,69	3,46	2,50	8,64
0	3,44	6,44	0	0	47,00	0,00	1,00	47,00	0,00	15,27	3,44	2,50	8,60
1	3,44	7,74	0	0	56,41	0,10	0,99	56,13	5,64	18,24	3,46	2,50	8,64
2	3,44	8,29	0	0	60,48	0,20	0,98	59,26	12,10	19,25	3,51	2,50	8,78
3	3,44	7,96	0	0	58,05	0,30	0,95	55,38	17,42	17,99	3,61	2,50	9,02
4	3,44	8,13	0	0	59,26	0,40	0,92	54,31	23,70	17,65	3,75	2,50	9,38
5	3,44	7,84	0	0	57,18	0,50	0,87	49,52	28,59	16,09	3,97	2,50	9,93
6	3,44	7,02	0	0	51,19	0,60	0,80	40,95	30,71	13,30	4,30	2,50	10,75
7	3,44	5,51	0	0	40,20	0,70	0,71	28,71	28,14	9,33	4,82	2,50	12,04
8	3,44	3,03	0	0	22,06	0,80	0,60	13,24	17,65	4,30	5,73	2,50	14,33

R=	29,79											Fss=	1,50640495
r=	25											Fas=	1,1006086
n	b	h1	h2	h3	G	sin α	cos α	N	T	N,tg φ	l	Ceq	C.l
-2	2,98	1,41	0	0	8,88	-0,20	0,98	8,70	-1,78	2,83	3,04	2,50	7,60
-1	2,98	3,84	0	0	24,25	-0,10	0,99	24,13	-2,42	7,84	2,99	2,50	7,49
0	2,98	6,27	0	0	39,61	0,00	1,00	39,61	0,00	12,87	2,98	2,50	7,45
1	2,98	7,63	0,91	0	53,93	0,10	0,99	53,66	5,39	17,43	2,99	2,50	7,49
2	2,98	8,89	0,45	0	59,05	0,20	0,98	57,86	11,81	18,80	3,04	2,50	7,60
3	2,98	8,71	0	0	54,98	0,30	0,95	52,45	16,49	17,04	3,12	2,50	7,81
4	2,98	8,71	0	0	55,04	0,40	0,92	50,44	22,01	16,39	3,25	2,50	8,13
5	2,98	8,46	0	0	53,46	0,50	0,87	46,29	26,73	15,04	3,44	2,50	8,60
6	2,98	7,75	0	0	48,94	0,60	0,80	39,15	29,36	12,72	3,72	2,50	9,31
7	2,98	6,44	0	0	40,66	0,70	0,71	29,04	28,47	9,44	4,17	2,50	10,43
8	2,98	4,28	0	0	27,02	0,80	0,60	16,21	21,61	5,27	4,97	2,50	12,41
9	1,83	0,63	0	0	2,43	0,90	0,44	1,06	2,19	0,34	4,21	2,50	10,52

R=	31,32											Fss=	1,59075264
r=	27											Fas=	1,10440148
n	b	h1	h2	h3	G	sin α	cos α	N	T	N,tg φ	l	Ceq	C.l
-4	2,95	1,13	0	0	7,04	-0,40	0,92	6,45	-2,81	2,10	3,21	2,50	8,03
-3	3,13	3,68	0	0	24,46	-0,30	0,95	23,34	-7,34	7,58	3,28	2,50	8,21
-2	3,13	6,24	0	0	47,52	-0,20	0,98	46,56	-9,50	15,13	3,20	2,50	7,99
-1	3,13	7,67	0,65	0	58,32	-0,10	0,99	58,03	-5,83	18,85	3,15	2,50	7,87
0	3,13	9,02	0,81	0	65,29	0,00	1,00	65,29	0,00	21,21	3,13	2,50	7,83
1	3,13	9,07	0,65	0	64,56	0,10	0,99	64,24	6,46	20,87	3,15	2,50	7,87
2	3,13	10,39	0,18	0	70,17	0,20	0,98	68,76	14,03	22,34	3,20	2,50	7,99
3	3,13	11,09	0	0	73,62	0,30	0,95	70,23	22,09	22,82	3,28	2,50	8,21
4	3,13	11,24	0	0	74,66	0,40	0,92	68,42	29,86	22,23	3,42	2,50	8,54
5	3,13	10,99	0	0	72,98	0,50	0,87	63,20	36,49	20,53	3,62	2,50	9,04
6	3,13	10,25	0	0	68,07	0,60	0,80	54,46	40,84	17,69	3,92	2,50	9,79
7	3,13	8,89	0	0	59,03	0,70	0,71	42,16	41,32	13,70	4,39	2,50	10,96
8	3,13	6,64	0	0	44,12	0,80	0,60	26,47	35,29	8,60	5,22	2,50	13,05
9	2,71	2,66	0	0	15,27	0,90	0,44	6,66	13,74	2,16	6,21	2,50	15,52

Calcul de stabilité pour le cas d'une vidange rapide :

R=	42,18											Fss=	2,4431551
r=	38											Fas=	1,64820488
n	b	h1	h2	h3	G	sinα	cosα	N	T	N,tgφ	l	Ceq	C.l
-3	3,328	0	0,84	0	3,18	-0,30	0,95	3,03	-0,95	0,99	3,49	2,50	8,72
-2	4,218	0	3,43	0	16,49	-0,20	0,98	16,15	-3,30	5,25	4,30	2,50	10,76
-1	4,218	0	5,57	0	26,78	-0,10	0,99	26,64	-2,68	8,66	4,24	2,50	10,60
0	4,218	0	7,30	0	35,11	0,00	1,00	35,11	0,00	11,41	4,22	2,50	10,55
1	4,218	0	8,57	0	41,19	0,10	0,99	40,98	4,12	13,32	4,24	2,50	10,60
2	4,218	0	9,16	0	44,05	0,20	0,98	43,16	8,81	14,02	4,30	2,50	10,76
3	4,218	0	8,78	0	42,22	0,30	0,95	40,28	12,67	13,09	4,42	2,50	11,05
4	4,218	0	8,70	0	41,82	0,40	0,92	38,33	16,73	12,45	4,60	2,50	11,51
5	4,218	0	8,06	0	38,78	0,50	0,87	33,58	19,39	10,91	4,87	2,50	12,18
6	4,218	0	6,78	0	32,61	0,60	0,80	26,09	19,56	8,48	5,27	2,50	13,18
7	4,218	0,83	3,84	0	25,91	0,70	0,71	18,50	18,13	6,01	5,91	2,50	14,77
8	3,3178	1,38	0	0	9,73	0,80	0,60	5,84	7,79	1,90	5,53	2,50	13,82

R=	44,74											Fss=	1,97843099
r=	40											Fas=	1,37595134
n	b	h1	h2	h3	G	sin α	cos α	N	T	N,tg ϕ	l	Ceq	C.l
-3	4,47	0	1,71	0	8,71	-0,30	0,95	8,31	-2,61	2,70	4,69	2,50	11,73
-2	4,47	0	4,43	0	22,62	-0,20	0,98	22,16	-4,52	7,20	4,57	2,50	11,42
-1	4,47	0	6,68	0	34,09	-0,10	0,99	33,92	-3,41	11,02	4,50	2,50	11,24
0	4,47	0	8,48	0	43,24	0,00	1,00	43,24	0,00	14,05	4,47	2,50	11,19
1	4,47	0	9,49	0	48,38	0,10	0,99	48,14	4,84	15,64	4,50	2,50	11,24
2	4,47	0	9,66	0	49,27	0,20	0,98	48,27	9,85	15,68	4,57	2,50	11,42
3	4,47	0	10,07	0	51,35	0,30	0,95	48,99	15,41	15,92	4,69	2,50	11,73
4	4,47	0	9,96	0	50,80	0,40	0,92	46,56	20,32	15,13	4,88	2,50	12,20
5	4,47	0	9,27	0	47,26	0,50	0,87	40,93	23,63	13,30	5,17	2,50	12,92
6	4,47	3,40	4,48	0	55,11	0,60	0,80	44,08	33,06	14,32	5,59	2,50	13,98
7	4,47	5,60	0	0	53,15	0,70	0,71	37,96	37,20	12,33	6,26	2,50	15,66
8	3,86	2,06	0	0	16,89	0,80	0,60	10,13	13,51	3,29	6,44	2,50	16,09

R=	46,85											Fss=	2,2185847
r=	42											Fas=	1,50954749
n	b	h1	h2	h3	G	sin α	cos α	N	T	N,tg ϕ	l	Ceq	C.l
-3	4,05	0	1,15	0	5,32	-0,30	0,95	5,07	-1,60	1,65	4,25	2,50	10,63
-2	4,69	0	3,94	0	21,06	-0,20	0,98	20,63	-4,21	6,70	4,78	2,50	11,95
-1	4,69	0	6,24	0	33,32	-0,10	0,99	33,15	-3,33	10,77	4,71	2,50	11,77
0	4,69	0	8,06	0	43,04	0,00	1,00	43,04	0,00	13,98	4,69	2,50	11,71
1	4,69	0	9,41	0	50,25	0,10	0,99	50,00	5,03	16,25	4,71	2,50	11,77
2	4,69	0	9,23	0	49,28	0,20	0,98	48,29	9,86	15,69	4,78	2,50	11,95
3	4,69	0	9,59	0	51,23	0,30	0,95	48,87	15,37	15,88	4,91	2,50	12,28
4	4,69	0	9,41	0	50,24	0,40	0,92	46,05	20,10	14,96	5,11	2,50	12,78
5	4,69	0	8,60	0	45,92	0,50	0,87	39,77	22,96	12,92	5,41	2,50	13,52
6	4,69	2,53	4,51	0	49,23	0,60	0,80	39,38	29,54	12,80	5,86	2,50	14,64
7	4,69	4,52	0	0	44,93	0,70	0,71	32,08	31,45	10,42	6,56	2,50	16,40
8	2,90	0,60	0	0	3,71	0,80	0,60	2,23	2,97	0,72	4,84	2,50	12,10