

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE
ARBAOUI Abdallah**

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES.

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE**

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLEE DE LA DIGUE
DU BARRAGE DE BARIKA
(W. BATNA)**

**Présenté par :
M^r ATTALAH MOHAMED
EL-BACHIR**

**Promoteur :
M^r M. HASSANE**

Devant le jury composé de :

**Président :
M^r M. K. MIHOUBI**

**Examineurs :
M^r M. BACHIR CHERIF
M^r A. AMMARI
M^{me} N. HADJ SADOK**

Octobre 2010

Dédicace :

Ce travail est dédié à mes parents, qui m'ont toujours poussé et motivé dans mes études. Sans eux, je n'aurais certainement pas fait d'études. Ce travail représente donc l'aboutissement du soutien et des encouragements qu'ils m'ont prodigués tout au long de ma scolarité. Qu'ils en soient remerciés par cette modeste dédicace.

Attalah Mohamed el Bachir
2010

Remerciements

Avant tout, je remercie **DIEU** qui a illuminé mon chemin, qui m'a armé de courage pour achever mes études et qui m'a fourni le courage, la capacité et la patience pour réaliser ce modeste travail avec toutes ses difficultés et ses obstacles.

Et « quiconque ne remercie pas les gens, ne remercie pas Dieu »

Je voudrais remercier spécialement mon encadreur Monsieur Mohamed HASSANE, Maître de Conférence à l'ENSH, pour avoir assuré de manière agréable le suivi quotidien de mon travail et pour m'avoir fait profiter de son expérience. Ses compétences scientifiques, ses conseils et sa qualité humaine ont permis de réaliser ce travail dans un climat très favorable. Sa disponibilité ainsi que ses conseils ont largement contribué à l'aboutissement de ce travail.

Je souhaite de même remercier tout spécialement Monsieur Mohamed Said BENHAFID, Directeur de l'ENSH pour m'avoir permis d'étudier dans d'excellentes conditions.

Je remercie également Monsieur Mohamed MEDDI, Professeur de l'enseignement supérieur à l'ENSH pour ses précieux conseils et orientations pendant l'étude Hydrologique.

Je remercie également Monsieur Azzedine OULARBI, Professeur de l'enseignement supérieur à l'ENSH, qui m'a enseigné l'Analyse Fonctionnel et Maths Appliqué durant mon cursus.

Je remercie également Monsieur Bachir BENLAOUKLI, Professeur de l'enseignement supérieur à l'ENSH, qui m'a enseigné Matériaux de constructions et Organisation de chantier durant mon cursus.

Un merci particulier à Monsieur Abdelmadjid BOUFEKANE pour la qualité de sa collaboration, notamment dans la finalisation des planches.

Mon respect s'adresse aux membres de jury Messieurs : Mustapha Kamel MIHOUBI, Abdelhadi AMMARI, et Mustapha BACHIR CHRIF et Ma dame : Nabila HADJSADOK. Qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Je m'astreins à un devoir de reconnaissance à l'égard de tous les enseignants de l'E.N.S.H et particulièrement ceux et celles qui ont contribué à ma formation.

Je n'oublie pas non plus tous mes amis et les membres de ma famille qui m'ont toujours encouragé. Je pense à Adel BEN AMARA, Khier eddine BOUKRAA et Saleh REBAIBA; mes copains de chambre pour tout ce que m'ont fait durant la réalisation de ce travail.

Attalah Mohamed el Bachir 2010

ملخص :

في إطار الإستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية من أجل تخزين ملايين الأمتار المكعبة التي تتسرب إلى البحر و عبر الحدود، لذا ترى الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات ضرورة إنشاء سدود وحواجز مائية بالمنطقة.

وفي إطار ذلك تأتي مذكرتنا هذه لتناول دراسة مفصلة لسد مائي على مستوى ولاية باتنة وبالتحديد على مستوى وادي بريكة

Résume :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de conservation des eaux et afin de mobiliser les millions de mètre cubes d'eau qui sont perdus (rejet en mer et pertes au niveau des frontières). L'ANBT s'est vue réaliser des barrages et des retenues collinaires.

Toutefois l'étude, le choix et le dimensionnement des ouvrages de stockage méritent d'être approfondis. Ainsi, l'étude que nous avons menée dans ce MFE est une étude d'APD de la digue d'un barrage dans la wilaya de BATNA et principalement sur l'Oued BARIKA.

Abstract:

In the setting of the national strategy concerning conservation of water, in order to mobilize an important quality of water that is lost (dismissal in sea and loss at the borders).

The ANBT saw itself achieving dams.

However the survey, the choice and the dimensionality of the storage works deserve to be deepened. Sow to survey we led in this thesis is a preliminary detail project of a dam in the wilaya of BATNA in Oued BARIKA.

La liste des tableaux

Tableau I.1 : Coordonnées de l'axe du barrage (Lambert et UTM).....	2
Tableau I.2 : Campagne de reconnaissances par forages (coordonnées UTM 31).....	8
Tableau I.3 : récapitulatif des puits.....	9
Tableau I.4 : Perméabilité des sols de fondation	10
Tableau I.5: récapitulatif des essais de perméabilité	11
Tableau I.6: Cote de la nappe le 13 septembre 2003	11
Tableau I.7: Caractéristiques physico-mécaniques des marnes saines	12
Tableau I.8 : Caractéristiques physico-mécaniques des marnes altérées	Erreur ! Signet non défini.
Tableau I.9 : Caractéristiques physiques des argiles limoneuses et limons argileux.....	13
Tableau I.10 : Caractéristiques physiques des Alluvions :	13
Tableau I.11: Caractéristiques physiques des graviers.	14
Tableau I.12 : Propriétés mécaniques des enrochements de la carrière de calcaire	14
Tableau I.13 : Récapitulatif des analyses d'eaux.	15
Tableau I.14 : les stations pluviométrique disponible.	15
Tableau I.15 Température mensuelle en ° Celsius.....	16
Tableau I.16 : Insolation et radiation mensuelles à Biskra.	17
Tableau I.17 : Pertes par évaporation (mm) sur le lac de barrage.	17
Tableau I.18 : Crues de projet de l'oued Barika.....	17
Tableau I.19 : Les caractéristiques du bassin versant.	19
Tableau I.1: Calcul des surfaces cumulées	28
Tableau I.2: Détermination de l'altitude moyenne	29
Tableau I.3: Détermination des altitudes.	30
Tableau I.4: détermination de la pente M. Roche Ip.....	31
Tableau I.4.A:Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global.	31
Tableau I.5: Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant.	34
Tableau I.6: Différents types de températures(Source : A.N.B.T)	35
Tableau I.7: Répartition mensuelle de l'évaporation.....	36
Tableau I.8: Station pluviométrique.	37
Tableau I.9: Répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	38
Tableau I.10: Caractéristiques de la série avec N=62ans	39
Tableau I.11: résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel	41
Tableau I.12: résultat de l'ajustement a la loi de Galton.	43
Tableau I.13: Précipitations Journalières pour les différentes fréquences.....	45
Tableau I.14: Intensité pour les différentes fréquences.	46
Tableau I.15: Récapitulatif des résultats	50
Tableau I.16: récapitulatif des Cv.....	51
Tableau I.17: les apports fréquentiels	52
Tableau I.18: Répartition mensuelle des apports fréquentiels.....	52
Tableau I.19: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour	54
(Formule de MALLET-GAUTHIER).....	54
Tableau I.20: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour	54
(Formule de SOKOLOVSKY).	54
Tableau I.21: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour	55
(Formule de POSSENT).	55
Tableau I.22: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour	55
(Formule de TERRAZA).	55
Tableau I.23: Débits fréquentielles calculés.	56
Tableau I.24: Débits fréquentielles pour la construction l'Hydrogramme de crue.....	57

Tableau I.25: Catégories des dommages résultant des crues.	62
Tableau I.26: Crues de projet recommandé.	62
Tableau I.27: Choix de la crue de projet.	63
Tableau I.28: Récapitulatif de Apports solides.	66
Tableau I.29: Répartition mensuelle des besoins.	67
Tableau I.30: répartition mensuelle des apports.	67
Tableau I.31: Courbes topographiques et volumétriques.	68
Tableau I.32: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Hm ³).	71
Tableau I.33: valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques	72
Tableau I.34: Les volumes des pertes dans la retenue :	73
Tableau I.35: Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :	74
Tableau I.36: Les volumes des pertes dans la retenue	75
Tableau I.37: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes en (Mm ³) (1ere itération)	76
Tableau I.38: les différents paramètres hydrologiques	78
Tableau I.39: Données initiales.	80
Tableau I.40: Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.	81
Tableau I.41: Détermination de H ₀ et Q en fonction de b.	81
Tableau I.42: Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue.	81
Tableau I.43: Récapitulatif des résultats de la méthode de STEP BY STEP.	97
Tableau I.44: récapitulatif des résultats de calcul de la largeur en crête	99
Tableau I.45: Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes :	102
Tableau I.46: Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes :	103
Tableau I.47: Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes :	104
Tableau I.48: Coût de coursier.	104
Tableau I.49: Tableau récapitulatif des prix totaux :	105
Tableau I.50: Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage.	106
Tableau II.1: récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.	113
Tableau II.2: Valeurs indicatives des pentes des talus.	113
Tableau II.3: volume de recharge (Argile).	118
Tableau II.4: volume des recharges.	119
Tableau II.5: volume des graviers.	119
Tableau II.6: volume des sables.	120
Tableau II.7: volume du Noyau.	120
Tableau II.8: volume des recharges.	120
Tableau II.9: volume des recharges.	121
Tableau II.10: volume des graviers.	122
Tableau II.11: volume des sables.	122
Tableau II.12: volume des recharges.	123
Tableau II.13: volume des recharges.	123
Tableau II.14: les coûts des variantes étudiées.	124
Tableau III.1: Valeurs indicatives des pentes des talus.	128
Tableau III.2: Résultats de calcul.	131
Tableau III.3: le coefficient K en fonction du catégorie de l'ouvrage.	131
Tableau III.4: détermination de coefficient C.	132
Tableau III.5: Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.	132
Tableau III.6: Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation	135

Tableau III.7: Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.....	135
Tableau III.8: épaisseur minimal de drain	138
Tableau III.9: récapitulatif des résultats de la 1 ère couche de filtre.	140
Tableau III.10: récapitulatif des résultats de la 2 ère couche de filtre.	140
Tableau III.11: récapitulatif des résultats des argiles.....	140
Tableau III.12: récapitulatif des résultats des alluvions.....	141
Tableau IV.1: Coordonnées de la ligne de saturation.....	145
Tableau IV.2: Débit de fuite à travers le Noyau	146
Tableau IV.3: Débit de fuite de la Fondation	147
Tableau IV.4: Débit de fuite de barrage.....	147
Tableau IV.5: Classification des barrages	148
Tableau IV.6: Gradient hydraulique admissible.	148
Tableau IV.7: Détermination du gradient d'infiltration admissible.....	149
Tableau IV.8: Détermination du coefficient de sécurité.....	149
Tableau V.1: détermination des rayons max et min.....	151
Tableau V.2: les valeurs admissibles des coefficients de sécurité.....	152
Tableau V.3: Les caractéristiques géotechniques des sols.....	155
Tableau V.4: Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	156
Tableau VI.1 : symboles des opérations	164
Tableau VII.1: volume des Argiles.....	166
Tableau VII.2: volume des Alluvions.....	167
Tableau VII.3: volume des enrochements.	167
Tableau VII.4: volume des graviers.....	168
Tableau VII.5: volume des sables.....	168
Tableau VII.6: volume de Paroi moulée.....	169
Tableau VII.7: volume de Bitume-Gravier.....	169
Tableau VII.8: Mètres et devis estimatif.....	170
Tableau VII.9: Récapitulatif des coûts et coût total de la digue	170
Tableau VIII.1: Plan de sécurité.....	175

La liste des figures

Figure I.1 : la carte d'iso accélérations pour des périodes de retour de 500 ans	6
Figure I.2: Evolution de niveau de la nappe	12
Figure I.1 : Le réseau hydrographique du bassin versant.	22
Figure I.2 : Rectangle équivalent.	24
Figure I.3 : Courbe Hypsométrique.	25
Figure I.4 : Plan altimétrique du bassin versant.....	16
Figure I.5 : Classification du cours d'eau principal.....	27
Figure I.6 : Stations pluviométriques dans la zone de projet.....	35
Figure I.7 : Répartition mensuelle de la température moyenne.....	36
Figure I.8 : répartition mensuelle de l'évaporation.....	37
Figure I.9 : répartition mensuelle de la précipitation.....	38
Figure I.10 : l'ajustement avec loi de Gumbel.....	41
Figure I.11 : l'ajustement avec loi de Galton.....	44
Figure I.12 : la comparaison graphique entre les deux lois (Galton et Gumbel).....	44
Figure I.13 : Pluie de Courte Durée.	47
Figure I.14 : Intensité-Durée-Fréquence.....	48
Figure I.15 : Répartition mensuelle des apports.	53
Figure I.16 : Hydrogrammes des crues pour différentes période de retour.	60
Figure I.17 : Hydrogramme de crue.....	64
Figure I.18 : Courbes Capacité-Surface-Hauteur.....	69
Figure I.19 : Courbes $H=f(Q,q)$	82
Figure I.20 : Courbes $V=f(Q,q)$	83
Figure I.21 : Courbe d'optimisation.....	105
Figure II.1 : Digue homogène.....	110
Figure II.2 : Digue à zone et à noyau central.....	110
Figure II.3 : Digue à masque amont.....	111
Figure IV.1 : Infiltration à travers la fondation avec le paroi moulée.....	147
Figure V.1 : Calcul de stabilité, méthode de FELLENIUS.....	150

Liste des plans

Plans N° 01 : vue en plan de l'aménagement.

Plans N° 02 : coupe géologique sur l'axe de la digue.

Plans N° 03 : coupe type des trois variantes.

Plans N° 04 : coupe type de la digue détaillée.

Plans N° 05 : coupes en travers de la digue .

Plans N° 06 : schémas de calcul de stabilité.

Plans N° 07 : organisation de chantier.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

1^{ère} Partie : Synthèse de l'étude de faisabilité

Introduction :	1
• Objectif :	1
• Présentation générale du projet :	1
I.1 Généralités :	1
I. 2 Etudes topographiques :	1
I.2.1 Situation géographique :	1
I.2.2 Topographie du site et de la cuvette :	2
I.3 Etude géologique et géotechnique :	2
I.3.1 Géologie générale :	3
I.3.1.1 Tectonique :	3
I.3.1.2 Géomorphologie :	3
I.3.2 Géologie régionale:	3
I.3.2.1 Lithologie et stratigraphie :	3
• Lithologie :	3
• Stratigraphie :	3
• Fondation :	4
• Géologie de la cuvette :	4
I.3.2.2 Caractéristiques hydrogéologiques :	5
I.3.2.3 Sismicité :	5
I.3.2.4 Matériaux de construction:	6
➤ Matériaux de remblai :	6
➤ Matériau pour enrochement, filtres et béton :	7
I.3.2.5 Reconnaissance in situ :	8
▪ Sondage carottés :	8
▪ Les puits :	9
▪ L'essai SPT (essai de pénétration) :	9
▪ L'essai préssiométrique :	10
▪ les analyses pétrographiques :	10
▪ Les essais de perméabilité :	10
▪ Niveau de la nappe :	11
I.3.2.6 Essai de laboratoire :	12
I.3.2.6.1. Essais sur les roches de fondation :	12
▪ Marne saine :	12
▪ Marne altérée :	13
▪ Argile limoneuse:	13
▪ Alluvions :	13
▪ Gravier :	14
I.3.2.6.2 Matériaux de construction :	14
Matériaux pour remblai :	14
Matériaux pour enrochement et agrégats à Béton :	14
I.3.2.6.3 Qualité de l'eau :	15
I.4 L'étude hydrologique:	15
I.4.1 Caractéristiques météorologiques et climatiques de la zone d'étude :	15
Stations de référence.	15

Données disponibles :	15
Données climatologiques de projet :	16
Température de l'air :	16
Humidité de l'air :	16
Ensoleillement :	17
Vent :	17
Evaporation :	17
I.4.2 Etude des crues :	17
I.4.3 Description du bassin versant :	18
Situation :	18
Couverture du bassin versant :	18
Forme du bassin versant :	18
Les caractéristiques hydrologiques du bassin versant :	19
I.5 Synthèse de l'analyse des variantes :	19
<u>Barrage</u> :	19
<u>Ouvrages annexes</u> :	20
Conclusion:	20

2^{ème} Partie : Etude D'avant Projet Détaillé de La Digue

Chapitre I : Etude Hydrologique

Introduction :	21
I.1 Le bassin versant :	21
I.1.1 Caractéristiques générales du bassin versant :	21
I.1.2 Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant :	21
I.1.2.1 Caractéristiques physiques du bassin versant :	21
A- les caractéristiques géométriques :	21
B- Caractéristiques hydro morphologiques :	23
1-Indice de forme :	23
2-Coefficient d'allongement :	23
3-Rectangle équivalent ou Rectangle de Graveleuse :	23
C. Caractéristiques hydrographiques :	28
1- Le relief :	28
2- Courbe hypsométrique :	28
3- Détermination des altitudes :	29
• L'altitude maximale et minimale :	29
• L'altitude moyenne :	29
• Altitude médiane :	30
4- les indices :	30
• Indices de pente :	30
• Indice de pente globale I_g : (P. Dubreuil, 1974)	31
• Indice de pente moyenne I_{pm} :	32
D. Caractéristiques physiographiques :	32
1-Densité de drainage D_d :	32
2- Densité du thalweg élémentaire:	32
3- Coefficient de torrentialité :	32

4- Temps de concentration du bassin versant t_c :	33
5-Vitesse de ruissellement :	33
I.1.3 Caractéristiques climatiques du bassin versant :	35
I.1.3.1. Température :	35
I.1.3.2 Répartition mensuelle du vent :	36
I.1.3.3 L'évaporation :	36
I.1.3.4 La pluviométrie:	37
I.2 Les précipitations maximales journalières :	39
I.2.1 Choix de la loi d'ajustement.	40
I.2.1.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :	40
I.2.1.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :	42
I.2.1.3 Comparaison entre les lois de Gumbel et Galton :	44
I.2.2 La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :	45
I.3 Etudes des apports :	49
I.3.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A_0) :	49
A- Formule de l'A.N.R.H : 257.2	49
B- Formule de Derie II :	49
c) Formule de COUTAGNE:	49
d) Formule de SAMIE :	49
I.3.2 Caractéristiques de l'écoulement :	50
a) Module de l'écoulement :	50
b) Module de l'écoulement relatif :	50
c) Lamme d'eau écoulée :	50
d) Coefficient de l'écoulement:	50
e) Coefficient de variation :	50
1. Formule de SOKOLOVSKY:	51
2. Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ:	51
3. Formule de L'ANTONOV :	51
4. Formule de KRISTEKLY MENKEL:	51
5. Formule Algérienne de N.N PADOUM:	51
I.4 Irrégularité des apports :	52
I.4.1 Estimation fréquentielle des apports :	52
I.4.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel:	52
I.5 Etude des crues:	53
I.5.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue:	53
1. Formule de MALLET-GAUTHIER :	53
2. Formule de SOKOLOVSKY :	54
3. Formule de POSSENTI:	55
4. Formule de TERRAZA:	55
I.5.2 Hydrogramme de crue :	56
I.5.3 Estimation de la crue de projet:	61
I.6 Apport solide et Estimation de volume mort:	64
I.6.1 Formules empiriques :	65
a) Formule de TIXERONT:	65
b) Formule de Fournier :	65
I.6.2 Calcul du volume mort :	66
I.7 Régularisation :	66
I.7.1 Détermination de la garantie de la restitution :	66
I.7.2 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ (Hm^3):	67

I.7.3 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface » :	67
I.7.4 Calcul du volume utile :	69
I.7.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes:	70
I.7.4.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes):	72
I.7.4.3 Estimation de l'erreur :	75
I.7.4.4 La Régularisation Interannuelle :	77
I.7.4.4.1 Calcul du volume utile interannuel par la méthode Kristly-Menkel:	77
I.8 Laminage des Crues :	78
A- Méthode de KOTCHERINE :	79
A.1- Estimation du débit de crue laminée :	79
A.2- Estimation de la charge au dessus du déversoir :	79
B- Méthode STEP BY STEP:	84
I.9 Etude d'optimisation :	97
I.9.1 Calcul du coût approximatif de la digue :	97
I.9.1.1 calcul de la revanche :	97
I.9.1.2 largeur en crête :	98
I.9.1.3 Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes :	99
I.9.2 Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :	103
I.9.2.1 Coût du déversoir :	103
I.9.2.2 Coût du canal d'approche :	103
I.9.2.3 Calcul du coût du coursier :	104
I.9.3 Calcul du coût Global :	105
Conclusion :	106

Chapitre II : Etude de Variantes

Introduction :	107
II.1 Le choix du site du barrage :	107
II.1.1 Situation et choix de l'axe d'implantation :	107
II.2 Le choix du type de barrage :	108
II.2.1 Conditions géotechniques de réalisation du barrage:	109
II.3 Les variantes à choisir :	109
❖ Barrage en terre homogène :	109
❖ Barrage zoné a noyau d'argile :	110
❖ Barrage en enrochement avec masque en béton :	111
II.4 Définition de profil général du barrage :	111
II.4.1 Hauteur de barrage :	111
II.4.1.1 Calcul de la revanche :	111
a- Formule de STEVENSON GAILLARD :	111
b- Formule de MALLET et PAQUANT :	112
c- Formule Simplifiée :	112
II.4.2 Largeur en crête :	112
1) Formule de KNAPEN T :	112
2) Formule de E- F-PREECE :	112
3) Formule Anonyme (simplifiée) :	112
4) Formule pratique :	112
II.4.3 La longueur en crête :	113
II.4.4 Pentes des talus :	113
II.4.5 Les bermes.....	114
A- Talus amont :	114

B- Talus aval :.....	114
II.4.6 Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus :.....	114
II.4.7 Etanchéité du barrage.....	114
A) Le Noyau :.....	114
B) Les drains :.....	115
B.1) Dimensionnement Du Drain Tapis :.....	115
B.2) Dimensionnement du drain vertical :.....	116
B.3) Dimensionnement du drain prisme:.....	116
II.5 Fixation du choix définitif du type de barrage :.....	116
II.5.1 Etude Technico-économique :.....	117
II.5.1.1 Calcul des volumes :.....	117
II.5.1.1.1 Barrage Homogène en argile avec drain vertical :.....	118
II.5.1.1.2 Barrage Zoné a noyau d'argile :.....	120
II.5.1.1.3 Barrage en enrochement avec masque en béton :.....	122
II.5.1.2 Estimation du coût des variantes :.....	124
II.5.1.3 Comparaison financière des trois variantes :.....	124
Conclusion :.....	125

Chapitre III : Conception Détaillé de La Digue

INTRODUCTION :.....	126
III.1 DIMENSION DE LA DIGUE :.....	126
III.1.1 Hauteur du barrage :.....	126
III.1.1.1 Niveau d'eau du barrage :.....	126
III.1.1.2 Revanche :.....	126
III.1.1.3 Tassement de la digue :.....	126
III.1.1.4 Cote en crête du barrage :.....	127
III.1.2 Conception de la crête :.....	127
III.1.2.1 Largeur en crête :.....	127
III.1.2.2 Longueur en crête :.....	128
III.1.3 Les pentes du talus.....	128
III.1.3.1 Les Bermes :.....	128
A-Talus amont :.....	128
B-Talus aval :.....	128
III.1.4 Protection des talus.....	128
III.1.4.1 Talus aval :.....	129
III.1.4.2 Talus amont :.....	129
III.1.4.2.1 Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement (parement en rip-rap):.....	130
A) Première méthode :.....	130
B) Méthode T.V.A (Tennessee-Valley- Authority):.....	132
C) Troisième Méthode:.....	132
III.1.5 Etanchéité de barrage.....	132
III.1.5.1 Choix du système d'étanchéité.....	133
III.1.5.1.1 Différentes types d'organes d'étanchéité.....	133
III.1.5.2 Dimensionnement du noyau.....	134
A-largeur en crête du noyau :.....	134
B- Cote de la crête du noyau :.....	134
C- Pentes des talus du noyau :.....	134

D- Largeur à la base du noyau :.....	134
E- La clé d'encrage :.....	136
III.1.5.3 Dimensionnement du parois moulée :.....	136
III.1.6 Drainage de la digue :.....	136
III.1.6.1 But du drainage :.....	136
III.1.6.2 Constitution et fonctionnement des filtres et drains :.....	137
III.1.6.2.1 les filtres :.....	137
III.1.6.2.2 les drains :.....	137
III.1.6.3 Calcul des drains :.....	138
A-Dimensionnement du drain cheminée:.....	138
B-Dimensionnement du drain tapis:.....	138
C- Dimensionnement du prisme aval :.....	139
III.1.6.4 Calcul des filtres :.....	139
A- Règles des filtres :.....	139
B- Détermination de la granulométrie des Filtres :.....	140
C- Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres :.....	141
D- Vérification du contact noyau - recharges :.....	142
III.1.7 Protection de la crête :.....	142
CONCLUSION:.....	142

Chapitre IV : Etude D'infiltration

Introduction :.....	143
IV.1 Défaut d'étanchéité et conséquences des infiltrations :.....	143
IV.2 Hypothèses simplificatrices dans les calculs de filtration hydraulique des barrages en terre :.....	143
IV.3 La ligne de saturation :.....	144
✓ Niveau de La Retenue Normale (NNR), (h=41.9 m) :.....	144
IV.4 Calcul d'infiltration :.....	146
IV.4.1 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers le Noyau :.....	146
IV.4.2 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la Fondation :.....	146
IV.4.3 Débit de fuite par infiltration à travers le Barrage (digue+fondation) :.....	147
IV.5. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :.....	148
1. Dispositif d'étanchéité :.....	148
2. Fondation du barrage :.....	149
CONCLUSION:.....	149

Chapitre V : Etude de Stabilité

Introduction :.....	150
V.1 Conséquences de l'instabilité des talus.....	150
V.2 Méthode de calcul :.....	150
V.2.1 Principe de la méthode :.....	151
V.2.2 Calcul des forces appliquées à chaque tranche :.....	153
V.2.2.1 Classement des forces :.....	153
✓ Les forces stabilisatrices :.....	153
✓ Les forces motrices :.....	154
V.3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :.....	154
A - Fin de construction (talus amont et aval) :.....	154
B - Fonctionnement normale (talus aval) :.....	155

C - Vidange rapide (talus amont) :.....	155
CONCLUSION:.....	156

Chapitre VI : Organisation de Chantier

Introduction :.....	157
VI.1 Organisation technique de préparation :.....	157
VI.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :	157
VI.2.1 Installations destinées au personnel :.....	157
VI.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux :.....	158
VI.2.3 Installations destinées à la réparation des engins :	158
VI.2.4 Installation destinée pour la préfabrication :	158
VI.4 Travaux de réalisation :	158
VI.4.1 Travaux de terrassements :	158
VI.4.2 Travaux d'excavations :.....	158
VI.4.3 Travaux secondaires	158
VI.5 Les moyens de chantier :	159
VI.6 Programme des travaux :	160
VI.7 Planification :.....	160
VI.7.1 Définition :.....	160
VI.7.2 Techniques de la planification :.....	160
VI.7.2.1 Méthodes basées sur le réseau :.....	161
VI.7.2.1.1 Définition du réseau :.....	161
VI.7.2.1.2 Construction du réseau :	161
VI.7.2.2 Méthode C.P.M (Méthode du Chemin Critique) :.....	161
VI.7.2.2.1 les étapes de la planification :.....	161
VI.7.2.2.2 collection des informations :.....	162
VI.7.2.2.3 décomposition du projet :	162
VI.7.2.2.4 relations entre les tâches :.....	162
VI.7.2.2.5 les paramètres de la méthode C.P.M :	162
VI.7.2.2.6 Chemin critique (C.C) :	162
VI.7.2.2.7 Attribution des durées de chaque opération :	163
VI.8 Les plannings :.....	163
VI.8.1 Plan du travail au plus tôt :	163
VI.8.2 Plan de travail au plus tard (PTPP) :.....	163
VI.8.3 Plan de travail intermédiaire :.....	163
VI.9 Délai de construction et programme des travaux :	163
VI.10 Symboles des différentes opérations :	164
VI.11 Détermination du chemin critiques :.....	164
Conclusion :	165

Chapitre VII : Avant Mètre et Devis Estimatif

Introduction :.....	166
VII.1 Estimation du corps de la digue :	166
VII.1.1 Estimation Volumes des Matériaux de Construction :.....	166
1- Argiles (Noyau) :.....	166
2- Alluvions :	167
3- Protection en rip-rap :	167
4- Filtres et drains :	168

5- Paroi Moulée :	169
6- Bitume-Gravier :	169
VII.2 Estimation du Cout de la digue :	170
CONCLUSION :	171

Chapitre VIII : Protection et Sécurité de Travail

Introduction :	172
VIII.1 Causes des accidents de travail :	172
VIII.1.1 Causes humaines :	172
VIII.1.2 Causes techniques :	172
VIII.2 Mesures préventives dans le chantier :	172
VIII.2.1 Conditions dangereuses :	172
VIII.2.2 Actions dangereuses :	173
VIII.2.3 Mesures préventives :	173
VIII.3 Organisation de la prévention des accidents du travail :	173
VIII.4 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation:	174
Conclusion :	175

CONCLUSION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'**Eau** est un élément indispensable pour la vie. Aussi nécessaire pour tout développement que se soit agricole ou industriel.

La région méditerranéenne comme la plupart des pays sous-développés vivent une véritable crise de l'eau et notre pays n'échappe pas à cet aléa car, l'eau douce, ressource que nous pensions inépuisable est rare et souvent difficile à prélever, selon les plus récentes données, moins de 1 % de toute l'eau douce sur la planète est facilement accessible à l'être humain. Le manque d'eau est également lié à la croissance démographique et à la pollution ce qui est particulièrement le cas de l'**Algérie**.

Partant de ce constat, les autorités publiques réagissent. Cette volonté s'est manifestée au plan institutionnel, par la création d'un département ministériel à part entière en charge de cette ressource. La mobilisation des ressources en eau par le pouvoir public a franchi une étape importante par l'édification des barrages qui est une solution très largement utilisée pour résoudre ce délicat problème, intervient aussi la mise en œuvre progressive de l'interconnexion des barrages, permettant, de ce fait, une gestion dynamique et évolutive des disponibilités en eau sur tout le territoire national, c'est-à-dire là où se concentrent les populations et l'activité économique, agricole et industrielle.

Dans ce cadre bien précis l'**Agence Nationale des Barrages et Transferts** a bénéficié de plusieurs projets des barrages dans la région Est; l'un de ces derniers est le barrage de **Barika (Wilaya de Batna)** qui est destiné à l'irrigation des terres agricoles de la région.

L'étude de faisabilité de ce barrage, a été faite par le bureau d'étude **STUCKY-BG**.

L'étude de faisabilité est le premier pas et la base pour accomplir et entamer l'**Avant Projet Détaillé (APD)**, ce dernier fera l'objet de ce mémoire.

Après avoir présenté une synthèse de l'étude de faisabilité à partir de l'étude du bureau d'étude **STUCKY-BG**, nous passons à la deuxième partie qui comprendra huit chapitres. Nous allons faire une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable. Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique.

On consacra un chapitre pour l'analyse des variantes de digues et le choix sera en fonction de la disponibilité des matériaux et la comparaison économique entre les variantes proposées, ainsi que une étude détaillée de la conception, d'infiltration et de stabilité des talus. Un autre chapitre sera consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux. Et un chapitre Avant-mètre et devis estimatif. En terminant de chapitre traitera la protection et la sécurité de travail.



1^{ère} Partie :

Synthèse de l'Etude de Faisabilité

Introduction :**• Objectif :**

L'objectif principal de cette étude était initialement l'analyse des possibilités de créer un barrage sur l'oued Barika, pour mobiliser les ressources naturelles et créer une capacité de stockage des eaux de l'oued, Ce barrage a une vocation agricole locale, ses eaux étant destinées à des périmètres non encore identifiés.

Le présent mémoire de synthèse fait partie de l'étude d'APD du barrage. Il a pour objectif la description générale de l'aménagement et la présentation d'un exposé justificatif et descriptif de la solution adoptée.

• Présentation générale du projet :

L'oued Barika draine l'extrémité Est des monts du Hodna, chaîne qui culmine aux environs de 1900m, et l'extrémité Ouest des Aurès où se situe le point haut du bassin, le Djebel Refaa à 2178m. Il se jette dans le chott Hodna (altitude 390m) après un parcours de 115 km. Le site du barrage Barika se trouve environ 50 km à l'ouest de Batna sur cet oued.

Le barrage de Barika se situera à quelque kilomètres au N-NE du village de N'Gaous. La retenue du barrage de Barika permettra de régulariser les eaux de l'oued en vue d'une couverture des besoins en irrigation dans la région.

Le site envisagé se trouve dans une vallée assez large (lit mineur d'une cinquantaine de mètres de largeur et un lit majeur de près de 700 m). Le site est facile d'accès depuis le chemin de wilaya CW35 qui traverse l'oued Barika, à 300 m environ à l'aval du site.

Dans la cuvette de la future retenue se trouvent le douar Boutrib (composé d'une cinquantaine de maisons) ainsi que quelques fermes isolées qu'il conviendra d'exproprier. La cuvette est composée de terrasses agricoles exploitées. Les travaux préparatoires de la cuvette seront de faible ampleur étant donné la faible couverture boisée de celle-ci (Photo N°07).

I.1 Généralités :

Dans ce chapitre, nous exposons le résumé des études préliminaires élaborées lors de l'étude de faisabilité : l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.

Dans l'étude topographique, nous trouvons trois points : la topographie du bassin versant, de la vallée de la rivière, du site du barrage et de la retenue. Pour l'étude géologique et géotechnique, un programme de reconnaissance géologique complémentaire doit être lancé dans cette étude. En fin, pour l'étude hydrologique, nous montrons les caractéristiques physiques du bassin versant, les apports et les crues.

I. 2 Etudes topographiques :**I.2.1 Situation géographique :**

Le site de Barika se trouve à la périphérie Est de la plaine du Hodna, à environ une soixantaine de kilomètres l'Ouest de la ville de Batna et à 3.0 km au Nord de la ville de N'Gaous sur l'oued Barika.

On y accède par le chemin de wilaya CW N°35 reliant Sétif à Barika. A 3.0 km environ avant d'arriver à N'Gaous, on prend vers l'Est une piste d'assez bonne qualité qui mène directement au site du barrage.

L'accès peut se faire aussi à partir de Barika vers N'Gaous, toujours en empruntant vers le Nord - Est sur une trentaine de kilomètres le CW n°35, et à 3.0 km de la sortie de N'Gaous, on emprunte la même piste vers l'Est qui mène jusqu'au site. Sur la feuille au 1/50000 de N'Gaous, le site est repéré par les coordonnées ci- dessous :

Tableau I.1 : Coordonnées de l'axe du barrage (Lambert et UTM)

	Coordonnées Lambert	Coordonnées UTM 31
X [km]	785.2	738.2
Y [km]	257.8	3 940.8
Z [m]	704	704

I.2.2 Topographie du site et de la cuvette :

Le site de Barika est à morphologie douce à très douce aussi bien dans sa cuvette qu'au droit du faible resserrement sur le cours de l'oued.

L'oued serpente sur de vastes et épaisses terrasses dans un domaine à prédominance marneuse. Il prend sa source au Nord du djebel Ghetiane et du djebel Bouchetit et se dirige vers le Sud. A 4 Km au Nord Est de N'Gaous, il est renforcé par la confluence des oueds Aïoun et Chair. L'oued Barika traverse la région étudiée en un vaste réseau de méandres, creusant ainsi de nombreuses terrasses d'érosion.

Les relevés topographiques ont été effectués sur le site et la cuvette à grande échelle par le bureau de topographie CETB. Les relevés topographiques se sont étalés de juin 2002 à mai 2005 pour fournir des compléments et des extensions topographiques notamment sur les rives.

La cuvette de l'oued Barika s'étend sur une superficie de 966 ha soit 9.66 km². L'axe du barrage présente un compromis entre la topographie et l'emplacement des ouvrages annexes. En rive droite l'axe remonte vers l'amont permettant de passer outre la présence de cols topographiques situés à des altitudes relativement basses (755 NGA) à l'aval du barrage sur cette rive. Ces cols pourraient offrir des possibilités de fuites au large par des gradients hydrauliques importants.

I.3 Etude géologique et géotechnique :

Le but de cette étude est d'identifier la géologie du site, de la cuvette et de l'axe de barrage et de savoir les principales caractéristiques géologiques telles que la perméabilité, le degré de consolidation, le tassement et l'histoire géologique le long de l'axe du barrage pour déterminer par la suite le régime de traitement de fondation à suivre. D'un autre côté, l'étude géologique et géotechnique nous a permis de localiser la zone d'emprunt des matériaux de construction.

I.3.1 Géologie générale :

I.3.1.1 Tectonique :

La région d'étude appartient au domaine de l'avant fosse Miocène ou zone pré — atlasique (ANNEXE A.2). Au Nord, il est limité par le djebel Dechrit constitué de calcaires du crétacé supérieur. Ce djebel appartient à l'extrémité la plus méridionale de la dépression sub-Bibanique. Au Sud, il est limité par les formations calcaires Crétacé du djebel Ahmar et Metlili. Ce dernier forme un anticlinal d'âge crétacé inférieur à moyen et d'axe SO - NE, et constitue une partie de la bordure Nord de l'atlas Saharien.

I.3.1.2 Géomorphologie :

Le site de barrage de Barika se trouve dans une région dénudée formée de cuvettes grés-argileuses du miocène. Dans cette zone, l'oued Barika forme les méandres d'une vaste vallée dont la largeur varie entre 500 et 800 m. Cette vallée est occupée par des alluvions, les quelles reposent sur des dépôts du Miocène.

L'oued Barika traverse le site du barrage d'Est en Ouest. La vallée actuelle (Photo N°09) large d'environ 60 m est entaillée dans des alluvions récentes; les terrasses forment des versants verticaux s'élevant de 2 à 8m. La vallée ancienne est large d'environ 500 m, ses versants sont inclinés de 10 à 20° et s'élèvent à 50 m environ.

Les dépôts du miocène forment un vaste synclinal dont l'axe Est-Ouest coupe transversalement la vallée de l'oued.

I.3.2 Géologie régionale:

I.3.2.1 Lithologie et stratigraphie :

- **Lithologie :**

A proximité du site du barrage et de la cuvette de retenue les relevés géologiques montrent la lithologie suivante :

- sur les rives : les marnes sont présentes, tout d'abord altérée elles deviennent saines en profondeur. Elles sont recouvertes de colluvions et de quelques conglomérats (Photo N°03 et N°04) ,
- sur les terrasses en fond de vallée : une épaisse couche de limons argileux (6 à 7m) repose sur des alluvions présentant une épaisseur parfois importante (parfois jusqu'à 10 m) elles mêmes posées sur les marnes plus ou moins altérées,
- pour le lit mineur : l'oued Barika a érodé un lit mineur dans les terrasses argilo limoneuse et les alluvions et coule sur de longues parties directement sur le substratum rocheux (Photo N°02).

- **Stratigraphie :**

Le quaternaire est représenté par :

- Des alluvions récentes dans l'oued formées de dépôts de terrasses, avec des sables, des graviers et des galets arrondis.

- Des alluvions su-récentes constituant les dépôts des terrasses avec des argiles sableuses et caillouteuses.
- Des alluvions plus anciennes en forme de gravier avec quelques lentilles de sables, limons et argiles.
- Des colluvions.
- Des conglomérats localement brèches sur les collines.

Le Miocène qui affleure dans la région de notre projet repose en discordance sur le grand synclinal Crétacé. Ce Miocène est de 2 types:

- Miocène supérieur continental,
- Miocène inférieur marin comprenant des conglomérats hétérogènes, des marnes et des argiles avec des niveaux gypsifères (Photo N°08).

Le Trias affleure sous forme de diapir à l'Est du djebel El Djezzar. Il est formé d'argiles versicolores, de gypses et cargneules.

- **Fondation :**

Le barrage sera fondé sur les marnes pour les parties les plus sensibles (déversoir en béton notamment). Les marnes, mêmes altérées, présentent une résistance suffisante pour assurer la fondation d'un ouvrage béton.

La digue en remblai pourra être fondée sur les alluvions sous réserve d'un traitement assurant l'étanchéité, là où ces alluvions sont présentes sur de trop grande profondeur pour être purgées de manière économique. Un dispositif d'étanchéité devra alors être descendu jusque dans les marnes saines pour assurer l'étanchéité de la fondation (paroi moulée).

Le futur ouvrage reposera donc, en fond de vallée, sur une épaisse couche d'alluvions quaternaires qui peuvent atteindre une vingtaine de mètres. Ces niveaux sont en général constitués d'une couche de limons argileux en surfaces et d'alluvions grossières en profondeur. Ceux-ci surmontent des marnes tendres grises très sensibles à la dessiccation. Les épaisseurs de limons argileux devront être purgées avant la mise en œuvre du remblai.

- **Géologie de la cuvette :**

La cuvette de l'oued Barika est très vaste avec des pentes douces (Photo N°01 et N°06). Sa géologie a été relevée au 1/5000. Très peu d'affleurements sont observables sur le terrain. Les formations actuelles (alluvions et colluvions) recouvrent presque la totalité de celles-ci.

Des terrasses extrêmement vastes et épaisses (2 -8 m) recouvrent le fond de la vallée. Elles sont de nature limoneuses, parfois limoneux argilo-sableuses ; avec quelques passées gravelo- caillouteuses discontinues à la base. Ces terrasses peuvent atteindre 600 à 700 m de large. Ces terrasses couvrent des graviers anciens lesquels sont le remplissage d'une ancienne vallée. Ces graviers anciens n'affleurent que très localement à la base des falaises plus ou moins verticales au bord de l'oued Barika.

L'oued coule parfois sur une très faible épaisseur d'alluvions graveleuses (0.5 m au droit de l'axe aval). Le reste de la cuvette est recouverte par les produits d'altérations des marnes peu épais.

Les marnes du Miocène qui composent le substratum rocheux dans toute la cuvette sont vises noires ; argileuses avec des plaquettes (2-3 mm) de calcite fibreuses. Le haut des

buttes aussi bien en rive droite qu'en rive gauche est souvent recouvert par une couche de conglomérats grossiers dont l'épaisseur peut atteindre une dizaine de mètres.

Les produits d'altération de ces faciès recouvrent sous de très faibles épaisseurs les marnes sous jacentes. On trouve parfois au pied des talus surtout de la rive gauche des éboulis de pentes conglomératiques parfois avec des éléments très volumineux de l'ordre du m³.

Aucune manifestation d'instabilité importante n'a été observée. Il est évident que lors des fluctuations du plan d'eau de la future retenue, quelques petites instabilités locales pourront se manifester dans les formations colluviales sans que cela ne remette en cause la stabilité en grand des rives.

Les faciès marneux qui composent la totalité de la cuvette assurent son étanchéité. Cependant pour un axe aval les cols de la rive droite sont très étroits. Leur faible largeur ne permet pas d'assurer une stabilité suffisante. Par ailleurs les petits talwegs qui les parcourent présentent le risque de servir de drains vers la vallée limitrophe parcourue par la CW 35.

I.3.2.2 Caractéristiques hydrogéologiques :

L'analyse des essais Lugeons, effectués dans les marnes, a montré des perméabilités de quelques unités Lugeons (de 1 à 5 UL), qui caractérisent un massif peu perméable. Les essais ont montré également la diminution de la perméabilité avec la profondeur. L'absence de pertes totales démontre l'imperméabilité de ces marnes. Seules les alluvions situées sous les argiles présentent des perméabilités importantes ($K=1.2 \cdot 10^{-4}$ m/s) et nécessiteront d'être coupées par une étanchéité rapportée (paroi moulée). L'analyse du niveau de la nappe dans les piézomètres confirme également la relative étanchéité du massif.

Les marnes du Miocène assurent l'étanchéité de la cuvette. Les bons résultats obtenus sur les perméabilités indiquent que les pertes d'eau au travers du massif marneux constituant la fondation seront faibles.

I.3.2.3 Sismicité :

La sismicité de la région de Barika a été évaluée dans un rayon de 150 km autour du site. Dans la région délimitée soit entre Ain Beida à l'est, Jijel au nord, Boussaâda à l'Ouest, et Ghardaïa au sud, 111 secousses ont été ressenties entre 1839 et 2005. L'analyse de la carte des épïcêtres du rapport géologique (ANNEXE A.2) a montré que :

➤ **De 0 à 50 km :** On dénombre cinq (5) épïcêtres de séismes de magnitude comprise entre 4.1 et 5.7. Situé à quelques kilomètres au SE du site du barrage le séisme de Ras El Aioune (de 1885) est le plus important événement relevé dans la région.

➤ **Entre 50 et 100 km :**

On dénombre 41 secousses dont la magnitude varie entre 2.7 et 6.5. Ces séismes sont situés pour certains autour de Batna (5 événements) et le reste sur un axe M'Sila au SW et Setif au NE. Plusieurs événements possèdent des magnitudes supérieures à 5, le plus important reste celui survenue au Sud des Aurès à quelques kilomètres à l'Est de Biskra avec une magnitude de 6.5.

➤ **Entre 100 et 150 km :**

On relève 65 événements dont 11 ont une magnitude supérieure à 5 avec un seul qui se manifeste par une magnitude supérieure ou égale à 6. Ces séismes sont situés dans la région de Constantine au NE (15 événements) et la reste au NW dans la région de Bordj Bouareridj – Bejaia.

❖ **Conclusion de l'étude de sismicité :**

L'examen des cartes des épacentres montre que dans la zone immédiate du site, excepté la vieille secousse de Ras El Aïoun, très peu de séismes importants ont été enregistrés. Cependant les ouvrages de génie civil construit dans cette région ressentiront les effets des séismes de la région NE (constantinois) et NW région de Sétif et Kerrata. L'ensemble des considérations développées ci-dessus ainsi que la carte d'iso accélérations pour des périodes de retour de 500 ans du CTC nous conduisent à estimer une valeur d'accélération au sol de 0,18 g pour le séisme de projet.

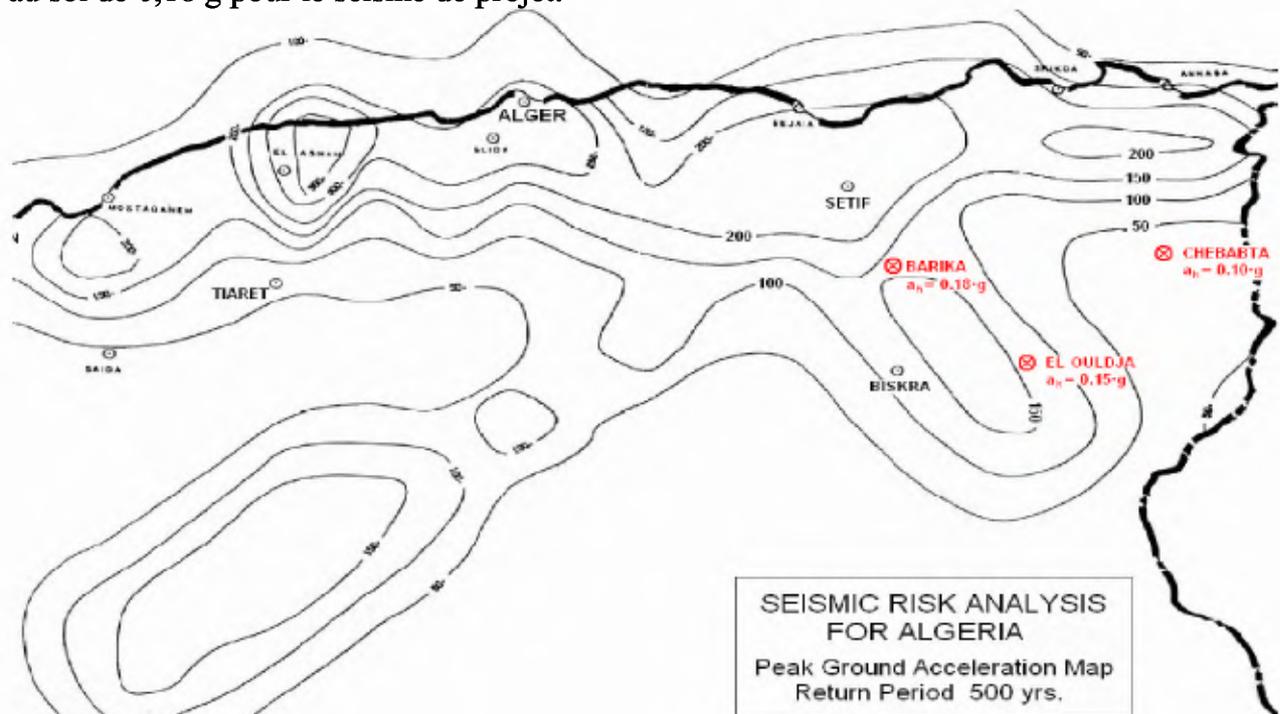


Figure I.1 : la carte d'iso accélérations pour des périodes de retour de 500 ans

I.3.2.4 Matériaux de construction:

➤ **Matériaux de remblai :**

▪ **Qualité :**

Les matériaux meubles ont été analysés pour déterminer leurs caractéristiques géotechniques. Il ressort de cette étude que les caractéristiques suivantes seront adoptées pour la remise en œuvre des matériaux meubles (limons argileux) : l'angle de frottement retenu est $\phi = 7$ à 17° et la cohésion sera de $c = 20$ à 55 kPa (drainée, non drainée)

Les matériaux meubles présentent des caractéristiques insuffisantes vis-à-vis des séismes et devront être protégés dans la fondation.

Les perméabilités retenues sur les terrains meubles seront les suivantes :

- Argile limoneuse : entre $1.05 \cdot 10^{-5}$ et $3 \cdot 10^{-9}$ (moyenne $1.4 \cdot 10^{-6}$ m/s),
- Alluvions : 10^{-3} m/s.

- **Quantité:**

Dans la cuvette de retenue on dispose d'argiles limoneuses en quantité importante contenues dans les vastes terrasses (surface de 200 ha environ) qui recouvrent une épaisseur variable d'alluvions plus ou moins anciennes. Les puits de reconnaissance ont mis en évidence un volume de matériau limono-argileux de l'ordre de 1.8 Mm^3 sur une surface reconnue de 62 ha. Toutefois les surfaces de terrasses sont bien plus importantes dans la cuvette (de l'ordre de 200 ha).

Les quantités d'alluvions n'ont pas pu être chiffrées de manière précise. Toutefois compte tenu des levés de terrain et des coupes de sondages: les alluvions devraient être en quantité suffisante. 10 sondages carottés ont traversé les alluvions, les épaisseurs variant de 3.6m à 10 m avec une épaisseur moyenne de 6.2m. Ces relevés, ajoutés à l'analyse des talus de l'oued incisés dans les terrasses alluviales, laissent penser la présence d'alluvions sur toute la surface recouverte de limons argileux. Une première estimation donne sur la surface reconnue (62ha) et avec l'épaisseur moyenne un volume de 3.7 Mm^3 . Encore une fois la surface des terrasses alluvionnaires est supérieure à la surface reconnue de l'ordre de 200ha. Le volume d'alluvions disponible sous les limons argileux couvre donc largement le volume de matériaux nécessaires.

- **Matériau pour enrochement, filtres et béton :**

La localisation : le site de la carrière par rapport au site du barrage. A vol d'oiseau la carrière se situe à 4 km du site (Photo N°10).

- **Quantité :**

Les matériaux graveleux sont localement présents dans l'oued (alluvions récentes) mais dans des quantités insignifiantes pour leur utilisation en granulats béton (Photo N°05).

Pour les bétons et pour les filtres, il conviendra d'obtenir ces matériaux par concassage des calcaires de la carrière. La carrière a été identifiée à quatre kilomètres au Nord Est du site du barrage sur la route reliant N'gaous à Ras El Aioune à mi distance environ Le massif calcaire s'étend sur une surface de 2km par 0.5km avec une puissance de 2 à 3 m ce qui laisse la possibilité d'extraction d'un volume important.

On n'utilisera pas les alluvions des terrasses pour l'élaboration des granulats à béton compte tenu des contraintes de traitement à faire sur ces alluvions qui sont contaminés par des matériaux argileux et nécessitent un traitement trop important. Les granulats à béton seront préférentiellement issus du concassage des calcaires de carrières.

Les enrochements utilisés pour réaliser le rip-rap amont et le rip-rap aval seront obtenus depuis la même carrière de calcaire

Les roches de la carrière montrent une résistance à la compression bien plus élevée : 73.8 MPa pour un état sec et 34.8 MPa pour un état humide. Les calcaires de cette carrière présentent de bonnes caractéristiques quant à leur réutilisation en agrégat à béton et/ou en enrochement.

▪ **Qualité :**

Les caractéristiques exactes des filtres seront adaptées aux granulométries des alluvions qui restent à déterminer en phase d'avant projet. Le but des filtres étant d'éviter la contamination et l'entraînement des particules fines.

I.3.2.5 Reconnaissance in situ :

▪ **Sondage carottés :**

23 (vingt trois) sondages (ANNEXE A.3) verticaux carottés de 771,5 (total) ml avec essais Lugeons systématiques au rocher tous les 3 m et des essais Lefranc dans les terrains meubles et conglomérats tous les 2 m dans les terrains meubles, ont été exécutés par l'entreprise HYDROTECHNIQUE (UTS) au courant de l'année 2003 pour les sondages F01 à F17 et 2004 pour les sondages F18 à F22. Des échantillons sous forme de blocs ont été également pris pour l'étude de la carrière. 8 forages sont équipés en piézomètres : F1, F2, F3, F4, F5, F6, F7 et F8

La situation des sondages ainsi que leurs profondeurs sont données ci-dessous :

Tableau I.2 : Campagne de reconnaissances par forages (coordonnées UTM 31)

Désignation	Profondeur	Situation	X [m]	Y [m]	Z [m]
F-01	Prof = 60 m	Haut rive droite	737 851.97	3 940 903.35	731.67
F-02	Prof = 30 m	Mi- rive droite	737 908.32	3 940 852.85	720.50
F-03	Prof = 47 m	Fond d'oued	737 967.33	3 940 777.36	703.69
F-04	Prof = 30 m	Terrasse rive gauche	738 022.57	3 940 650.80	712.14
F-05	Prof = 31 m	Terrasse rive gauche	738 115.28	3 940 515.22	714.81
F-06	Prof = 30 m	Terrasse rive gauche	738 185.58	3 940 398.05	715.89
F-07	Prof = 30 m	Mi- rive gauche	738 193.78	3 940 281.97	719.18
F-08	Prof = 60 m	Haut rive gauche	738 209.87	3 940 068.68	736.21
F-09	Prof = 30 m	Haut rive gauche	738 443,90	3 939 872.92	763.34
F-10	Prof = 30 m	Terrasse rive gauche entre F05 et F06	738 151.92	3 940 455.05	715.75
F-10bis	Prof = 30 m	Terrasse rive gauche entre F04 et F05	738 063.57	3 940 586.39	713.66
F-11	Prof = 30 m	Mi- rive droite, aval F02	737 840.68	3 940 796.70	717.38
F-12	Prof = 30 m	Terrasse rive gauche, aval F04	737 929.43	3 940 624.53	711.67
F-13	Prof = 30 m	Terrasse rive gauche, amont F07	738 230.32	3 940 269.27	718.94
F-14	Prof = 30 m	Affluent rive gauche	738 113.72	3 940 362.11	710.80
F-15	Prof = 30 m	Haut rive gauche, aval F08	738 133.65	3 940 018.71	732.72
F-16	Prof = 30 m	Haut rive gauche, aval F15	738 025.76	3 939 979.22	725.73
F-17	Prof = 30 m	Terrasse rive gauche, aval F12	737 846.35	3 940 527.53	711.55
F-18	Prof = 50 m	Appui rive droite, axe amont	738 111.45	3 941 372.49	764.05
F-19	Prof = 22 m	errasse rive gauche, axe amont	738 282.80	3 940 510.30	716.09
F-20	Prof = 40 m	Appui rive gauche, axe amont	738 490.09	3 939 843.55	767.19
F-21	Prof = 21.5 m	Col déversoir rive gauche, axe amont	738 606.20	3 939 682.04	770.19
F-22	Prof = 20.00 m	Axe talweg rive gauche, axe amont	738 507.23	3 939 644.53	752.91

▪ **Les puits :**

15 puits ont été exécutés pour les zones d'emprunt argileux par l'entreprise Hydrotechnique de 3 à 4 m dans les argiles (ANNEXE A.4).

La situation des puits ainsi que leurs profondeurs sont données ci-dessous :

Tableau I.3 : récapitulatif des puits

N° Puits	Profondeur [m]	Situation	X [m]	Y [m]	Z [m]
P1	3.2	Terrasse rive gauche	738 645	3 940 444	721
P2	3.5	Terrasse rive gauche	738 557	3 940 632	717
P3	2.7	Terrasse rive gauche	738 792	3 940 607	721
P4	3.5	Terrasse rive gauche	738 734	3 940 800	717
P5	3.2	Terrasse rive gauche	738 905	3 940 708	722
P6	3.5	Terrasse rive gauche	738 846	3 940 912	720
P7	3.2	Terrasse rive gauche	738 976	3 940 837	724
P8	3.4	Terrasse rive gauche	739 078	3 940 998	724
P9	3	Terrasse rive gauche	738 921	3 941 130	721
P10	3.7	Terrasse rive gauche	739 131	3 941 243	725
P11	3.5	Terrasse rive gauche	739 283	3 941 085	729
P12	3.9	Terrasse rive gauche	739 571	3 941 135	735
P13	3.7	Terrasse rive gauche	739 375	3 941 339	728
P14	3.4	Terrasse rive gauche	739 465	3 941 511	727
P15	3.5	Terrasse rive gauche	739 668	3 941 382	732

▪ **L'essai SPT (essai de pénétration) :**

Des essais SPT ont été exécutés sur tous les terrains de couverture (colluvions, alluvions et marnes altérées). On note que :

- Pour les marnes altérées, les valeurs obtenues sont élevées et supérieures à 30 coups (valeurs intermédiaires) excepté sur le F07 entre 1.5 et 2.0 m où la valeur intermédiaire enregistrée est de l'ordre de 16 coups correspondant à des marnes angélisées.
- Pour les alluvions grossières le refus est toujours atteint sur les 15 premiers cm. Ce qui est normal au vue de leur granulométrie.
- Pour les limons argileux, les valeurs sont toujours supérieures à 20 coups

- Les deux valeurs enregistrées dans les conglomérats ne sont pas représentatives de ces horizons qui sont habituellement très compacts.

- **L'essai préssiométrique :**

Des sondages préssiométrique ont été réalisés à proximité des sondages F01, F04, F06, F10 et F14. Les essais ont été effectués de façon systématique tous les deux (2) mètres. Les préssiomètres ont été réalisés le premier (SP2003-01) en rive droite dans les marnes, tandis que les quatre autres (SP2003-04, SP2003-06, SP2003-10 et SP2003-14) en fond de vallée sur la terrasse rive gauche.

Les tableaux joints (Annexe A.5) en récapitulent les résultats suivants :

- Argiles limoneuses : argiles raides :
E moy = 271.03 bars ; PL moy = 15.15 bars ; E/PL moy = 16.96.
- Alluvions grossières : modules et pressions limites élevés :
E moy = 384.46 bars ; PL moy = 15.13 bars ; E/PL moy = 26.31.
- Marnes altérées
E moy = 623.20 bars ; PL moy = 23.39 bars ; E/PL moy = 24.17.
- Marnes saines : plus élevées que tout le reste
E moy = 1751.44 bars ; PL moy = 50.98 bars ; Emoy/PLmoy = 34.36

- **les analyses pétrographiques :**

06 échantillons ont été prélevés et soumis à des analyses pétrographiques et radio cristallographiques.

Les interprétations des lames minces obtenues donnent de façon systématique des calcaires mi- critiques fossilifères toujours riches en inclusions non transparentes de nature argileuse. Ceci nous semble douteux au vu des observations de terrain, où des marnes étaient partout observées.

La quantification du pourcentage d'argile au rayon X aurait pu permettre d'affiner l'analyse,

- **Les essais de perméabilité :**

- ✓ **Essais Lugeons :**

Des essais de perméabilité du type Lugeons ont été effectués de façon systématique sur les sondages carottés par passes de 3 m en général. 157 essais ont été exécutés.

Le tableau suivant donne les résultats de ces essais par tranche de 10 m de profondeur.

Tableau I.4 Perméabilité des sols de fondation

Tranches	0-10m	10-20m	20-30m	30-40m	>40 m	Total	%
0-1u1	0	0	2	1	7	10	6.4%
1-2u1	0	5	9	2	3	19	12.1%
2-3u1	0	7	16	0	0	23	14.6%
3-4u1	1	6	19	4	3	33	21.0%
4-5u1	0	7	9	5	5	26	16.6%
5-6u1	1	8	6	1	0	16	10.2%
6-10u1	3	18	1	2	0	24	15.3%
7->10u1	3	2	1	0	0	6	3.8%
Total	8	53	63	15	18	157	100%

Aucune perte totale n'a été enregistrée, au niveau des vingt trois (23) sondages réalisés, à part pour le F9 où l'on note trois (03) contournements. Les résultats de ces nombreux essais montrent un massif peu à moyennement perméable dont la perméabilité est de l'ordre de quelques lugeons. La perméabilité tend à décroître avec la profondeur. Les graphiques (Annexe A.6) illustrent cette tendance.

✓ **Essais Lefranc :**

Des essais Lefranc ont été réalisés par l'entreprise dans les alluvions et les conglomérats. Les extraits ci-dessous en donnent les valeurs extrêmes et moyennes en m/s:

Tableau I.5: récapitulatif des essais de perméabilité

	Argiles limoneuses	Alluvions grossières	Conglomérats
Nombre²	14	34	5
Moyenne	1.44E-06	1.17E-04	6.93E-05
Ecartype	2.95E-06	1.33E-04	5.94E-05
Max	1.05E-05	6.80E-04	1.37E-04
Min	3.00E-09	1.80E-05	5.33E-07

Cependant les valeurs obtenues sont cohérentes avec la nature des terrains testés même si les valeurs de perméabilités relevés dans les alluvions grossières sont assez élevées en regard de valeurs habituelles trouvées dans la littérature pour ce type de sol (entre 10^{-2} et 10^{-4} m/s). Ils montrent en général des alluvions perméables et des argiles limoneuses peu perméables. Les conglomérats sont moyennement perméables.

▪ **Niveau de la nappe :**

Le niveau de la nappe a été mesuré durant la campagne pour les sondages (F01 à F08), Reporté sur les coupes, on constate que le niveau de la nappe est su affleurant dans le sondage du fond d'oued F 03 et qu'il passe ensuite à l'extrémité de la coupe avec une pente de 2 %. En rive gauche, le niveau de la nappe reste su affleurement. Il remonte très légèrement vers la rive gauche avec une pente de 1% entre les sondages F 04 et F 05 et 1.6% entre les sondages F05 et F06. Le tableau ci-dessous illustre les variations du niveau de la nappe dans une coupe transversale.

Tableau I.6: Cote de la nappe le 13 septembre 2003

Sondage	F01	F02	F03	F04	F05	F06	F07	F08
Cote Sondage (m)	731.67	720,50	703,69	712.14	714,81	715,89	719,18	736.21
Cote nappe (13/09/03)(m)	714.20	708.29	703.09	701.25	702.68	703.59	707.55	723.51

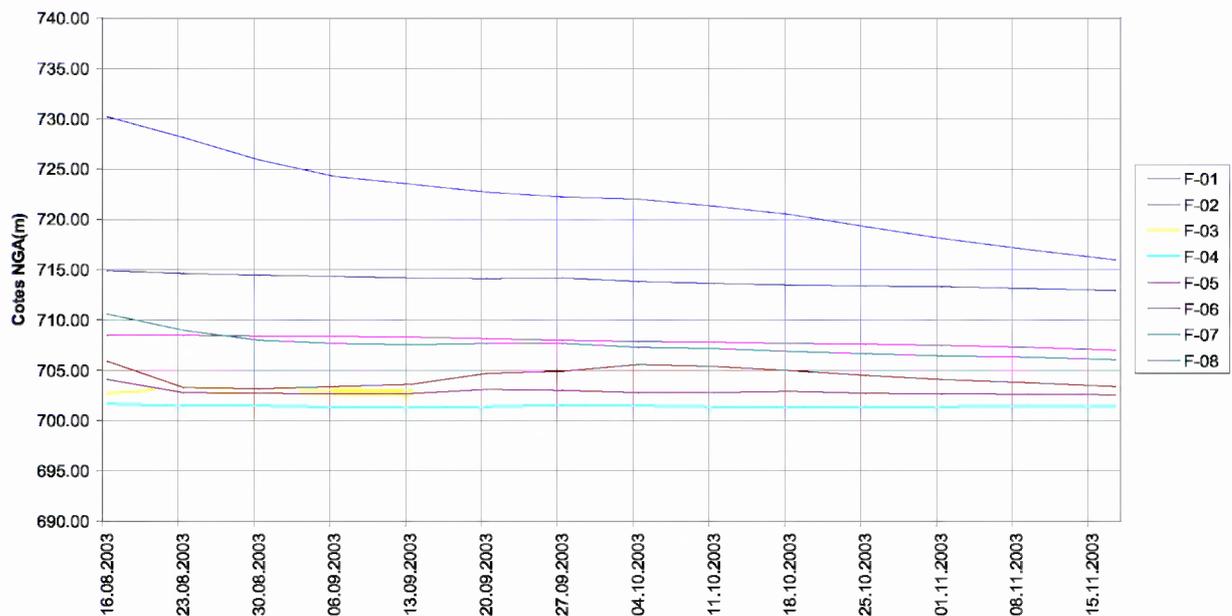


Figure I.2: Evolution de niveau de la nappe

I.3.2.6 Essai de laboratoire :

Les essais géotechniques sur les échantillons de roches et de terrain meubles ont été faits par le laboratoire UTS de l'entreprise Hydrotechnique. pour déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques du sol de la zone d'emprunt, de la cuvette et le long de l'axe du barrage.

I.3.2.6.1. Essais sur les roches de fondation :

42 échantillons prélevés dans les sondages ont été soumis à des essais physiques et mécaniques. en donne les résultats détaillés (Annexe A.7). Les extraits ci-dessous en donne les valeurs moyennes et extrêmes avec leurs écarts type pour chaque lithologie rencontrée en T/m^3 .

Remarque: Les matières solubles ont été déterminées après passage de l'échantillon à l'acide (concentration de 37% par le laboratoire chargé des analyses),

- **Marne saine :**

Tableau I.7: Caractéristiques physico-mécaniques des marnes saines

	Densités			Rc simple sec	R. traction sec	Matière Soluble
	γ_h	γ_d	γ_s			
Nombre	16	16	17	14	4	3
Moyenne	2.44	2.21	2.64	40.74	37.81	34.21
Ecartype	0.11	0.13	0.06	20.33	24.29	3.93
Min	2.24	1.93	2.55	12.91	20.90	30.24
Max	2.73	2.49	2.74	84.53	73.38	38.10

Remarque: Les marnes présentent des résistances moyennes mais suffisante pour reprendre un barrage poids.

▪ **Marne altérée :**

Tableau I.8 : Caractéristiques physico-mécaniques des marnes altérées

	Densités			Rc simple sec	R. traction sec	Matière Soluble
	γ_h	γ_d	γ_s			
Nombre	4	4	5	2	1	1
Moyenne	2.20	1.94	2.64	16.31	23.76	36.12
Ecartype	0.36	0.34	0.07	6.62		
Min	1.69	1.44	2.55	11.63		
Max	2.45	2.18	2.70	20.99		

Remarque : Les marnes altérées sont plus de deux fois moins résistantes par rapport aux marnes saines.

▪ **Argile limoneuse:**

Les limons et argiles limoneuse présents dans les couches supérieures des terrasses présentent des granulométries permettant de les réutiliser en termes de noyau étanche. Ces sols sont classés CL et ont une plasticité basse, il conviendra de vérifier leur comportement au séisme pour :

- Leur comportement en fondation d'un ouvrage en remblais
 - Leur comportement en matériau de constitution de l'ouvrage en remblais
- Leur mise en œuvre devra être adaptée aux conditions Proctor.

Tableau I.9 : Caractéristiques physiques des argiles limoneuses et limons argileux

	Densités			I Rc simple sec (Kg/cm2)	R. traction sec (Kg/cm2)	Matière Soluble (%)
	D h	D d	D s			
	(T/m ³)	(T/m ³)	(T/m ³)			
nombre	1	1	1	1	1	1
Moyenne	1.91	1.45	2.66	11.60	50.34	35.00
Ecartype	-	-	-	-	-	-

Remarque : Ces valeurs nous semblent douteuses, car très petites vis-à-vis de valeurs de la littérature. De plus un seul essai de mesure de densité à été effectué sur ces matériaux, ne permettant pas de pouvoir exclure ou expliquer ces valeurs.

▪ **Alluvions :**

Tableau I.10 : Caractéristiques physiques des Alluvions :

	Densités			I Rc simple sec (Kg/cm2)	R. traction sec (Kg/cm2)	Matière Soluble (%)
	D h	D d	D s			
	(T/m ³)	(T/m ³)	(T/m ³)			
nombre	1	1	1	1	1	1
Moyenne	2.07	1.63	2.81	17.47	48.14	44.00
Ecartype	-	-	-	-	-	-

- **Gravier :**

Un seul essai a été effectué sur les graviers :

Tableau I.11: Caractéristiques physiques des graviers.

	Granulométrie %							Limites d'Atterberg		
	Caillou	Greiers	Sable gros	Sable Fin	Limons	Argile	-	WL	Wp	lp
	200 - 20	20 - 2	2 - 0,2	0,2- 0,02	0,02-2p	21.1-0,2p	<80p	(%)	(%)	(%)
nombre	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Moyenne	0.00	50.00	20.00	12.00	9.00	9.00	28.00	35.49	18.24	17.25

I.3.2.6.2 Matériaux de construction :

- **Matériaux pour remblai :**

L'interprétation des résultats dans les tableaux récapitulatifs des essais physique et mécanique de la zone d'emprunt de barrage (Annexe A.8) donne :

* les matériaux sont à forte composante argilo-limoneuse, avec une proportion en sable fin assez importante. Ils sont de catégorie CH à compressibilité et plasticité élevée pour les puits P3, P5, P6, P8, P9, P10, P11, P12, P13, P14 et P15, de catégorie CL à compressibilité et plasticité moyenne pour les puits P1, P9. A l'état naturel ces sols sont durs (Annexe A.9).

* Au Proctor la densité obtenue est faible à moyenne pour des teneurs en eau élevées souvent supérieures à la teneur en eau naturelle. Les valeurs moyennes des essais Proctor sont données ci-dessous :

- $\gamma_d = 1.61 \text{ g/cm}^3$
- $W_{opt} \text{ moy} = 21.86 \%$

* Le pourcentage de matière organique est faible.

* Les essais œnométriques montrent des sols peu à assez compressibles, et peu sensibles au gonflement.

- **Matériaux pour enrochement et agrégats à Béton :**

Des échantillons sous forme de blocs ont été prélevés. Les résultats des essais mécaniques sont résumés ci-dessous :

Tableau I.12 : Propriétés mécaniques des enrochements de la carrière de calcaire

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DES ESSAIS MECANIQUES DE LA CARRIERE DU BARRAGE BARIKA								
Bloc	lis	Re sec	Re humide	R. t sec	R. t humide	MDE sec	MDE humide	Los Angeles
N°	(17m3)	(Kg/cm2)	(Kg/cm2)	(Kg/cm2)	(Kg/cm2)	(%)	(%)	(%)
C113	2,77	738,00	348,00	-	-	7,46		21,44
C114	-	-	-	51,81	19,57	-	4,61	
C213	2,70	-	-	-	-		„	20,30

Remarque : Les valeurs de résistance à la compression simple sont élevées. Les essais Los Angeles donnent des valeurs permettant d'obtenir des agrégats de bonne qualité.

I.3.2.6.3 Qualité de l'eau :

Quatre prélèvements d'eau ont été effectués, Deux sur l'oued Barika; Un sur l'affluent

Tableau I.13 : Récapitulatif des analyses d'eaux.

Paramètres	Unité	Oued Barika	Oued.Barika	Affluent RG	Sondage F 12
Date	-	24/03/04	03/01/05	03/04/05	24/03/04
Débits	-	qq l/s	3-4 m3/s	Env 1 l/s	-
Minéralisations	mg/l	1364	986	1296	2691
S04 ⁻² (sulfates)	mg/l	413	234	634	1033

Gauche juste à l'aval de l'axe; Le troisième dans le sondage F 12.

Les débits lors des prélèvements étaient toujours faibles. Le tableau suivant résume la minéralisation globale.

Remarque: Les analyses effectuées montre que les eaux de l'oued sont utilisable pour le gâchage du béton selon la norme française **XP P18-303**.

I.4 L'étude hydrologique:

I.4.1 Caractéristiques météorologiques et climatiques de la zone d'étude :

- **Stations de référence.**

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données sur le climat qui sont nécessaires à la construction des ouvrages du projet. La pluviométrie est traitée à part. Pour l'ensemble des ouvrages, les stations climatologiques de référence sont celles de Ngaous, de Barika et Haoura djebel.

Tableau I.14 : les stations pluviométrique disponible.

Stations	Code de Station	Pluie moyenne annuelle en mm	Années de fonctionnement	Les coordonnées		
				X	Y	Z
Haoura djebel	051207	231.39	31 ans	788.7	271.3	900
Ngaous	051306	257.2	62ans	764.1	255.1	750
Barika	051501	190.54	54ans	742.3	235	456

Source : A.N.R.H

- **Données disponibles :**

Les données sont recueillies soit à l'ONM (Office National de la Météorologie) soit dans l'ouvrage publié par la FAO ("Données agro climatologiques pour l'Afrique", 1984) et basées sur plus de 10 ans de données à un certain nombre de stations majeures. On y trouve les données suivantes: températures mensuelles (moyennes, maximales et

Minimales), tension de vapeur d'eau de l'air, insolation, radiation solaire totale calculée, vitesse moyenne du vent, ETP.

L'ANRH a édité en 2002 une carte de l'ETP annuelle et mensuelle en Algérie. Les calculs qui ont conduit à cette carte sont irréfutables, et toutes les données disponibles ont été utilisées après critique: on ne peut faire mieux pour une étude ponctuelle.

- **Données climatologiques de projet :**

- **Température de l'air :**

Le fait marquant en Algérie est le sirocco, vent chaud et sec en provenance du Sahara, les maxima absolus de températures (plus de 45°C) sont dus à ce phénomène particulier. On dénombre une vingtaine de jour de sirocco en Algérie du Nord. Il neige et il gèle tous les hivers en montagne et sur les plateaux.

Dans le tableau suivant, on fournit les températures moyennes à Batna.

Tableau I.15 Température mensuelle en ° Celsius.

Mois	Températures minimales (°c)	Températures maximales (°c)	Températures moyennes (°c)
Septembre	13	28	20.5
Octobre	10	21	15.5
Novembre	6.5	14.5	10.5
Décembre	3	10.5	6.75
Janvier	2	9	5.5
Février	3.5	11	7.25
Mars	6	15	10.5
Avril	8.5	19.5	14
Mai	13	24	18.5
Juin	17	30.5	23.75
Juillet	21	34.5	27.75
Août	17	33.5	25.25
Annuel	10	20.9	15.45

Source : A.N.B.T

- **Humidité de l'air :**

A Batna la tension de vapeur dans l'air varie de 6 à 8 millibars de décembre à avril jusqu'à 13 ou 14 millibars en été. L'hygrométrie peut descendre au dessous de 15% les jours de sirocco et atteint 100 % les rares jours de brouillard.

➤ **Ensoleillement :**

Tableau I.16 : Insolation et radiation mensuelles à Biskra.

Mois	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
Insolation (% de durée astronomique.)	70	77	77	78	78	77	85	84	85	75	68	69
Radiation totale cal/cm ² /jour	245	332	428	518	576	594	617	565	490	364	265	226

L'insolation moyenne annuelle est de 76% de la durée astronomique. L'énergie moyenne de radiation solaire reçue par jour est de 435 calories par centimètre carré (soit une puissance de 210 watts par mètre carré).

➤ **Vent :**

Les vents dominants sont de secteur nord (de NE à NO). Leur vitesse moyenne mensuelle à deux mètres du sol est 1.8 m/s à Batna, sans grande variation d'un mois sur l'autre.

➤ **Evaporation :**

Le tableau suivant donne les valeurs d'ETP à prendre en compte pour la retenue de Barika.

Tableau I.17 : Pertes par évaporation (mm) sur le lac de barrage.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mar	Avril	Mai	Juin	Juil	Août
Evaporation	82.7	37.2	20.3	14.6	16.9	25.5	45.1	65.6	70.9	82.6	91.5	97.0
Pluie (mm)	13	6	3	2	3	4	7	10	11	13	14	15

I.4.2 Etude des crues :

La distribution fréquentielle des crues suit une loi de Gumbel. Pour le barrage de Barika les crues à considérer sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.18 : Crues de projet de l'oued Barika

Temps de retour T	[ans]	10	20	50	100	1000	5000	10000
PT journalière	[mm]	63	72	85	200	266	312	333
Pointe de crue Q	[m ³ /s]	651	828	1085	3352	4653	5560	5980
Volume de crue	[Mm ³]	21	26	34	104	145	173	186

Les crues suivantes seront retenues pour le projet :

- **Crue de chantier :** T=10 ans, Q=651 m³/s
- **Crue de sécurité :** T=10 000 ans, Q= 5980 m³/s

I.4.3 Description du bassin versant :

➤ Situation :

Le bassin versant de l'oued Barika couvre une superficie de 920 km², ce bassin versant est situé sur le versant Sud du massif des Aurès à l'extrémité Ouest du massif.

Le bassin versant de l'oued Barika est cerné :

à l'Ouest par le Djebel Guetiane (Kef Tachirt à l'altitude de 1950 NGA) et le massif Bouthaleb (extrémité Est du massif des Monts du Hodna)

à l'Est par les monts du Belezma (Djebel Refaa à l'altitude de 2178 NGA)

et au Nord par le Djebel Fouhal qui culmine à 1748 NGA.

Au sud l'oued Barika s'écoule vers son exutoire le bassin endoréique du Chott el Hodna.

➤ Couverture du bassin versant :

La couverture du bassin versant est principalement composée :

- D'une végétation de type forestier au dessus de la cote 1000 NGA,
- D'une végétation steppique en concurrence avec des cultures céréalières au dessous de la cote 1000 NGA.

➤ Forme du bassin versant :

Le bassin versant de l'oued Barika a une forme en éventail qui se caractérise par un réseau hydrographique relativement dense. Deux branches principales constituent l'oued Barika au site du barrage :

- En rive droite et venant de l'Ouest, l'oued Barika prend successivement le nom de oued Rhenia, Oued el Djerboua et oued Aïoun,
- En rive gauche, coté Est, les affluents sont l'oued Chair et l'oued Tabeggart.

➤ **Les caractéristiques hydrologiques du bassin versant :**

Les caractéristiques du bassin versant au site du barrage de Barika sont données dans le tableau suivant:

Tableau I.19 : Les caractéristiques du bassin versant.

CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT		LES VALEURS
Caractéristiques géométriques		
Superficie du bassin		920 km ²
Périmètre		148 km
Longueur du thalweg principal		35.5 km
Altitude médiane		1120 NGA
Altitude min		704 NGA
Altitude moyen		1154 NGA
Altitude maximum		2061 NGA
Indice de compacité		1.37
Pente moyenne sur l'oued		3.1 %
Caractéristiques hydrauliques		
Apport moyen annuel		23.6 Mm ³
la densité		1.25 t/m ³
La concentration moyenne		c=15 g/l
pertes par évaporation		649.9 mm/an
Crue de chantier (T=10 ans)		651 m ³ /s
Crue de projet (T=1000 ans)		4653 m ³ /s
Crue de sécurité (T=10000 ans)		Q= 5980 m ³ /s
Pluie moyenne	Avant la Période sèche .1975	350 mm
	Après la Période sèche.1976	287

Source : A.N.B.T

I.5 Synthèse de l'analyse des variantes :

La conception du barrage et de ses ouvrages annexes se base sur les données des analyses préliminaires.

• **Barrage :**

Les matériaux disponibles tendent ensuite à la mise en œuvre d'un remblai zoné.

L'analyse des variantes d'ouvrages a montré le choix d'un ouvrage mixte composé :

- D'une digue en remblai zoné avec un noyau argileux en rive gauche,
- D'un ouvrage en béton assurant l'évacuation des crues dans le prolongement de la digue en remblai

D'une digue de fermeture en rive droite.

Le niveau de la fondation de la digue (noyau du barrage en remblai) est situé au niveau des limons argileux en place. On vérifiera rapidement que la purge des limons argileux en place doit être effectuée sous l'ouvrage projeté. Cette configuration est la plus défavorable, car pour la section située au niveau du lit mineur actuel, la fondation du remblai sera assurée directement par les marnes saines.

- **Ouvrages annexes :**

L'évacuateur de crues est constitué de 9 hausses fusibles déversantes posées sur un seuil en béton d'une largeur de 81 m. Les eaux déversées sont ralenties dans un bassin de dissipation des crues situé en pied du coursier. Un mur bajoyé en rive gauche permet de retenir le remblai et dirige les eaux déversées vers le lit mineur de l'oued à l'aval du bassin amortisseur. Afin de suivre le niveau de la retenue et pour profiter de l'eau de la meilleure qualité possible, trois prises d'eau ont été installées à différents niveaux. En phase transitoire on pourrait envisager une prise d'eau dans la galerie de DP permettant d'utiliser l'eau située dans la tranche morte au moins pendant les 15 premières années d'existence du barrage. Cette prise d'eau sera ensuite abandonnée compte tenu de l'envasement prévu de la retenue. La vidange de fond se situe à proximité des prises et garantit un abaissement du plan d'eau en dix jours.

Conclusion:

Le mémoire de synthèse est un document très important dans l'étude d'avant projet détaillé d'un barrage (**APD**). Il résume les études préliminaires faites pendant l'avant projet sommaire (**APS**) tel que l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.

L'étude hydrologique a été faite à partir d'estimation des paramètres hydrologiques significatifs. Les débits moyens mensuels et annuels ont été calculés sur la base des données appropriées et des expériences acquises sur le bassin versant de l'**Oued Barika**, alors que les crues ont été évaluées par la méthode de l'hydrogramme unitaire synthétique.

La série des pluies utilisée dans le calcul hydrologique pour l'étude de faisabilité est longue et ancienne (**1920/2002**) tel que les résultats trouvés sont très proches de la réalité. Dans notre travail, les calculs de l'étude hydrologique sont complétés en utilisant une nouvelle série de précipitation (**2003/2007**).



2^{ème} Partie :

Etude D'avant Projet Détaillé de La Digue

Chapitre I :

Etude Hydrologique

Introduction :

L'étude hydrologique faite dans la faisabilité se compose des points suivant :

- Les caractéristiques météorologiques et climatiques de la zone d'étude.
- L'étude des crues
- Les caractéristiques hydrologiques du bassin versant.

Dans le présent chapitre, nous allons refaire les calculs hydrologiques en se basant sur une nouvelle série pluviométrique plus longue que celle utilisée dans l'étude de faisabilité.

Plusieurs paramètres seront utilisés directement à partir des résultats de l'étude de faisabilité telle que les caractéristiques morpho-métriques du bassin versant ... etc.

I.1 Le bassin versant :

I.1.1 Caractéristiques générales du bassin versant :

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

Les différents paramètres du bassin versant (forme, altitude, pente, relief.....etc.) interviennent dans les différents écoulements.

Le réseau hydrographique du bassin versant est donné sur la Figure I.1.

I.1.2 Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant :

Les caractéristiques physico-géographiques du bassin versant ont été déterminées sur la base de cinq cartes d'état major de Ngaous Est, Ngaous Ouest, Batna Ouest, Ain elHjer Est et Ain elHjer Ouest à l'échelle 1/50000 :

Ses coordonnées au système LAMBERT sont :

$$X = 785.2 \text{ km}$$

$$Y = 257.8 \text{ km}$$

$$Z = 704 \text{ NGA}$$

I.1.2.1 Caractéristiques physiques du bassin versant :

A- les caractéristiques géométriques :

- 1- Par L'utilisation du logiciel AUTO-CAD sur les cinq cartes d'état major de la wilaya de Batna à l'échelle 1/50.000, la surface du bassin est:

$$S = 920 \text{ Km}^2$$

- 2- La longueur du thalweg principal est mesurée à partir du profil de l'oued, soit :

$$L = 55.5 \text{ Km}$$

- 3- à l'aide du logiciel AUTO-CAD on mesure le périmètre P du bassin versant ; qui est estimé à : $P = 148 \text{ Km}$.

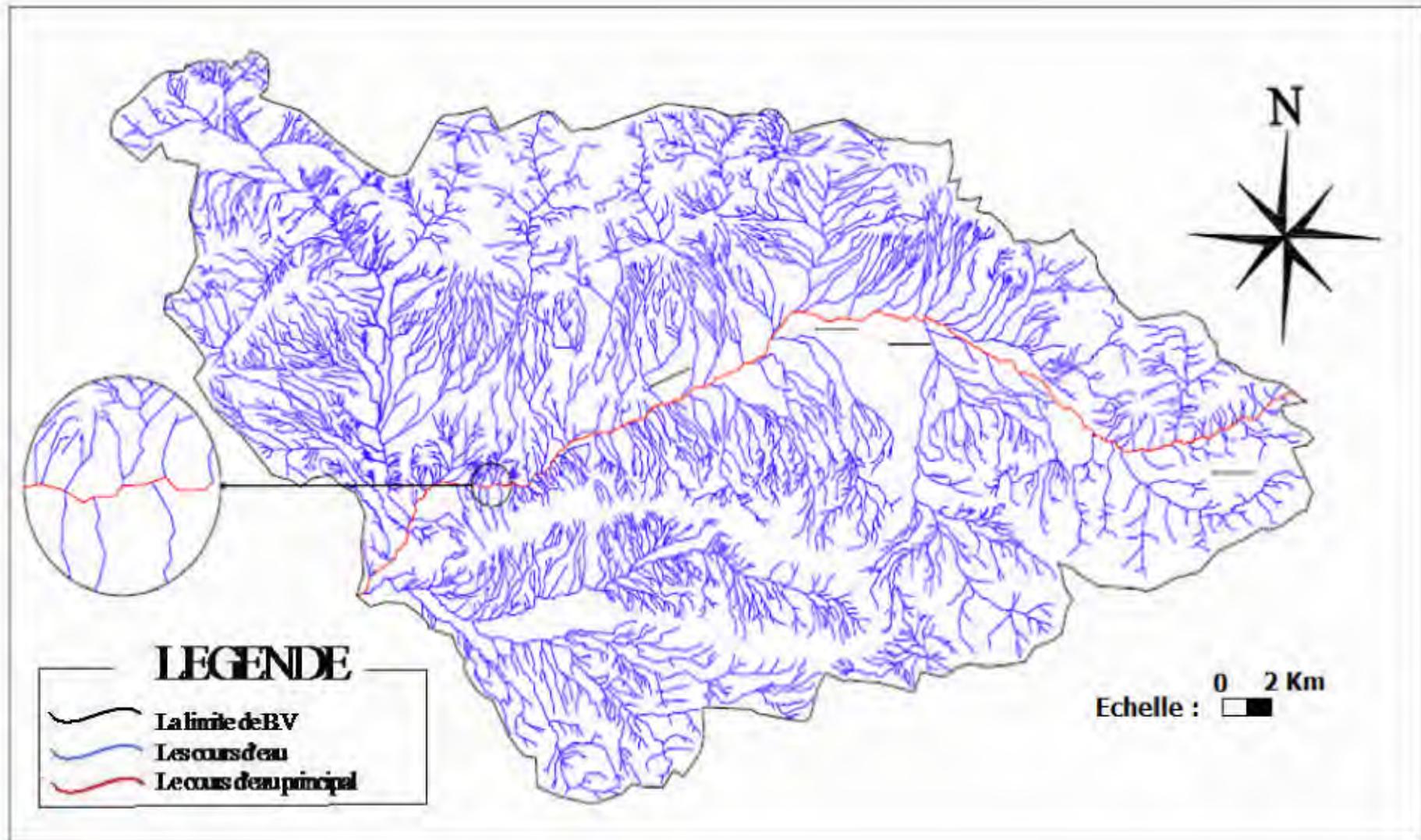


Figure I.1 : Le réseau hydrographique du bassin versant.

B- Caractéristiques hydro morphologiques :

1-Indice de forme :

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

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

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

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

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

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

K_C : indice de Gravelius.

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

Soit :

$$K_C = 1.37$$

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

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

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

2-Coefficient d'allongement :

Il est donné par la formule suivante : $K_p = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots(I.3)$

Soit : $K_p = 3.35$

3-Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius :

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

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

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

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

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

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

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

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

Avec : L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient : L_r = 58.47 Km et l_r = 15.73 Km

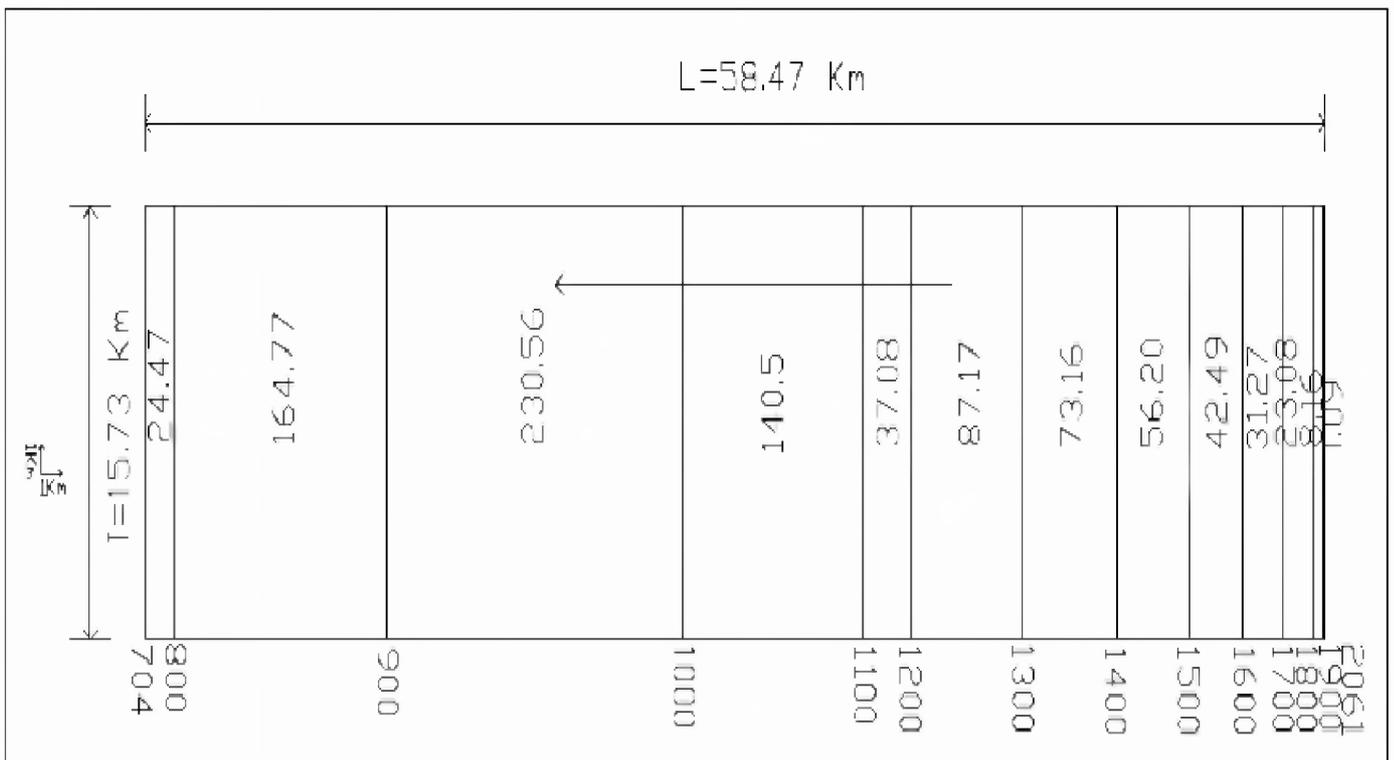


Figure I.2 : Rectangle équivalent.

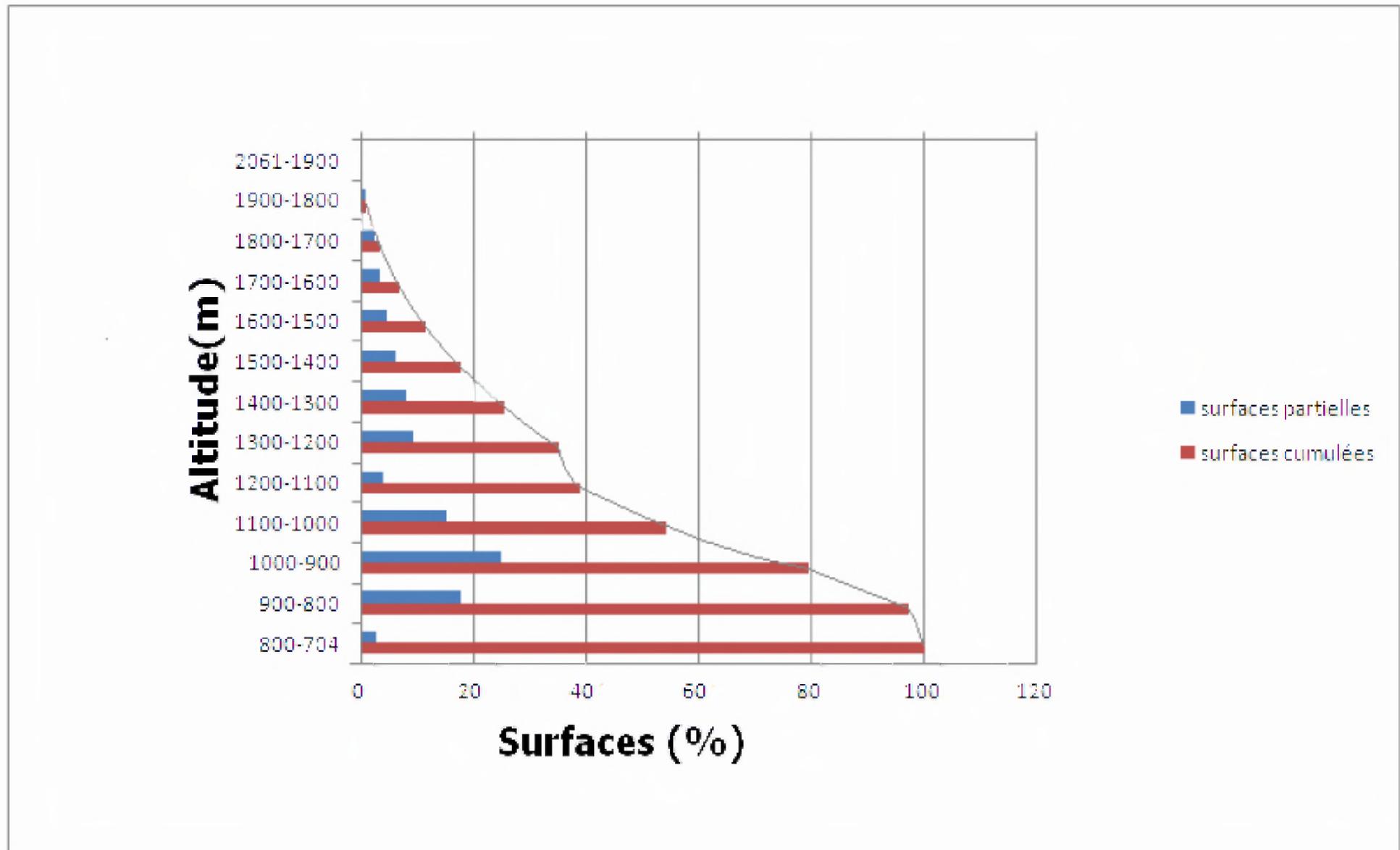


Figure I.3 : Courbe Hypsométrique.

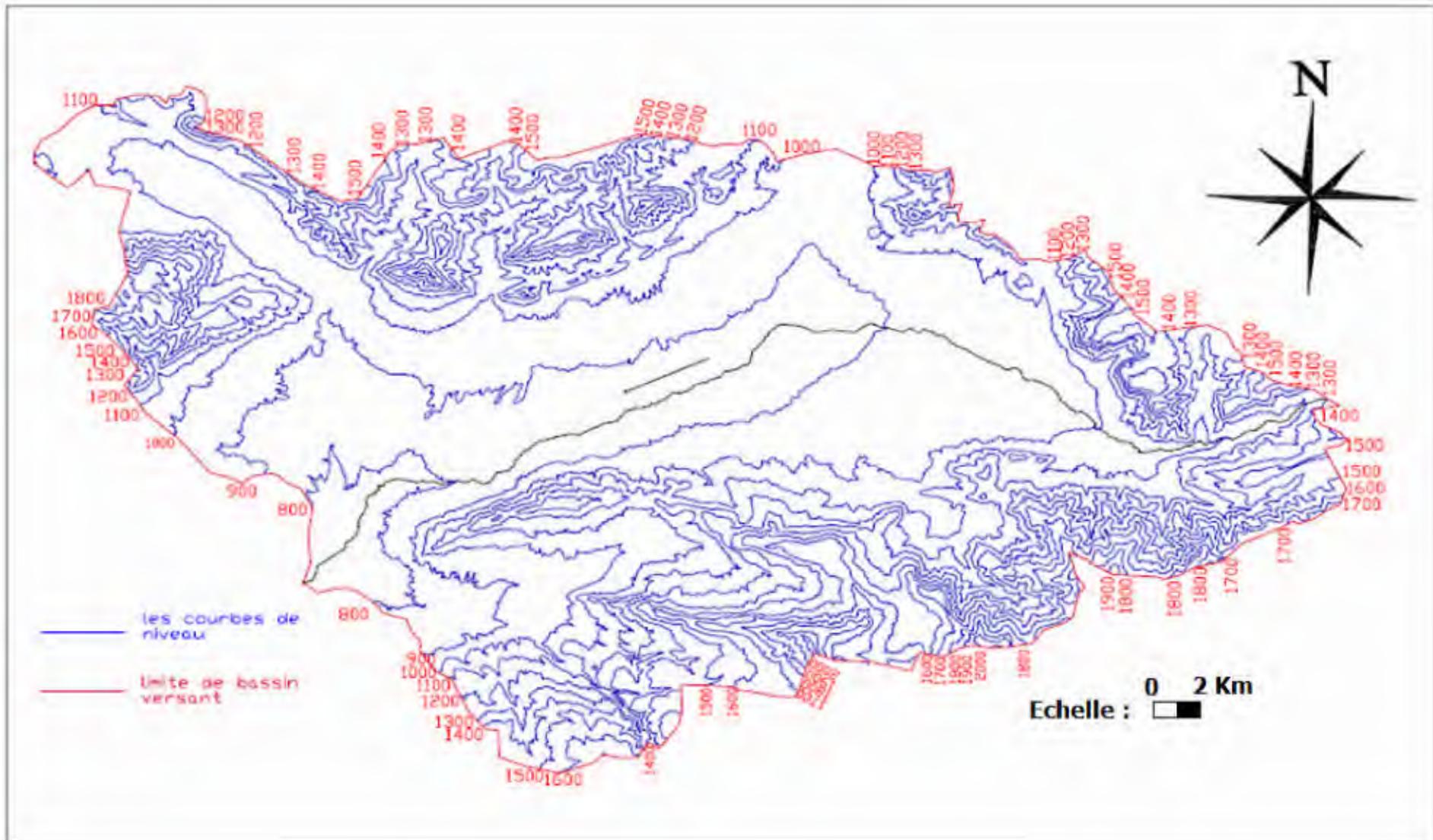


Figure I.4 : Plan altimétrique du bassin versant

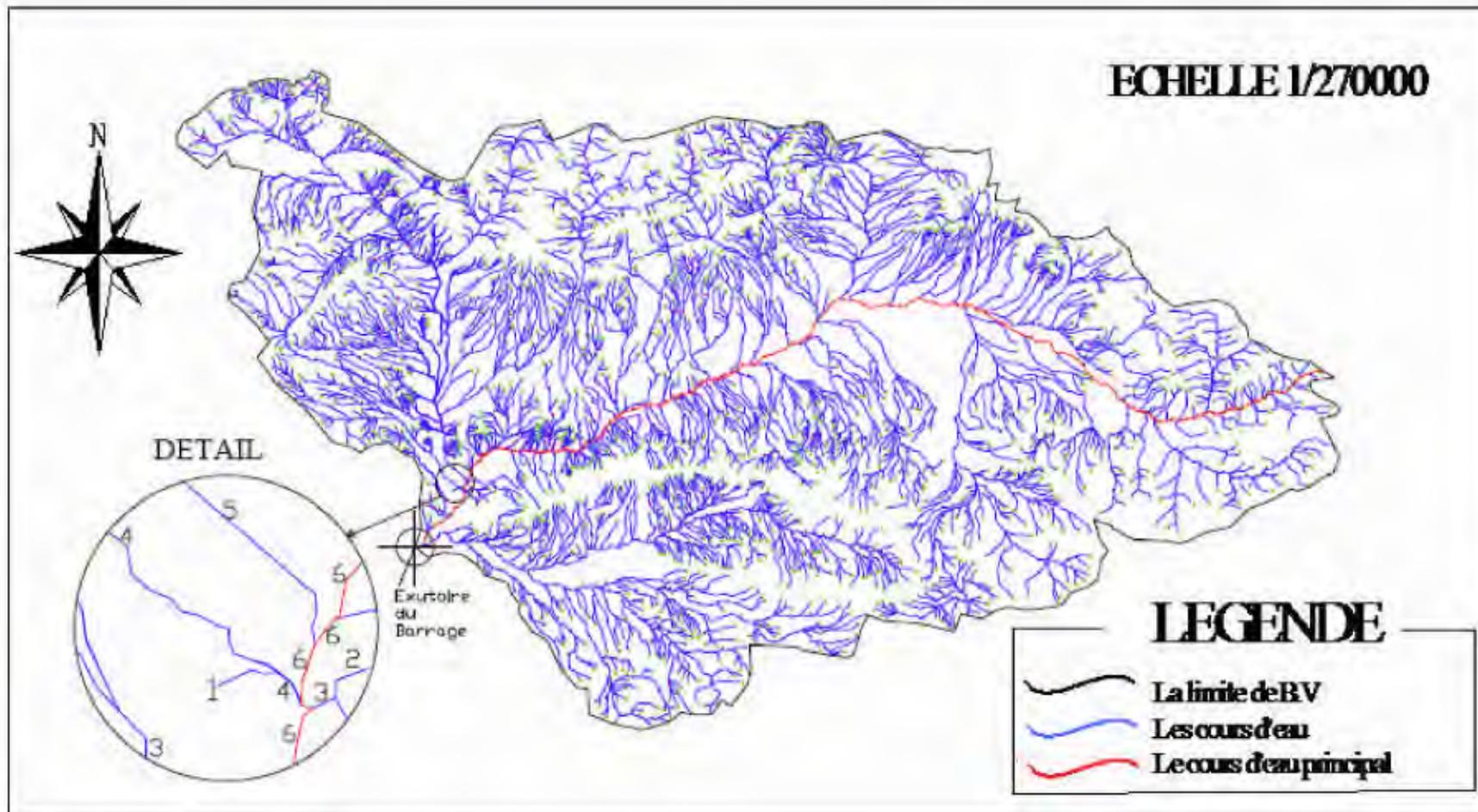


Figure I.5 : Classification du cours d'eau principal

C. Caractéristiques hydrographiques :

1- Le relief :

Le relief est un facteur essentiel, il est caractérisé par :

- La courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne
- L'indice de pente globale I_g .
- L'indice de pente roche I_p
- L'indice de pente moyenne du bassin versant I_m
- Densité de drainage D_g .

2- Courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles, cette courbe fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage. (Figure I.3).

Tableau I.1: Calcul des surfaces cumulées

Altitudes (m.NGA)	H_i (m)	Surfaces			
		Partielles		Cumulées	
		S_i (Km ²)	S_i (%)	S_i (Km ²)	S_i (%)
2061-1900	1980.5	1.09	0.1%	1.09	0.1%
1900-1800	1850	8.16	0.9%	9.25	1.0%
1800-1700	1750	23.08	2.5%	32.33	3.5%
1700-1600	1650	31.27	3.4%	63.6	6.9%
1600-1500	1550	42.49	4.6%	106.09	11.5%
1500-1400	1450	56.2	6.1%	162.29	17.6%
1400-1300	1350	73.16	8.0%	235.45	25.6%
1300-1200	1250	87.17	9.5%	322.62	35.1%
1200-1100	1150	37.08	4.0%	359.7	39.1%
1100-1000	1050	140.5	15.3%	500.2	54.4%
1000-900	950	230.56	25.1%	730.76	79.4%
900-800	850	164.77	17.9%	895.53	97.3%
800-704	752	24.47	2.7%	920	100.0%
Somme		920	100.00		

3- Détermination des altitudes :

- **L'altitude maximale et minimale :**

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

$H_{\max} = 2061\text{m NGA}$ $H_{\min} = 704\text{m NGA}$

- **L'altitude moyenne :**

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

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

Avec :

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

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

Tableau I.2: Détermination de l'altitude moyenne

Altitude (H)	H_i	S_i	$S_i \cdot H_i$
(m)	(m)	(km^2)	($\text{km}^2 \cdot \text{m}$)
2061-1900	1980.5	1.09	2158.75
1900-1800	1850	8.16	15096.00
1800-1700	1750	23.08	40390.00
1700-1600	1650	31.27	51595.50
1600-1500	1550	42.49	65859.50
1500-1400	1450	56.2	81490.00
1400-1300	1350	73.16	98766.00
1300-1200	1250	87.17	108962.50
1200-1100	1150	37.08	42642.00
1100-1000	1050	140.5	147525.00
1000-900	950	230.56	219032.00
900-800	850	164.77	140054.50
800-704	752	24.47	18401.44

Donc :

$$H_{\text{moy}} = \frac{1031973.19}{920} = 1121.71 \text{ m NGA}$$

- **Altitude médiane :**

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

$$H_{\text{méd}} = 1079 \text{ m NGA.}$$

Tableau I.3: Détermination des altitudes.

Altitude	Valeur (m)
H_{moyen}	1121.71
$H_{\text{médiane}}$	1079
H_{95}	849
H_5	1690
H_{max}	2061
H_{min}	704

4- les indices :

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

- **Indices de pente :**

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

Il est donné par la formule suivante :

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

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

Tableau I.4: détermination de la pente M. Roche Ip.

$H_i - H_{i-1}$	$D_i = H_i - H_{i-1}$	S_i (Km ²)	$A_i = S_i/S$ (%)	$\sqrt{A_i \times D_i}$
2061-1900	161	1.09	0.1	4.01
1900-1800	100	8.16	0.9	9.49
1800-1700	100	23.08	2.5	15.81
1700-1600	100	31.27	3.4	18.44
1600-1500	100	42.49	4.6	21.45
1500-1400	100	56.2	6.1	24.70
1400-1300	100	73.16	8.0	28.28
1300-1200	100	87.17	9.5	30.82
1200-1100	100	37.08	4.0	20.00
1100-1000	100	140.5	15.3	39.12
1000-900	100	230.56	25.1	50.10
900-800	100	164.77	17.9	42.31
800-704	96	24.47	2.7	16.10
Somme		920	100.00	320.63

AN : $I_p = 1.33$

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

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

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

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

On a donc $D = 1690 - 849 = 841$ m

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

Soit : $I_g = 14.38 \text{ m/km} \Rightarrow I_g = 1.44 \%$

Pour la classification du relief, celle d'ORSTOM sera prise comme référence, elle est donnée dans le tableau suivant.

Tableau I.4.A:Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global.

Relief		Valeur de I_g
1	Très faible	$I_g < 0.002$
2	Faible	$0.002 > I_g > 0.005$
3	Assez faible	$0.005 > I_g > 0.01$
4	Modéré	$0.01 > I_g > 0.02$
5	Assez modéré	$0.02 > I_g > 0.05$
6	Fort	$0.05 > I_g > 0.1$
7	Très fort	$0.1 < I_g$

$I_g = 0,0144$, donc le relief du bassin versant de l'Oued Barika est Assez faible.

- **Indice de pente moyenne I_{pm} :**

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

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

$$\Rightarrow I_{pm} = 2.32 \%$$

D. Caractéristiques physiographiques :

1-Densité de drainage D_d :

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

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

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 5554.18 Km.

S : Superficie du bassin versant en (Km²).

$$\text{Soit : } D_d = 6.04 \text{ km/km}^2$$

2- Densité du thalweg élémentaire:

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

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1=2177$.

S : Superficie du bassin versant.

$$\text{Soit : } F_1 = 2.37 \text{ thalweg/km}^2$$

3- Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant :

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

$$\text{AN: } C_t = 14.29 \text{ Km}^{-3}$$

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

4- Temps de concentration du bassin versant t_c :

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

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots(I.15)$$

Avec :

- S : surface du bassin versant (Km^2) ;
- L_{cp} : longueur de cours d'eau principal (Km) ;
- $L_{cp} = 55.54 Km$.
- T_c : temps de concentrations exprimé en heure
- H_{moy} : altitude moyenne (m) ;
- H_{min} : altitude minimale (m) ;

Soit : $t_c = 12.52$ heures.

5-Vitesse de ruissellement :

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

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots(I.16)$$

- L : Longueur du thalweg principal (Km)
- T_c : Temps de concentration (h)

Soit : $V_r = 4.44$ Km/h

Tableau I.5: Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant.

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	920
Périmètre		P	km	148
Longueur du thalweg principal		L	km	55.54
Indice de compacité		K _C		1.37
Coefficient d'allongement		K _P		3.35
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	58.47
	largeur	l _r	Km	15.73

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Altitudes	maximale	H _{max}	m	2061
	moyenne	H _{moy}	m	1121.71
	médiane	H _{med}	m	1079
	minimale	H _{min}	m	704
Indice de pente de Roche		I _p	m/Km	1.33
Indice de pente globale		I _g	m/Km	14.38
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	3.32
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	6.04
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	14.29
Temps de concentration		T _c	h	12.52
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	4.44

I.1.3 Caractéristiques climatiques du bassin versant :

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

La précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température et le vent qui a une influence sur l'évaporation et la transpiration.

Pour notre zone d'étude, la station la plus représentative et celle qui dispose de plus d'enregistrements à savoir la station de Ngaous (code 05.1318.06) [Figure I.6] .

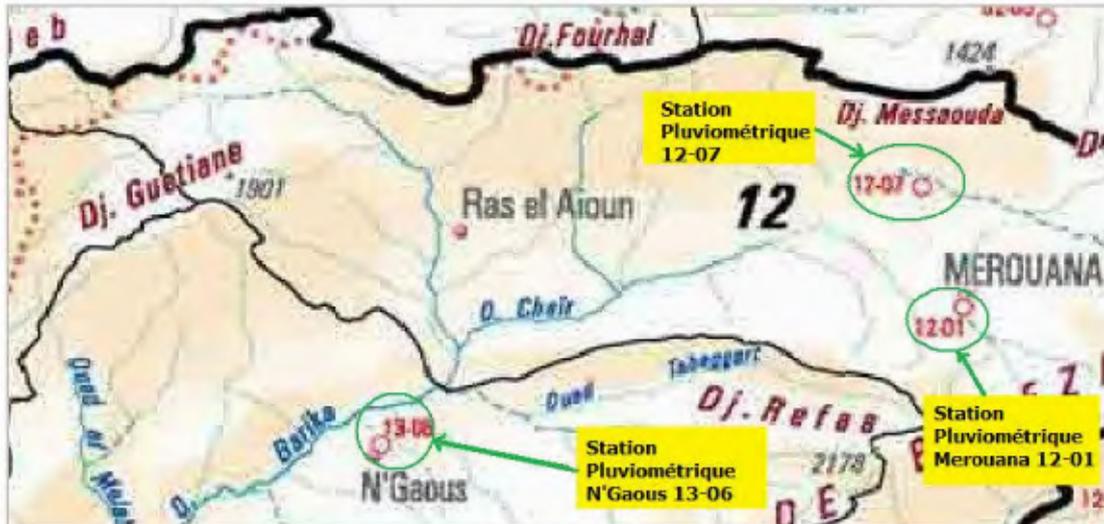


Figure I.6 : Stations pluviométriques dans la zone de projet.

I.1.3.1. Température :

Les différents types de température sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau I.6: Différents types de températures (Source : A.N.B.T)

Mois	Températures minimales (°c)	Températures maximales (°c)	Températures moyennes (°c)
Septembre	13	28	20.5
Octobre	10	21	15.5
Novembre	6.5	14.5	10.5
Décembre	3	10.5	6.75
Janvier	2	9	5.5
Février	3.5	11	7.25
Mars	6	15	10.5
Avril	8.5	19.5	14
Mai	13	24	18.5
Juin	17	30.5	23.75
Juillet	21	34.5	27.75
Août	17	33.5	25.25
Annuel	10	20.9	15.45

Comme le montre le tableau I.6, la température moyenne annuelle, pour notre région d'étude est de **15.45 c°**.

La répartition mensuelle de température est donnée par la figure I.7

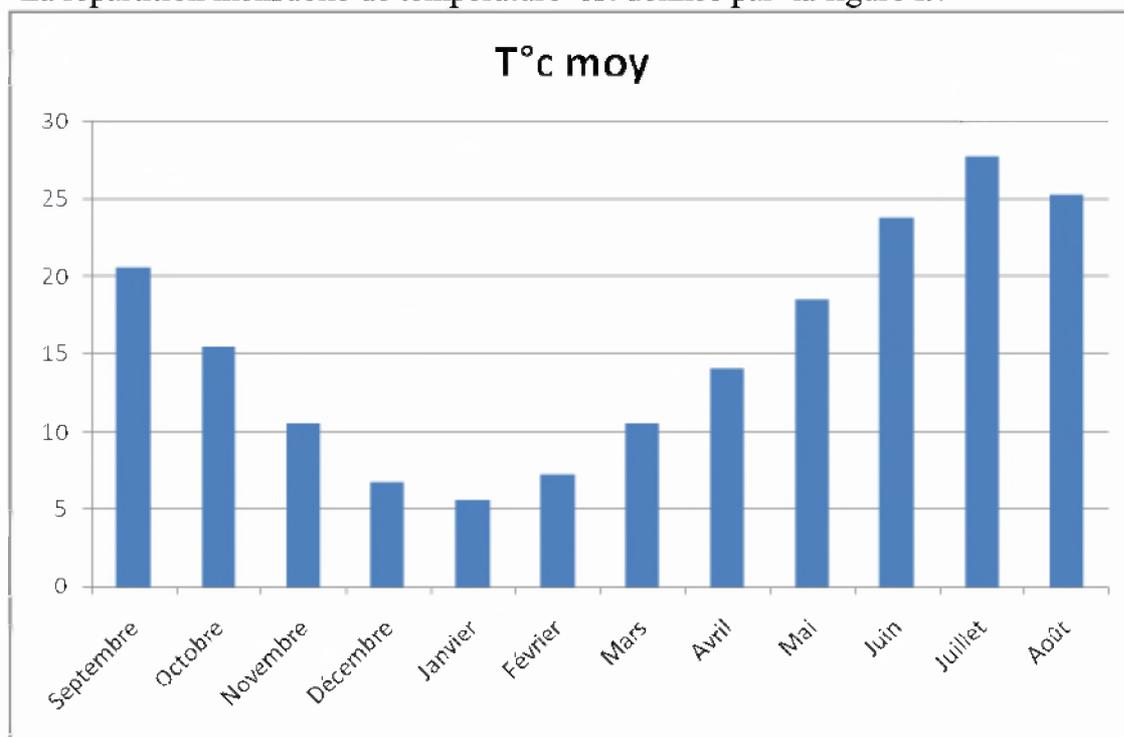


Figure I.7 : Répartition mensuelle de la température moyenne.

I.1.3.2 Répartition mensuelle du vent :

Les vents dominants sont de secteur nord (de NE à NO). Leur vitesse moyenne mensuelle à deux mètres du sol est 1.8 m/s à Batna et 0.6 m/s à Biskra, sans grande variation d'un mois sur l'autre. Biskra est protégé du nord par le massif des Aurès.

I.1.3.3 L'évaporation :

L'évaporation moyenne annuelle retenue est donc estimée à avec un total annuel de 649.9 mm. Elle est minimale durant les mois d'hiver (**Décembre et Janvier**), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (**Juillet et Août**).

Tableau I.7: Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juill	Août	Année
Evaporation (mm)	82.7	37.2	20.3	14.6	16.9	25.5	45.1	65.6	70.9	82.6	91.5	97.0	649.9
Evaporation (%)	13	6	3	2	3	4	7	10	11	13	14	15	100

Source : A.N.B.T

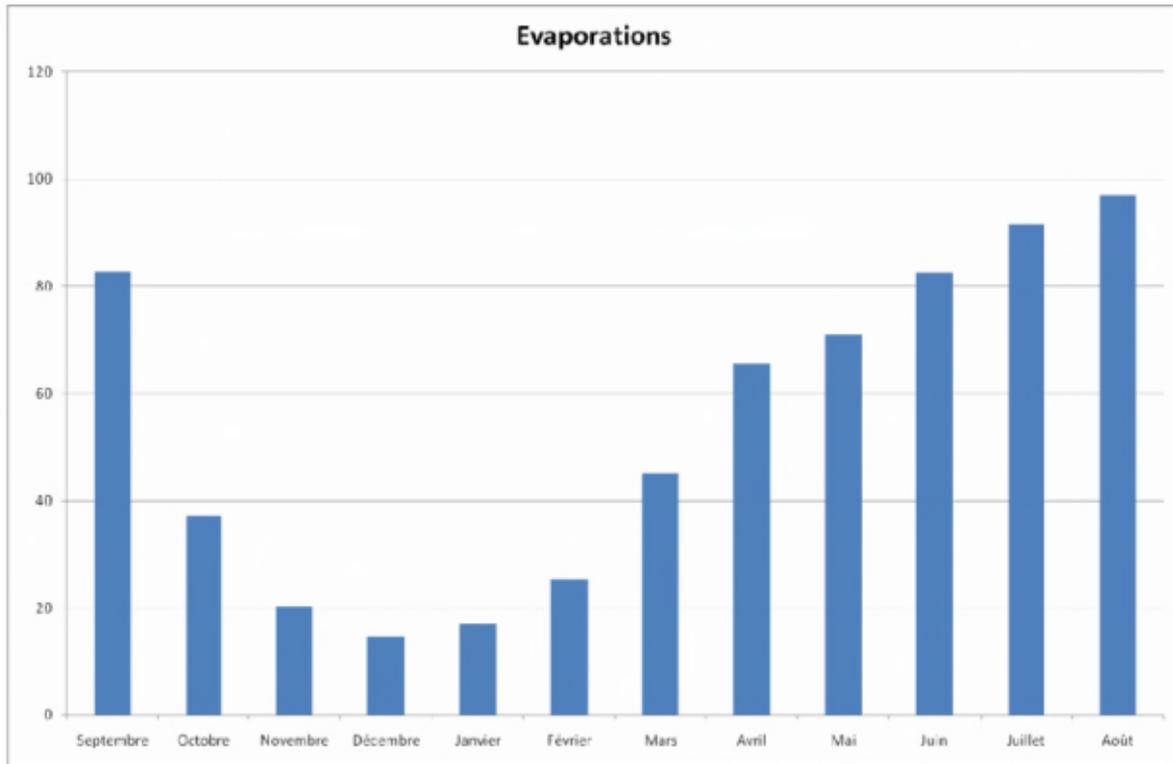


Figure I.8 : répartition mensuelle de l'évaporation.

I.1.3.4 La pluviométrie:

➔ Données disponibles :

Nous disposons de données d'observation directes disponibles au niveau du bassin versant de l'oued Barika.

Tableau I.8: Station pluviométrique.

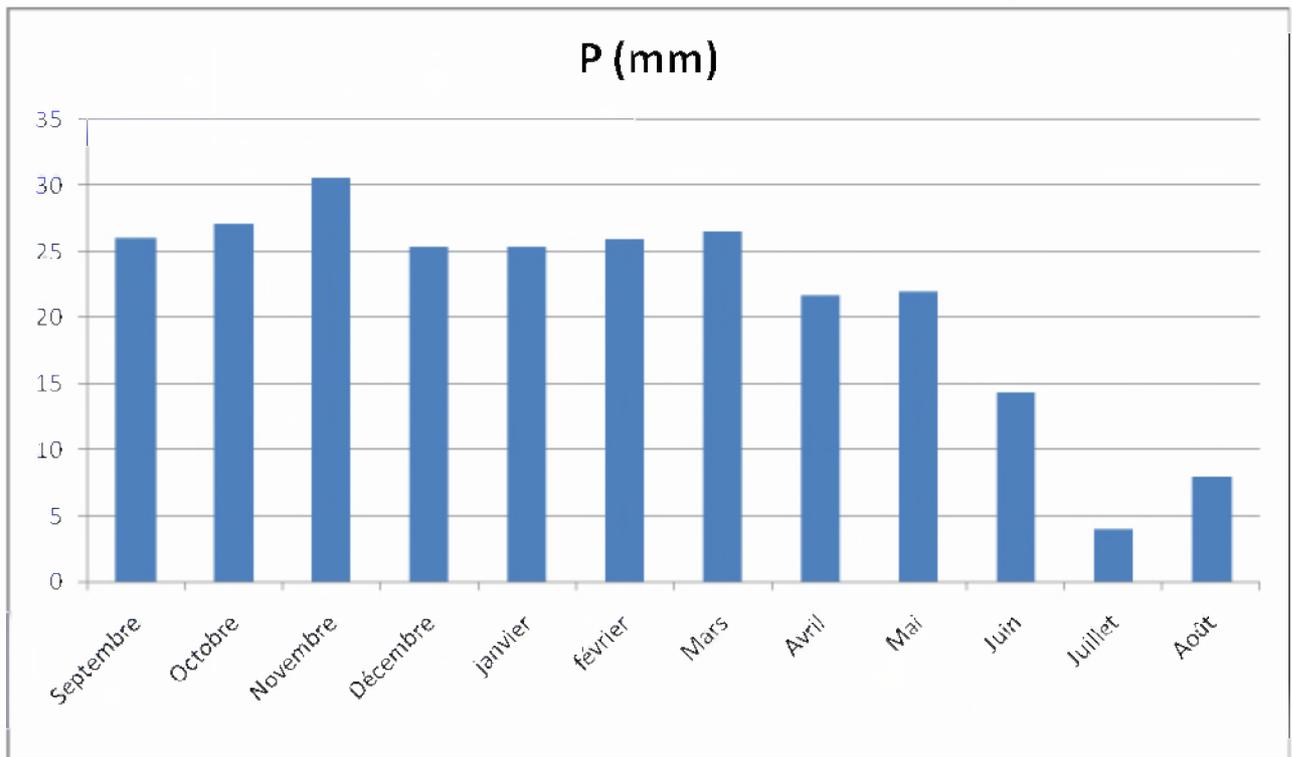
Station	Code	Source	Coordonnées			Année de service	N(ans)
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
Ngaous	05.13.06	A.N.R.H	764.1	255.1	750	1946-2007	62

Source : A.N.R.H

La station de Ngaous est la plus proche de site avec une période d'observation de 1946-2007 soit 62 ans. le tableau I.9 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

Tableau I.9: Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Mois	P (mm)	P (%)
Septembre	26.1	10.148
Octobre	27.1	10.537
Novembre	30.6	11.897
Décembre	25.4	9.876
janvier	25.4	9.876
février	26.0	10.109
Mars	26.5	10.303
Avril	21.7	8.437
Mai	22.0	8.554
Juin	14.4	5.599
Juillet	4.0	1.555
Août	8.0	3.110
Total	257.2	100

**Figure I.9 : répartition mensuelle de la précipitation**

I.2 Les précipitations maximales journalières :

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

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes ;

- Classer la série des précipitations par ordre croissant ;
- Calcul de la fréquence expérimentale ;
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;
- Ajuster graphiquement la loi choisie :

Calculer le quantile et son intervalle de confiance

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau (I.10):

Tableau I.10: Caractéristiques de la série avec N=62ans

caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=62} X_i$	2208.5
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=62} X_i}{n}$	35.6
L'écart type « σ_x » ; Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{62} (X_i - \bar{X})^2}{62}} \right]$	17.83mm
Coefficient de variation « Cv » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.501
L'exposant climatique :	$b=0.30$	

Remarque :

L'exposant climatique pour notre région ($b=0.30$) est donné par l'ARNH d'Alger.

I.2.1 Choix de la loi d'ajustement.

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toute fois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée (B. Touabia, 2001).

Les lois d'ajustement choisies sont :

- 1)-la loi de GALTON (log-normal).
- 2)-la loi de GUMBEL

IV.2.1.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

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

$$F(x) = e^{-y} \dots \dots \dots (I.17)$$

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

Avec :

- 1/a : la pente de la droite de GUMEL
- Y : variable réduite de GUMBEL
- x : précipitation maximale journalière (mm)
- x_0 : ordonnée à l'origine en (mm)

On peut écrire : $y = - \ln (- \ln (F(x))) \dots \dots \dots (I.18)$

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

- classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.
- calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots \dots \dots (I.19)$$

- m : rang de précipitation
- n : nombre d'observations(37)

- calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

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

- calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x_0 »
- représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL.

*Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/a)y + x_0 \dots \dots \dots (I.20)$$

Avec :

- (1 / a) : la pente de la droite de GUMBEL

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

Gumbel (Méthode des moments)

Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations: 62

Paramètres

$U = 27.5983$

$\alpha = 13.8989$

Quantiles

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

$T = 1 / (1 - q)$

Tableau I.11: résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	156	17.3	122 - 190
1000.0	0.9990	124	13.1	97.9 - 149
200.0	0.9950	101	10.1	81.3 - 121
100.0	0.9900	91.5	8.88	74.1 - 109
50.0	0.9800	81.8	7.63	66.9 - 96.8
20.0	0.9500	68.9	5.97	57.2 - 80.6
10.0	0.9000	58.9	4.73	49.6 - 68.1
5.0	0.8000	48.4	3.50	41.6 - 55.3

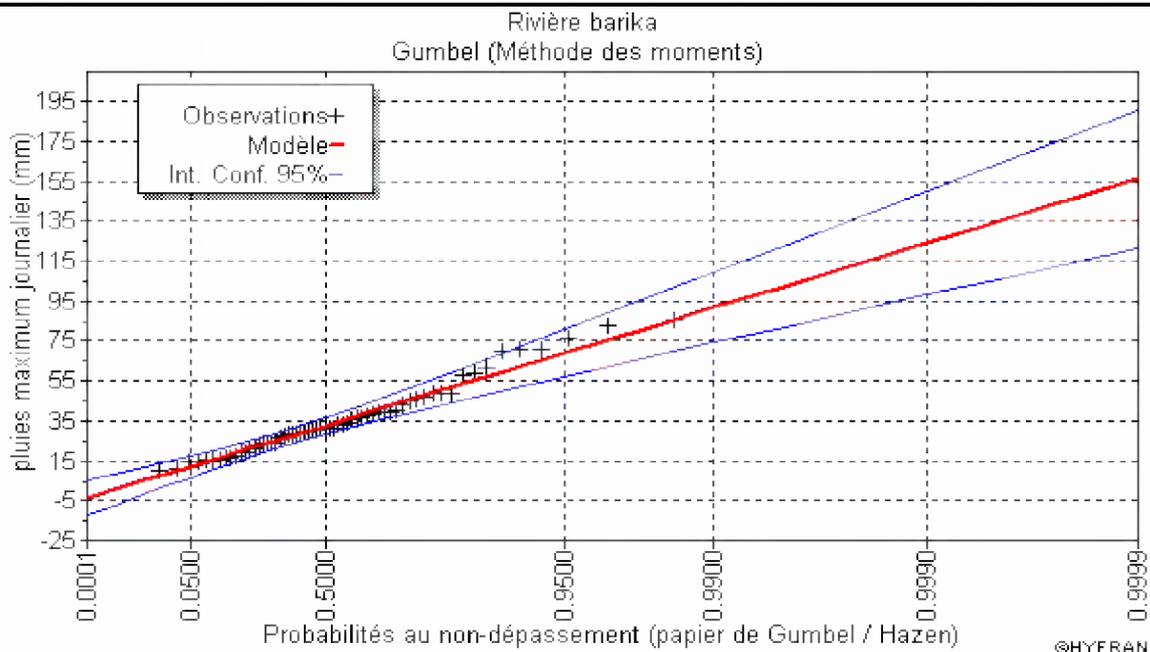


Figure I.10 : l'ajustement avec loi de Gumbel

➤ **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :**

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	10.2
Maximum	Aucun	85.4
Moyenne	35.6	35.6
Ecart-type	17.8	17.8
Médiane	32.7	31.4
Coefficient de variation (Cv)	0.500	0.500
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	1.07
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	3.50

I.2.1.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale, comme le montre la figure (I.11)

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(I.21)$$

Ou : $u = \frac{X_i - \bar{x}}{\sigma_x}$ (variable réduite de GAUSS)

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\text{Log } x(p\%) = \overline{\text{Log } x} + 6 \cdot \text{Log } u(p\%)$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{38} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \dots\dots\dots(I.22)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumées dans le tableau (I.12).

Nombre d'observations : 62

Paramètres

Mu = 3.45516

σ = 0.493514

Quantiles

q = F(X) (probabilité au non dépassement)

T = 1/ (1-q)

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau I.12: résultat de l'ajustement a la loi de Galton.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	198	35.2	129 - 268
1000.0	0.9990	146	22.1	102 - 189
200.0	0.9950	113	14.8	83.9 - 142
100.0	0.9900	99.8	12.1	76.1 - 124
50.0	0.9800	87.3	9.70	68.3 - 106
20.0	0.9500	71.3	6.89	57.8 - 84.8
10.0	0.9000	59.6	5.06	49.7 - 69.5
5.0	0.8000	48.0	3.51	41.1 - 54.8

Test d'homogénéité**Test d'adéquation**

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Hypothèses H_0 : L'échantillon provient d'une loi Log normale H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Log normale

Résultats : d'après le test de khi carré en a les résultats suivant :

p- value

Degrés de liberté : $p = 0.0437$ Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5%**➤ Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :**

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0,00	10.2
Maximum	Aucun	85.4
Moyenne	3.50	35.6
Ecart-type	18.8	17.8
Médiane	31.7	31.4
Coefficient de variation (Cv)	0.525	0.500
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.72	1.07
Coefficient d'aplatissement (Ck)	8.68	3.50

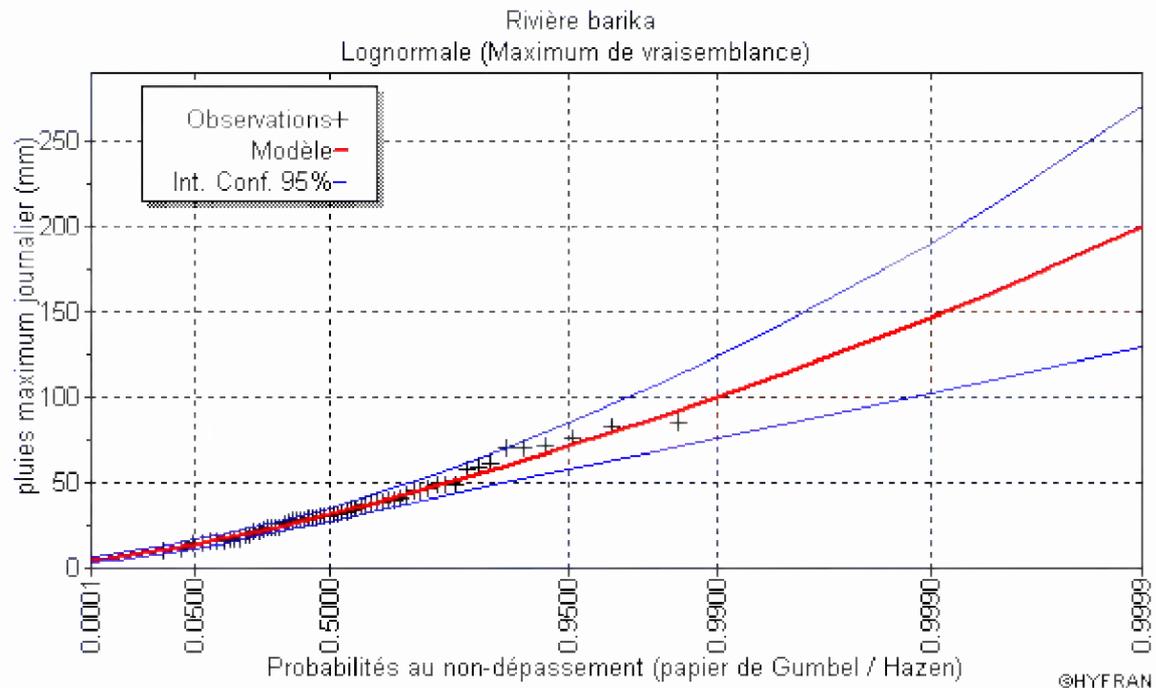


Figure I.11 : l'ajustement avec loi de Galton

I.2.1.3 Comparaison entre les lois de Gumbel et Galton :

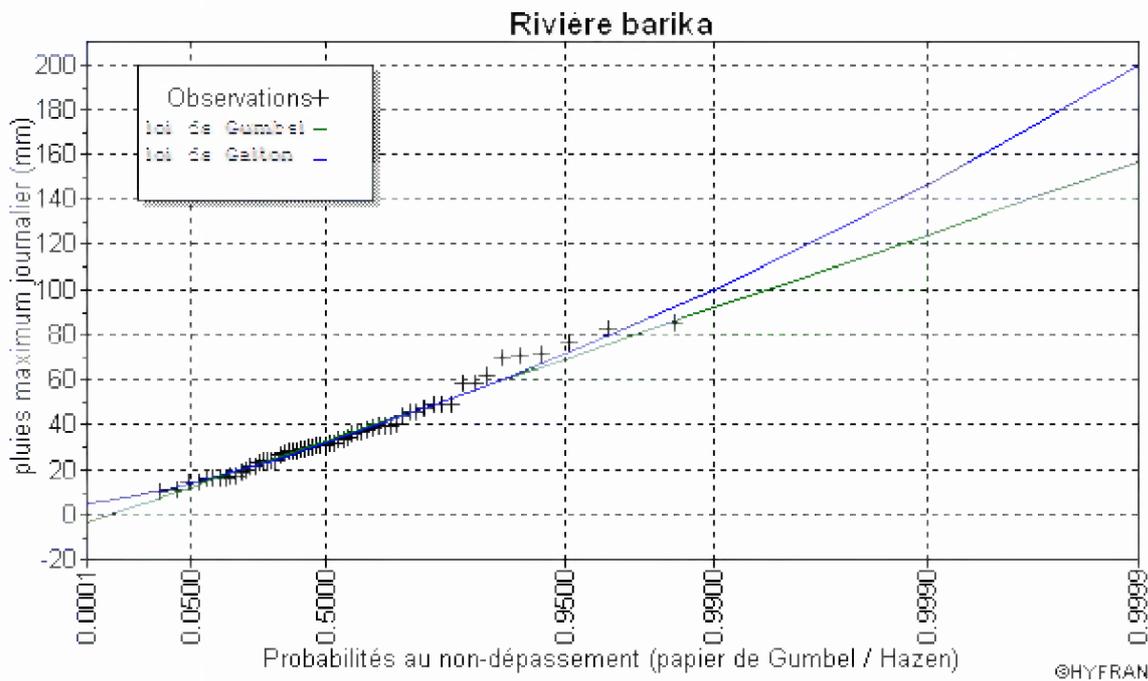


Figure I.12 : la comparaison graphique entre les deux lois (Galton et Gumbel)

Conclusion :

D'après la comparaison graphique des deux graphiques d'ajustement Fig. I.12 on conclut que la pluie maximale journalière suit les lois log-normale (Galton), car la majorité des points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus Proches de la droite de HENRY.

I.2.2 La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

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

b : Exposant climatique (pour notre région b = 0,30).

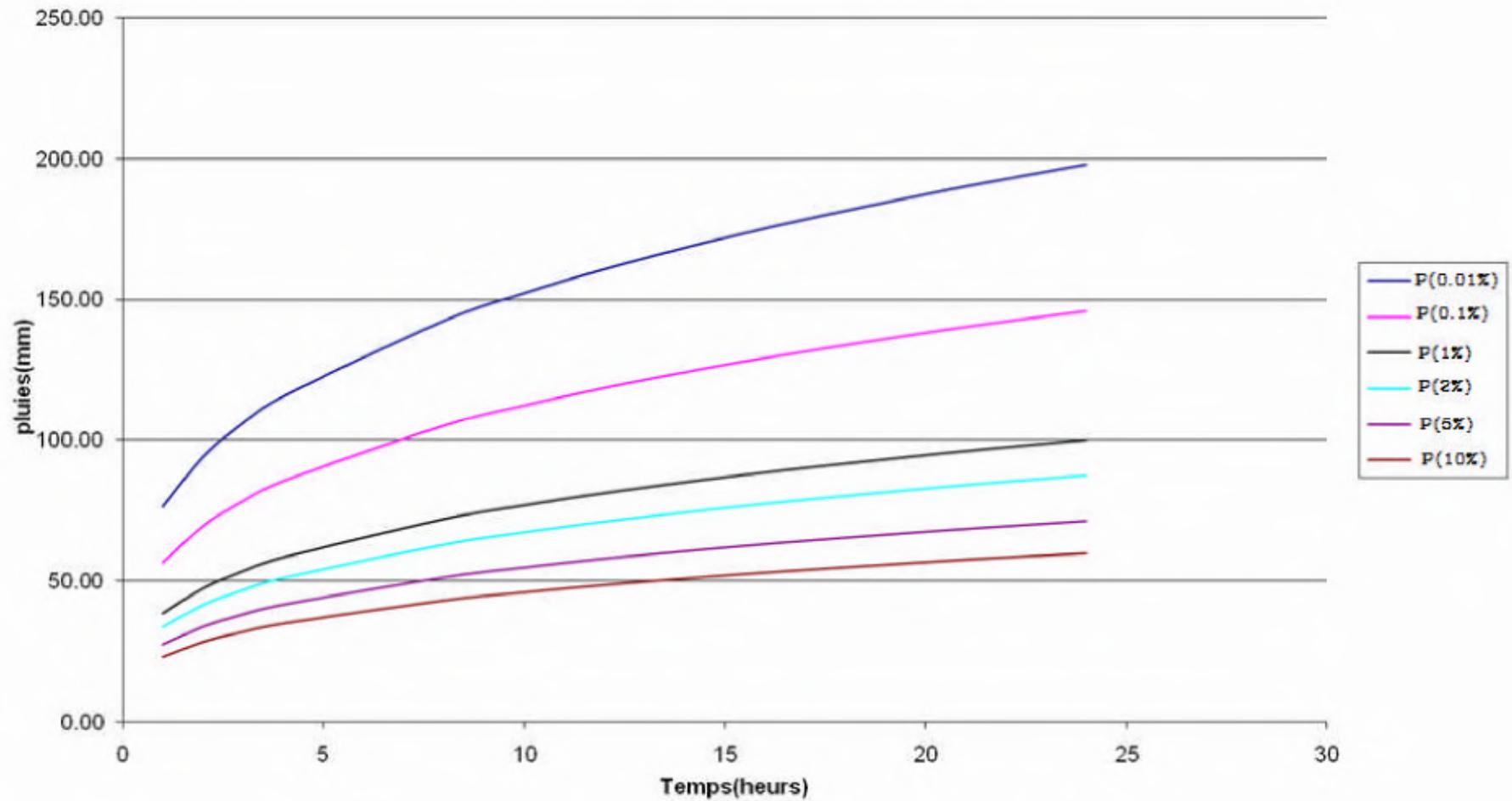
Tableau I.13: Précipitations Journalières pour les différentes fréquences.

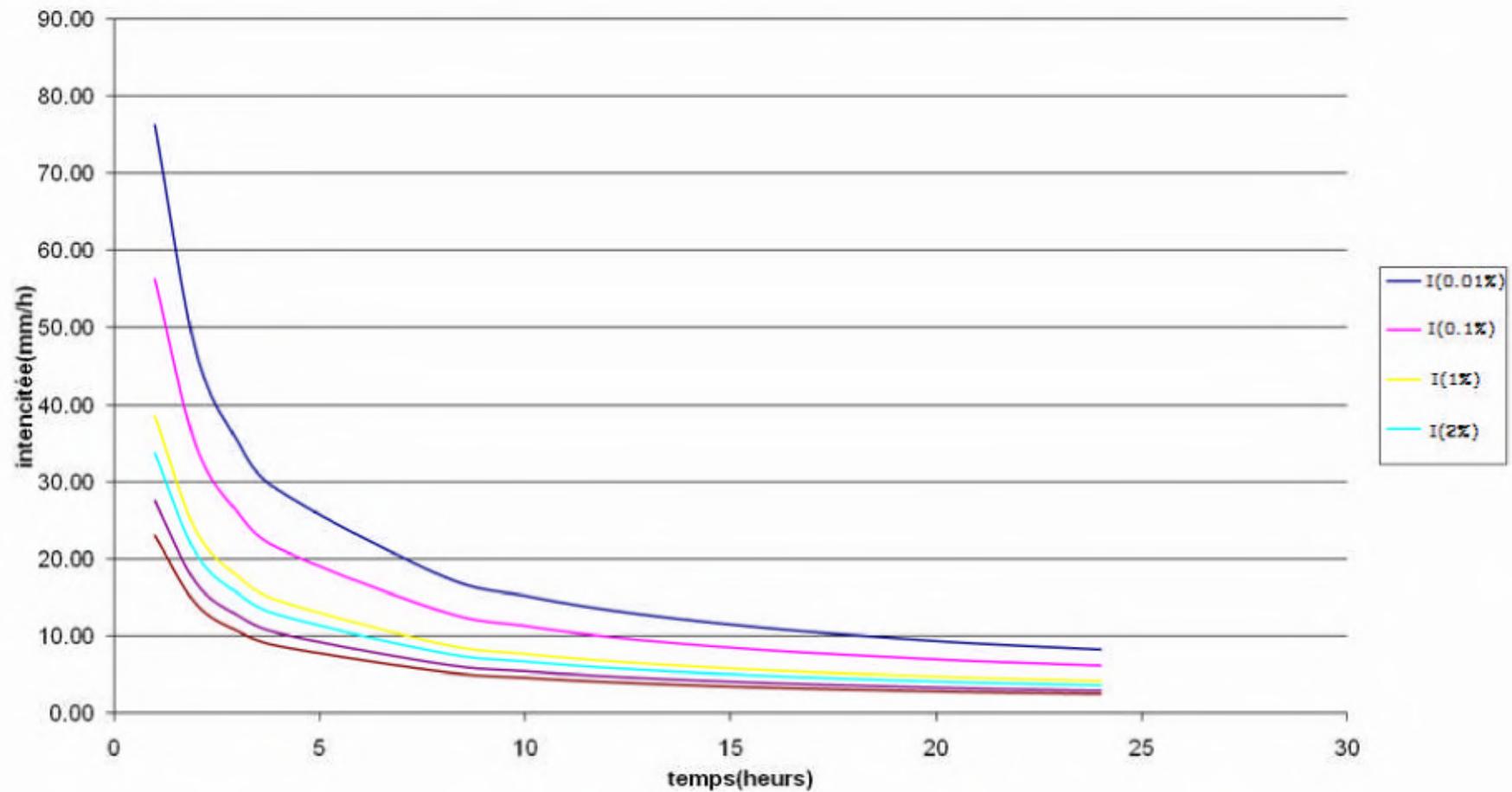
Période de retour (ans)	10	20	50	100	1000	10000
Fréquence	10	5	2	1	0.1	0.01
Pmax.j (mm)	59.6	71.3	87.3	99.8	146	198

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau I.14 :

Tableau I.14: Intensité pour les différentes fréquences.

		Fréquence											
		0.01		0.1		1		2		5		10	
		$P_{\max t}$ (mm)	I_0 (mm/h)										
Temps (h)	1	76.31	76.31	56.27	56.27	38.47	38.47	33.65	33.65	27.48	27.48	22.97	22.97
	2	93.95	46.98	69.28	34.64	47.36	23.68	41.42	20.71	33.83	16.92	28.28	14.14
	3	106.11	35.37	78.24	26.08	53.48	17.83	46.78	15.59	38.21	12.74	31.94	10.65
	4	115.67	28.92	85.29	21.32	58.30	14.58	51.00	12.75	41.65	10.41	34.82	8.70
	8	142.41	17.80	105.01	13.13	71.78	8.97	62.79	7.85	51.28	6.41	42.87	5.36
	10	152.27	15.23	112.28	11.23	76.75	7.67	67.14	6.71	54.83	5.48	45.83	4.58
	12.5	162.89	13.01	120.11	9.59	82.10	6.56	71.82	5.74	58.66	4.68	49.03	3.92
	16	175.32	10.96	129.28	8.08	88.37	5.52	77.30	4.83	63.13	3.95	52.77	3.30
	20	187.46	9.37	138.23	6.91	94.49	4.72	82.65	4.13	67.50	3.38	56.43	2.82
	22	192.90	8.77	142.24	6.47	97.23	4.42	85.05	3.87	69.46	3.16	58.06	2.64
24	198.00	8.25	146.00	6.08	99.80	4.16	87.30	3.64	71.30	2.97	59.60	2.48	

Courbes des pluies à courte durées**Figure I.13 : Pluie de Courte Durée.**

Courbes des intensités fréquentielles**Figure I.14 : Intensité-Durée-Fréquence.**

I.3 Etudes des apports :**I.3.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A_0) :**

Pour l'évolution des apports, nous signalons que nous ne disposons d'aucune station de mesure au niveau du site à étudier.

A- Formule de l'A.N.R.H : 257.2

On a:

$$A_{\text{moy}} = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (I.24)$$

P : Pluie moyenne annuelle (m).

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

$$\text{AN: } A_0 = 0,915 \times 0,2572^{2.684} \times 920^{0.842} = 7.48 \text{ Mm}^3$$

$$\text{D'où : } A_0 = 7.48 \text{ Mm}^3$$

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (I.25)$$

$$\text{Soit : } L_e = 8.13 \text{ mm}$$

B- Formule de Derie II :

On a:

$$A_0 = 0,513 \cdot P^{2.603} \cdot Dd^{0.5} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (I.26)$$

P : Pluie moyenne annuelle (m).

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

Dd : Densité de drainage (Km/Km^2)

$$\text{AN: } A_0 = 0,513 \times 0,2572^{2.683} \times 6.037^{0.5} \times 920^{0.842} = 10.32 \text{ Mm}^3$$

$$\text{D'où : } A_0 = 10.32 \text{ Mm}^3$$

$$L_e = \frac{A_0}{S} = 11.22 \text{ mm} \dots\dots\dots L_e = 11.22 \text{ mm}$$

c) Formule de COUTAGNE:

Elle donne le déficit d'écoulement D tel que:

$$D = P - \lambda P^2 \dots\dots\dots (I.27)$$

$$\lambda = \frac{1}{T_0}$$

P : Pluie moyenne annuelle (m)

T_0 : température moyenne dans la zone d'étude. $T_0 = 15.45^\circ\text{C}$

La lame d'eau écoulée est alors:

$$L_e = P - D \dots\dots\dots (I.28)$$

$$\text{D'où : } L_e = 22.23 \text{ mm}$$

$$A_0 = 20.45 \text{ Mm}^3$$

d) Formule de SAMIE :

$$L_e = P^2 (293 - 2.2 \sqrt{S}) \dots\dots\dots (I.29)$$

P : Pluie moyenne annuelle (m).

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

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

$$\text{D'où : } L_e = 14.94 \text{ mm}$$

$$A_0 = L_e \cdot S$$

$$\text{Soit : } A_0 = 13.74 \text{ Mm}^3$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau I.15 :

Tableau I.15: Récapitulatif des résultats

Formules	A_0 (Mm ³)	L_e (mm)
A.N.R.H	7.48	8.13
<i>Derie II</i>	10.32	11.22
COUTAGNE	20.45	22.23
SAMIE	13.74	14.94

Conclusion :

Vu les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre. On a choisit celle qui est la plus commode et la plus proche de celle qui la trouver le bureau d'étude STUCKY donc on adopte pour $A_0=20.45\text{Mm}^3$ donnée par la formule de COUTAGNE.

I.3.2 Caractéristiques de l'écoulement :

a) Module de l'écoulement :

Il est donné par : $Me = A_0 / T$ (I.30)

A_0 : Apport moyen annuel (mm).

T : Temps d'une année en secondes $T = 3,1536.10^7$ s

Soit :

$$Me=648.465 \text{ l/s}$$

b) Module de l'écoulement relatif :

On a: $M_0 = Me / S_{bv}$(I.31)

Me : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

Soit :

$$M_0=0.705 \text{ l/s /Km}^2$$

c) Lamme d'eau écoulée :

$L_e = A_0/S_{BV}$ (I.32)

Soit :

$$Le=22.23\text{mm}$$

d) Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par : $Ce = Le / P_{moy}$ (I.33)

Soit :

$$Ce= 0.086$$

e) Coefficient de variation :

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

1. Formule de SOKOLOVSKY:

$$C_v = 0,78 - 0,29 \log_{10} M_0 - 0,063 \log_{10} (S + 1) \dots \dots \dots (I.34)$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif

Soit : $C_v = 0.637$

2. Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ:

$$C_v = \dots \dots \dots (I.35)$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif.

Soit : $C_v = 0.731$

3. Formule de L'ANTONOV :

$$C_v = 0.7 / (S + 1000)^{0.097} \dots \dots \dots (I.36)$$

AN: $C_v = 0.336$

4. Formule de KRISTEKLY MENKEL:

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \dots \dots \dots (I.37)$$

M_0 : module de l'écoulement relatif

Soit: $C_v = 0.606$

5. Formule Algérienne de N.N PADOUM:

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

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23} \dots \dots \dots (I.38)$$

Avec : K : coefficient de réduction K= (0.25-1.00) on prend K=0,9

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

Soit: $C_v = 0.907$

Tableau I.16: récapitulatif des C_v

Formule	Le coefficient de variation C_v
SOKOLOVSKI	0.637
OURKGUIPROVODKHOZ	0.731
ANTONOV	0.336
KRISTEKLY MENKEL	0.606
Algérienne de N.N PADOUM	0.907

Conclusion :

Vu les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre. On a choisit celle qui est la plus commode et la plus proche de celle qui la trouver le bureau d'étude STUCKY donc on adopte pour $C_v = 0.731$ donnée par la formule de **OURKGUIPROVODKHOZ**.

I.4 Irrégularité des apports :**I.4.1 Estimation fréquentielle des apports :**

Donc la distribution des apports fréquentiels sera régie par l'équation:

$$A_{(P\%)} = \frac{A}{(C_v^2 + 1)^{1/2}} \cdot e^{U(\log(C_v+1))^{1/2}} \dots\dots\dots(I.39)$$

Avec :

$A_{P\%}$: apport de fréquence donnée.

U:variable réduite de Gauss.

Les calculs des apports fréquentiels a conduit au tableau suivant:

Tableau I.17: les apports fréquentiels

Période de retour	5/4	10	20	50	100	1000
Fréquence P (%)	80	10	5	2	1	0,1
variable de Gauss	-0,841	1,282	1,643	2,050	2,327	3,159
Apport (Mm³)	10.951	22.49	24.456	26.879	28.664	34.774

I.4.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel:

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a donc :

$$A_{80\%} = 10.951 \text{ Mm}^3$$

Tableau I.18: Répartition mensuelle des apports fréquentiels

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Pluies mens (mm)	26.1	27.1	30.6	25.4	25.4	26.0	26.5	21.7	22.0	14.4	4.0	8.0
Pluies mens (%)	10.148	10.537	11.897	9.876	9.876	10.109	10.303	8.437	8.554	5.599	1.555	3.110
Apport mens (Mm³)	1.111	1.154	1.303	1.082	1.082	1.107	1.128	0.924	0.937	0.613	0.170	0.341

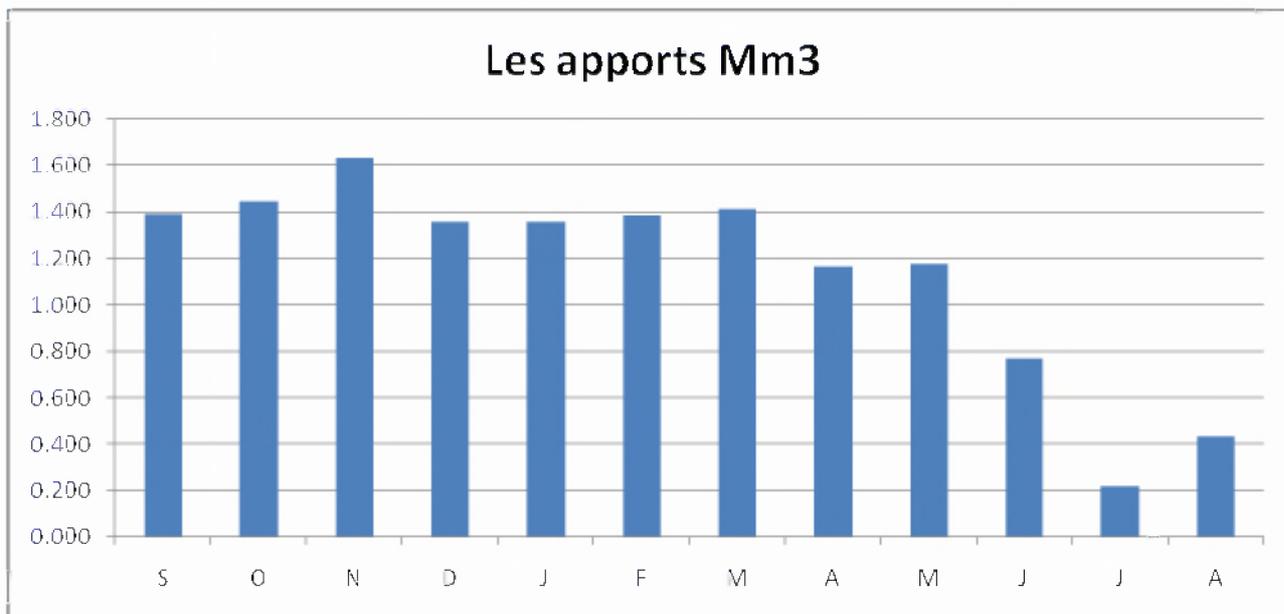


Figure I.15 : Répartition mensuelle des apports.

I.5 Etude des crues:

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

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

Les paramètres définissant une crue sont:

- 1- Le débit maximum (débit de pointe).
- 2- Le volume.
- 3- Le temps.
- 4- La forme (Hydrogramme de crues).

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

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

1. Formule de MALLET-GAUTHIER :

On a:

$$Q_{\max p\%} = 2K \log (1+20.P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4 \log T - \log S} \dots\dots\dots (I.40)$$

- P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m).
- S : Superficie du bassin versant (920Km²).
- L : Longueur du talweg principal (55.54Km).

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

On prend $K = 2$.

T : Période de retour (an).

Le tableau I.19 nous donne tous les résultats de calcul.

Tableau I.19: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER)

Période de retour	10	20	50	100	1000
Qmax (m ³ /s)	555.60	700.876	855.883	956.597	1233.478

2. Formule de SOKOLOVSKY :

$$\text{On a : } Q_{\max p\%} = \frac{0.28(P_{tc} - H_0)\alpha FS}{T_m} \dots\dots\dots(I.41)$$

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

$T_m = T_c$: temps de concentration. $T_m = 12.516h$

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

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

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

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

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

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

S : Superficie du bassin (Km²).

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

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{P_{ct\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{ct\%}} + \sqrt{H_0}}$$

Tableau I.20: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY).

Fréquence (%)	10	5	2	1	0,1
Pct(mm)	49.03	58.66	71.82	82.10	120.11
$\alpha_{p\%}$	0,303	0,343	0,387	0,415	0,491
Qmax p%(m ³ /s)	227.85	328.83	480.35	606.68	1118.41

3. Formule de POSSENTI:

On a:

$$Q_{p\%} = \frac{\mu * P_{\max j\%} * S}{L_p} \dots\dots\dots(I.42)$$

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

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

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

On obtient les résultats ci-après le tableau suivant :

Tableau I.21: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de POSSENT).

période de retour	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	10	5	2	1	0,1
$P_{\max j\%}$ (mm)	59.6	71.3	87.3	99.8	146
$Q_{\max p\%}$ (m ³ /s)	740.439	885.794	1084.569	1239.863	1813.829

4. Formule de TERRAZA:

On a:

$$Q_{\max p\%} = \frac{C * I_{tc} * S}{3,6} \dots\dots\dots(I.43)$$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

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

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

Tableau I.22: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de TERRAZA).

Fréquence (%)	10	5	2	1	0,1
C	0,55	0,57	0,59	0,71	0,81
I_{tc}	3.92	4.68	5.74	6.56	9.59
Q_{\max} (m ³ /s)	550.978	681.72	866.972	1190.26	1985.13

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

- ✓ du fait que cette méthode est la plus proche de la moyenne, celle-ci tient compte de tous les paramètres caractéristiques du bassin versant, la surface de bassin versant, ainsi que la longueur du cours d'eau principal de la pluie fréquentielle génératrice de celle-ci.

Le tableau I.23 donne les débits probables calculés.

Tableau I.23: Débits fréquentielles calculés.

Période de retour.	10	20	50	100	1000
Q _{max} (m ³ /s)	555.6	700.876	855.883	956.597	1233.478

I.5.2 Hydrogramme de crue :

***Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski :**

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

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

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

a) Pour le temps de la montée:

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots(I.44)$$

T_m=T_c : Temps de montée.

b) Pour la décrue:

$$Q_{\text{déc.}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \dots\dots\dots(I.45)$$

Avec: T_d = δ T_m (Sokolovski)

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2 — 4) , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin ,on prend δ= 3.

$$T_d = \delta T_m = 2. 12.516 = 25.032$$

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (10; 50; 100; 1000), sont donnés dans le tableau I.24

Tableau I.24: Débits fréquentiels pour la construction l'Hydrogramme de crue.

Phase de la montée :

Temps (h)	Qmax (10%)	Qmax (5%)	Qmax (2%)	Qmax (1%)	Qmax (0,1%)
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.5	0.887	1.119	1.366	1.527	1.969
1	3.547	4.474	5.464	6.107	7.874
1.5	7.980	10.067	12.293	13.740	17.717
2	14.187	17.897	21.855	24.426	31.496
2.5	22.167	27.963	34.148	38.166	49.213
3	31.921	40.267	49.173	54.959	70.867
3.5	43.448	54.808	66.930	74.806	96.458
4	56.748	71.586	87.418	97.705	125.985
4.5	71.822	90.601	110.639	123.658	159.450
5	88.669	111.854	136.591	152.664	196.852
5.5	107.289	135.343	165.276	184.724	238.191
6	127.683	161.069	196.692	219.837	283.467
6.5	149.850	189.033	230.839	258.003	332.680
7	173.791	219.233	267.719	299.222	385.830
7.5	199.505	251.671	307.331	343.495	442.917
8	226.992	286.345	349.674	390.821	503.942
8.5	256.253	323.257	394.749	441.200	568.903
9	287.287	362.406	442.556	494.633	637.801
9.5	320.095	403.792	493.095	551.119	710.636
10	354.675	447.415	546.366	610.658	787.409
10.5	391.030	493.275	602.368	673.250	868.118
11	429.157	541.372	661.102	738.896	952.765
11.5	469.058	591.706	722.568	807.595	1041.348
12	510.733	644.277	786.766	879.347	1133.869
12.5	554.180	699.085	853.696	954.153	1230.326
12.516	555.600	700.876	855.883	956.597	1233.478

Phase de la décrue:

Temps (h)	Qmax (10%)	Qmax (5%)	Qmax (2%)	Qmax (1%)	Qmax (0,1%)
0	555.600	700.876	855.883	956.597	1233.478
0.5	522.967	659.711	805.613	900.412	1161.030
1	491.638	620.189	757.352	846.471	1091.477
1.5	461.585	582.279	711.057	794.729	1024.758
2	432.783	545.946	666.688	745.139	960.815
2.5	405.205	511.156	624.205	697.656	899.589
3	378.824	477.877	583.565	652.235	841.020
3.5	353.613	446.075	544.729	608.829	785.051
4	329.547	415.716	507.656	567.393	731.622
4.5	306.598	386.766	472.304	527.881	680.673
5	284.740	359.193	438.632	490.247	632.146
5.5	263.946	332.962	406.600	454.446	585.983
6	244.191	308.041	376.167	420.432	542.123
6.5	225.446	284.395	347.292	388.159	500.509
7	207.686	261.991	319.933	357.581	461.080
7.5	190.884	240.796	294.051	328.652	423.779
8	175.014	220.776	269.603	301.328	388.545
8.5	160.049	201.897	246.549	275.562	355.321
9	145.962	184.127	224.849	251.308	324.047
9.5	132.727	167.431	204.461	228.520	294.664
10	120.317	151.777	185.344	207.154	267.113
10.5	108.706	137.129	167.457	187.162	241.335
11	97.867	123.456	150.760	168.500	217.272
11.5	87.773	110.724	135.212	151.122	194.864
12	78.399	98.898	120.771	134.982	174.052
12.5	69.717	87.946	107.396	120.034	154.777
13	61.701	77.834	95.048	106.232	136.980
13.5	54.324	68.528	83.684	93.531	120.603
14	47.560	59.995	73.264	81.885	105.586

Suite de Tableau I.24: débits fréquentielles pour la construction l'Hydrogramme de crue.
Phase de la décrue:

Temps (h)	Qmax (10%)	Qmax (5%)	Qmax (2%)	Qmax (1%)	Qmax (0,1%)
14.5	41.382	52.202	63.747	71.248	91.871
15	35.763	45.115	55.092	61.575	79.398
15.5	30.678	38.700	47.258	52.820	68.108
16	26.099	32.924	40.205	44.936	57.942
16.5	22.000	27.753	33.891	37.879	48.842
17	18.355	23.154	28.275	31.602	40.749
17.5	15.136	19.093	23.316	26.060	33.603
18	12.317	15.538	18.974	21.207	27.345
18.5	9.872	12.454	15.208	16.997	21.917
19	7.774	9.807	11.976	13.385	17.260
19.5	5.997	7.565	9.238	10.325	13.313
20	4.513	5.693	6.953	7.771	10.020
20.5	3.297	4.159	5.079	5.677	7.320
21	2.322	2.929	3.577	3.998	5.155
21.5	1.561	1.969	2.404	2.687	3.465
22	0.987	1.245	1.521	1.700	2.192
22.5	0.575	0.725	0.886	0.990	1.277
23	0.297	0.375	0.458	0.512	0.660
23.5	0.127	0.161	0.196	0.219	0.283
24	0.039	0.049	0.060	0.067	0.086
24.5	0.005	0.007	0.008	0.009	0.012
25	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
25.032	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

L'Hydrogrammes des crues pour différentes période de retour est représenté dans la figure suivante.

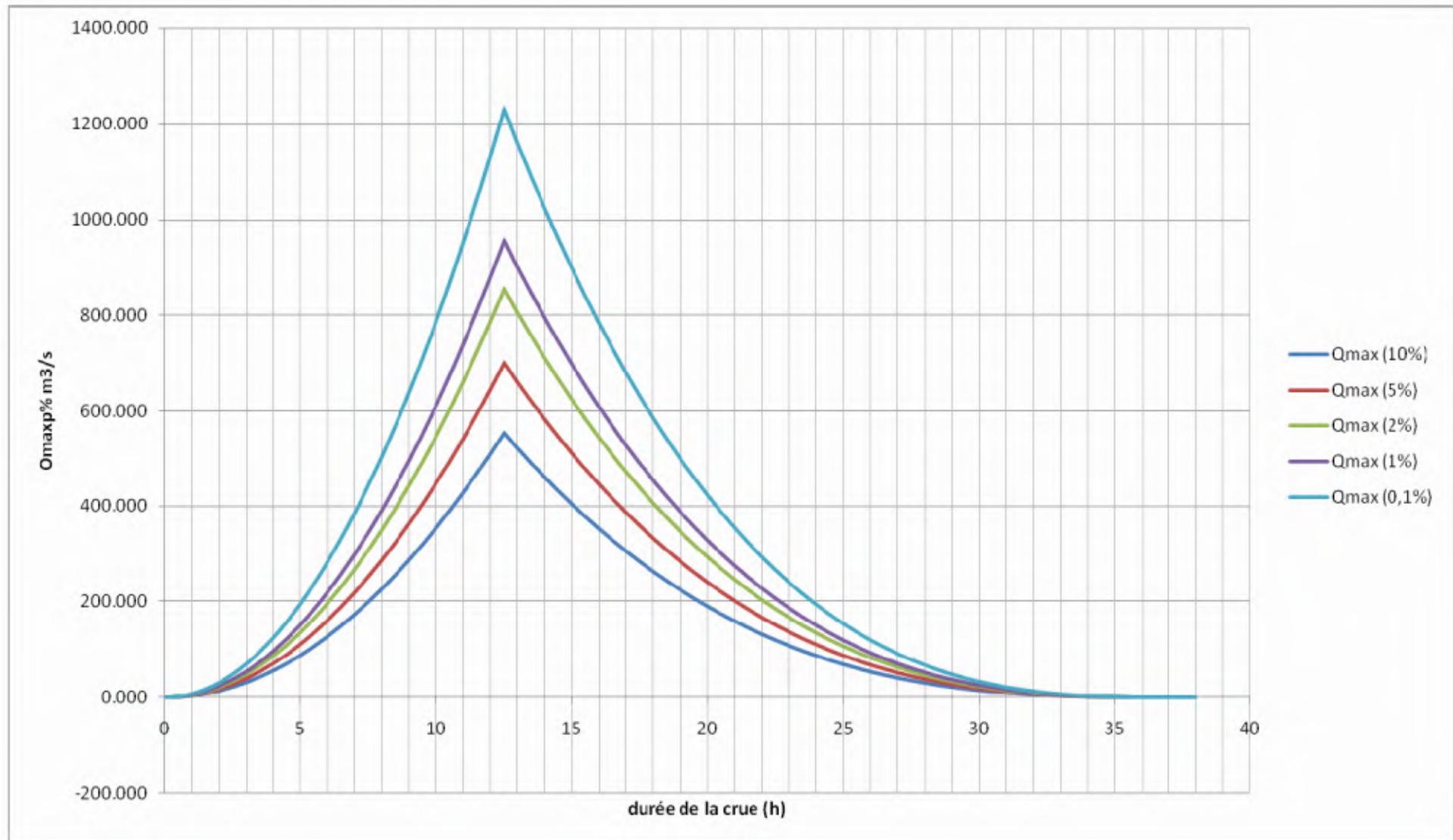


Figure I.16 : Hydrographes des crues pour différentes période de retour.

I.5.3 Estimation de la crue de projet:

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

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

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

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

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

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

- ◆ Le comité national Australien des grands barrages (CNAGB).
- ◆ Le C.T.G.R.E.F.

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

- ◆ Méthode du GRADEX (gradient exponentiel).
- ◆ Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations dans les tableaux suivantes :

Tableau I.25: Catégories des dommages résultant des crues.

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

Tableau I.26: Crues de projet recommandé.

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

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

- On doit calculer l'indice global "I_g" qui est lié à tous ces paramètres tel que :
 $I_g = I_a \times I_d \times I_r$.

avec:

- I_a : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).
- I_d : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).
- I_r : représente les risques.
- **si** :
 - 1/ Le risque est faible (I_g = 1), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.
 - 2/ Le risqué est moyen (I_g = 2), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.
 - 3/ Le risqué est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Tableau I.27: Choix de la crue de projet.

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

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont un peu compliquées, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval est moyennement élevé (site un peu éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement important). Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0, 1 % (T = 1000 Ans) de :

$$Q_{0,1\%} = 1233.478 \text{ m}^3/\text{s}$$

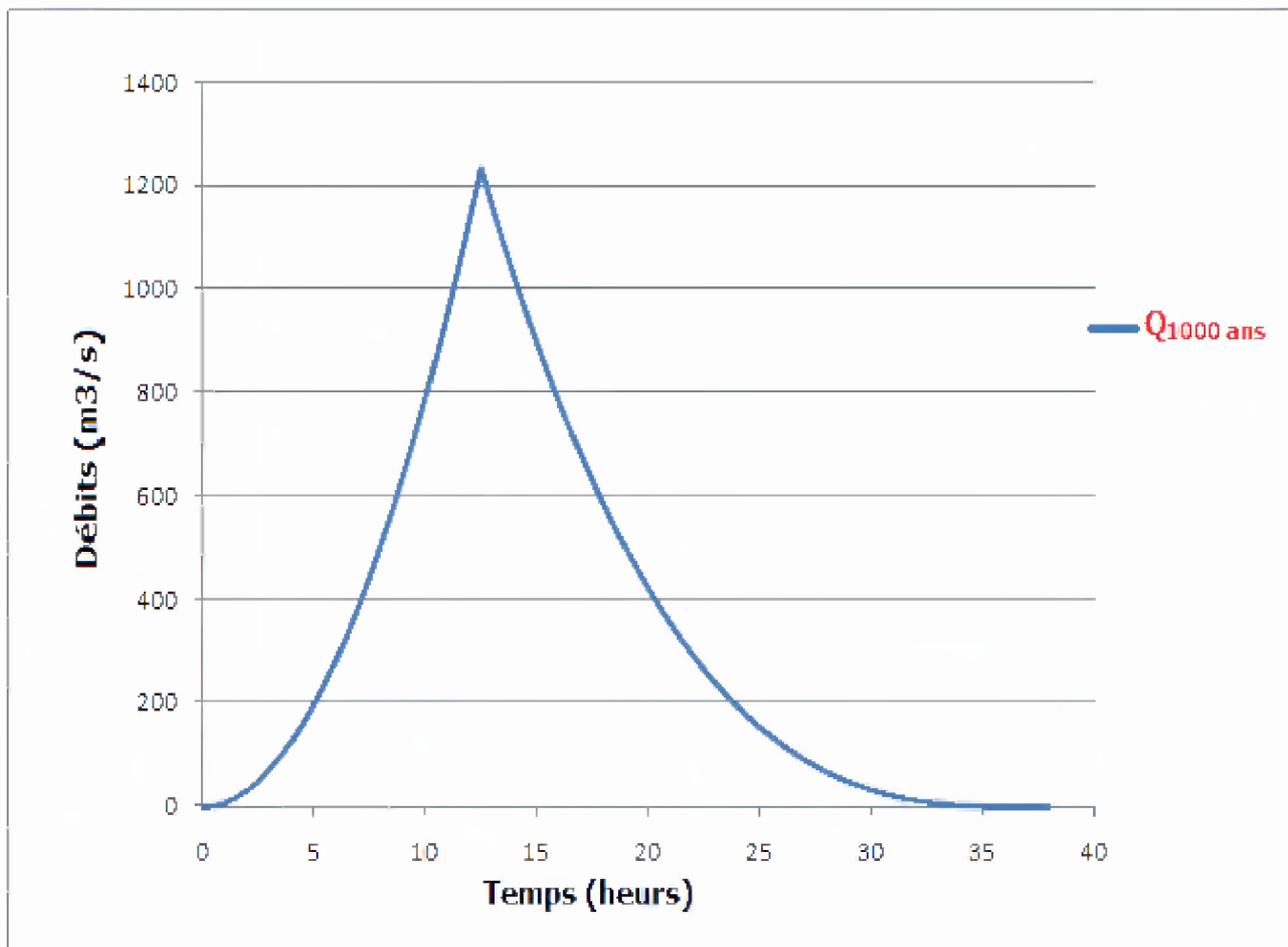


Figure I.17 : Hydrogramme de crue.

I.6 Apport solide et Estimation de volume mort:

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

Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion. La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par la raison d'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie.

L'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit. Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval.

L'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide.

La capacité de charriage est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace avec le débit liquide.

La répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapportés à la vitesse de l'eau et la turbulence de l'écoulement
En tout point d'une rivière d'alimentation, le débit solide est défini par les caractéristiques hydrologiques de son bassin versant.

L'absence des mesures sur le transport solide oblige à avoir recours aux méthodes empiriques.

I.6.1 Formules empiriques :

a) Formule de TIXERONT:

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit. $T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15}$ (I.46)

Avec :

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

L_0 : la lame écoulée en (mm).

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha=350$ (faible à moyenne).

Soit :

$$T_s = 557.326 \text{ (t/Km}^2\text{/an)}.$$

Les transports solides en suspension :

$$A_s = T_s \cdot S \text{(I.47)}$$

Avec :

S : superficie du bassin versant en Km².

$T_s = 557.326$ (t/Km²/An).

D'où : $A_s = 512739.92$ t/An.

Le volume des solides est égal à:

$$\bullet V_s = A_s / \gamma_s \text{ (I.48)}$$

On a : $\gamma_s = 1.6$ t/m³.

Application numérique : = . /

b) Formule de Fournier :

$$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \text{(I.49)}$$

avec :

T_a : Taux d'abrasion en (t/Km²/an).

P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux.

$P_m = 30.6$ mm.

P_A : Pluie moyenne annuelle = 257.2 mm;

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

h_{\max} : Altitude maximale = 2061m;

H_{\min} : Altitude minimale = 704m;

S : Surface du bassin versant = 920 Km².

AN:

$h=610.65\text{m}$

D'où : $T_a=13.50 \text{ t/Km}^2\text{an}$

Donc : $V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma} = 7762.5 \text{ m}^3/\text{an}$

Tableau I.28: Récapitulatif de Apports solides

Formule	Apport solide (m ³ /an)
Tixeront	320462.13
Fournier	7762.5

Les valeurs finalement adoptées sont celle obtenue par la formule de Tixeront qu'elle est la plus utilisé en Algérie.

I.6.2 Calcul du volume mort :

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

Les valeurs finalement adoptée pour le débit solide déposé au niveau de l'exutoire (t /Km²/An) soit un taux d'envasement égal à 33346.13 (m³/An). Le volume mort est déterminé pour une durée de 50 Ans, d'où :

$$V_m = 50 V_s \dots\dots\dots(I.50)$$

Avec :

V_s est l'envasement annuel en m³/An.Par une application numérique, on obtient :

D'où : $V_m=16.023 \text{ Mm}^3$

I.7 Régularisation :

Le but de la régularisation est de déterminer la capacité optimum de la retenue de barrage qui permet de rendre réguliers les débits de l'oued Barika afin de satisfaire les besoins en eau d'irrigation avec le moindre risque de défaillance possible. Il existe deux types de régularisation sont utilisés:

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Pour notre étude, ces deux types serrant étudiés.

Les paramètres indispensables ou calcul de la régularisation sont :

- *La répartition mensuelle de la demande en eau.
- * La répartition mensuelle de l'apport (A 80% Hm3).
- *La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporations.
- *Les courbes caractéristiques de la retenue.

I.7.1 Détermination de la garantie de la restitution :

Les barrages destinés pour l'irrigation ont une garantie de restitution généralement égale à $P = 80\%$ qui répond à une marge de risques pondérés qui sont liés à

un ou plusieurs facteurs influant directement ou indirectement sur le développement optimum de la culture.

La restitution est la quantité d'eau qu'on doit garantir pour satisfaire les besoins en eau d'un secteur utilisateur donné. Dans notre cas, il s'agit des besoins en eau pour l'irrigation. La question posée consiste à déterminer la quantité d'eau mise à la disposition de l'irrigant. Cette quantité doit suffire pour couvrir en même temps les besoins des plantes et aussi pour couvrir les quantités perdues dans la retenue. Connaissant la durée de la saison végétative, la répartition de cette quantité est proportionnelle soit à l'évapotranspiration, soit aux déficits des écoulements mensuels des mois : avril, mai, juin, juillet, août et septembre, durant lesquels on prend les quantités nécessaires de la retenue collinaire pour l'irrigation. Les besoins mensuelles exprimées en Mm^3 pour projet est $U_{80\%} = 9.634 Mm^3$ (obtenue d'après l'ANBT).

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation est donnée au tableau I.29.

Tableau I.29: Répartition mensuelle des besoins.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
$U_{80\%}$ (%)	12	11	0	0	0	0	1	7	13	17	21	18
$U_{80\%}$ (Mm^3)	1.156	1.060	0	0	0	0	0.096	0.674	1.252	1.638	2.023	1.734

Source : ANBT

I.7.2 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ (Hm^3):

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

La répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ est donnée dans le tableau .I.30 :

Tableau I.30: répartition mensuelle des apports.

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
$A_{80\%}$ (Mm^3)	1.111	1.154	1.303	1.082	1.082	1.107	1.128	0.924	0.937	0.613	0.170	0.341

I.7.3 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface » :

La cote minimale relevée est de 704.00m et la maximale de 760.00m.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots(I.51)$$

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

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

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

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

Le tableau suivant donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Tableau I.31: Courbes topographiques et volumétriques.

Cotes m	H	S (Km ²)	S _{moy}	ΔH	V _{part} 10 ⁶ m ³	Vol _{cum} V _{cum} 10 ⁶ m ³
704	0	0	***	6	****	****
710	6	0.008	0.029	5	0.204	0.204
715	5	0.049	0.175	5	0.875	1.079
720	5	0.301	0.497	5	2.487	3.566
725	5	0.694	0.989	5	4.944	8.510
730	5	1.284	1.667	5	8.333	16.842
735	5	2.049	2.508	5	12.538	29.381
740	5	2.966	3.432	5	17.160	46.540
745	5	3.898	4.282	5	21.412	67.952
750	5	4.667	5.648	5	28.241	96.194
755	5	6.630	3.315	5	16.574	112.768
760		***				***

Remarque :

$$\Delta V_1 = 2/3 \cdot S_1 \cdot \Delta H = 2/3 \cdot 0,008 \cdot 6 = 0,032 \text{ M m}^3.$$

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est dans la Figure I.18.

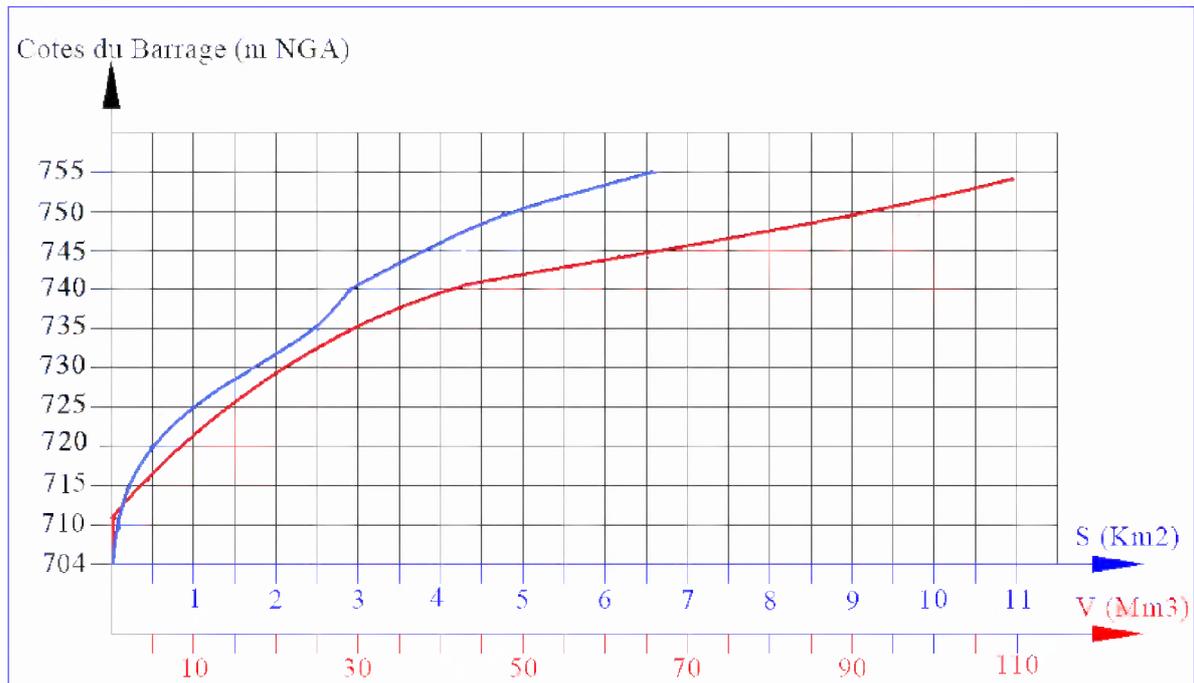


Figure I.18 : Courbes Capacité-Surface-Hauteur.

I.7.4 Calcul du volume utile :

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.

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

➤ Procédé de calcul:

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

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'Octobre jusqu'au mois d'avril.

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

Avec :

- V_{rf} : Volume de remplissage final
- V_{ri} : Volume de remplissage initial
- S : Volume excédentaire à évacuer

I.7.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes:

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau Du tableau (I.32) on a :

$$V_s = 5.949 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 4.631 \text{ Mm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

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

Alors :

$$V_u = 4.631 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m \quad \dots\dots\dots(I.52)$$

D'où :

$$V_{\text{NNR}} = 20.654 \text{ Mm}^3$$

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normale d'exploitation c'est-à-dire la cote au niveau normale de la retenue NNR

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

- **1^{ère} Consigne d'exploitation :**

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues et à restituer après. L'excédent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface.

- On se fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'en doit pas dépasser.

- **2^{ème} Consigne d'exploitation :**

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de fond. Remplir et ensuite restituer au consommateur.

Tableau I.32: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Hm³).

Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes									
Mois	W _{80%} (m3)	U _{80%} (m3)	W-U (m3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)	Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)
				16.023	16.023		16.023		
Octobre	1.154	1.06	0.094	16.117			15.929	16.023	0.094
Novembre	1.303	0	1.303	17.42			14.798	16.023	1.225
Décembre	1.082	0	1.082	18.502			16.101		
Janvier	1.082	0	1.082	19.584			17.183		
Février	1.107	0	1.107	20.691	20.654	0.037	18.265		
Mars	1.128	0.096	1.032	21.686	20.654	1.032	19.372		
Avril	0.924	0.674	0.25	20.904	20.654	0.25	20.404		
Mai	0.937	1.252	-0.315	20.339			20.654		
Juin	0.613	1.638	-1.025	19.314			20.339		
Juillet	0.17	2.023	-1.853	17.461			19.314		
Août	0.341	1.734	-1.393	16.068			17.461		
Septembre	1.111	1.156	-0.045	16.023			16.068		
Total	10.951	9.634	1.319			1.319	16.023		1.319

I.7.4.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes):

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ◆ Pertes par évaporation.
- ◆ Pertes par infiltration.

A) Pertes par évaporation :

On a: $V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots(I.53)$

V_{ep} : volume perdu a cause de l'évaporation.

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

V_{moy} : volume moyen $\left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right]$.

$V_{rf,i}$ et $V_{rf,i+1}$:les volumes de la retenue de deux mois successifs.

B) Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots(I.54)$

V_{inf} : volume perdu à cause de l'infiltration.

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau IV.33.

V_{moy} : volume moyen $\left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right]$.

$V_{rf,i}$ et $V_{rf,i+1}$:les volumes de la retenue de deux mois successives.

Tableau I.33: valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	δ	
		Année	Mois
Sol a très faible perméabilité	0 à 25	0 à 5	0 à 0,5
Sol a faible perméabilité	25 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

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau I.34: Les volumes des pertes dans la retenue :

Mois	V_{moy} [Mm ³]	S_{moy} [km ²]	Es [mm]	V_{ep} [*10 ³ m ³]	V_{inf} [Mm ³]	Pertes [Mm ³]
Octobre	16.07	1.29	37.2	48.02	0.016	0.064
Novembre	16.77	1.33	20.3	27.03	0.017	0.044
Décembre	17.96	1.4	14.6	20.4	0.018	0.038
Janvier	19.04	1.47	16.9	24.79	0.019	0.044
Février	20.14	1.54	25.5	39.22	0.020	0.059
Mars	21.19	1.57	45.1	70.84	0.021	0.092
Avril	21.30	1.57	65.6	102.95	0.021	0.124
Mai	20.62	1.56	70.9	110.56	0.021	0.131
Juin	19.83	1.52	82.6	125.56	0.020	0.145
Juillet.	18.39	1.43	91.5	130.91	0.018	0.149
Août	16.76	1.32	97.0	128.08	0.017	0.145
Septembre	16.05	1.28	82.7	105.8	0.016	0.122

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau (I.35) on a :

$$V's = 5.483 \text{Mm}^3.$$

$$V'd = 5.323 \text{Mm}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V's > V'd \quad \text{D'ou} : V'u = V'd$$

Alors :

$$V'u = 5.323 \text{Mm}^3$$

Tableau I.35: Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :

Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes										
Mois	W (Mm3)	U (Mm3)	P(Mm3)	W-(U+P) (Mm3)	1ere consigne			2eme consigne		
					Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)	Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)
					16.023	16.023		16.023		
Octobre	1.154	1.060	0.064	0.030	16.053	16.053		15.993	16.023	0.030
Novembre	1.303	0.000	0.044	1.259	17.312	17.312		15.894	16.023	0.129
Décembre	1.082	0.000	0.038	1.043	18.355	18.355		17.153		
Janvier	1.082	0.000	0.044	1.038	19.393	19.393		18.196		
Février	1.107	0.000	0.059	1.048	20.441	20.441		19.233		
Mars	1.128	0.096	0.092	0.940	21.381	21.346	0.035	20.281		
Avril	0.924	0.674	0.124	0.125	21.471	21.346	0.125	21.221		
Mai	0.937	1.252	0.131	-0.447	20.899	20.899		21.346		
Juin	0.613	1.638	0.145	-1.170	19.730	19.730		20.900		
Juillet	0.170	2.023	0.149	-2.002	17.728	17.728		19.730		
Août	0.341	1.734	0.145	-1.539	16.189	16.189		17.728		
Septembre	1.111	1.156	0.122	-0.167	16.023	16.023		16.190		
Total	10.951	9.634	1.094	0.160			0.160	16.023		0.160

I.7.4.3 Estimation de l'erreur :

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

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

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

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

Nous avons :

$$E = (V'_u - V_u) / V_u = (5.323 - 4.631) / 5.323 = 13 \% > 2\%$$

Donc en fait des itérations :

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau I.36: Les volumes des pertes dans la retenue .

Mois	Vmoy	S moy	Es	Vev	V inf	pert
Octobre	16.04	1.29	37.2	48.02	0.016	0.064
Novembre	16.68	1.34	20.3	27.23	0.017	0.044
Décembre	17.83	1.39	14.6	20.25	0.018	0.038
Janvier	18.87	1.45	16.9	24.45	0.019	0.043
Février	19.92	1.52	25.5	38.71	0.020	0.059
Mars	20.91	1.56	45.1	70.39	0.021	0.091
Avril	21.43	1.59	65.6	104.26	0.021	0.126
Mai	21.19	1.59	70.9	112.69	0.052	0.165
Juin	20.31	1.55	82.6	128.04	0.051	0.179
Juillet.	18.73	1.45	91.5	132.74	0.050	0.182
Août	16.96	1.35	97.0	130.99	0.017	0.148
Septembre	16.11	1.33	82.7	109.93	0.016	0.126

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes (1^{ère} itération) sont donnés dans le Tableau (I.37) :

Tableau I.37: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes en (Mm³) (1^{ère} itération).

Régularisation saisonnière en tenir compte des pertes										
Mois	W (Mm3)	U (Mm3)	P (Mm3)	W-(U+P) (Mm3)	1ere consigne			2eme consigne		
					Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)	Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)
					16.023	16.023		16.023		
Octobre	1.154	1.060	0.064	0.030	16.053	16.053		15.993	16.023	0.030
Novembre	1.303	0.000	0.044	1.259	17.312	17.312		16.002	16.023	0.021
Décembre	1.082	0.000	0.038	1.043	18.355	18.355		17.260		
Janvier	1.082	0.000	0.043	1.038	19.394	19.394		18.304		
Février	1.107	0.000	0.059	1.048	20.442	20.442		19.342		
Mars	1.128	0.096	0.091	0.941	21.383	21.383		20.391		
Avril	0.924	0.674	0.126	0.124	21.507	21.455	0.052	21.331		
Mai	0.937	1.252	0.165	-0.481	20.974	20.974		21.455		
Juin	0.613	1.638	0.179	-1.204	19.770	19.770		20.974		
Juillet	0.170	2.023	0.182	-2.035	17.735	17.735		19.770		
Août	0.341	1.734	0.148	-1.541	16.194	16.194		17.735		
Septembre	1.111	1.156	0.126	-0.171	16.023	16.023		16.194		
Total	10.951	9.634	1.202	0.052			0.052	16.023		0.052

Du tableau (I.37) : on a :

$$V''s = 5.484 \text{ Mm}^3$$

$$V''d = 5.432 \text{ Mm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'ou : } V''u = V''d$$

Alors :

$$V''u = 5.432 \text{ Mm}^3$$

Nous avons :

$$E = (V_u'' - V''u) / V_u'' = (5.432 - 5.323) / 5.432 = 1.8 \% < 2\%$$

Donc le volume utile saisonnier est de 5.432 Mm³

I.7.4.4 La Régularisation Interannuelle :

La régularisation interannuelle a pour but de satisfaire la consommation durant plusieurs années, il y a plusieurs méthodes de calcul, on cite:

- 1- Méthode du volume utile interannuel par la méthode **Kristly-Menkel**.
- 2- Méthode du volume utile interannuel par la méthode **Pléchkov-Svaizé**.

I.7.4.4.1 Calcul du volume utile interannuel par la méthode Kristly-Menkel:

Cette méthode basée sur les caractéristiques de l'échantillon. Elle consiste à déterminer le déficit pendant des années sèches. Donc il faut disposer d'une série des débits moyens annuels exprimés en coefficient de débit $K_i = \frac{Q_i}{Q}$ et un coefficient de

régularisation α tel que α compris entre 0.7 et 0.9 .

Pour une valeur de α (coefficient de régularisation)

$$V_u(\text{inter}) = (\beta_s + \beta_{\text{plur}}) W_o = \beta_s W_o + \beta_{\text{plur}} W_o = V_s + V_{\text{plur}} \dots\dots\dots(I.55)$$

avec:

- β_s : composante saisonnière
- β_{plur} : composante interannuel
- W_o : l'apport moyen interannuel

On a trouvé le volume utile saisonnier en tenant compte des pertes)

$$V_u = \beta_s W_o = 5.432 \text{ Mm}^3$$

Le volume interannuel dont la relation :

$$V_{\text{plur}} = \beta_{\text{plur}} \cdot W_o \dots\dots\dots(I.56)$$

$$\beta_{\text{plur}} = \max(D) = \max[(\alpha - K_{p\%}) \cdot n] \dots\dots\dots(I.57)$$

Avec : α : Coefficient de régularisation

$K_{p\%}$: Coefficient de l'hydraulicité

$$K_{p\%} = F_{p\%} C_v^{(n)} + 1$$

Avec : C_v : Coefficient de variation

$F_{p\%}$: la probabilité en fonction de $P_{\%}$ et C_s

$$C_v^{(n)} = \frac{C_v}{\sqrt{n}} ; C_s^{(n)} = \frac{C_s}{\sqrt{n}}$$

Donc : $\beta_{\text{plur}} = \max[(\alpha - K_{p\%}) \cdot n]$

D'après le tableau de calcul dans l'ANNEXE B. on trouve : $\beta_{\text{plur}} = 2.547$ pour $\alpha = 0.9$

$$V_{\text{plur}} = \beta_{\text{plur}} W_o = 2.547 \cdot 20.45$$

$$V_{\text{plur}} = 52.086 \text{ Mm}^3.$$

$$\text{Donc : } V_{u_{\text{int}}} = V_s + V_{\text{int}} = 5.432 + 52.086$$

$$V_{u_{\text{int}}} = 57.518 \text{ Mm}^3.$$

Le volume au niveau normal de la retenue est: $V_{\text{NNR}} = V'_m + V_{\text{saisonnier}}$

Tel que : $V'_m = V_m + V_{\text{plur}} = 16.023 + 52.086$

$$V'_m = 68.109 \text{ Mm}^3.$$

$$\text{Donc : } V_{\text{NNR}} = 73.541 \text{ Mm}^3$$

Conclusion :

Dans cette partie, on a déterminé les différents paramètres hydrologiques : La cote du niveau normal de la retenue, la cote du niveau du volume mort, le volume utile, le volume mort et le volume normale de la retenue.

Ces résultats sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I.38: les différents paramètres hydrologiques

NVM (m)	724.9 m
NNR (m)	745.9 m
Volume mort	16.023 Mm³
Volume utile	57.518 Mm³
Volume normal de la retenue	73.541 Mm³

I.8 Laminage des Crues :

Dans les petits bassins versants, les débits de crue instantanés sont souvent relativement élevés, mais le volume des crues est en général assez faible et les crues peuvent être laminées de façon appréciable par stockage dans la tranche disponible entre la cote du déversoir et celle des plus hautes eaux. Le débit qui passe dans l'évacuateur de crue (Q_e) est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée de la retenue (Q_c). L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'Hydrogramme de la crue entrant dans la retenue, de la capacité d'évacuation du déversoir de crue et de la forme de la partie supérieure de la retenue.

L'étude de laminage consiste soit à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue, les dimensions du déversoir (longueur déversant) étant fixées à priori, soit à déterminer les dimensions de l'évacuateur de crue, la hauteur maximale du plan d'eau au-dessus de l'évacuateur de crue étant fixée à priori.

En général, pour des raisons d'hydraulique, on adopte une hauteur du plan d'eau au-dessus du seuil des évacuateurs de crue à système de contrôle déversant comprise entre 0.60 et 1.50m.

L'étude doit être effectuée pour des crues de forme et de durée diverses afin de déterminer la cote maximale du plan d'eau et le débit maximale correspondant de l'évacuateur de crue dans les conditions les plus défavorables de laminage.

Donc, le calcul du laminage permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter 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 suite :

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

Ou:

Q: le débit entrant de la crue.

q : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé).

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

Le débit cumule à l'instant t est : $Q - q = S \cdot dh/dt$

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

IL existe plusieurs procédés de calcul ,on cite :

1. **Méthode de Kotcherine.**
2. **Méthode Step by step.**
3. **Méthode graphique.**
4. **Méthode d'Eier-Cieh.**
5. **Méthode de Hidenblat.**

A- Méthode de KOTCHERINE :

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

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

A.1- Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

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

Où :

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

V_C : le volume de la crue correspondant au $Q_{\%}$ en m^3 .

$Q_{\%}$: le débit de la crue en m^3/s

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

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

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

A.2- Estimation de la charge au dessus du déversoir :

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

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

Où :

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

g : l'accélération de pesanteur; [$g = 9.81 \text{ m}^2/\text{s}$];

L : la largeur de déversoir [m],

H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0.5 à 1.5 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

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

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

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

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversante par la même formule et L compris entre 40 et 90 mètres.

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

$$H_0 = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g} \dots\dots\dots(I.62)$$

Ou :

H_0 : la charge globale.

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

P : la hauteur de pelle.

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

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

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

Tableau I.39: Données initiales

Données initiales	
g	9.81 m ² /s
α	1
Q_{1%}	1233.478m ³ /s
V_{crue 1%}	46.308Mm ³
m	0.49

Tous les calculs et résultats sont illustres ci :

Tableau I.40: Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.

données		largeur	hauteur	debit	surface	vitesse	Wd
g	9.81	60	0.5	46.042	30	1.5347	7419000
a	1	65	0.8	100.95	52	1.9413	9099000
2*g	19.62	70	1.4	251.67	98	2.5681	12489000
2.g ^{0,5}	4.4294469	75	1.8	393.11	135	2.9119	14749000
Q _{1%}	1233.478	80	2.2	566.59	176	3.2193	16999000
W _{1%}	46308443	85	2.6	773.44	221	3.4997	19259000
m=	0.49						

Tableau I.41: Détermination de H₀ et Q en fonction de b.

hauteur m	vitesse m/s	hauteur tot m	debit m3/s					
			60	65	70	75	80	85
0.5	1.5347	0.5	46.042	49.879	53.715	57.55	61.389	65.226
0.8	1.941	0.992	128.68	139.41	150.129	160.85	171.575633	182.299
1.4	2.568	1.736	297.9	322.73	347.553	372.38	397.203149	422.03
1.8	2.912	2.232	434.3	470.49	506.684	542.88	579.067762	615.259
2.2	3.219	2.728	586.83	635.74	684.641	733.54	782.446498	831.349
2.6	3.500	3.224	753.95	816.78	879.60706	942.44	1005.26521	1068.09

Tableau I.42: Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue.

h	Vch	q	60	65	70	75	80	85
0.5	7419000	1035.865	46.042	49.879	53.715377	57.552	61.3890023	65.2258
0.8	9099000	991.1158	128.68	139.41	150.12868	160.85	171.575633	182.299
1.4	12489000	900.8193	297.9	322.73	347.55276	372.38	397.203149	422.028
1.8	14749000	840.6216	434.3	470.49	506.68429	542.88	579.067762	615.259
2.2	16999000	780.6903	586.83	635.74	684.64069	733.54	782.446498	831.349
2.6	19259000	720.4927	753.95	816.78	879.60706	942.44	1005.26521	1068.09

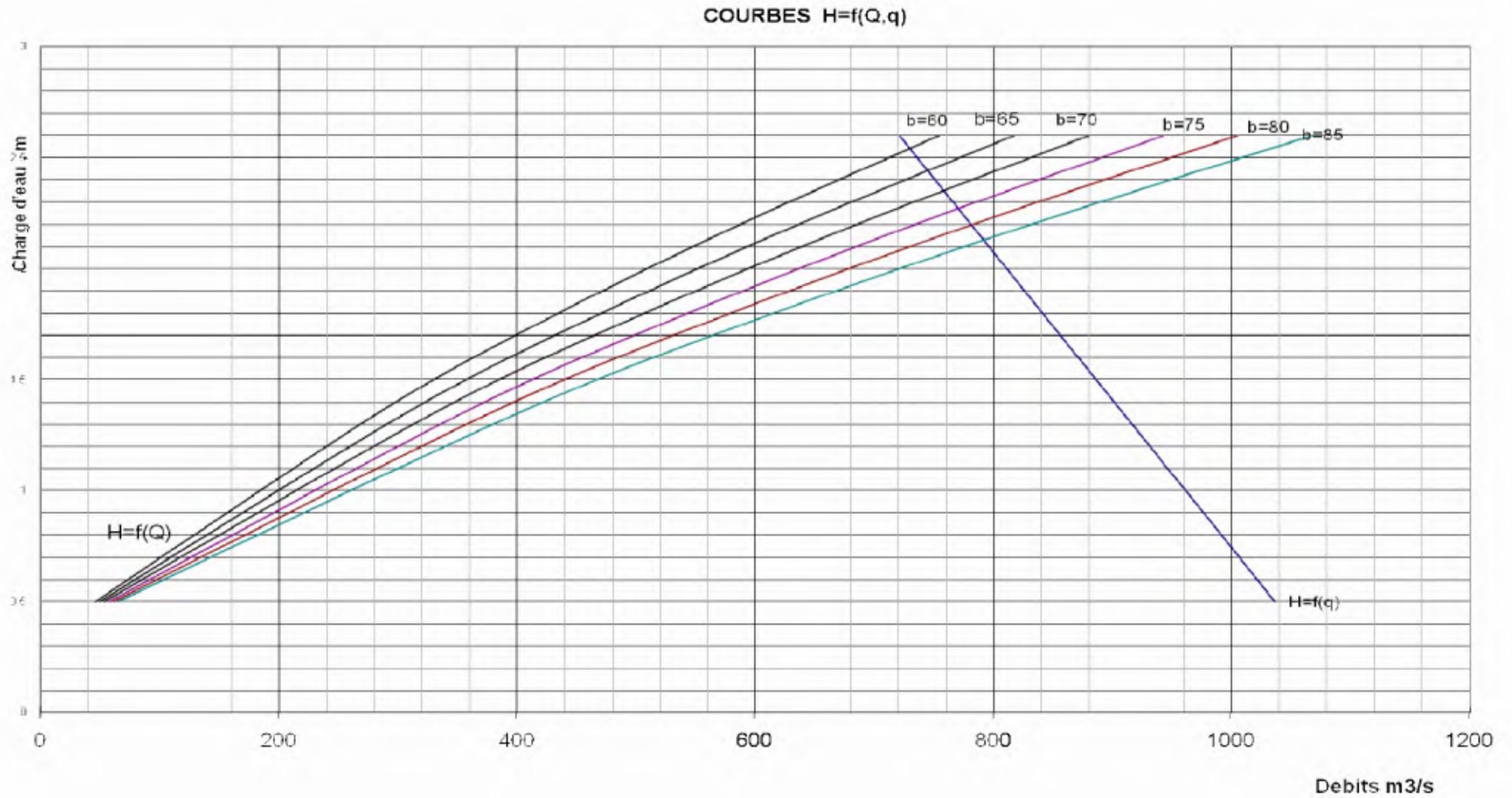


Figure I.19 : Courbes $H=f(Q,q)$

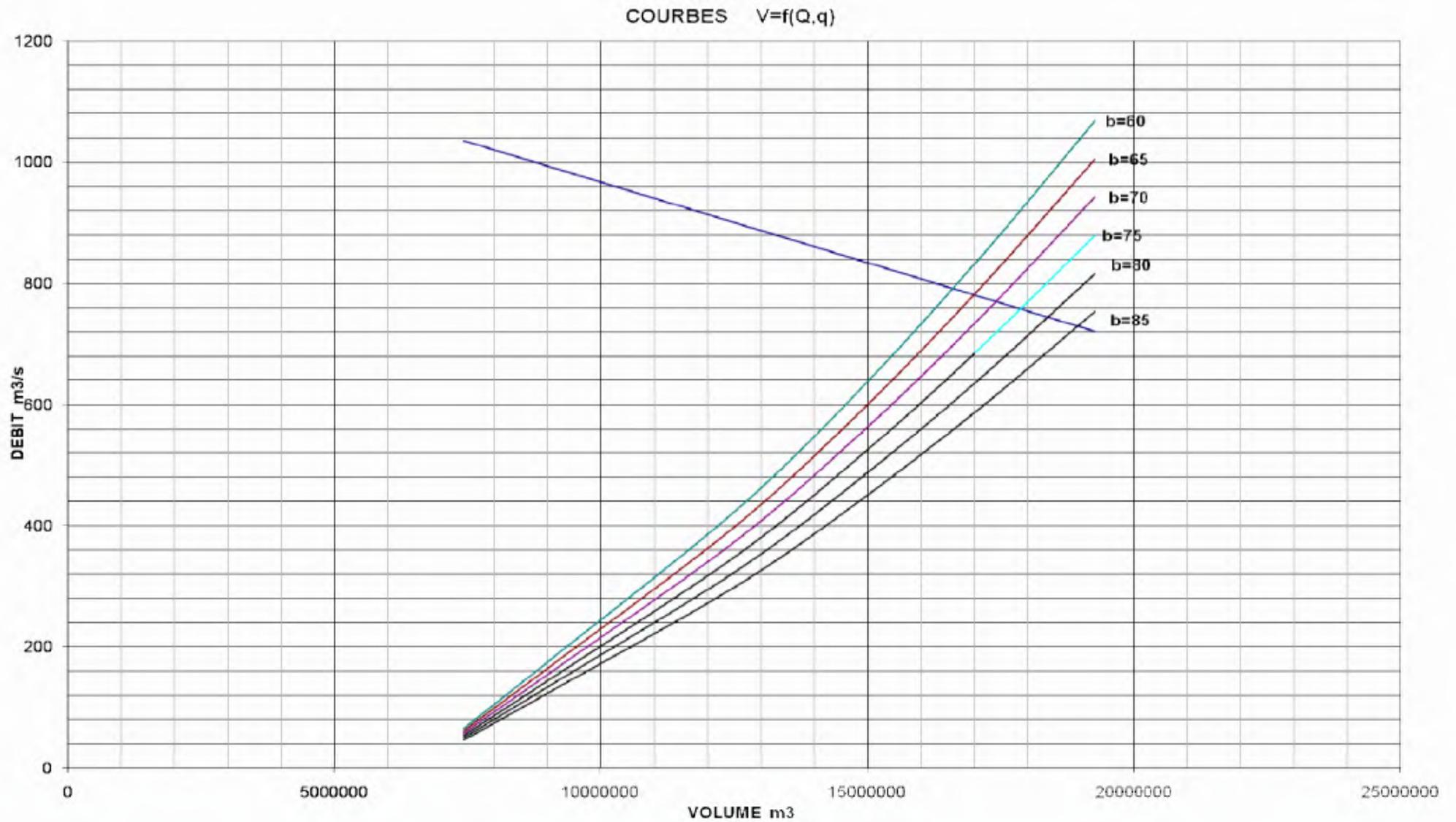


Figure I.20 : Courbes $V=f(Q,q)$

Les résultats de l'étude du laminage des crues de l'oued barika sont résumés dans le tableau suivant :

Largeur -m-	Hauteur -m-	Débit lam, m ³ /s	COTE PHE,m
60	2.548	729.630	748.45
65	2.448	744.367	748.35
70	2.356	758.332	748.26
75	2.273	770.339	748.17
80	2.199	781.657	748.1
85	2.130	791.912	748.03

B- Méthode STEP BY STEP:

1-Données de base:

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

2- Principe de la méthode :

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

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

$$V_{\text{ent}} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \Delta t \dots\dots\dots(I.63)$$

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

Le débit sortant : $Q_{\text{sortie}} = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(I.64)$

Où :

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

Le volume sortant : $V_{\text{sort}} = Q_{\text{sort}} \cdot \Delta t \dots\dots\dots(I.65)$

Ou : Δt : pas de temps.

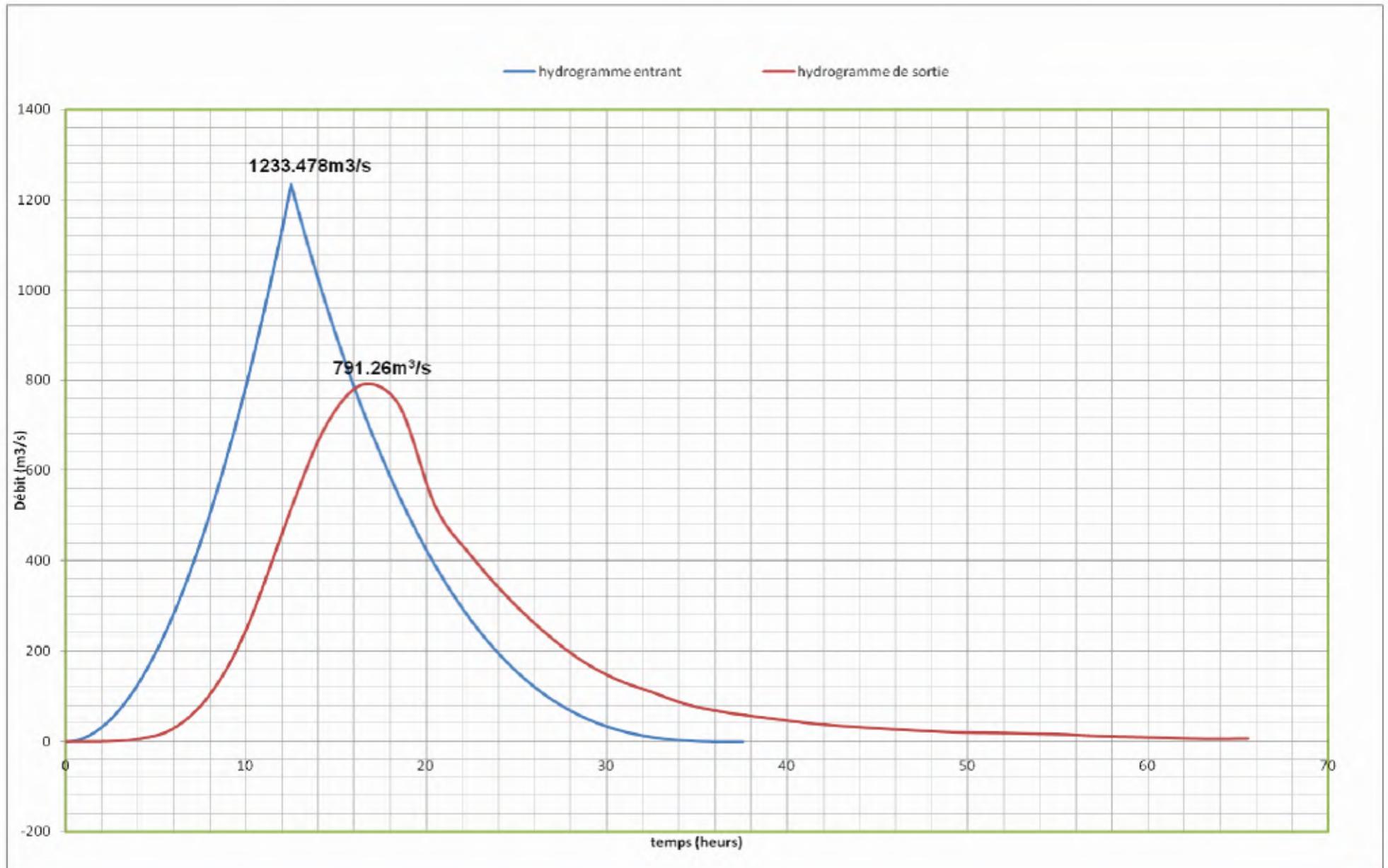
- Le volume dans la retenue :

$$(V_{\text{Retenue}})_i = (V_{\text{Retenue}})_{i-1} + (V_{\text{ent}})_i - (V_{\text{sort}})_i \dots\dots\dots(I.66)$$

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

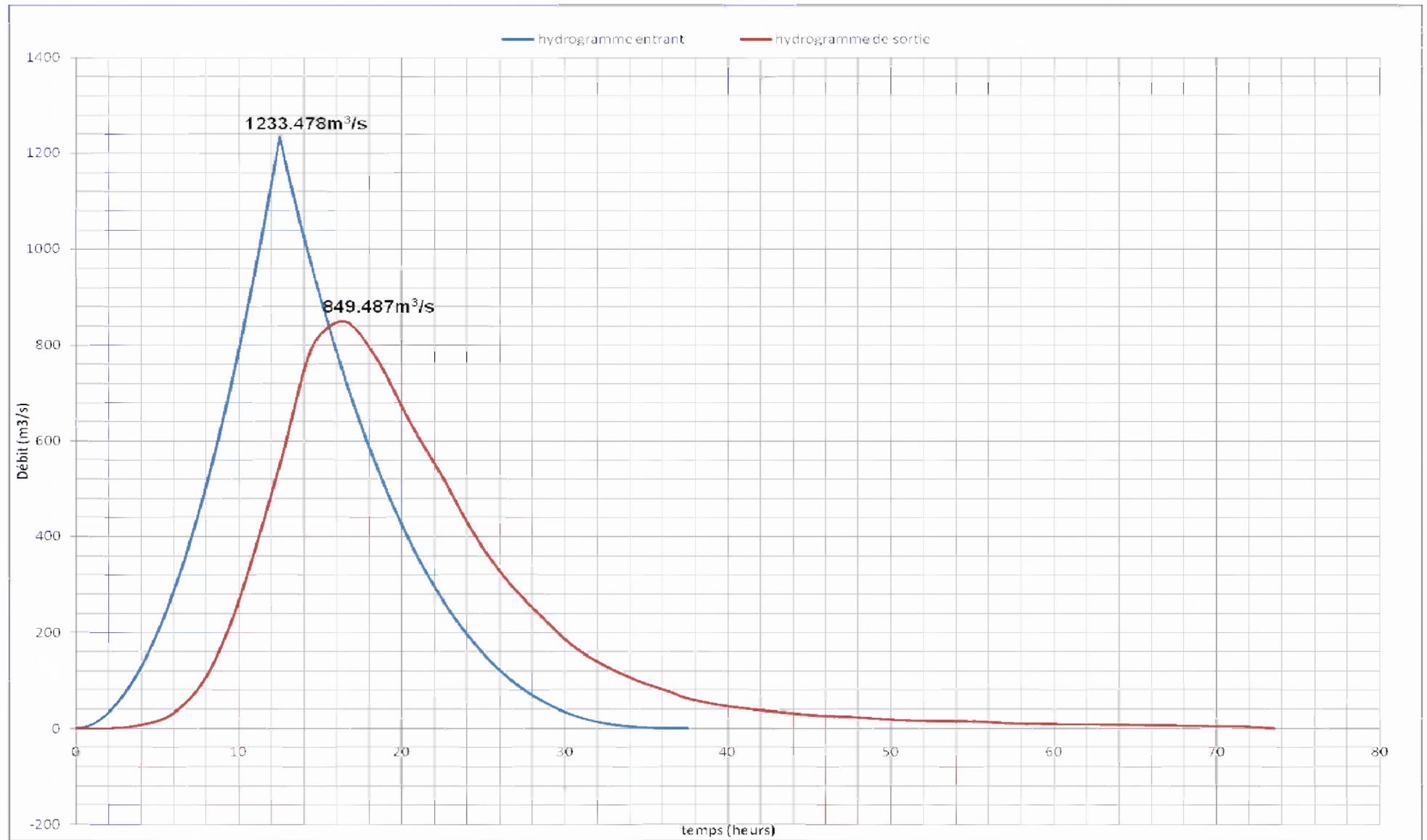
- **b=60:**

Temps -h-	Q -m ³ /s-	Q _{moy} -m ³ /s-	V _{ent} -Mm ³ -	V _{Tot} -Mm ³ -	VTote -m-	H -m-	q -m ³ /s-	V _{déve} -Mm ³ -	V _{rest} -Mm ³ -
0	0	0.000	0.000	73.541	745.9	0	0.000	0.000	73.541
2	31.496	15.748	0.113	73.65	745.92	0.02	0.368	0.003	73.652
4	125.985	78.741	0.567	74.22	746.02	0.12	5.413	0.039	74.180
6	283.467	204.726	1.474	75.65	746.27	0.37	29.306	0.211	75.443
8	503.942	393.705	2.835	78.28	746.76	0.86	103.849	0.748	77.530
10	787.409	645.676	4.649	82.18	747.43	1.53	246.428	1.774	80.404
12.516	1233.478	1010.444	7.275	87.68	748.4	2.5	514.710	4.662	83.017
14.516	960.815	1097.147	7.899	90.92	748.98	3.08	703.848	5.068	85.849
16.516	841.02	900.918	6.487	92.34	749.23	3.33	791.260	5.697	86.639
18.516	542.123	691.572	4.979	91.62	749.1	3.2	745.380	5.367	86.251
20.516	423.779	482.951	3.477	89.73	748.77	2.87	633.105	4.558	85.170
22.516	294.664	359.222	2.586	87.76	748.42	2.52	520.899	3.750	84.006
24.516	174.052	234.358	1.687	85.69	748.05	2.15	410.498	2.956	82.738
26.516	105.568	139.810	1.007	83.74	747.72	1.82	319.713	2.302	81.443
28.516	57.942	81.755	0.589	82.03	747.42	1.52	244.016	1.757	80.274
30.516	27.345	42.644	0.307	80.58	747.15	1.25	181.978	1.310	79.271
32.516	10.02	18.683	0.135	79.41	746.94	1.04	138.103	0.994	78.411
34.516	2.192	6.106	0.044	78.46	746.79	0.89	109.330	0.787	77.668
36.516	0.086	1.139	0.008	77.68	746.63	0.73	81.215	0.585	77.091
37.548	0	0.043	0.000	77.09	746.53	0.63	65.112	0.218	76.873
		0.000	0	76.87	746.49	0.59	59.011	0.425	76.448



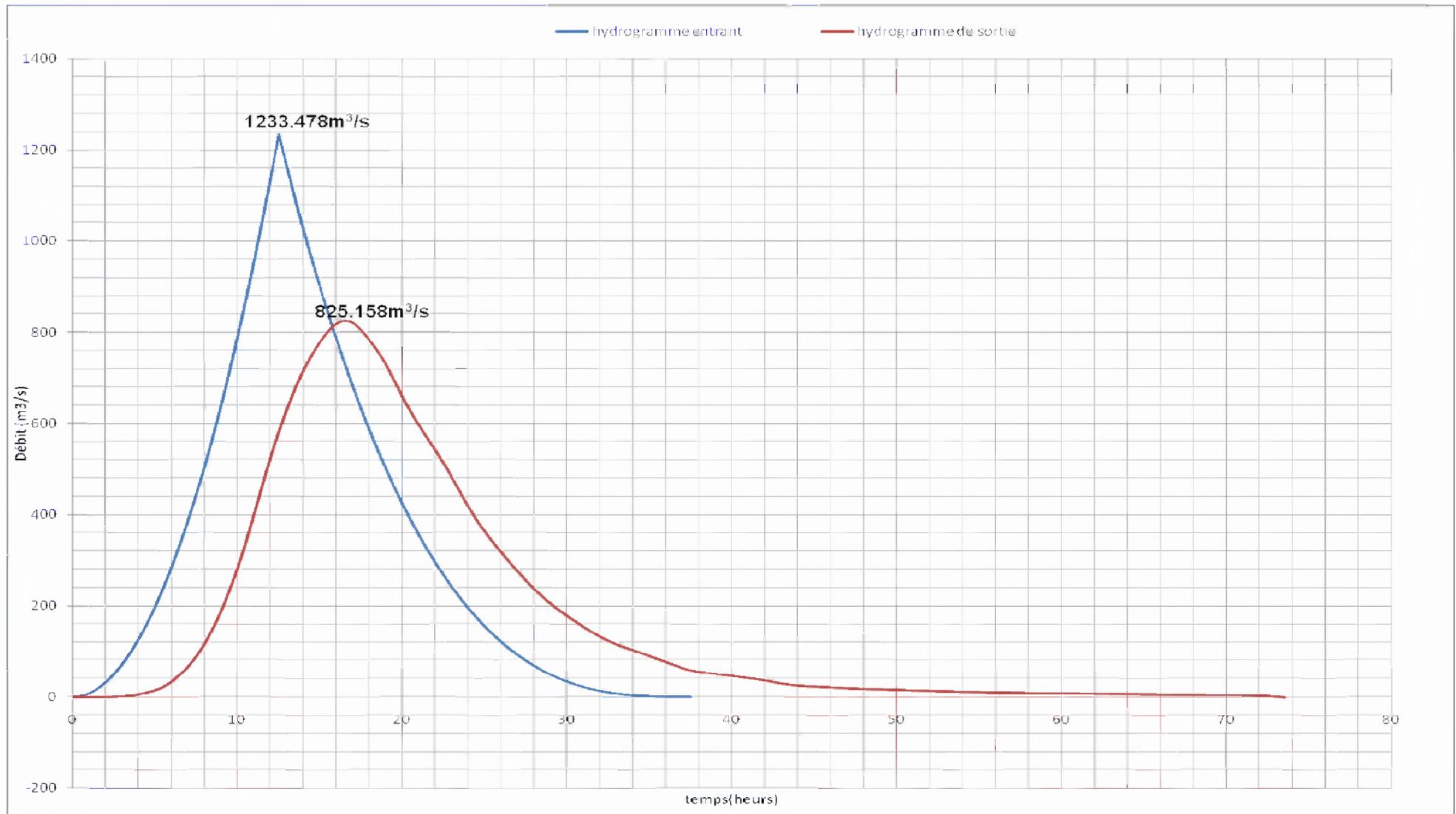
• **b=65:**

Temps -h-	Q -m ³ /s-	Q _{mov} -m ³ /s-	V _{ent} -Mm ³ -	V _{Tot} -Mm ³ -	VTote -m-	H -m-	q -m ³ /s-	V _{déve} -Mm ³ -	V _{rest} -Mm ³ -
0	0	0.000	0	73.541	745.9	0	0.000	0.000	73.54
2	31.496	15.748	0.113	73.654	745.92	0.02	0.399	0.003	73.65
4	125.985	78.741	0.567	74.218	746.04	0.14	7.389	0.053	74.17
6	283.467	204.726	1.474	75.639	746.27	0.37	31.748	0.229	75.41
8	503.942	393.705	2.835	78.245	746.73	0.83	106.668	0.768	77.48
10	787.409	645.676	4.649	82.126	747.42	1.52	264.351	1.903	80.22
12.516	1233.478	1010.444	7.275	87.498	748.37	2.47	547.596	3.943	83.56
14.516	960.815	1097.147	7.899	91.455	749.07	3.17	796.167	5.732	85.72
16.516	841.02	900.918	6.487	92.209	749.21	3.31	849.488	6.116	86.09
18.516	542.123	691.572	4.979	91.072	749	3.1	769.941	5.544	85.53
20.516	423.779	482.951	3.477	89.006	748.64	2.74	639.795	4.607	84.40
22.516	294.664	359.222	2.586	86.986	748.3	2.4	524.484	3.776	83.21
24.516	174.052	234.358	1.687	84.897	747.91	2.01	401.984	2.894	82.00
26.516	105.568	139.810	1.007	83.009	747.58	1.68	307.170	2.212	80.80
28.516	57.942	81.755	0.589	81.386	747.31	1.41	236.180	1.700	79.69
30.516	27.345	42.644	0.307	79.993	747.04	1.14	171.701	1.236	78.76
32.516	10.02	18.683	0.135	78.891	746.85	0.95	130.617	0.940	77.95
34.516	2.192	6.106	0.044	77.994	746.69	0.79	99.050	0.713	77.28
36.516	0.086	1.139	0.008	77.289	746.56	0.66	75.636	0.545	76.74
37.548	0	0.043	0.000	76.745	746.48	0.58	62.310	0.449	76.30
		0.000	0.000	76.296	746.39	0.49	48.385	0.348	75.95



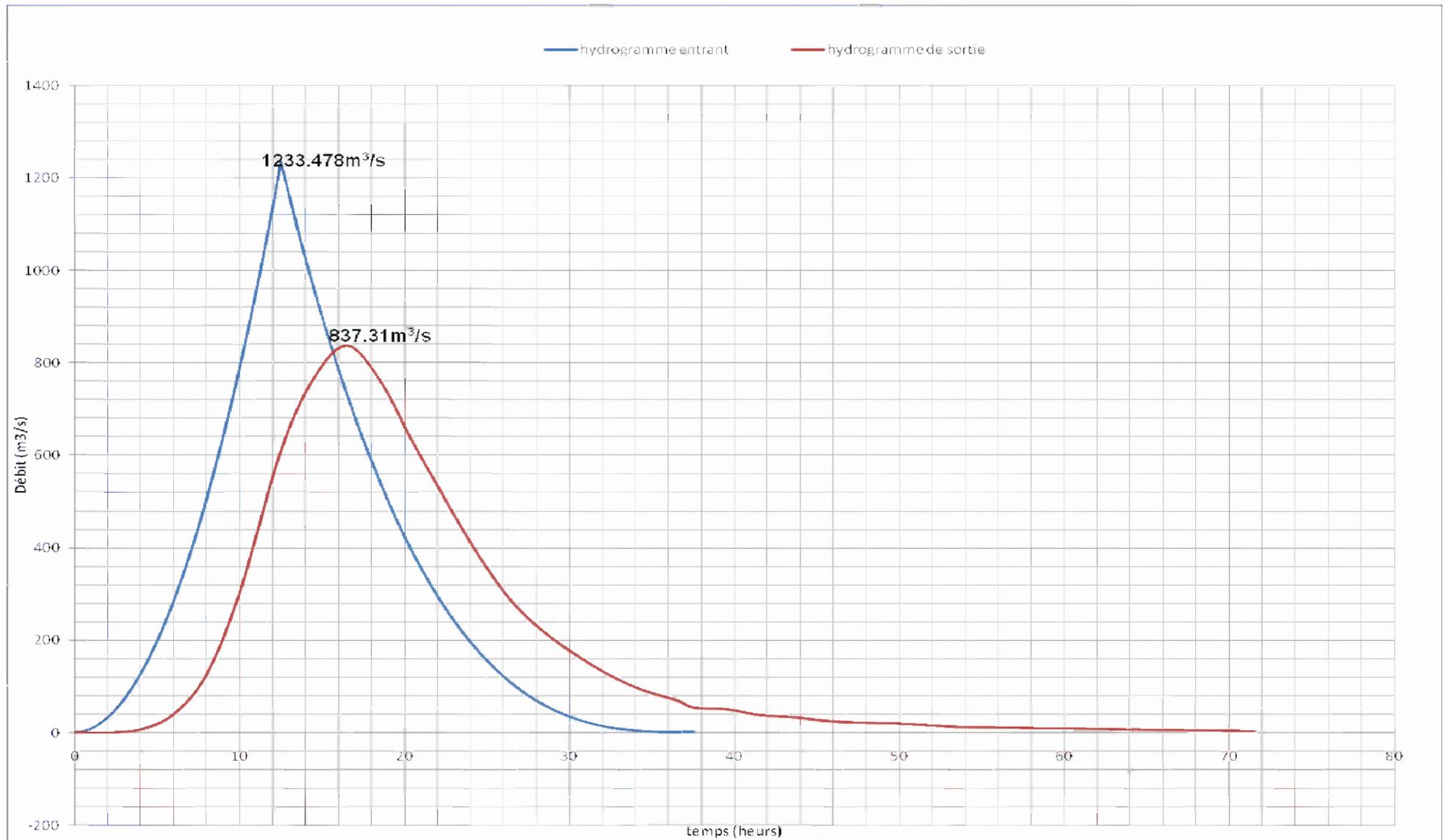
- **b=70:**

Temps -h-	Q -m ³ /s-	Q _{moy} -m ³ /s-	V _{ent} -Mm ³ -	V _{Tot} -Mm ³ -	VTote -m-	H -m-	q -m ³ /s-	V _{déve} -Mm ³ -	V _{rest} -Mm ³ -
0	0	0	0.000	73.541	745.9	0	0.000	0.000	73.541
2	31.496	15.748	0.113	73.654	745.92	0.02	0.430	0.003	73.651
4	125.985	78.741	0.567	74.218	746.02	0.12	6.315	0.045	74.173
6	283.467	204.726	1.474	75.647	746.27	0.37	34.190	0.246	75.401
8	503.942	393.705	2.835	78.235	746.74	0.84	116.955	0.842	77.393
10	787.409	645.676	4.649	82.042	747.41	1.51	281.881	2.030	80.013
12.516	1233.478	1010.444	7.275	87.288	748.35	2.45	582.571	5.277	82.011
14.516	960.815	1097.147	7.899	89.910	748.8	2.9	750.234	5.402	84.509
16.516	841.02	900.918	6.487	90.995	748.99	3.09	825.159	5.941	85.054
18.516	542.123	691.572	4.979	90.034	748.82	2.92	758.009	5.458	84.576
20.516	423.779	482.951	3.477	88.053	748.47	2.57	625.892	4.506	83.547
22.516	294.664	359.222	2.586	86.133	748.15	2.25	512.712	3.692	82.442
24.516	174.052	234.358	1.687	84.129	747.77	1.87	388.474	2.797	81.332
26.516	105.568	139.810	1.007	82.339	747.46	1.56	295.997	2.131	80.207
28.516	57.942	81.755	0.589	80.796	747.18	1.28	219.996	1.584	79.212
30.516	27.345	42.644	0.307	79.519	746.96	1.06	165.790	1.194	78.325
32.516	10.02	18.683	0.135	78.460	746.77	0.87	123.276	0.888	77.572
34.516	2.192	6.106	0.044	77.616	746.64	0.74	96.705	0.696	76.920
36.516	0.086	1.139	0.008	76.928	746.5	0.6	70.604	0.508	76.420
37.548	0	0.043	0.000	76.420	746.43	0.53	58.616	0.197	76.224
		0.000	0.000	76.224	746.37	0.47	48.949	0.352	75.871



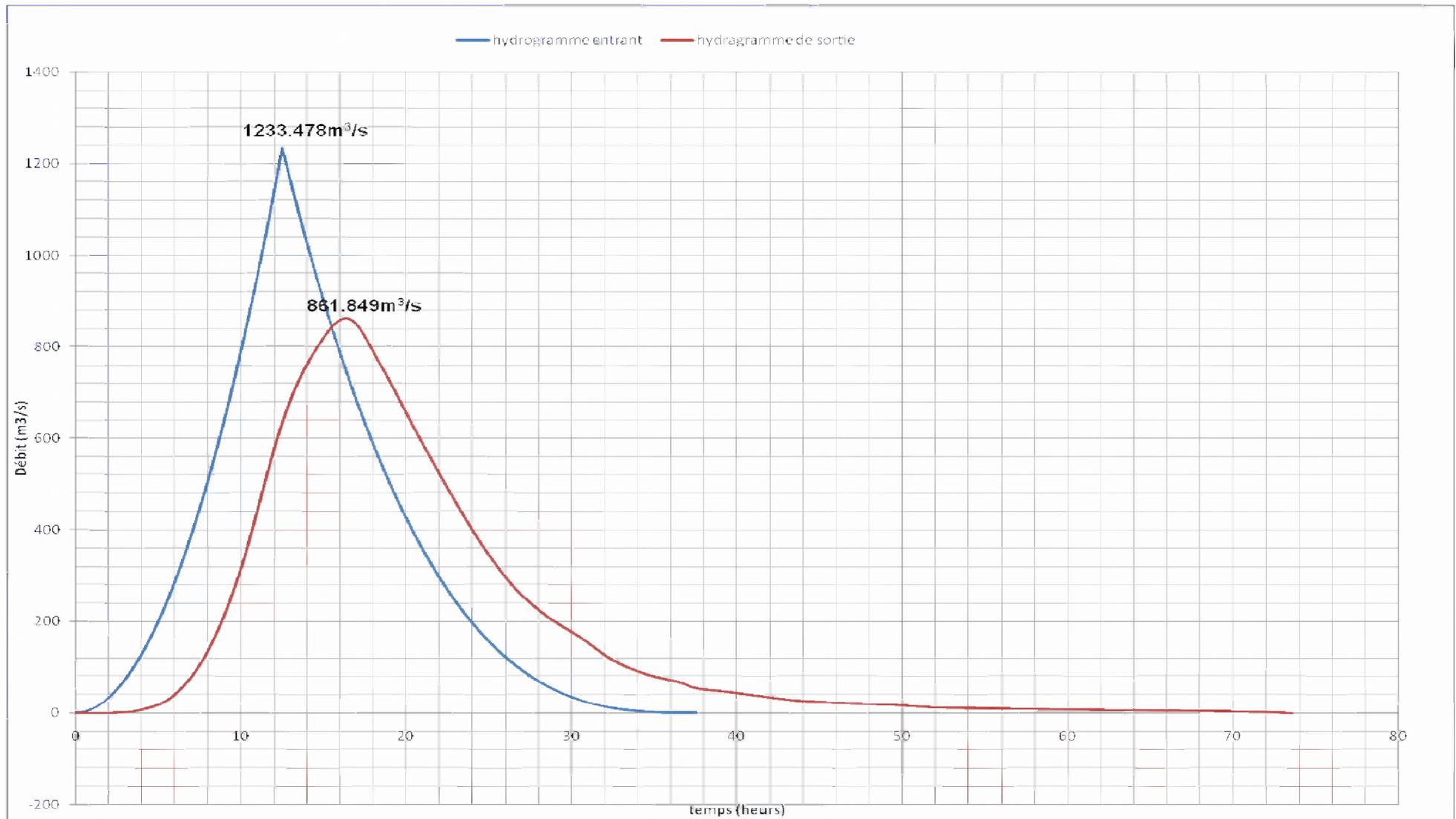
• **b=75:**

Temps -h-	Q -m ³ /s-	Q _{mov} -m ³ /s-	V _{ent} -Mm ³ -	V _{Tot} -Mm ³ -	VTote -m-	H -m-	q -m ³ /s-	V _{déve} -Mm ³ -	V _{rest} -Mm ³ -
0	0	0	0	73.541	745.9	0	0	0	73.54100
2	31.496	15.748	0.1133856	73.654	745.92	0.02	0.46037106	0.00331467	73.65107
4	125.985	78.7405	0.5669316	74.218	746.02	0.12	6.76604517	0.04871553	74.16929
6	283.467	204.726	1.4740272	75.643	746.29	0.39	39.6423995	0.28542528	75.35789
8	503.942	393.7045	2.8346724	78.193	746.74	0.84	125.30891	0.90222415	77.29034
10	787.409	645.6755	4.6488636	81.939	747.41	1.51	302.014952	2.17450766	79.76469
12.516	1233.478	1010.4435	7.2751932	87.040	748.31	2.41	608.959749	5.51571382	81.52417
14.516	960.815	1097.1465	7.8994548	89.424	748.71	2.81	766.694775	5.52020238	83.90342
16.516	841.02	900.9175	6.486606	90.390	748.88	2.98	837.312201	6.02864785	84.36138
18.516	542.123	691.5715	4.9793148	89.341	748.7	2.8	762.605742	5.49076134	83.84994
20.516	423.779	482.951	3.4772472	87.327	748.36	2.46	628.008735	4.52166289	82.80552
22.516	294.664	359.2215	2.5863948	85.392	748.02	2.12	502.41988	3.61742313	81.77449
24.516	174.052	234.358	1.6873776	83.462	747.67	1.77	383.285971	2.75965899	80.70221
26.516	105.568	139.81	1.006632	81.709	747.35	1.45	284.19408	2.04619738	79.66265
28.516	57.942	81.755	0.588636	80.251	747.11	1.21	216.641213	1.55981674	78.69147
30.516	27.345	42.6435	0.3070332	78.998	746.74	0.84	125.30891	0.90222415	78.09627
32.516	10.02	18.6825	0.134514	78.231	746.73	0.83	123.077924	0.88616105	77.34463
34.516	2.192	6.106	0.0439632	77.389	746.58	0.68	91.2696516	0.65714149	76.73145
36.516	0.086	1.139	0.0082008	76.740	746.47	0.57	70.0447045	0.50432187	76.23533
37.548	0	0.043	0.0003096	76.236	746.38	0.48	54.1283614	0.18161148	76.05403
		0	0	76.054	746.36	0.46	50.7808272	0.36562196	75.68840



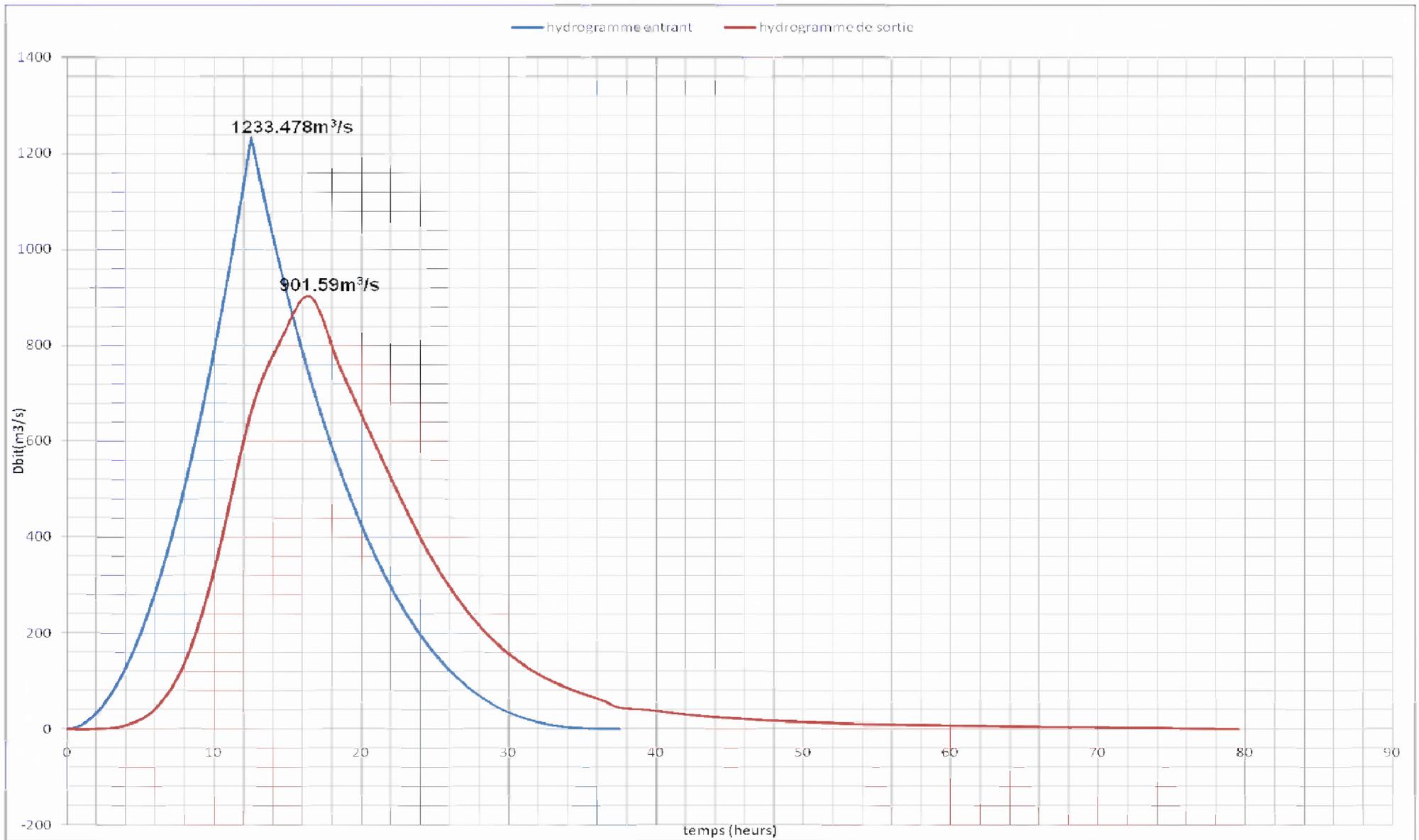
• **b=80:**

Temps -h-	Q -m ³ /s-	Q _{mov} -m ³ /s-	V _{ent} -Mm ³ -	V _{Tot} -Mm ³ -	VTote -m-	H -m-	q -m ³ /s-	V _{déve} -Mm ³ -	V _{rest} -Mm ³ -
0	0	0.000	0.000	73.541	745.9	0	0.000	0.000	73.541
2	31.496	15.748	0.113	73.654	745.92	0.02	0.491	0.004	73.651
4	125.985	78.741	0.567	74.218	746.02	0.12	7.217	0.052	74.166
6	283.467	204.726	1.474	75.640	746.27	0.37	39.075	0.281	75.359
8	503.942	393.705	2.835	78.193	746.74	0.84	133.663	0.962	77.231
10	787.409	645.676	4.649	81.880	747.38	1.48	312.597	2.251	79.629
12.516	1233.478	1010.444	7.275	86.904	748.27	2.37	633.453	5.738	81.167
14.516	960.815	1097.147	7.899	89.066	748.65	2.75	791.755	5.701	83.365
16.516	841.02	900.918	6.487	89.852	748.81	2.91	861.849	6.205	83.647
18.516	542.123	691.572	4.979	88.626	748.57	2.67	757.458	5.454	83.172
20.516	423.779	482.951	3.477	86.650	748.24	2.34	621.463	4.475	82.175
22.516	294.664	359.222	2.586	84.761	747.9	2	491.062	3.536	81.226
24.516	174.052	234.358	1.687	82.913	747.56	1.66	371.325	2.674	80.240
26.516	105.568	139.810	1.007	81.246	747.26	1.36	275.360	1.983	79.264
28.516	57.942	81.755	0.589	79.852	747.04	1.14	211.324	1.522	78.331
30.516	27.345	42.644	0.307	78.638	746.74	0.84	133.663	0.962	77.675
32.516	10.02	18.683	0.135	77.810	746.66	0.76	115.030	0.828	76.982
34.516	2.192	6.106	0.044	77.026	746.52	0.62	84.758	0.610	76.415
36.516	0.086	1.139	0.008	76.424	746.43	0.53	66.989	0.482	75.941
37.548	0	0.043	0.000	75.942	746.33	0.43	48.955	0.164	75.777
		0.000	0.000	75.777	746.31	0.41	45.579	0.328	75.449



• **b=85 :**

Temps -h-	Q -m ³ /s-	Q _{mov} -m ³ /s-	V _{ent} -Mm ³ -	V _{Tot} -Mm ³ -	VTote -m-	H -m-	q -m ³ /s-	V _{déve} -Mm ³ -	V _{rest} -Mm ³ -
0	0	0.000	0.000	73.541	745.9	0	0.000	0.000	73.541
2	31.496	15.748	0.113	73.654	745.92	0.02	0.522	0.004	73.651
4	125.985	78.741	0.567	74.218	746.02	0.12	7.668	0.055	74.162
6	283.467	204.726	1.474	75.636	746.27	0.37	41.517	0.299	75.337
8	503.942	393.705	2.835	78.172	746.72	0.82	136.975	0.986	77.186
10	787.409	645.676	4.649	81.835	747.37	1.47	328.773	2.367	79.468
12.516	1233.478	1010.444	7.275	86.743	748.24	2.34	660.305	5.981	80.762
14.516	960.815	1097.147	7.899	88.661	748.58	2.68	809.325	5.827	82.834
16.516	841.02	900.918	6.487	89.321	748.78	2.88	901.591	6.491	82.829
18.516	542.123	691.572	4.979	87.809	748.33	2.43	698.763	5.031	82.778
20.516	423.779	482.951	3.477	86.255	748.15	2.25	622.579	4.483	81.772
22.516	294.664	359.222	2.586	84.359	747.82	1.92	490.764	3.533	80.825
24.516	174.052	234.358	1.687	82.513	747.49	1.59	369.842	2.663	79.850
26.516	105.568	139.810	1.007	80.856	747.2	1.3	273.423	1.969	78.888
28.516	57.942	81.755	0.589	79.476	746.95	1.05	198.474	1.429	78.047
30.516	27.345	42.644	0.307	78.354	746.75	0.85	144.560	1.041	77.314
32.516	10.02	18.683	0.135	77.448	746.59	0.69	105.729	0.761	76.687
34.516	2.192	6.106	0.044	76.731	746.47	0.57	79.384	0.572	76.159
36.516	0.086	1.139	0.008	76.167	746.36	0.46	57.552	0.414	75.753
37.548	0	0.043	0.000	75.753	746.29	0.39	44.928	0.151	75.603
		0.000	0.000	75.603	746.26	0.36	39.845	0.287	75.316



Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposée comme le débit évacué, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le Tableau I.43

Tableau I.43: Récapitulatif des résultats de la méthode de STEP BY STEP.

b (m)	H (m)	NPHE (m)	q (m ³ /s)
60	3.33	749.33	791.26
65	3.31	749.21	849.487
70	3.09	748.99	825.158
75	2.98	748.88	837.31
80	2.91	748.81	861.849
85	2.88	748.78	901.591

I.9 Etude d'optimisation :

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

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes (on opte pour **Kotcherine**) correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

I.9.1 Calcul du coût approximatif de la digue :

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

$$V_B = \Sigma V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots(I.67)$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

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

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

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

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

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

I.9.1.1 calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a- Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(I.68)$$

Avec : $H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(I.69)$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [F =2,3 km].

A.N :

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{2,3} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{2,3} = 0,945 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,945 = 3,39 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,945 + \frac{3,39^2}{2 \cdot 9,81} = 1,294 \text{ m}$$

b- Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(I.70)$$

Avec : $H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(I.71)$

A.N :

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{2,3} = 1 \text{ m}$$

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

Donc : $R = 0,75 \cdot 1 + \frac{3,5^2}{2 \cdot 9,81} = 1,374 \text{ m}$

c- Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(I.72)$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{2,3} = 1,455 \text{ m}$$

Conclusion : On prend une valeur la plus proche au à la moyenne donc :

R = 1,37 m

I.9.1.2 largeur en crête :

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

1- Formule de KNAPEN :

$$b_{cr} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(I.73)$$

2- Formule de F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots(I.74)$$

3-Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots(I.75)$$

4- Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(I.76)$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

Pour une charge moyenne de 1m on a :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots(I.77)$$

On admet une valeur de $t = 0.5m$ pour le tassement du barrage,
Le tableau suivant nous donne les résultats du calcul.

b [m]	q [m³/s]	h [m]	H_{PHE} [m]	T[m]	R[m]	H_b [m]
60	729.630	2.548	44.448	0.5	1.37	46.32
65	744.367	2.448	44.348	0.5	1.37	46.22
70	758.332	2.356	44.256	0.5	1.37	46.13
75	770.339	2.273	44.173	0.5	1.37	46.04
80	781.657	2.199	44.099	0.5	1.37	45.97
85	791.912	2.130	44.03	0.5	1.37	45.90

On opte pour un hauteur de barrage moyen ($H_b = 46.1m$) pour calculer la largeur à la crête
Tableau I.44: récapitulatif des résultats de calcul de la largeur en crête

Formule	b_{cr} -m-
KNAPPEN	11.2
PREECE	8.47
SIMPLIFIEE	9.91
PRATIQUE	11.32
Moyenne	10.23

On opte pour une largeur de crête égale à:

b_{cr} = 10 m

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètre

I.9.1.3 Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes :

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

Digue N°01 (b=60m) H _b = 46,32m						
<i>coup N°</i>	<i>Hi[m]</i>	<i>Bi[m]</i>	<i>Wi[m²]</i>	<i>Wm[m²]</i>	<i>Li[m]</i>	<i>Vi[m³]</i>
1	0	10		1423.60614	290	412845.78
2	30.41	177.255	2847.21228			
3	35.65	206.075	3851.53688	3349.37458	290	971318.627
4	40.65	233.575	4950.66188	4401.09938	290	1276318.82
5	26.32	154.76	2168.2416	3559.45174	290	1032241
6	0	10	0	1084.1208	290	314395.032
					1450	4007119.26

Digue N°02 (b=65m) Hb = 46,22m						
<i>coup N°</i>	<i>Hi[m]</i>	<i>Bi[m]</i>	<i>Wi[m²]</i>	<i>Wm[m²]</i>	<i>Li[m]</i>	<i>Vi[m³]</i>
1	0	10		1414.75714	289.9	410138.094
2	30.31	176.705	2829.51428			
3	35.55	205.525	3830.95688	3330.23558	289.9	965435.293
				4379.14438	289.9	1269513.95
4	40.55	233.025	4927.33188	3540.06249	289.9	1026264.12
				1076.39655	289.9	312047.36
5	26.22	154.21	2152.7931		1449.5	3983398.82
6	0	10	0			

Digue N°03 (b=70m) Hb = 46.13m						
<i>coup N°</i>	<i>Hi[m]</i>	<i>Bi[m]</i>	<i>Wi[m²]</i>	<i>Wm[m²]</i>	<i>Li[m]</i>	<i>Vi[m³]</i>
1	0	10		1406.81655	289.8	407695.436
2	30.22	176.21	2813.6331			
3	35.46	205.03	3812.4819	3313.0575	289.8	960124.064
				4359.4319	289.8	1263363.36
4	40.46	232.53	4906.3819	3522.65919	289.8	1020866.63
				1069.46824	289.8	309931.895
5	26.13	153.715	2138.93648		1449	3961981.39
6	0	10	0			

Digue N°04 (b=75m) Hb = 46.04m						
<i>coup N°</i>	<i>Hi[m]</i>	<i>Bi[m]</i>	<i>Wi[m²]</i>	<i>Wm[m²]</i>	<i>Li[m]</i>	<i>Vi[m³]</i>
1	0	10		1398.89824	289.7	405260.819
2	30.13	175.715	2797.79648			
3	35.37	204.535	3794.05148	3295.92398	289.7	954829.176
4	40.37	232.035	4885.47648	4339.76398	289.7	1257229.62
5	26.04	153.22	2125.1244	3505.30044	289.7	1015485.54
6	0	10	0	1062.5622	289.7	307824.269
					1448.5	3940629.42

Digue N°05 (b=80m) Hb = 45.97m						
<i>coup N°</i>	<i>Hi[m]</i>	<i>Bi[m]</i>	<i>Wi[m²]</i>	<i>Wm[m²]</i>	<i>Li[m]</i>	<i>Vi[m³]</i>
1	0	10		1394.5088	289.6	403849.748
2	30.08	175.44	2789.0176			
3	35.31	204.205	3781.78928	3285.40344	289.6	951452.836
4	40.32	231.76	4873.8816	4327.83544	289.6	1253341.14
5	25.97	152.835	2114.41248	3494.14704	289.6	1011904.98
6	0	10	0	1057.20624	289.6	306166.926
					1448	3926715.64

Digue N°06 (b=85m) Hb = 45.9m						
<i>coup N°</i>	<i>Hi[m]</i>	<i>Bi[m]</i>	<i>Wi[m²]</i>	<i>Wm[m²]</i>	<i>Li[m]</i>	<i>Vi[m³]</i>
1	0	10		1388.37514	289.5	401934.602
2	30.01	175.055	2776.75028			
3	35.24	203.82	3767.5084	3272.12934	289.5	947281.443
				4312.59014		
4	40.25	231.375	4857.67188	3480.69969	289.5	1007662.56
				1051.86375		
5	25.9	152.45	2103.7275	1447.5	289.5	3909888.01
6	0	10	0			

Remarque :

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2.5, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 400 DA.

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

Tableau I.45: Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes :

Digue	b [m]	h_{dév} [m]	V [m³]	Coûts [Million de DA]
1	60	2.548	4007119.26	1602.848
2	65	2.448	3983398.82	1593.360
3	70	2.356	3961981.39	1584.793
4	75	2.273	3940629.42	1576.252
5	80	2.199	3926715.64	1570.686
6	85	2.130	3909888.01	1563.955

I.9.2 Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :

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

I.9.2.1 Coût du déversoir :

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

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

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

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{H} \right)^n \dots\dots\dots(I.78)$$

Avec $K=2,127$ et $n=1,85$

Donc : $Y = 0,47 \frac{X^{1,85}}{H^{0,85}}$ **Avec :** H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

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

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

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

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

Remarque :

la hauteur de pelle égale à 5 m.

Tableau I.46: Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes :

Profil N°	b (m)	h _{dév} (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coûts (Million de DA)
1	60	2.548	10.31	618.6	19.80
2	65	2.448	10.11	657.15	21.03
3	70	2.356	10.02	701.4	22.44
4	75	2.273	9.94	745.5	23.86
5	80	2.199	9.88	790.4	25.29
6	85	2.130	9.85	837.25	26.79

I.9.2.2 Coût du canal d'approche :

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

D'où la hauteur totale du mur : $H_{ca}=P+H+R$(I.79)

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 0.5m.

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

Tableau I.47: Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes :

N°	b [m]	h [m]	H _{ca} [m]	S [m ²]	V [m ³]	Coûts [Million de DA]
1	60	2.548	7.418	296.72	148.36	4.4508
2	65	2.448	7.318	292.72	146.36	4.3908
3	70	2.356	7.226	289.04	144.52	4.3356
4	75	2.273	7.143	285.72	142.86	4.2858
5	80	2.199	7.069	282.76	141.38	4.2414
6	85	2.13	7	280	140	4.2

I.9.2.3 Calcul du coût du coursier :

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

La longueur approximative du coursier est 90 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \dots\dots\dots(I.80)$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers sont prise égale respectivement à 0,5 mètre et

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e, \text{max}})^{0,4} \dots\dots\dots(I.81)$$

Tableau I.48: Coût de coursier.

Largeurs déversantes (m)	Débits déversants (m ³ /s)	largeur de coursier (m)	surface de béton (m ²)	volume de béton (m ³)	coût total Millions DA
60	729.630	13.971	6.986	628.715	20.12
65	744.367	14.084	7.042	633.764	20.28
70	758.332	14.189	7.094	638.493	20.43
75	770.339	14.278	7.139	642.518	20.56
80	781.657	14.362	7.181	646.277	20.68
85	791.912	14.437	7.218	649.656	20.79

I.9.3 Calcul du coût Global :

Tableau I.49: Tableau récapitulatif des prix totaux :

Barrage N°	b (m)	Cote crête (m)	Coûts [Millions de DA]				Global
			Digue	Déversoir	Canal d'approche	Coursier	
1	60	750.32	1602.848	19.80	4.4508	20.12	1647.2188
2	65	750.22	1593.360	21.03	4.3908	20.28	1639.0608
3	70	750.13	1584.793	22.44	4.3356	20.43	1631.9986
4	75	750.04	1576.252	23.86	4.2858	20.56	1624.9578
5	80	749.97	1570.686	25.29	4.2414	20.68	1620.8974
6	85	749.9	1563.955	28.79	4.2	21.79	1624.735

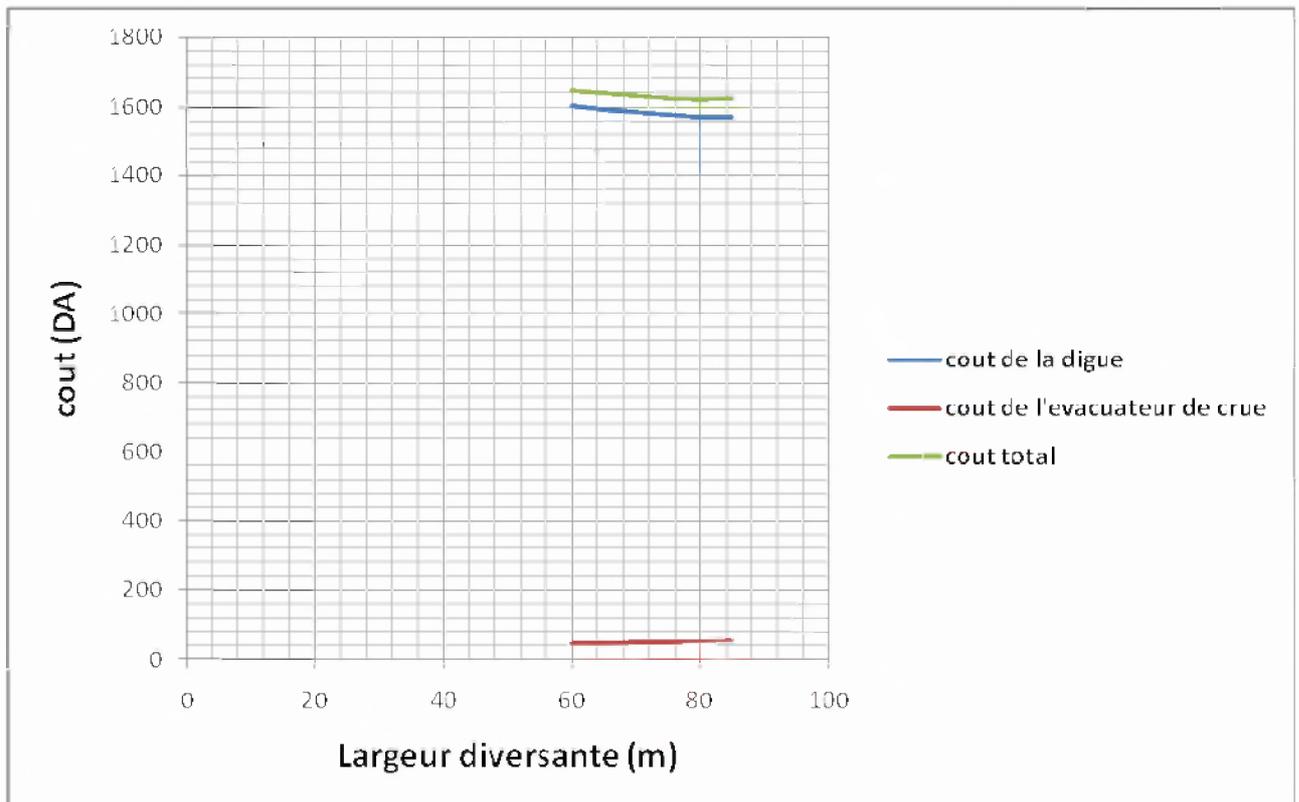


Figure I.21 : Courbe d'optimisation.

Conclusion :

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

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « **b=80m** » et une cote en crête optimale de la digue égale à **749.97m NGA**.

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

Tableau I.50: Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume au NNR	Mm³	73.541
Cote du fond	m NGA	704
Cote NVM	m NGA	724.9
Cote NNR	m NGA	745.9
Cote en crête	m NGA	749.97
Largeur en crête	m	10

Chapitre II :

Etude Des Variantes

Introduction :

Les Barrages en terre peuvent être constitués de matériaux de construction de caractéristiques variées, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs leurs caractéristiques sont comprises dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme terre couvre tous une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que les latérites, des schistes et grés tendres...etc.

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

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

II.1 Le choix du site du barrage :

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

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

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

II.1.1 Situation et choix de l'axe d'implantation :

Le choix de l'axe du barrage de **Barika** est dicté par les contraintes topographiques, on recherche habituellement des sites présentant des triplets intéressants suivants :

- Surface de bouchures/Volume de cuvette/Déplacement de population ou d'infrastructures

Sites étudiés

Au départ on a analysé trois sites différents qui se situent sur l'oued Barika, cette analyse a nous permis également d'écarter deux sites pour des raisons de géologie mais aussi de rendement hydraulique. Finalement le site retenu se situe au niveau du resserrement de l'oued Barika à l'amont de **N'Gaous**. La topographie du site du barrage peut être synthétisée comme suit :

- **En rive droite** : une élévation de la topographie constitué d'une crête proche de la cote 740 NGA. En remontant vers l'amont cette crête rive droite met en évidence des cols topographiques situés à des cotes de 743, 757 et 755 NGA. Plus à l'amont la crête rive droite dépasse la cote de 763 NGA.

- **En partie centrale** : des hautes terrasses en rive droit et en rive gauche à une altitude de 720 NGA environ dans lequel est incisé le lit mineur de l'oued à une cote de 704 NGA.

Axe retenu

Par la suite, une analyse plus fine de la topographie a été conduite sur le site envisagé pour satisfaire les objectifs de régularisation et optimiser l'utilisation du site.

Sur le site retenu, l'optimisation hydraulique et économique a conduit à réaliser un ouvrage avec une cote de retenue de 750 NGA. En effet pour satisfaire le volume régularisé il est nécessaire d'élever un barrage avec une cote de retenue normale de 745.9 NGA, à cette altitude la largeur de la vallée est d'environ 1450m pour une hauteur moyenne de l'ouvrage au dessus du TN de 40m environ (hauteur maximale de 52.1 m au niveau du lit mineur de l'oued Barika).

II.2 Le choix du type de barrage :

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

➤ **La topographie du site:**

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

➤ **La morphologie de la vallée :**

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

➤ **Les conditions géologiques et géotechniques :**

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

- Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.
- Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.
- Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place

➤ **Les matériaux de construction :**

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

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

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

II.2.1 Conditions géotechniques de réalisation du barrage :

- **Conditions géotechniques sur le site d'implantation du barrage :**

- ✓ Morphologie très douce - vaste cuvette stable et étanche.
- ✓ Conditions de fondation :
 - en fond de vallée : une épaisse couche d'alluvions quaternaires qui surmontent des marnes tendres grises très sensibles à la dessiccation.
 - Sur les rives les marnes prédominent avec parfois une épaisse couche d'altération.
- ✓ Perméabilité faible pour les marnes, élevées pour les graviers et faible à moyen pour les terrasses de limon.

- **Matériaux de construction pour la réalisation du barrage :**

- ✓ Matériaux pour enrochement et agrégats à Béton. Carrière existante à 5 km à l'amont.
- ✓ Matériaux disponibles sur le site ou à proximité (quelques km)
 - Limons sablo - argileux avec des volumes importants
 - Alluvions grossières sous les limons sablo-argileux,
 - Calcaires compacts et durs au site de carrière.

II.3 Les variantes à choisir :

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux, ce qui nous donne le choix de trois variantes :

- ❖ **Barrage en terre homogène :**

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

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

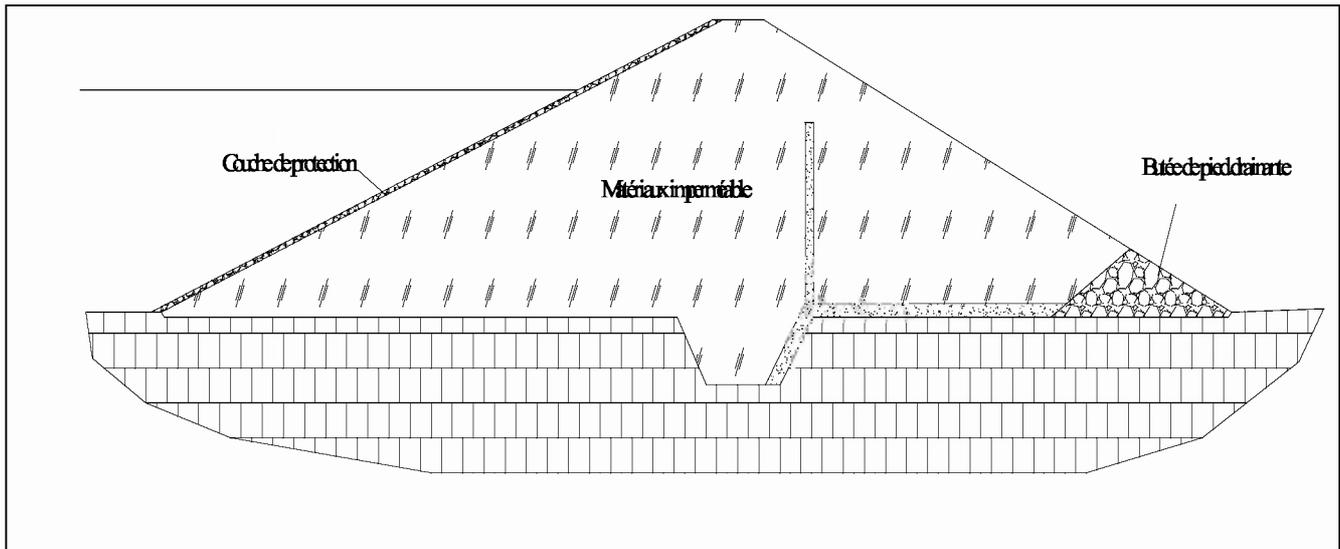


Figure II.1 : Digue homogène.

❖ **Barrage zoné a noyau d'argile :**

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

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

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

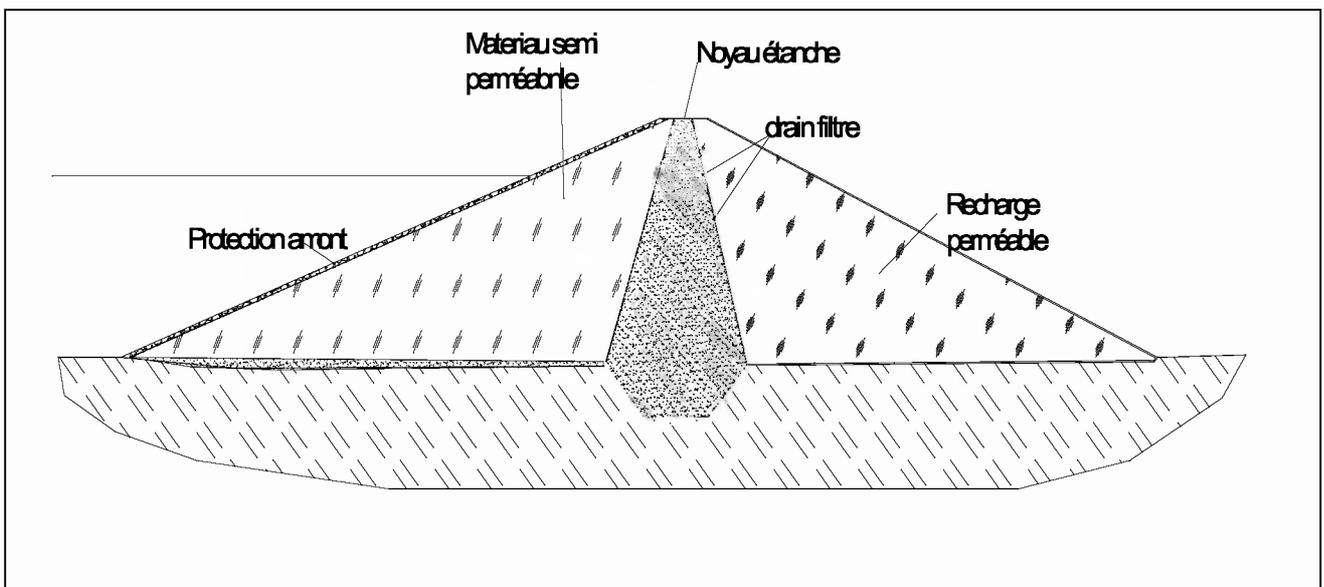


Figure II.2 : Digue à zone et à noyau central.

❖ **Barrage en enrochement avec masque en béton :**

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

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

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

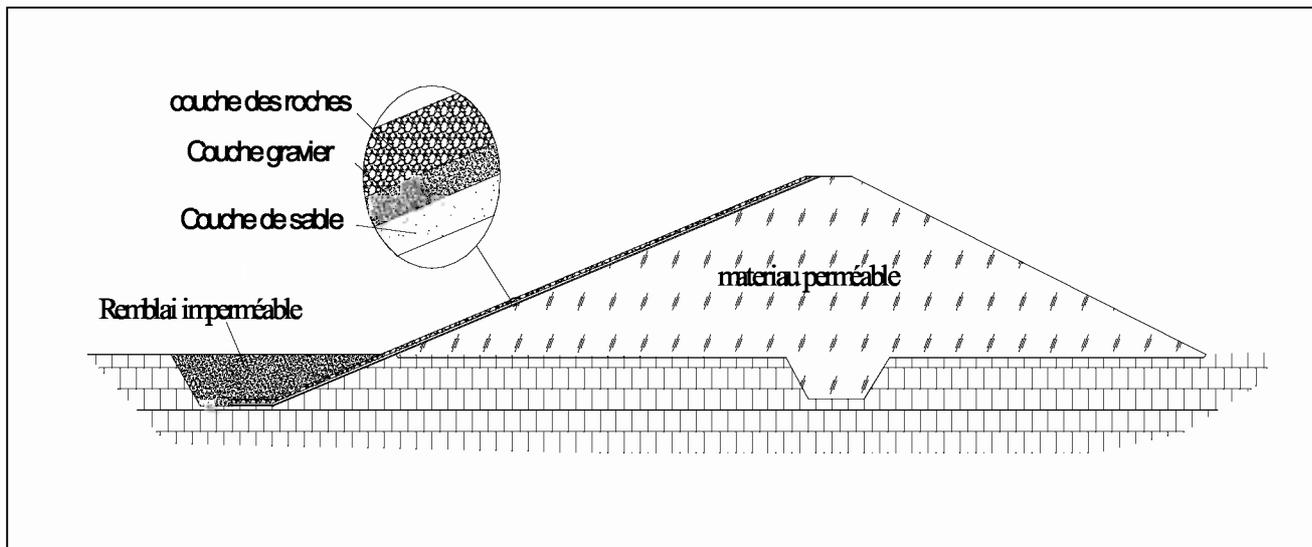


Figure II.3 : Digue à masque amont.

II.4 Définition de profil général du barrage :

II.4.1 Hauteur de barrage :

II.4.1.1 Calcul de la revanche :

a- Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(II.1)$$

Avec : $H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(II.2)$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [F =2,3 km].

A.N :

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{2,3} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{2,3} = 0,945 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,945 = 3,39 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,945 + \frac{3,39^2}{2 \cdot 9,81} = 1,294 \text{ m}$$

b- Formule de MALLET et PAQUANT :

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

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

A.N :

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{2,3} = 1 \text{ m}$$

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

Donc : $R = 0,75 \cdot 1 + \frac{3,5^2}{2 \cdot 9,81} = 1,374 \text{ m}$

c- Formule Simplifiée :

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

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{2,3} = 1,455 \text{ m}$$

Conclusion :

On prend une valeur la plus proche au à la moyenne donc :

R = 1.4 m

Donc :

$$H_b = NNR - C_f + h_{\text{dév}} + R + t \dots\dots\dots(\text{II.6})$$

$$H_b = 41.9 + 2.2 + 1.4 + 0.5 = 46 \text{ m.}$$

On admet une valeur de $t = 0.5$ mètre pour le tassement du barrage.

II.4.2 Largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPEN T :

$$b_{\text{cr}} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(\text{II.7})$$

2) Formule de E- F-PREECE :

$$b_{\text{cr}} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots(\text{II.8})$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{\text{cr}} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots(\text{II.9})$$

4) Formule pratique :

$$b_{\text{cr}} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(\text{II.10})$$

Avec H_b : Hauteur du barrage [m];

Tableau II.1: récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	$b_{cr} - m -$
KNAPPEN	11.2
PREECE	8.47
SIMPLIFIEE	9.91
PRATIQUE	11.32
Moyenne	10.23

On opte pour une largeur de crête égale à : $b_{crt} = 10 \text{ m.}$

II.4.3 La longueur en crête :

La longueur en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à :
 $L = 1450 \text{ m.}$

II.4.4 Pentes des talus :

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimal, comme montre le tableau ci après :

Tableau II.2: Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
$H < 5$	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
$5 < H < 10$	- Homogène granulométrie étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2	2,5
$10 < H < 20$	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	- A zones	3	3
$H \geq 20$	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage .on choisi pour les calculs les pentes:

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

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

II.4.5 Les bermes

A- Talus amont :

Deux bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, donc nous aurons deux bermes de largeur 3 m et de pente 1% ; une à la cote 719 m NGA et l'autre à la cote 734 m NGA .

B- Talus aval :

Les bermes au talus aval sert a l'évacuation des eaux de ruissellement, il y a deux bermes au talus aval de largeur 3 m et de pente 1%, berme est disposée à la cote 719 m NGA et l'autre à la cote 734 m NGA .

II.4.6 Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus :

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

1- **le talus aval** : sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé au fur a mesure des travaux de terrassement.

On fait un enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (1 m).

Remarque : On a évité d'enherber le parement du talus aval car les racines de la végétation risquent de favoriser des fissures au niveau du talus, on peut attendre à des glissements d'argile

2- **le talus amont** : sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la formule suivante : $e = C \cdot V^2$ (II.11)

Où

e : Epaisseur de l'enrochement en [m];

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

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement.

On à un poids spécifique du Rip rap $\theta = 26.5 \text{ KN/m}^3$, et une pente égale a 1/3 ,D'où La valeur de C est donnée 0.025. Donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e = 0.35 \text{ m}$

II.4.7 Etanchéité du barrage

A) Le Noyau :

Pour les deux premières variantes où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage.

Vers le sommet, le noyau doit être monté au dessus du niveau des plus hautes eaux jusqu'à la crête du barrage. Il doit être protégé à sa partie supérieure par une couche de sable ou de préférence, en traitant le sommet du barrage en chemin avec une chaussée enrobé en bitumineux. Latéralement, nous disposons de part et d'autre du noyau un drain filtre.

***Dimensionnement du noyau:**

- Les fruits des talus du noyau :

Détermination des fruits des talus du noyau par la méthode suédoise :

Les fruits des talus sont déterminés en fonction du rapport suivant :

$$\frac{2.C_0}{\gamma_s.H_n} \dots\dots\dots(II.12)$$

Ainsi en fonction de $\text{tg } \varphi$ telle que :

C_0 : Cohésion.

φ : Angle de frottement interne.

γ_s : Densité

H_n : hauteur du noyau

- La hauteur du noyau est donnée par la formule suivante

$$H_n = H_b - 1 \Rightarrow H_n = 45 \text{ m}$$

$$\frac{2.C_0}{\gamma_s.H_n} = 0.46 \text{ et } \text{tg } \varphi = 17^\circ$$

D'après l'abaque de calcul on opte pour des fruits de talus suivant :

- Talus amont est **0.5**

- Talus aval est aussi **0.5**

- La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$L_{n,s} = \frac{1}{6} \cdot H_b \Rightarrow L_{n,s} = 7.67 \text{ m} . \text{ On adopte pour } L_n = 8 \text{ m}$$

- La largeur en base du noyau est donnée par la formule suivante :

$$L_b = 2 \cdot m \cdot H_n + L_{n,s} \Rightarrow L_b = 53 \text{ m}$$

- La largeur moyenne du noyau est donnée par la formule suivante :

$$\delta_m = \frac{L_{n,s} + L_b}{2} \Rightarrow \delta_m = 30.5 \text{ m}$$

- La cote en crête du noyau :

$$N_{CN} = C_{\text{fond}} + 45 = 749 \text{ mNGA}$$

B) Les drains :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec la fondation un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est le long du barrage et son rôle est de cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

B.1) Dimensionnement Du Drain Tapis :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain-tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

- La longueur du drain tapis est de :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots(\text{II.13})$$

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b = 263$ m].

Donc : $L_d = \frac{291}{4} = 72.7$ m

B.2) Dimensionnement du drain vertical :

Le drain vertical placé au centre du barrage constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de 2 m.

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

Le niveau du drain vertical est arasé au niveau normal des plus hautes eaux à raison d'arriver aux points les plus hautes de saturation de remblai.

$$N_{dr} = N_{PHE} = 748.1 \text{ m NGA}$$

B.3) Dimensionnement du drain prisme:

- Hauteur: $H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots(\text{II.14})$

avec : H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 46$ m)

On prend $H_p = 0.2 H_b$

On aura : $H_p = 9.2$ m

- Largeur en crête: $b_p = (1/3 \div 1/4) h_{dr} \dots\dots\dots(\text{II.15})$

On prend $b_p = 1/3 h_{dr}$

Ce qui donne: $b_p = 3.5$

- Fruits des talus :

$$m_1 = (1 \div 2.5)$$

$$m_2 = (1.5 \div 2.5)$$

Donc on prend : $m_2 = 2.5$

$$m_1 = 2.5$$

II.5 Fixation du choix définitif du type de barrage :

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

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

Si l'on dispose de matériaux fins en quantité limitée et de suffisamment de matériaux grossiers exploitables, on peut envisager la construction d'un barrage en terre zoné avec noyau ou massif amont assurant étanchéité et recharges stabilisatrices grossières. Ce type de solution présente toutefois l'inconvénient d'une mise en œuvre par zone qui sera d'autant plus compliquée et onéreuse que le site est étroit et qu'il peut entraver l'évolution des engins. Un autre inconvénient est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones. Par contre, surtout pour les ouvrages relativement importants, les matériaux grossiers peuvent permettre un raidissement des talus.

Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir à une étanchéité artificielle. Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géo membrane et la paroi moulée.

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

- Facilité de la réalisation ;
- Zones d'emprunts
- Existences de carrière de matériaux de construction ;
- Distance des zones d'emprunts ;
- Conditions climatiques (températures, précipitations,...) ;
- Sismologie ;
- Volume des matériaux de construction
- Dispositif d'étanchéité ;
- Technologie de réalisation, coûts,....

II.5.1 Etude Technico-économique :

Une étude de comparaison approximation des différents volumes de chacun des types de barrage choisis paraît nécessaire pour faire le choix du type de retenue en fonction du coût et la disponibilité des matériaux de construction.

II.5.1.1 Calcul des volumes :

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \dots \dots \dots (II.16)$$

Où : N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

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

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

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \times H_{bi} \dots \dots \dots (II.17)$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

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

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

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

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i$$

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i$$

Avec :

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

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

Sur la base du volume de différents matériaux utilisés pour la construction du barrage pour les différentes variantes, et les prix unitaires pratiqués par l'agence nationale des barrages et du transfert (ANBT), nous déterminons les coûts des différentes variantes.

II.5.1.1.1 Barrage Homogène en argile avec drain vertical :

C'est une variante très simple et très étanche mais seulement, il faudrait disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante de l'ordre de 1.5 à 2 fois le volume du remblai.

Le degré d'hétérogénéité des matériaux de la zone d'emprunt ainsi que leur disponibilité en quantité insuffisante constituent un handicap majeur dans le choix de cette variante.

Pour un barrage homogène en limon argileux ou en limon sableux graveleux d'une hauteur de 46 mètres

- **Recharge (argile):**

Tableau II.3: volume de recharge (Argile).

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0	1241.3285	290	359985.265
1	2482.657	2930.205	290	849759.45
2	3377.753	3889.4675	290	1127945.58
3	4401.182	3118.2325	290	904287.425
4	1835.283	917.6415	290	266116.035
5	0			
Volume Total				3508093.75

- **Protection en rip-rap:**

Tableau II.4: volume des recharges.

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0	98.636	290	28604.44
1	197.272	214.275	290	62139.75
2	231.278	247.494	290	71773.26
3	263.71	217.228	290	62996.12
4	170.746	85.373	290	24758.17
5	0			
Volume Total				250271.74

- **Filtre et drains:**

Tableau II.5: volume des graviers.

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0	77.5965	290	22502.985
1	155.193	180.0395	290	52211.455
2	204.886	219.053	290	63525.37
3	233.22	192.6165	290	55858.785
4	152.013	76.0065	290	22041.885
5	0			
Volume Total				216140.48

Tableau II.6: volume des sables.

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0	6.045	290	1753.05
1	12,09	24.855	290	7207.95
2	37,62	45.085	290	13074.65
3	52,55	31.375	290	9098.75
4	10,20	5.1	290	1479
5	0			
Volume Total				32613.4

II.5.1.1.2 Barrage Zoné a noyau d'argile :

Le principal avantage de cette variante est que tous les matériaux nécessaires à sa confection sont disponibles à bon escient à proximité du site du barrage ; cela permet d'une part de réduire significativement les dépenses liées aux engins de transport pour l'acheminement des matériaux, et d'autre part, la proximité de la zone d'emprunt permet de gagner énormément en temps en écourtant le délai de réalisation, bref on dira que la variante est très économique et pratique. Cependant la réalisation délicate des zones de transition et du filtre constitue une difficulté majeure dans la conception de l'ouvrage. Pour un barrage zoné d'une hauteur de 46m

- le Noyau :

Tableau II.7: volume du Noyau.

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0			
1	653.049	326.5245	290	94692.105
2	860.186	756.6175	290	219419.075
3	1083.436	971.811	290	281825.19
4	510.451	796.9435	290	231113.615
5	0	255.2255	290	74015.395
Volume Total				901065.38

- **Recharge:**

Tableau II.8: volume des recharges.

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0			
1	1881.155	940.5775	290	272767.475
2	2619.725	2250.44	290	652627.6
3	3439.69	3029.7075	290	878615.175
4	1390.503	2415.0965	290	700377.985
5	0	695.2515	290	201622.935
Volume Total				2706011.17

- **Protection en rip-rap:**

Tableau II.9: volume des recharges.

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0	98.636	290	28604.44
1	197.272	214.275	290	62139.75
2	231.278	247.494	290	71773.26
3	263.71	217.228	290	62996.12
4	170.746	85.373	290	24758.17
5	0			
Volume Total				250271.74

- Filtre et drains:

Tableau II.10: volume des graviers.

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0			
1	43.4	21.7	290	6293
2	55.12	49.26	290	14285.4
3	66.3	60.71	290	17605.9
4	34.26	50.28	290	14581.2
5	0	17.13	290	4967.7
Volume Total				57733.2

Tableau II.11: volume des sables.

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0			
1	72.336	36.168	290	10488.72
2	85.228	78.782	290	22846.78
3	97.526	91.377	290	26499.33
4	62.282	79.904	290	23172.16
5	0	31.141	290	9030.89
Volume Total				92037.88

II.5.1.1.3 Barrage en enrochement avec masque en béton :

C'est un ouvrage intéressant et très stable car la résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids propre du massif, il supporte assez bien les tassements et ne soumet sa fondation qu'à des pressions modérées; cependant c'est un ouvrage dont la réalisation est généralement coûteuse suite aux différentes opérations de désagrégation mécaniques des roches préexistantes ainsi que de leur mise en place pour le remblai.

L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivant :

$$e = 0,3 + 0,001 \cdot H$$

H : hauteur de barrage égale 46 m

A.N :

$$e = 0.30. + 0.001 * 46 = 0.35.m$$

Pour la sécurité on prend l'épaisseur de béton est $e = 0,5m$

- **Recharge (enrochement):**

Tableau II.12: volume des recharges.

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0			
1	2847.212	1423.606	290	412845.74
2	3851.537	3349.3745	290	971318.605
3	4950.662	4401.0995	290	1276318.86
4	2168.242	3559.452	290	1032241.08
5	0	1084.121	290	314395.09
Volume Total				4007119.37

- **Masque en béton :**

Tableau II.13: volume des recharges.

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0			
1	48.08	24.04	290	6971.6
2	56.37	52.225	290	15145.25
3	64.28	60.325	290	17494.25
4	41.62	52.95	290	15355.5
5	0	20.81	290	6034.9
Volume Total				61001.5

II.5.1.2 Estimation du coût des variantes :

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau II.14: les coûts des variantes étudiant.

variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (10 ⁶ DA)	Totale (10 ⁶ DA)
Homogène	Recharge (argil)	3508093.75	800	2806.475	3613.062
	Enrochement	250271.74	2050	513.057	
	Gravies (Filtre et drains)	216140.48	1180	255.046	
	Sables (Filtre et drains)	32613.4	1180	38.484	
Zoné	Recharge	2706011.17	195	527.672	1938.311
	Noyau	901065.38	800	720.852	
	rip-rap	250271.74	2050	513.057	
	Gravies(Filtre et drains)	57733.2	1180	68.125	
	Sables (Filtre et drains)	92037.88	1180	108.605	
Avec masque	Recharge (enrochement)	4007119.37	2050	8214.595	8763.609
	masque en béton	61001.5	9000	549.014	

II.5.1.3 Comparaison financière des trois variantes :

A travers le Tableau récapitulatif II.14, il apparaît clairement que nous ne pouvons nous orienter que vers **la 2^{ème} variante** car elle est la plus économique possible et la plus facile à mettre en place techniquement, Mais avant tout rappelons que la 2^{ème} variante est celle du **Barrage Zoné à Noyau d'Argile** entièrement constitué en matériaux locaux.

Conclusion :

En tenant compte de ces conditions, nous avons opté pour un barrage en terre hétérogène vu les avantages suivants:

- Utilisation du sol comme matériau local pour la construction du barrage.
- Possibilité d'utiliser n'importe quel sol.
- Possibilité de construire ces barrages pratiquement dans toutes les régions géographiques.
- Possibilité de construire le barrage avec n'importe quelle hauteur.
- Tous les procédés de construction sont mécanisés.

Chapitre III :

**Conception Détaillé de
La Digue**

INTRODUCTION :

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

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

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

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

III.1 DIMENSION DE LA DIGUE :

La variante la plus adéquate est une digue à noyau central d'argile et recharges en alluvions.

III.1.1 Hauteur du barrage :

III.1.1.1 Niveau d'eau du barrage :

Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de la retenue majoré de la charge d'eau sur le déversoir.

La charge d'eau sur le déversoir : $N_{PHE} = NNR + h \dots \dots \dots (III.1)$

$$N_{PHE} = 44.1 \text{ m}$$

III.1.1.2 Revanche :

D'après les calculs effectués dans le chapitre précédent, on a trouvé que la revanche $R = 1.4 \text{ m}$

III.1.1.3 Tassement de la digue :

En général, un massif de terre soumis à l'action d'une charge extérieure de compression constante, subit une réduction de volume qu'on appelle tassement.

Le tassement total c'est le tassement de la digue augmenté du tassement de la fondation. Notre ouvrage est considéré comme étant un petit barrage collinaire. Suppose bien compacté, le tassement du massif de la digue est faible voire nul, le tassement de la fondation est un tassement de consolidation.

Le tassement se compose en deux parties :

- Au moment de l'application de la charge il se produit un tassement instantané, puis la charge étant maintenue, il se produit un tassement progressif. Le premier phénomène s'arrête dès que le volume des vides entre les grains de terre est suffisamment réduit pour que l'eau l'occupe entièrement.
- Le second dure plus ou moins long temps suivant la perméabilité de la terre.

La valeur du tassement dépend essentiellement des caractéristiques géotechniques du sol de la retenue et de sa fondation.

D'après LOWTON

Pour le barrage dont la hauteur ne dépasse pas 40 m, on peut préalablement prendre le tassement :

$$t = (0,5 \div 1,5)\% H_b \quad \dots\dots\dots(III.2)$$

pour les hauts barrages on calcule le tassement d'après la formule :

$$t = 0,001 H_b^{3/2} \quad \dots\dots\dots(III.3)$$

t : tassement de la crête du barrage.

H_b : hauteur de barrage.

Donc pour notre cas: $t = 0,001 H_b^{3/2}$.

$t = 0,31$ m. pour la sécurité on prend $t = 0.5$ m.

III.1.1.4 Cote en crête du barrage :

La cote en crête du barrage est :

$$H_b = N_{PHE} + R + t \quad \dots\dots\dots(III.4)$$

H_b : La cote en crête (m).

N_{PHE} : La cote des plus hautes eaux en m NGA.

R : Revanche en (m).

t : le tassement ; On admet une valeur de $t = 0,5$ mètre pour le tassement du barrage.

La hauteur de la digue sera

$$H_b = 44.1 + 1,4 + 0,5 = 46 \text{ m.}$$

Donc la cote en crête sera :

$$N_{cr} = 750 \text{ m.}$$

III.1.2 Conception de la crête :

La crête du barrage en tant qu'un élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable.

III.1.2.1 Largeur en crête :

La largeur en crête du barrage doit être suffisante pour qu'il n'ait pas de circulation d'eau importante dans le barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine.

Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et éventuellement pour l'entretien ultérieur.

Elle dépend de plusieurs facteurs et notamment des risques de tremblement de barrage et suffisamment faible à travers la barrage lorsque le réservoir est plein.

La largeur en crête $b_{cr} = 10$ m (calculer dans le chapitre précédent)

III.1.2.2 Longueur en crête :

La longueur en crête par rapport à l'axe définitif de la digue est $L = 1450 \text{ m}$

III.1.3 Les pentes du talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

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

Tableau III.1: Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2	2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	- A zones	3	3
H ≥20	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3

Pour un barrage a noyaux centrale d'argile on a opté les fruits suivante :

On prend $m_1=3$ et $m_2 =3$

III.1.3.1 Les Bermes :**A-Talus amont :**

Deux bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, donc nous aurons deux bermes de largeur 3 m et de pente 1% ; une à la cote 719 m NGA et l'autre à la cote 734 m NGA .

B-Talus aval :

les bermes au talus aval sert a l'évacuation des eaux de ruissellement, il y a deux bermes au talus aval de largeur 3 m et de pente 1%, berme est disposée à la cote 719 m NGA et l'autre à la cote 734 m NGA .

III.1.4 Protection des talus

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluie, au renard provoqué par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues ainsi que la vidange rapide.

III.1.4.1 Talus aval :

On prévoit des risbermes parallèles à la ligne de crête (avec une légère pente vers la digue pour pouvoir évacuer les eaux de pluie,...), qui interceptent les eaux de ruissellement avant qu'elles ne parviennent au pied de talus avec une vitesse élevée et ont

pour rôle aussi pour le passage, stabilité de l'ouvrage et les relaxes piézoélectriques. Pour la saturation du talus et la formation de renards seront évitées grâce au dispositif drainant qui interceptent les eaux de saturation au sein du massif.

On fait un enrochement (graviers grossiers) de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur **1 m**.

III.1.4.2 Talus amont :

Il est protégé contre les effets des vidanges rapides, le batillage des vagues et les averses violentes.

On rencontre différents types de protection :

- en béton
- en béton armé
- asphaltique
- en enrochement

On opte pour un enrochement en rip-rap, car il présente des avantages tels que :

- l'économie de l'exécution
- le court temps d'exécution
- Le faible prix

Cette enrochement qui est un revêtement perméable qui repose sur un filtre (couche drainante de gravier et de sable).

Cette protection est destinée à éviter l'érosion des matériaux terreux qui se forme dans la partie supérieure de la retenue, d'autre part le filtre à pour but de faciliter le drainage du massif tout en arrêtant les éléments qui pourraient être entraînés à travers les vides de l'enrochement lors de la vidange.

L'épaisseur du filtre est en fonction de la pente et de l'angle de frottement du matériau constituant la digue.

L'épaisseur de cet enrochement varie de 0,3m à 1,0m à condition que les éléments de celui-ci doivent être valable que 50% des pierres aient un diamètre $>20\text{cm}$ et les éléments les plus petits n'ayant pas un diamètre $<10\text{cm}$, et les coefficients d'hétérogénéité ne devra pas dépasser une valeur supérieur à 50 c'est-à-dire $d_{60}/d_{10} < 50$

La qualité de ces matériaux extraits de la carrière doit répondre aux principaux critères suivants :

- insoluble dans l'eau
- avoir une forte résistance au cisaillement
- avoir une forte densité.

III.1.4.2.1 Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement (parement en rip-rap):

Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, on utilise plusieurs méthodes.

A) Première méthode :

Pour la protection du talus amont, on a opté pour la solution de revêtement en enrochements dont on doit déterminer l'épaisseur ainsi que le diamètre moyen de la pierre. Le diamètre moyen de la pierre réduite en une sphère est donné par la relation suivante :

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{Q_p}{0,524 \cdot \gamma_p}} \dots\dots\dots(III.5)$$

Avec : D_p : Diamètre moyen de la pierre (m);
 γ_p : Poids volumique de la pierre ($\gamma_p=18\text{KN/m}^3$).
 Q_p : Poids d'une pierre, calculé par la formule suivante.

$$Q_p = \frac{0,025 \cdot \gamma_p \cdot h^2 \lambda}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1\right)^3 \sqrt{1 + (m_1)^3}} \dots\dots\dots(III.6)$$

Où: m_1 : Pente du talus amont;
 γ_w : Poids volumique de l'eau en Tf/m³.
 h : Hauteur des vagues (m).
 λ : Longueur d'onde de la vague en m.

Selon **LABZOVSKY** : $\lambda = \alpha \lambda_0$ et $h = \beta h_0$ avec :

λ_0 et h_0 : Valeurs calculées en eau profonde (m).

α Et β : Coefficients en fonction de la hauteur maximale d'eau dans la retenue déterminés à partir de l'abaque N°VI-1.

On a donc :

$$h_0 = 0,073 K V \sqrt{F \varepsilon} \quad \text{et} \quad \lambda_0 = 0,073 V \sqrt{F / \varepsilon}$$

K : Coefficient caractérisant l'intensité et l'accroissement de la vague

$$K = 1 + e^{-0,44F/V} \dots\dots\dots(III.7)$$

ε : Cambrure de la vague donnée par :

$$\varepsilon = \frac{1}{(9 + 19e^{-14/V})} \dots\dots\dots(III.8)$$

F : Longueur de l'élan ou longueur du fetch qui devra vérifier la condition suivante :

$$F < F_{cr} = 30 V^2 \cdot \varepsilon$$

Avec : $F = 2,3\text{km}$

V : Vitesse de vent mesuré à la hauteur de 10m au dessus de plans d'eau de la retenue (3.39 m/s)

Les résultats des calculs sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau III.2: Résultats de calcul.

Formules	Valeurs
$\varepsilon = 1 / (9 + 19e^{-14/V})$	0.111
$K = 1 + e^{-0,40F/V}$	2.312
$\lambda_0 = 0,073 V \sqrt{F/\varepsilon}$	1.126
$h_0 = 0,073 KV \sqrt{F\varepsilon}$	0.289
h_0 / λ_0	0.257
$\alpha = f(h_0 / \lambda_0)$	0.71
$\beta = f(h_0 / \lambda_0)$	0.71
$h = \beta h_0$	0.21
$\lambda = \alpha \lambda_0$	0.8

Ainsi :
$$Q_p = \frac{0,025 \cdot \gamma_p \cdot h^2 \lambda}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1\right)^3 \sqrt{1 + (m_1)^3}} \dots\dots\dots(III.9)$$

AN : $\gamma_p = 18 \text{KN/m}^3$; $\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$; $m_1 = 3$

$Q_p = 0.0098 \text{ KN}$

Le diamètre moyen résulte :

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{Q}{0,524 \gamma_p}} \dots\dots\dots(III.10)$$

AN : $Q = 0,0098 \text{KN}$; $\gamma_p = 18 \text{KN/m}^3$.

$D_p = 0,1 \text{m}$ ou 100 mm .

Le 50 % des blocs doit avoir une taille égale ou supérieure à $D_{50\%} = K \cdot D_p$, ou K est un Coefficient qui dépend de la catégorie de l'ouvrage à partir du tableau suivant:

Tableau III.3: le coefficient K en fonction du catégorie de l'ouvrage

Coefficient	IV	III	II	I
K	0.5	0.55	0.60	0.65

Note : En obtenant une valeur $D_{50\%}$ inférieure à 0.25 m, on prendra $D_{50\%}$ égal à 0.25m.
on a $D_{50\%} = 0.06 \text{ m}$

Donc L'épaisseur du revêtement est déterminée selon la formule suivante:

$$e = D_{50\%} (2 \div 2.5) \dots\dots\dots(III.11)$$

- La valeur -2- : est employé en présence d'un bloc classé.
- La valeur -3- : est employé en présence d'un bloc non classé.

AN : $e = 0.06 \times 2.5 = 0.15 \text{m}$

B) Méthode T.V.A (Tennessee-Valley- Authority):

On a : $e = C.V^2$ (III.12)

V : vitesse de propagation des vagues (V= 3,39 m/s) (étude d'optimisation).

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique des matériaux d'enrochement : $\gamma_s=2,65 \text{ g/cm}^2$.

La valeur de «C » est donnée par le tableau III.4.

Tableau III.4: détermination de coefficient C

Pente du talus	Valeur de C		
	$\gamma_P = 2,5$	$\gamma_P = 2,65$	$\gamma_P = 2,80$
1/ 4	0,027	0,024	0,022
1/ 3	0,028	0,025	0,023
1/ 2	0,030	0,028	0,026
1/ 1,5	0,036	0,028	0,030
1/ 1	0,047	0,041	0,038

Pour une digue zoné $c = 0,025$.

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0,28\text{m}$, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à $0,30\text{m}$.

C) Troisième Méthode:

Les ingénieurs de l'US Army utilisent de préférence le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau III.5: Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	Dmin (m)
0 ÷ 0,3	0,3	0,2
0,3 ÷ 0,6	0,4	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,3
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,4
1,8 ÷ 2,4	0,7	0,45
2,4 ÷ 3	0,8	0,55

Pour notre cas, $0,6 < H < 1$. $D_{\min} = 0,3\text{m}$
 $e = 0,45\text{m}$.

Pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à **0.50 m**.

III.1.5 Etanchéité de barrage

Nous avons traité des l'infiltration dans le massif et nous avons montré que ces infiltrations pouvaient, dans certaine conciliation ; créer des renards dangereux pour la stabilité des barrages. Nous avuons également mentionné très brièvement que malgré

l'optimisation des débits de fuites, le problème hydrostatiques internes reste un problème majeur. L'étude donc des organes d'étanchéité semble très importante.

III.1.5.1 Choix du système d'étanchéité

Quand le projecteur a fait choix pour un site donné d'un ouvrage du type digue en terre, c'est en ayant constamment à l'esprit les problèmes qu'offre la technique moderne pour se prémunir contre infiltration à travers le massif sont nombreux et lorsque nous examinons bien le problème nous s'apercevons qu'il existe toujours au moins une bonne solution qui assure l'étanchéité du massif. Nous en reparlerons plus loin. Examinons tout d'abord les différents types d'organes d'étanchéité.

III.1.5.1.1 Différente types d'organes d'étanchéité

Lorsque la terre n'est pas suffisamment imperméable pour constituer un remblai homogène étanche, il faut équiper le barrage d'un organe d'étanchéité spéciale. Les techniques les plus couramment mises en oeuvre sont les noyaux en matériaux argileux compactés, en béton bitumineux. il existe néanmoins d'autres techniques telles que : paroi moulée, chapes et les membranes souples.

A- Noyaux

Le type de noyau recommandé est en argile compacté ou en béton bitumineux

▪ Noyaux argileux compacté

Le noyau en matériau compacté, disposé verticalement au centre du barrage ou en position inclinée à l'amont de celui-ci, son épaisseur est de l'ordre de 1/6 de la hauteur de l'ouvrage.

Vers le sommet le noyau doit être monté au dessus des plus hautes eaux et pratiquement, compte tenu des remontées capillaires, jusqu'à la tête du barrage .il doit être protégé de la dessiccation à sa partie supérieure pour éviter toute fissure de retrait qui risquerait de révéler catastrophique. Cette protection peut être par une couche de sable ou de préférence, en traitent le sommet de barrage en chemin avec une chaussée en enrobé bitumineux. Latéralement. Nous disposons de part d'autre noyau de drain filtre, vers l'aval pour recueillir les eaux de percolation, vers l'amont pour absorber les eaux de ressuyage après vidange. Vers le bas, il faut assurer la continuité de l'étanchéité en raccordant celle-ci à la fondation imperméable ou au d'étanchéité des fondations.

▪ Noyau bitumineux

L'étanchement des barrages en terre au moyen de noyau bitumineux a pris une très grand importance dans le monde entier et dent tout les zones climatiques ;cet élément au d'étanchéité (mieux que la plut part des autres)satisfait, en effet, aux exigences de sécurité les plus strictes grâce à sa déformation, sa bonne résistance à l'érosion et au vieillissement, et surtout grâce au monde de construction sans joints.

B- Masque amont

Ils sont prévus en béton de ciment, en acier, en terre et en béton bitumineux

▪ Masque en béton de ciment

La dalle doit posséder des joints de construction, du fait du retrait, que l'on munit de lames d'étanchéité.ces joints sont respectivement parallèle et perpendiculaires aux lignes

de plus grande penta du talus, ces dernières étant nécessaire pour diminuer l'importance des efforts de flexion.

▪ **Masque en acier**

En raison de la grande déformabilité allié et une étanchéité parfaite de l'acier celui-ci constitue un matériau techniquement à eu près parfait pour une macque amont. L'inconvénient en est généralement une question de cout.

▪ **Masque en terre**

Au moyen de terre argileuse compactée, nous pouvons réaliser une étanchéité convenable, avec des épaisse des qui son des caractéristiques de perméabilité du matériau dont on dispose.

Pour notre ouvrage, on opte un **Noyau argileux compacté encre dans la fondation compléter par une parois moulée** comme étanchéité

III.1.5.2 Dimensionnement du noyau

Pour le noyau, on a opté pour un profil trapézoïdal dont les dimensions sont les suivantes:

A- largeur en crête du noyau :

La largeur au sommet du noyau sera déterminée par des raisons de conduite du chantier pour autoriser le passage des engins de compactage, mais aussi par des raisons d'étanchéité, elle est de valeur minimale : $L_{\min} = 1/6 H_b$ (III.13)

$$D'où \quad L_{\min} = 7.67 \text{ m}$$

On adopte pour $L_n = 8 \text{ m}$

B- Cote de la crête du noyau :

Pour éviter tout risque de siphonage par-dessus de la crête du noyau du au phénomène de capillarité on fait monter le noyau au dessus de la cote des plus hautes eaux de 1m et de le faire positionner à 1m plus bas de la crête du barrage.

$$H_n = H_b - 1.0 \text{(III.14)}$$

$$H_n = 46 - 1.0$$

$$D'où : H_n = 45 \text{ m}$$

C- Pentes des talus du noyau :

Généralement pour le noyau on prend des pentes identiques pour l'amont et l'aval.

- Talus amont est **0.50**

- Talus aval est aussi **0.50**

D- Largeur à la base du noyau :

Elle dépend de la hauteur de charge H et de la perméabilité du matériau constructif du noyau. Elle est déterminée suivant la condition :

$$\frac{\Delta H}{B_{\text{noy}}} \leq J_{\text{adm}} \Rightarrow B_{\text{noy}} \geq \frac{\Delta H}{J_{\text{adm}}} \text{(III.15)}$$

ΔH : Différence de charge entre l'amont et l'aval tel que $\Delta H = H_{\text{nr}} - H_2$;

B_{noy} : Largeur à la base du noyau en [m];

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

Tableau III.6: Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

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

D'après le Tableau III.6, notre barrage appartient à la **classe II**.

Le Tableau III.7 nous permet de choisir le gradient hydraulique admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.

Tableau III.7: Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,50	1,50	1,80	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,70	0,80	0,90	1,00
Limon sableux	0,51	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

D'après le Tableau $J_{adm} = 1.5$

A.N :

On a : La largeur à la base du noyau est :

$$B_{Noy} = 2 m H_n + 4$$

$$B_{Noy} = 53 m$$

$$D'où : \frac{\Delta H}{I_{adm}} = \frac{41.9}{1.5} = 27.9 m$$

Donc la condition $B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}}$ à été vérifier

$$On prend : B_{Noy} = 53 m$$

E- La clé d'encrage :

Une clé d'encrage est prévue dans la continuité du noyau en argile, elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage du noyau . Elle est constituée du matériau identique à celui du noyau imperméable, la hauteur de la clé d'encrage à partir du terrain naturel est de **5 m** avec une épaisseur de base de **43 m**, les pente des talus des para fouille $m_1 = m_2 = 1$.

III.1.5.3 Dimensionnement du parois moulée :

Pour bien assurer l'étanchéité du barrage et de sa fondation ; il faut qu'en raccordant le noyau à la fondation imperméable .

Mais pour des raisons économiques (substratum profond), en a favoriser le choix de réaliser un écran homogène du type paroi moulée ; on se contente presque toujours d'imposer à l'eau de percolation un chemin suffisamment long pour qu'elle ait perdu toute sa charge à l'aval du barrage.

La technique de la paroi moulée consiste à réaliser une excavation à partir de la clé d'encrage, la tranchée excavée étant maintenue stable par remplissage au moyen d'une boue bentonitique directement chargée en ciment et qui fait prise en quelques jours, donnant naissance à une paroi étanche de perméabilité de l'ordre de 10^{-8} m/s; ce mur est suffisamment plastique pour subir d'importantes déformation sans se fissurer .

La paroi moulée a une largeur minimale de **1.2 m**, elle s'ancre d'un coté de **4 m** dans le noyau ,et d'autre de **1 m** dans les marnes sains pour assurer l'étanchéité .

III.1.6 Drainage de la digue :

Le drainage interne est d'une importance vitale pour la fiabilité et la sécurité des barrages en remblai tout au long de leur vie. Il constitue le paramètre le plus significatif du point de vue de la stabilité sous chargements statique et dynamique si on n'utilise pas un système de drainage bien adapté pour le remblai, les résurgences sur le talus aval peuvent provoquer une érosion entraînant la rupture du barrage, de ce fait il convient de bien concevoir 10e système de drainage qui pourrait constituer une bonne méthode pour construire des barrages dans des conditions sûres et économiques et cela en assurant leur protection par des filtres aux interfaces entre zones de matériaux présentant des granulométries et perméabilités largement différentes

III.1.6.1 But du drainage :

Quel que soit le dispositif d'étanchéité utilisé, un barrage en remblai et sa fondation sont le siège d'infiltration d'eau soit structurelles soit accidentelles.

La fonction du drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise à la stabilité de l'ouvrage.

En effet, le drainage dans les barrages en remblai vise à répondre d'une manière aussi efficace que possible aux objectifs suivants :

- Abaissement de la ligne de saturation ;
- Réduction de la pression de courant avec modification du réseau de d'écoulement
- Réduction de la pression interstitielle ; Contrôle des percolations et du non migration des éléments du remblai

III.1.6.2 Constitution et fonctionnement des filtres et drains :

III.1.6.2.1 les filtres :

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

Ils peuvent être situés :

- Entre deux couches de sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols puissent migrer dans l'autre sol ;
- Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituant les drains;
- A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;
- Sous et au-delà du pied aval du barrage ;
- Sous les recharges drainantes.

Les filtres peuvent être constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer.

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

III.1.6.2.2 les drains :

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Il y aura abaissement de la ligne de saturation, diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle, et accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée. Ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée. Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et en conséquence soigneusement lavée si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

A - Règles générales de dimensionnement des drains et filtres :

Dans les passages ultérieurs, nous avons fait allusions à plusieurs reprises aux conditions de non entraînement des fines particules encore dénommées "conditions de filtres", la référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGUI.

Elles s'énoncent comme suit :

Soit d_x la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre $x\%$ en poids dépassant lors du tamisage granulométrique
Soit D_x celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

Condition de perméabilité $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$;

Condition de non entraînement des fines $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$;

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

$$4.d_{85} > D_{15} > 5.d_{15}$$

Le plus souvent, pour les petits barrages, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition, la mise en place d'un filtre est alors inutile. En outre, pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant on devra s'assurer de la condition d'uniformité à savoir :

$$2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8$$

Ces règles étant établies, dimensionnons à présent ces différents composants du système de drainage à savoir les filtres et les drains.

III.1.6.3 Calcul des drains :

Un drain cheminée, connecté avec un drain de pied, collectera les eaux de percolation dans la digue, évitant ainsi tout entraînement de matériau au travers du parement aval tout en réduisant les sous pressions de la recharge aval (augmentation de la stabilité). Le drain cheminé est incliné à 63° environ par rapport à l'horizontale (avec le noyau) pour assurer l'abaissement de la ligne de saturation juste à la sortie du noyau.

A-Dimensionnement du drain cheminée:

A.1 Hauteur du drain : elle est dépend de la hauteur de la ligne de saturation à l'aval du noyau : $H_{dr} = h_{aval} + 0.5$ (III.16)

A.2 Epaisseur du drain :

Tableau III.8: épaisseur minimal de drain

$H^2\sqrt{V}$	<30	30 à 100	100 à 300	300 à 700	700 à 1500
Epaisseur (m)	0,50	0,80	1,00	1,20	1,50

L'épaisseur minimal des drains est alors déterminé à 1.50m étant donné la taille de l'ouvrage on retiendra cependant à ce stade de l'étude un drain de 2.00m d'épaisseur.

B-Dimensionnement du drain tapis:

Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation :

$$L_d = \frac{L_b}{4} \text{(III.17)}$$

L_d : Longueur du drain tapis en mètres ;

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b = 291.3$ m].

Donc :

$$L_d = \frac{291.3}{4} = 72.8 \text{ m}$$

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = \frac{1}{2} \left(\sqrt{L^2 + H^2} - L \right) \dots\dots\dots(\text{III.18})$$

l_d : Largeur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain (m);

H : différence de charge entre la retenue et le drain (m).

AN :

$$l_d = \frac{1}{2} \left(\sqrt{164.2^2 + 44.5^2} - 164.2 \right) = 3 \text{ m}$$

C- Dimensionnement du prisme aval :

- **Fruits des talus :**

$$m_1 = (1 \div 2.5) \quad \text{on prend} \quad m_1 = 2.5$$

$$m_2 = (1.5 \div 2.5) \quad \text{on prend} \quad m_2 = 2.5$$

- **hauteur du prisme aval:**

$$h_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots(\text{III.19})$$

Où : H_b : Hauteur du barrage ;

AN:

$$h_{dr} = 0.2 \times 46 = 9.2 \text{ m}$$

Nous prenons une hauteur égale à **9.2 m**

- **largeur en sommet du prisme aval:**

$$\text{Elle est donnée par : } b_{dr} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4} \right) h_{dr} \dots\dots\dots(\text{III.20})$$

AN :

$$b_{dr} = \frac{1}{3} \times 9.2$$

$$\text{d'où: } b_{dr} = 3.5 \text{ m}$$

- **largeur en base du prisme aval:**

$$\text{Elle est exprimée par : } B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr} \dots\dots\dots(\text{III.21})$$

$$B = 49.5 \text{ m}$$

III.1.6.4 Calcul des filtres :

A- Règles des filtres :

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard.

Condition 1:

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots(III.22)$$

D'où

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$;

$n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux ;

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

Condition 2 :

Condition de (TERZAGI ,1922) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots(III.23)$$

D_{15} : Diamètre de filtre.

d_{85} : Diamètre du sol à protéger.

B- Détermination de la granulométrie des Filtres :

A partir des courbes de granulométrie des matériaux de construction de la zone d'emprunt (Annexe D) , on a opte pour les données suivants :

Tableau III.9: récapitulatif des résultats de la 1 ère couche de filtre.

D₅ (mm)	D₁₀ (mm)	D₁₅ (mm)	D₁₇ (mm)	D₆₀ (mm)	D₈₅ (mm)
1.4	3	4	4.46	14.63	26.38

Tableau III.10: récapitulatif des résultats de la 2 ère couche de filtre.

D₅ (mm)	D₁₀ (mm)	D₁₅ (mm)	D₁₇ (mm)	D₆₀ (mm)	D₈₅ (mm)
16.2	20	23.22	24.21	42.79	70

Tableau III.11: récapitulatif des résultats des argiles.

D₁₅ (mm)	D₈₅ (mm)
0.012	11.8

Tableau III.12: récapitulatif des résultats des alluvions.

D₁₅ (mm)	D₈₅ (mm)
0.04	36.21

C- Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres :**Filtre 1 :****Condition 1 :**

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

$$n = n_0 - 0.1 \log(\eta)$$

$\eta = D_{60}/D_{10} = 4.88$ Coefficient d'hétérogénéité ;

$n_0 = 0,4$ d'où $n = 0.33$;

$D_5/D_{17} = 0.32 > 0.25$

La condition est vérifiée donc, pas de phénomène de renard dans le sol.

Condition 2: (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{4}{11.8} = 0.339 < 4$$

La condition est vérifiée donc, pas de zone de transition

Filtre 2 :**Condition 1:**

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

$$n = n_0 - 0.1 \log(\eta)$$

$\eta = D_{60}/D_{10} = 2.14$ Coefficient d'hétérogénéité ;

$n_0 = 0,4$ d'où $n = 0.37$;

$D_5/D_{17} = 0.67 > 0.23$

La condition est vérifiée donc pas de phénomène de renard dans le sol.

Condition 2 : (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{23.22}{26.38} = 0.88 < 4$$

La condition est vérifiée.

Conclusion:

On prévoit:

Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 35 cm;

La deuxième couche en gravier d'épaisseur = 35cm;

L'enrochement (Rip-rap) d'épaisseur = 50 cm.

D- Vérification du contact noyau - recharges :

Cela revient à vérifier la double condition

$$4 \cdot d_{85} > D_{15} > 5 \cdot d_{15} \dots\dots\dots(III.24)$$

d_{85} : Diamètre des particules du corps du noyau (argile) à 85%;

d_{15} : Diamètre des particules du corps du noyau (argile) à 15%;

D_{15} : Diamètre des particules de recharges (Alluvions) à 15%;

AN :

$$d_{85}=11.8\text{mm} ; d_{15}=0.012 \text{ mm} ; D_{15}=0.04 \text{ mm}$$

$$47.2 > 0.04 < 0.06$$

La condition de TERZAGUI n'est pas vérifiée, donc il y a un risque d'avoir une érosion interne du noyau, en prévoit alors une couche de filtre d'épaisseur 0.5 m de sable fin et autre de 0.5 m de gravie, qui assurera une transition d'infiltration sans déformation .

III.1.7 Protection de la crête :

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de gravier bitume bien compactée). Pour le barrage zonée, 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 toutes 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).

CONCLUSION:

L'ouvrage sera donc composé des éléments suivants :

- Un noyau argileux posé sur les alluvions, l'étanchéité de la fondation est assurée par une paroi moulée qui s'ancre dans les marnes.
- Un drain cheminée qui collecte les éventuelles percolations du noyau et qui se poursuit à l'aval par un tapis drainant.
- Des recharges en alluvions à l'amont et à l'aval du noyau.

Chapitre IV :

Etude D'infiltration

Introduction :

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

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

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries des barrages en terre sont provoquées par la déformation de filtration, c'est pourquoi il faut toujours exécuter un calcul de filtration, donc établir la position de la ligne phréatique dans le massif du barrage, déterminer le gradient hydraulique, et le débit d'infiltration à travers l'ouvrage et le sol de fondation.

IV.1 Défaut d'étanchéité et conséquences des infiltrations :

Les infiltrations qui peuvent se produire à travers le barrage ou ses fondations entraînent généralement deux principales conséquences à savoir :

A- les fuites diffuses :

Lorsque le remblai s'avère trop perméable et par voie de conséquence le débit de fuites trop élevé, le volume d'eau utilisable devient inférieur aux prévisions et ne permet plus de satisfaire la totalité des besoins.

B- La surélévation de la ligne de saturation :

Un remblai soumis à une charge hydraulique se sature partiellement. Le problème se pose lorsque par erreur sur l'identification hydrodynamique des matériaux constitutifs ou suite à des défauts d'exécution, le remblai affiche un comportement hydraulique interne avec une ligne de saturation plus élevée que prévu, une telle configuration altère les conditions de stabilité du talus aval (cas de glissement) et de plus peut engendrer des sous pressions non prises en compte au projet, enfin et surtout l'apparition d'un renard est à craindre.

IV.2 Hypothèses simplificatrices dans les calculs de filtration hydraulique des barrages en terre :

Afin de pouvoir effectuer les calculs de filtrations, d'une manière plus aisée, nous serons amenés:

- A admettre la filtration dans un seul plan ;
- A prendre comme valeurs nulles, les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan ;

- A supposer que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope et que la couche imperméable ait un coefficient de filtration nul ;
- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol, elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

IV.3 La ligne de saturation :

Il est nécessaire de déterminer le tracé de la ligne de saturation pour estimer le dédit de fuite à travers le corps du barrage, et à apprécier les risques d'émergence de l'eau particulièrement dangereux le long du talus aval. Ce tracé est effectué à partir du cas théorique simple, étudié par KOZENY, d'un écoulement plan à travers un massif perméable reposant sur une fondation plane imperméable. Ainsi, elle partira d'un point situé à l'intersection du plan d'eau et le parement amont.

D'après KOZENY, c'est une parabole d'équation :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2.Y_0} \Rightarrow Y = \sqrt{Y_0^2 + 2XY_0} \dots\dots\dots(IV.1)$$

$$\text{On a : } Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots(IV.2)$$

Avec :

d : Largeur en base du noyau diminuée de 0,7b ;

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont du noyau;

(Déterminé graphiquement) ;

h : La hauteur d'eau en amont.

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale. Et pour la hauteur du volume Mort qui est un cas exceptionnel (utilisé pour le cas de vidange rapide dans les calculs de stabilité)

✓ **Niveau de La Retenue Normale (NNR), (h=41.9 m) :**

On procède de la même manière que précédemment (1^{er} cas). Et on aura :

D'où **b= 20.95 m**

Avec un Longueur du drain tapis : **L_d=72.8 m**

L'emprise de noyau : **L_n = 53 m**

d = L_n - 0,7 . b d'où **d = 38.35 m**

On aura donc : **Y₀ = 18.45 m.**

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

$$Y = \sqrt{340.4 + 36.9X}$$

Tableau IV.1: Coordonnées de la ligne de saturation

X (m)	Y (m)
0	18.45
5	22.91
10	26.63
15	29.90
20	32.84
25	35.54
30	38.04
35	40.40
38.35	41.90

Le point d'intersection de la face amont du noyau est déterminé par l'équation polaire de cette parabole.

$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha}$$

α : C'est l'angle de face aval du noyau avec l'horizontale.

A partir de l'abaque de CAZAGRANDE on détermine « C ».

On a : $\alpha = 63.43^\circ$ et $a + \Delta a = 33.37$ m

$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.3087$$

d'ou : $\Delta a = 10.30$ m. et $a = 23.07$ m.

La ligne de saturation par la méthode de KOZENY est représentée dans Le plan n°6

IV.4 Calcul d'infiltration :

IV.4.1 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers le Noyau :

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

$$q=K.I.A.....(IV.3)$$

Avec :

- q: Débit d'infiltration en (m³/s/ml).
- K : Coefficient de perméabilité en (m/s). (K= 1,4.10⁻⁶ m/s)
- I: Gradient hydraulique.
- A: Section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par: $I = \frac{dy}{dx}$ et $A = y.I$

Donc: $q = K.y \frac{dy}{dx}(IV.4)$

Avec : $y \frac{dy}{dx} = y_0$

D'ou $q=K.y_0$ m³/s/ml.

Le débit total à travers le barrage sera donc =q.L

Tableau IV.2: Débit de fuite à travers le Noyau

N° cas	Y ₀ (m)	K (m/s)	q (m ³ /s/ml)	Q(m3/s)
1 ^{er} cas	18,45	1,4.10 ⁻⁶	2,58.10 ⁻⁵	3,74.10 ⁻²
2 ^{eme} cas	4,55	1,4.10 ⁻⁶	6,37.10 ⁻⁶	9,24.10 ⁻³

IV.4.2 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la Fondation :

Le débit de fuit à travers la fondation est calculé selon la formule suivante:

$$Q = k_{eq} \frac{h_e}{beff} TL(IV.5)$$

Avec:

- Q: débit de fuite (m3/s).
- K_{eq}: coefficient de perméabilité vertical de la fondation (m/s).
- h_e: charge d'eau à l'amont.

- beff: largeur de l'emprise beff= 311.302 m.
- T: épaisseur jusqu'au substratum T=20 m.
- L: longueur de la digue L=1450 m.

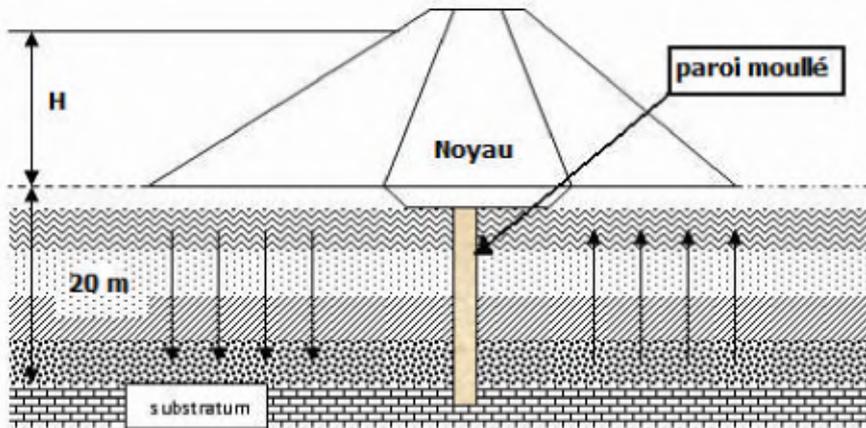


Figure IV.1 : Infiltration à travers la fondation avec le paroi moulée.

a) calcul du coefficient de perméabilité vertical k_v

$$k_v = \frac{1}{\frac{E}{k_1 e_1} + \frac{E}{k_2 e_2} + \dots + \frac{E}{k_n e_n}} \dots\dots\dots(IV.6)$$

E: épaisseur total E= 20m.

e_n : épaisseur de chaque couche (m).

$$k_v = 1,05 \cdot 10^{-7} \text{ m/s.}$$

b) Calcul du débit à travers la fondation

Tableau IV.3: Débit de fuite de la Fondation

N° cas	H_b (m)	K (m/s)	q ($\text{m}^3/\text{s}/\text{ml}$)	Q(m^3/s)
1 ^{er} cas	41,9	$1,05 \cdot 10^{-7}$	$2,83 \cdot 10^{-7}$	$4,11 \cdot 10^{-4}$
2 ^{eme} cas	20,9	$1,05 \cdot 10^{-7}$	$1,41 \cdot 10^{-7}$	$2,04 \cdot 10^{-4}$

IV.4.3 Débit de fuite par infiltration à travers le Barrage (digue+fondation) :

Le débit total d'infiltration (en m^3/s) à travers le barrage est donné dans le tableau suivant :

Tableau IV.4: Débit de fuite de barrage

N° cas	Digue(m^3/s)	fondation(m^3/s)	Barrage(m^3/s)
1 ^{er} cas	$3,74 \cdot 10^{-2}$	$4,11 \cdot 10^{-4}$	$3,78 \cdot 10^{-2}$
2 ^{eme} cas	$9,24 \cdot 10^{-3}$	$2,04 \cdot 10^{-4}$	$9,44 \cdot 10^{-3}$

IV.5. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :

1. Dispositif d'étanchéité :

La résistance d'information du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \quad \dots\dots\dots(IV.7)$$

ΔH : charge d'eau dans la retenue.

δn : épaisseur moyenne du noyau.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau

Tableau IV.5: Classification des barrages

Classe de l'ouvrage	Sol de fondation	
	Rocheux	Meuble
I	$H_b > 100$ m	$H_b > 50$
II	De 50 à 100 m	De 25 à 50 m
III	De 20 à 50 m	De 15 à 25 m
IV	$H_b < 20$ m	$H_b < 15$ m

Notre barrage appartient à la II classe

Tableau IV.6: Gradient hydraulique admissible.

Sol du corps du barrage.	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.6	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.0
Limon sableux	0.55	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la II classe, alors on prend $I_{adm}=1.6$

Donc : $\Delta H=41.9$ m; $\delta n=30.5$ m;

$$I = 1.37 \leq I_{adm}$$

D'ou La résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

2. Fondation du barrage :

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots(IV.8)$$

Avec :

I_{cr} : gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation. Il est donné par le tableau :

Tableau IV.7: Détermination du gradient d'infiltration admissible

Sols de fondation	I_{cr}
<i>Argile</i>	1.2
<i>Limon</i>	0.65
<i>Sable gros</i>	0.45
<i>Sable moyen</i>	0.38
<i>Sable fin</i>	0.29

K_s : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage d'après le tableau suivant :

Tableau IV.8: Détermination du coefficient de sécurité

Classe du barrage	I	II	III	IV
K_s	1.25	1.20	1.15	1.10

I_f : gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule suivante :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L_b + 0,88T_c} \dots\dots\dots(IV.9)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de l'infiltration de la fondation. ($T_c = 20$ m)

ΔH : charge d'eau ($H = 41.9$ m); L_b : largeur à la base du barrage ($L = 291.3$ m).

On a donc : $I_f = 0.136$

Notre barrage appartient à la II classe ce qui donne ($K_s = 1,20$).

Les fondations marneuses argileuses, donc: $I_{cr} = 1.2$

On a donc : $\frac{I_{cr}}{K_s} = 1$

On remarque que $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$, donc la condition est vérifiée et la résistance d'infiltration à travers la fondation est assurée.

CONCLUSION:

L'étanchéité de la fondation du notre barrage est assurée par le paroi moulée dans les formations marneuses.

Chapitre V :

Etude De Stabilité

Introduction :

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, BISHOPB, SPENCER, 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 de façon durable dans le remblai.

- En raison des écoulements permanents à travers le remblai.
- En conséquence des variations des contraintes, résultantes de la construction, d'une vidange rapide, ou bien de séismes.

V.1 Conséquences de l'instabilité des talus

- ✓ Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- ✓ Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- ✓ Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

V.2 Méthode de calcul :

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacté du barrage de Barika, et la vérification des valeurs des fruits des parements adoptés, nous avons utilisé la méthode des tranches (Méthode de FELLENIUS). Cette vérification a fait l'objet d'un calcul détaillé effectué manuellement. Ce calcul manuel a été réalisé avec la contribution d'un programme Excel. Quatre cas peuvent être vérifiés :

Parement amont : cas fin de construction et vidange rapide.

Parement aval : cas fin de construction et fonctionnement normal.

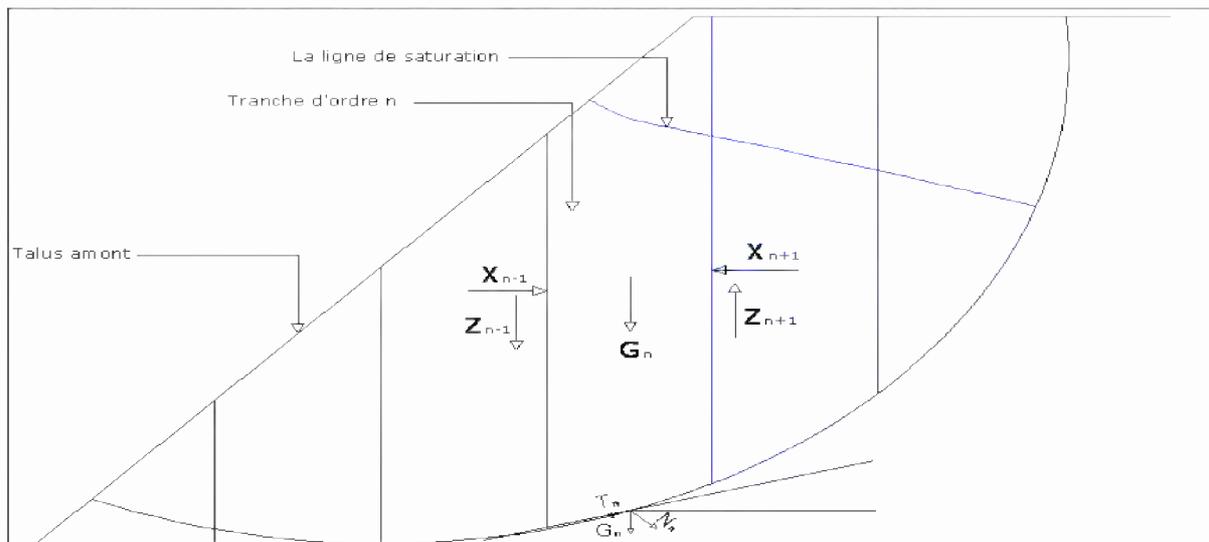


Figure V.1 : Calcul de stabilité, méthode de FELLENIUS.

Pour réaliser cette étude nous avons tenir compte des données suivantes :

- ✓ De la géométrie de la digue
- ✓ Des caractéristiques des matériaux utilisés
- ✓ Des différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage (niveau de retenue normale et vidange rapide).
- ✓ Du niveau piézoélectrique dans les différentes couches.
- ✓ De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme prévu pour une période de retour de 500 ans

V.2.1 Principe de la méthode :

Cette méthode nous amène à respecter les étapes suivantes :

- ✓ Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- ✓ Détermination du talus moyen.
- ✓ Tracer deux lignes au milieu du talus moyen, l'une verticale et l'autre faisant un angle 85° avec le talus moyen.
- ✓ Détermination de la zone du centre du cercle de glissement, pour cela Fandeev recommande de disposer le centre du cercle du glissement dont les limites définis par deux cercles de rayons, R_{\min} et R_{\max} donnés par le tableau suivant :

Tableau V.1: détermination des rayons max et min

Pente des parements	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
$K_1=R_1/H_b$	0.75	0.75	1.00	1.50	2.20	3.00
$K_2=R_2/H_b$	1.50	1.75	2.30	3.75	4.80	5.50

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b=46$ m).

La ligne de glissement éventuelle est un arc de cercle à trois paramètres inconnus : rayon, abscisse et ordonnée du centre. La partie instable du talus (au-dessus du cercle de glissement) est divisée en certain nombre de tranches verticales de largeur égaux.

Le coefficient de sécurité à la stabilité est égale : $K_s = \frac{M_{resis}}{M_{mot}} \dots\dots\dots(V.1)$

M_{resist} : les moments résistants.

M_{mot} : les moments moteurs.

La valeur minimale du facteur de sécurité est caractérisée par un centre de cercle critique qui définit en fin de compte la valeur à prendre en considération, cette valeur du facteur de sécurité définie doit être supérieure du moins égale à la valeur admissible.

Tableau V.2: les valeurs admissibles des coefficients de sécurité

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

Notre barrage fait partie de la II classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1.15 \div 1.2$
- avec séisme : $K_{as,adm} = 1.05 \div 1.1$

Pour notre cas :

talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3.1	1.15	2.74	52.90	125.80
Aval	3	1.00	2.30	46.00	105.80

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles. On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0,1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

Composante normale (forces stabilisatrices) :

$$N = G_n \cos \alpha$$

Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :

$$T = G_n \sin \alpha$$

Avec :

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

V.2.2 Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

A - Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :

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

La formule s'écrit :

$$G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3) \dots\dots\dots(V.2)$$

h_1, h_2, h_3 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation.

γ_2 : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation.

γ_3 : densité de l'assise.

b : largeur de la tranche.

B - Force de pression interstitielle :

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

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots\dots\dots(V.3)$$

U : pression interstitielle.

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

γ_w : poids volumique de l'eau $\delta_w = 10 \text{KN/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

C - Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots(V.4)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

D - Forces dues au séisme :

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots(V.5)$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

V.2.2.1 Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

✓ Les forces stabilisatrices :

A - Force de frottement :

$$F_1 = N_n \cdot \text{tg} \varphi - U \cdot dl \cdot \text{tg} \varphi \dots\dots\dots(V.6)$$

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

B - Force de cohésion :

$$F_c = c \, dl \quad \dots\dots\dots(V.7)$$

Avec : $dl = \frac{2\pi \cdot R \cdot B_i}{360}$

R : rayon de la courbe de glissement.

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

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U \, dl) \, \text{tg}\phi + c \, dl] \, R. \quad \dots\dots\dots(V.8)$$

✓ Les forces motrices :

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (N_t), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus.

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

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \quad \dots\dots\dots(V.9)$$

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{\text{Nombre.total.destranches}}$$

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

V.3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

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

A - Fin de construction (talus amont et aval) :

L'étape la plus critique se situe juste a 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).

$$\text{Sans séisme} \quad K_{ss} = \frac{\sum N_n \text{tg}\phi + \sum c \, dl}{\sum T_n} \quad \dots\dots\dots(V.10)$$

$$\text{Avec séisme} \quad K_{as} = \frac{\sum N_n \text{tg}\phi + \sum c \, dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \quad \dots\dots\dots(V.11)$$

B - Fonctionnement normale (talus aval) :

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.

$$\text{Sans séisme} \quad K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum cdl}{\sum T_n} \dots\dots\dots (\text{V.12})$$

$$\text{Avec séisme} \quad K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots (\text{V.13})$$

C - Vidange rapide (talus amont) :

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.

$$\text{Sans séisme} \quad K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum cdl}{\sum T_n} \dots\dots\dots (\text{V.14})$$

$$\text{Avec séisme} \quad K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots (\text{V.15})$$

- **Les caractéristiques géotechniques des sols :**

Elles sont représentées dans le Tableau V.3.

Tableau V.3: Les caractéristiques géotechniques des sols

Paramètres	Unité	Recharges (Alluvions)	Noyau (Argile)	Fondation
ϕ	Degré (°)	35°	17°	40°
C	t/m ²	0.50	5.50	2.00
γ_{sat}	t/m ³	2.07	1.91	2.2
γ_d	t/m ³	1.63	1.45	1.94

Les résultats du calcul de stabilité sont regroupés dans le tableau suivant et les schémas de calcul de stabilité sont représentés dans la planche N° 06

Tableau V.4: Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement

CAS DE SOLLICITATION		COEFFICIENT DE SECURITE	
		Sans séisme ($K_{ss,adm} = 1.15 - 1.20$)	Avec séisme ($K_{s,adm} = 1.05 - 1.10$)
Fin de construction	Talus aval		
	R1=93.90 m	2.820	1.775
	R2=115.71m	2.595	1.618
	R3=105.92 m	2.428	1.541
	R4=91.65 m	2.827	1.773
	R5=86.78 m	2.937	1.839
	Talus amont		
	R1=98.00 m	2.620	1.642
	R2=137.31m	2.162	1.432
	R3=123.92 m	2.536	1.584
	R4=88.22 m	2.900	1.796
R5=89.63 m	2.963	1.833	
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R1=93.90 m	2.578	1.607
	R2=115.71m	2.503	1.553
	R3=105.92 m	2.428	1.541
	R4=91.65 m	2.538	1.573
R5=86.78 m	2.687	1.676	
Vidange rapide	Talus amont		
	R1=98.00 m	3.291	1.896
	R2=137.31m	2.493	1.580
	R3=123.92 m	3.082	1.793
	R4=88.22 m	3.493	2.020
R5=89.63 m	3.803	2.139	

CONCLUSION:

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme. Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

Chapitre VI :

Organisation de Chantier

Introduction :

Une reconnaissance meilleur du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché.

Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne pas soit onéreux.

Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier du barrage de **BARIKA** tout en assurant :

- Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux...etc.).
- La rapidité des diverses opérations.
- Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

VI.1 Organisation technique de préparation :

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

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

1-Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.

2-Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

VI.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain de larges espaces, a fin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

VI.2.1 Installations destinées au personnel :

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VI.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et la faciliter de dosage du béton, et les aciers dans des baraquements, hangarsetc.

VI.2.3 Installations destinées à la réparation des engins :

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

VI.2.4 Installation destinée pour la préfabrication :

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

VI.4 Travaux de réalisation :**VI.4.1 Travaux de terrassements :**

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

VI.4.2 Travaux d'excavations :

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

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

VI.4.4 Travaux secondaires

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

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

Tous les travaux peuvent être exécutés à partir de l'automne de la première année de construction et au cours de la deuxième année sauf pendant la période humide.

VI.5 Les moyens de chantier :

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétence. Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

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

On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du petit barrage.

A- Les moyens humains :

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

B - Les engins de terrassement :

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

- ✓ Le bulldozer.
- ✓ Pelle mécanique.
- ✓ Chargeur à pneu ou à chenilles.
- ✓ Décapeuse.
- ✓ Les niveleuses et les camions.

Le compactage des remblais est une phase très importante parce que cette opération est liée d'une façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. On fait appel aux engins suivants:

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

C - Le matériel de bétonnage :

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur).

D - Le matériel spécifique :

On utilise comme matériel :

- ✓ Les engins de forage et d'injection.
- ✓ Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

VI.6 Programme des travaux :

Le chantier du barrage de **Barika** peut être divisé en 2 ou 3 parties distinctes :

- ✓ **1ère partie** : Le bloc béton rive droite constitué des blocs déversants et de la digue de fermeture en rive droite.
- ✓ **2ème partie** :
 - La rive gauche en remblai
 - La fermeture de l'oued, partie centrale de la digue depuis l'oued au bajoyer gaucheCette 2ème partie peut être réalisée en 2 sous partie

Compte tenu de l'étendue du chantier (longueur en crête de **1450 m**), cette partition permet d'envisager que chacune des subdivisions soit un chantier indépendant. Et plusieurs opérations peuvent être menées de concert.

Pour la rive droite, la partie béton pourra être réalisée à sec au moyen d'une protection du chantier vis-à-vis des eaux venant de l'aval (à ce titre l'oued **Barika** pourra être légèrement recalibré). Dans cette partie, sera élevé le barrage en béton composé du déversoir et des blocs béton. La galerie de dérivation provisoire sera construite sous le bloc du déversoir elle sortira au niveau du bassin de dissipation qui devra également être réalisé lors de cette phase.

En même temps que la rive droite sera construite, les travaux pourront commencer sur la rive gauche. Ces deux chantiers pourront donc commencer dès la phase de mobilisation de l'entreprise terminée et dès mise en service de la centrale à béton pour la rive droite.

VI.7 Planification :**VI.7.1 Définition :**

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

VI.7.2 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- **Méthodes basées sur le réseau .**
- **Méthodes basées sur le graphique.**

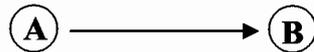
VI.7.2.1 Méthodes basées sur le réseau :

VI.7.2.1.1 Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

Réseau à noeuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches

L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

VI.7.2.1.2 Construction du réseau :

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches : il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.
- Détermination des tâches antérieures : après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau, car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.
- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels ;
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- Construction du réseau ;

VI.7.2.2 Méthode C.P.M (Méthode du Chemin Critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

- 1^{ère} phase** : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.
- 2^{ème} phase** : analysé systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;
- 3^{ème} phase** : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VI.7.2.2.1 les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VI.7.2.2.2 collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VI.7.2.2.3 décomposition du projet :

C'est une partie importante, car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VI.7.2.2.4 relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VI.7.2.2.5 les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	<i>TR</i>
DFP	<i>DCPP</i>
<i>DFPP</i>	<i>MT</i>

Avec : **TR** : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

VI.7.2.2.6 Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{c.c}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

VI.7.2.2.7 Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;

Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q.N}{n}$$

Avec :

{	Q = Quantité de travail
	N = Rendement
	n = Nombre d'équipes

VI.8 Les plannings :

Il existe trois types du plan de travail :

VI.8.1 Plan du travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VI.8.2 Plan de travail au plus tard (PTPP) :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VI.8.3 Plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VI.9 Délai de construction et programme des travaux :

- Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches.
- Le déroulement du travail dans un ordre correct, c'est-à-dire, une bonne succession des opérations.
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération.
- Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VI.10 Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : symboles des opérations

Symboles	Opérations	Durée (mois)
IC	Mobilisation générale et installation de chantier	6
AC	Accès carrière	6
ICCB	Installation concassage et centrale à Béton	2
EGDP	Excavation galerie de la dérivation provisoire	1
EFDBD	Excavation fondation (Rive droite du barrage déversoir)	1.5
BDP	Bétonnage dérivation provisoire	4
EFGBD	Excavation fondation (Rive gauche du barrage déversoir)	1.5
BBBD	Bétonnage du bloc béton déversoir et mur bajoyer	20
BMOE	Bétonnage et mise en œuvre de l'évacuateur	4
EF	Excavation fondation (Rive gauche + reste du Rive droite)	8
IPM	Injections paroi moulée	8
RM	Remblai & enrochements	14
TC	Traitement du contact	11
EDP1	Excavation de la dérivation provisoire 1 ^{ère} phase	2
FDP1	Fonctionnement de la dérivation provisoire 1 ^{ère} phase	7
FDP2	Fonctionnement de la dérivation provisoire 2 ^{ème} phase	14
ICMB	Insertion conduite dans mur bajoyer	6
PV	Pose vantellerie	2
TF	Travaux de Finition	3

Schéma du réseau à nœuds de l'organigramme des opérations est le diagramme de Gant sont représentées dans la planche N° 07.

VI.11 Détermination du chemin critiques :

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné par le chemin suivant:



$$DTR = \sum TR = 6 + 2 + 1 + 4 + 20 + 3 = 36 \text{ mois}$$

Finalemment, on arrive aux bornes principales suivantes :

- ✓ Début production du béton au **8^e mois**
- ✓ Mise en service de la dérivation au **9^e mois**
- ✓ Fermeture de la dérivation au **32^e mois**
- ✓ Mise en service de l'aménagement **36^e mois**

Conclusion :

Organiser le barrage de **BARIKA** en déterminant et coordonnant la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles, les travaux à exécuter pour sa construction.

Tel est l'objet de ce chapitre, malgré les problèmes auxquels nous nous sommes heurtés (tels que manque de documents détaillés), nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent à l'organisation de chantier.

Une importance a été donnée à l'organisation de la construction, une organisation compatible avec tous les travaux, afin de supprimer les temps morts, d'avoir une meilleure qualité de conserver une même vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaire et sur tous les points de chantier.

Le planning de construction du barrage est représenté par un diagramme à barres. Les remarques complémentaires suivantes sont nécessaires pour une explication plus précise :

- Un certain nombre de travaux préparatoires doit être effectué avant les travaux de construction du barrage. Il s'agit essentiellement de la construction des routes d'accès vers les sites de construction et les zones d'emprunt, de la cité de l'Entrepreneur et du Maître de l'Ouvrage, des batardeaux de la 1ère Phase de contrôle de l'oued.

La réalisation de ces travaux préparatoires nécessitera 9 mois .

- La durée de construction propre au barrage de **BARIKA** totalisera au moins **3 ans**. Cette durée est à considérer comme maximum absolu. Dans le cas où, principalement lors de la construction du barrage en terre, on devrait utiliser des techniques laborieuses, en renonçant partiellement à de gros engins, pour favoriser l'emploi local, la durée de la construction s'élèverait à 3 ou 4 ans. Le diagramme présente le déroulement des travaux avec une durée minimale de 3 ans.

Chapitre VII :

**Avant Mètre et Devis
Estimatif**

Introduction :

Avant-métré c'est les mesures sur plan pour estimer le devis estimatif de l'ouvrage.

L'estimation du coût de l'ouvrage se compose de deux parties, le corps de la digue et les ouvrages annexes.

Pour notre travail on s'intéresse au corps de la digue

VII.1 Estimation du corps de la digue :

La réalisation du corps de la digue du barrage de Barika est composée des parties suivantes :

- ✓ Le décapage et les terrassements de l'assiette d'assise de la digue, des encrages et des fouilles,
- ✓ Le remblaiement du corps du noyau en matériaux Argileuses
- ✓ Le remblaiement du corps de la digue en matériaux Alluvionnaire
- ✓ Le système de drainage composé de différents filtres en sable et gravier de type bien spécifié,
- ✓ Les talus et leur protection en rip-rap,
- ✓ Aménagement de la crête en Bitume-Gravier,
- ✓ Installation de chantier
- ✓ Frais administratifs
- ✓ Frais d'ingénierie

VII.1.1 Estimation Volumes des Matériaux de Construction :**1- Argiles (Noyau) :****Tableau VII.1: volume des Argiles.**

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0	357.855	241.67	86482.82
A-A	715.71	830.39	241.67	200680.35
B-B	945.07	1054.9	241.67	254937.68
C-C	1164.73	1388.615	90.99	126350.08
D-D	1612.5	1303.14	150.66	196331.07
E-E	993.78	794.29	241.67	191956.06
F-F	594.8	297.4	241.67	71872.66
0	0			
Volume Total				1128610.73

2- Alluvions :

Tableau VII.2: volume des Alluvions.

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0	732.905	241.67	177121.15
A-A	1465.81	1852.91	241.67	447792.76
		2240.01	241.67	612991.12
B-B	2240.01	2536.48	241.67	612991.12
		2832.95	90.99	328681.36
C-C	2832.95	3612.28	90.99	328681.36
		4391.61	150.66	499950.90
D-D	4391.61	3318.405	150.66	499950.90
		2245.2	241.67	405365.17
E-E	2245.2	1677.35	241.67	405365.17
		1109.5	241.67	134066.43
F-F	1109.5	554.75	241.67	134066.43
		0	0	
Volume Total				2605968.89

3- Protection en rip-rap :

Tableau VII.3: volume des enrochements.

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0	52.36	241.67	12653.84
A-A	104.72	118.235	241.67	28573.85
		131.75	241.67	34922.52
B-B	131.75	144.505	241.67	34922.52
		157.26	90.99	27304.73
C-C	157.26	300.085	90.99	27304.73
		442.91	150.66	43855.62
D-D	442.91	291.09	150.66	43855.62
		139.27	241.67	27615.63
E-E	139.27	114.27	241.67	27615.63
		89.27	241.67	10786.94
F-F	89.27	44.635	241.67	10786.94
		0	0	
Volume Total				185713.14

4- Filtres et drains :

Tableau VII.4: volume des graviers.

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0	21.1	241.67	5099.24
A-A	42.2	51.755	241.67	12507.63
B-B	61.31	70.065	241.67	16932.61
C-C	78.82	162.985	90.99	14830.01
D-D	247.15	156.35	150.66	23555.69
E-E	65.55	47.71	241.67	11530.08
F-F	29.87	14.935	241.67	3609.34
0	0			
Volume Total				88064.59

Tableau VII.5: volume des sables.

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0	17.475	241.67	4223.18
A-A	34.95	39.78	241.67	9613.63
B-B	44.61	48.935	241.67	11826.12
C-C	53.26	74.33	90.99	6763.29
D-D	95.4	70.93	150.66	10686.31
E-E	46.46	38	241.67	9183.46
F-F	29.54	14.77	241.67	3569.47
0	0			
Volume Total				55865.46

5- Paroi Moulée :**Tableau VII.6: volume de Paroi moulée.**

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0	14.4	241.67	3480.05
A-A	28.8	27.9	241.67	6742.59
B-B	27	26.1	241.67	6307.59
C-C	25.2	24.6	90.99	2238.35
D-D	24	24.42	150.66	3679.12
E-E	24.84	25.47	241.67	6155.33
F-F	26.1	13.05	241.67	3153.79
0	0			
Volume Total				31756.83

6- Bitume-Gravier :**Tableau VII.7: volume de Bitume-Gravier.**

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0	5.8	241.67	1401.69
A-A	11.6	14.62	241.67	3533.22
B-B	17.64	17.92	241.67	4330.73
C-C	18.2	18.2	90.99	1656.02
D-D	18.2	18.2	150.66	2742.01
E-E	18.2	14.9	241.67	3600.88
F-F	11.6	5.8	241.67	1401.69
0	0			
Volume Total				18666.23

VII.2 Estimation du Coût de la digue :

Nous résumons dans le tableau suivant l'estimation grossière du coût du corps de la digue.

Tableau VII.8: Mètres et devis estimatif

Désignation	Unité	Prix unitaire	Quantité	Prix (DA)
Décapage de la terre végétal	m ³	240	70086.74	16820818.51
Excavation en terrain meuble clef	m ³	300	94630	28389000
Paroi Moulée	m ³	9500	31756.83	301689862.2
Argiles	m ³	800	1128610.73	902888580.6
Alluvions	m ³	195	2605968.89	508163934.4
Sable	m ³	1180	55865.46	65921247.17
Gravier	m ³	1180	88064.59	103916215.8
Rip-rap	m ³	2050	185713.14	380711940.9
Bitume-Gravier	m ³	3000	18666.23	55998680.4
Sous Total constriction			2364500280	
Travaux préparatoires et installations (~ 10% du coût de sous construction)	%		236450028	
Total construction			2600950308	
Frais administratifs (~ 4% du coût de construction)	%		104038012.3	
Frais d'ingénierie (~ 10% du coût de construction)	%		260095030.8	

**COÛT
TOTAL (DA)**

2'965'083'351

Tableau VII.9: Récapitulatif des coûts et coût total de la digue

Désignation	Prix (DA)
la digue	2364500280
Travaux préparatoires et installation	236450028
Frais administratifs	104038012.3
Frais d'ingénierie	260095030.8
Coût Total de la digue	2'965'083'351

CONCLUSION :

Le coût estimatif global de la digue du barrage de **Barika**, Wilaya de **Batna** est de

**Deux Milliard Neuf Cent Soixante-cinq Millions Quatre-vent Trois
Mille Trois Cents Cinquante-Un Dinars Algériennes.**

Chapitre VIII :

**Protection et Sécurité de
Travail**

Introduction :

Les accidents de travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et surtout, sur le plan humain.

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise. Il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes, de règlements dits « de sécurité ».leur utilité est incontestable. (V.AMBARTSOUMIAN ,1994).

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moment, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier .

VIII.1 Causes des accidents de travail :

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les causes sont la somme des différents éléments classés en deux catégories :

VIII.1.1 Causes humaines :

Ces causes peuvent sont :

- ✓ L'inattention des travailleurs.
- ✓ La fatigue.
- ✓ La distraction.
- ✓ Les gestes néfastes.
- ✓ Inaptitude mentale ou physique.
- ✓ Adoption de la solution de facilité.

VIII.1.2 Causes techniques :

- ✓ Les mauvaises conditions de travail.
- ✓ Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- ✓ Le manque d'éclairage

VIII.2 Mesures préventives dans le chantier :**VIII.2.1 Conditions dangereuses :**

- Installation non protégée ou male protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.

- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VIII.2.2 Actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

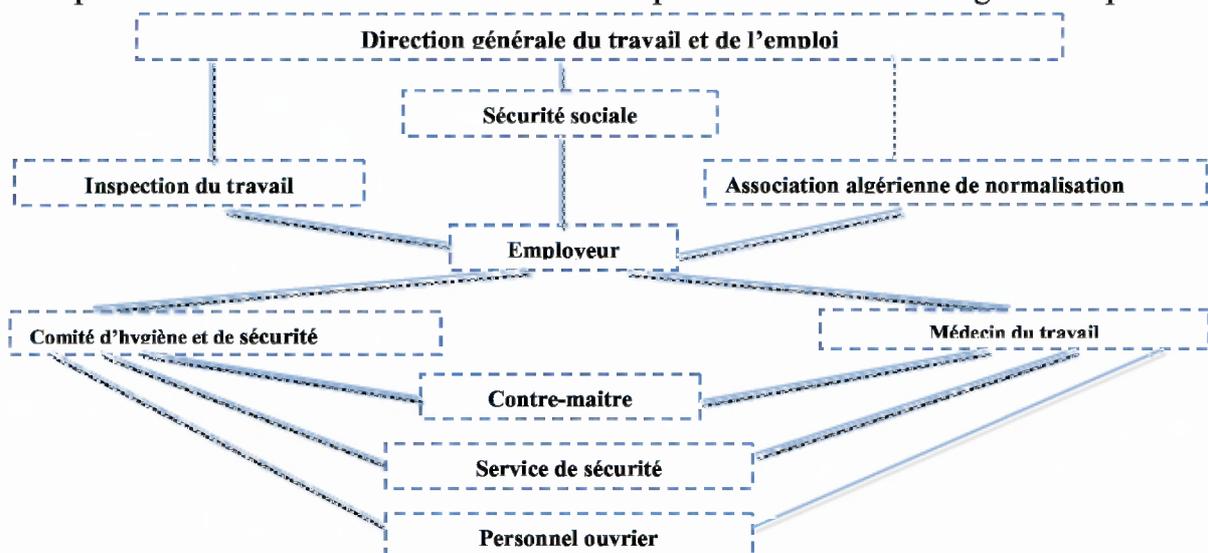
VIII.2.3 Mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être aérés et chauffés.

VIII.3 Organisation de la prévention des accidents du travail :

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés ci-après:



Le Contre-maître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du Contre-maître revêt trois aspects importants, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

- Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité ;
- Exécution, 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. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes :

- Respect de la réglementation, la législation, 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.
- La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtiers ;
- Protection des membres inférieurs,
- Protection des yeux,
- Protection du tronc,
- Protection de la tête ;
- Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- Correspondre au danger considéré ;
- Être pratique et confortable ;
- Être solide ;
- Être d'un entretien facile.

VIII.4 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation:

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes. On a résumé ce plan dans le tableau suivant :

Tableau VIII.1: Plan de sécurité.

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1) Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. -Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
2) Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	Repérage des lignes électriques.
3) Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4) Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
5) Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6) Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7) Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
8) Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
9) Heurts des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

Conclusion :

La prévention devrait tendre à être appuyée sur les critères défensifs uniquement mais aussi il faut créer des progrès techniques et scientifiques en ce qui concerne le matériel utilisé de point de vue confort et facilité de manipulation.

CONCLUSION GENERALE

Les analyses et les investigations exécutées dans le cadre de l'étude de l'A.P.D du barrage de **Barika** ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- ✓ La construction du barrage est réalisable et n'implique aucune difficulté technique particulière. De plus, le choix d'un barrage du type "zoné" comme digue principale permet l'utilisation exclusive de matériaux disponibles in situ, ce qui permettra un emploi intensif de main d'œuvre locale.
- ✓ Grâce à la capacité de sa retenue, le barrage peut assurer la pérennité de l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures, l'amélioration de la production, et le développement des industries induites.
- ✓ On constate que les zones d'emprunt prospectées sont très vastes et recèlent des volumes très importants, bien au-delà des besoins nécessaires pour la réalisation du corps de la digue.
- ✓ La réalisation du barrage de **Barika** offrira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, que ce soit à court terme durant la phase de construction ou à long terme une fois le barrage en exploitation.
- ✓ Maintenir les populations rurales en leur assurant de réelles possibilités de développement dans un milieu pauvre, isolé et défavorisé.
- ✓ Le projet du barrage de **Barika** est considéré comme un investissement primordial pour le pays, puisqu'il permettrait d'assurer les ressources hydriques nécessaires pour la survie des communautés humaines et pour la protection des massifs d'**el Hodhna**.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [01] **V. VOLKOV** (1986) : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida.
- [02] **M. HASSANE** (1998) : Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida.
- [03] **B. TOUAIBIA** (2004) : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.
- [04] **B.TOUAIBIA et B.BENLAOUKLI** (2004) : Introduction au dimensionnement des retenues collinaires.
- [05] **CIGB** (1994) : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95.
- [06] **CIGB** (1986) : Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53.
- [07] **R. ROLLEY** (1977) : Technique des barrages en aménagement rural.
- [08] **G. SANGLERAT**(1981) : Cours pratique de mécanique des sols.
- [09] **A.LENCASTRE**, (*EYROLLES-1999*): Hydraulique générale.
- [10] **GAUTHIER-VILLARS** (1953) : Les barrages en terre compactée (Pratiques Américaines).
- [11] **GERARD DEGOUTTE**(2002) : petites Barrages, Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi Cemagref,
- [12] **G. PHILIPPONNAT et B. HUBERT** : Fondations et ouvrages en terre.
- [13] **J. LOUIS DURVILLE et G. SÈVE** : Stabilité des pentes.
- [14] **Michel CARLIER** (Paris 1972) : Hydraulique générale et appliquée.
- [15] **Bureau d'étude STUCKY-BG** (Suisse) : 6251-RN025a Faisabilité Barika.
- [16] **Bureau d'étude STUCKY-BG** (Suisse) : Rapport de l'hydrologie Barika.
- [17] **D. Guerchouche** : Mémoire de fin d'étude.
- [18] **L.Mancer** : Mémoire de fin d'étude.



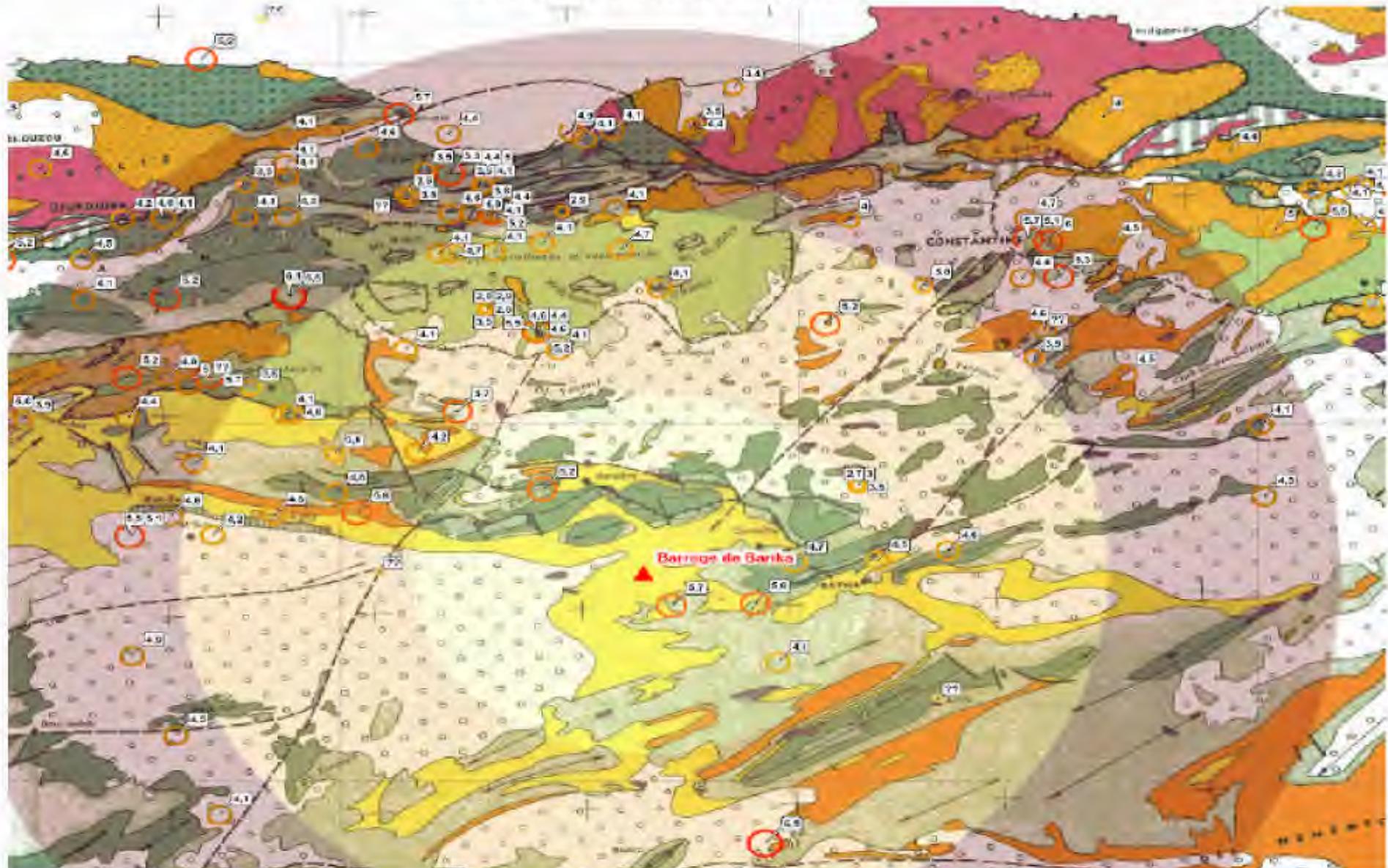
LES ANNEXES

ANNEXE

A

Annexe A.2: La carte des épïcèntres.

ANNEXE 02 : la carte des épïcèntres



Annexe A.3: Des sondages situés sur l'axe du Barrage.

Annexe A.3.1: Un sondage situé en haute rive droite.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE										Feuille: 1/3
MINISTRE DE L'EQUIPEMENT										
AGENCE NATIONALE DES BARRAGES										
ETUDE DE FAISABILITE DU SITE DE : BARIKA					SONDAGE N° F 2003-01			Coordonnées:		
Entreprise : ENRB-UFSI					Profondeur: 60.00 m			X = 737 851.97		
Foreur : Mezzeri/Belkif					Situation: Haut rive droite			Y = 3 940 903.35		
Relevé par : Aks et Tafer.K					Inclinaison: Vertical			Z = 731.67		
Vérifié par :					Date d'exécution: Du 18/06/03 au 12/07/03			Direction:		
								Ech: 1/100.		
Profondeur	Cote	Couronne Ø	Tubage Ø	Coupe	% Recup.	R.Q.D %	Nappe	Echantillon	Permeabilité	Description Géologique
0.5										Terre végétale argileuse brune, avec traces de racines.
1										
2								SPT		SPT (1.5 - 2.0 m) : (N0 = 18, N1 = 33, N2 = 45).
3										
4								SPT		SPT (3.5 - 4.0 m) : (N0 = 25, N1 = 38, N2 = 48).
5										
6		116 mm	143 mm					SPT		SPT (5.5 - 6.0 m) : (N0 = 20, N1 = 38, N2 = 49).
7										Marnes altérées, décolorées, en fragments, avec quelques cailloux arrondis et galets de 1.0 à 5.0 cm de diamètre de 2.5 à 2.6 m, pris dans les marnes. Ces marnes sont oxydées.
8								SPT		SPT (7.5 - 8.0 m) : (N0 = 12, N1 = 40, N2 = 47).
9										
10								SPT		SPT (9.5 - 10.0 m) : (N0 = 28, N1 = 43, N2 = 50).
11										
12										
13										
14									8.05 UL	Marnes plus saines, beiges-grises, légèrement altérées, avec quelques traces d'oxydation et une passée argilisée de 13.0 à 14.0 m (RQD presque nul). Ces marnes sont fragmentées sur les dix derniers centimètres (16.9 à 17.0 m).
15										
16		96 mm	114 mm							
17									6.70 UL	
18							17.47			
19										Marnes saines grises, avec des traces d'oxydation de 16.0 à 17.0 m et de 22.0 à 23.0 m.
20									3.66 UL	
Remarques :										

ETUDE DE FAISABILITE DU SITE DE : **BARIKA**
 Entreprise : **ENRB-UFSI**
 Foreur : **Mezzeri/Belkif**
 Relevé par : **Aks et Tafer.K**
 Vérifié par : **-**

SONDAGE N° F 2003-01
 Profondeur: 60.00 m
 Situation: Haut rive droite
 Inclinaison: Vertical
 Date d'exécution: Du 18/06/03 au 12/07/03

Coordonnées:
 X = 737 851.97
 Y = 3 940 903.35
 Z = 731.67
 Direction:
 Ech: 1/100.

Profondeur	Cote	Couronne Ø	Tubage Ø	Coupe	% Recup	R.Q.D %	Nappe	Echantillon	Permeabilité	Description Géologique
21								3.66 UL		Marnes saines grises, avec des traces d'oxydation de 16.0 à 17.0 m et de 22.0 à 23.0 m.
22								4.48 UL		Marnes grises, fragmentées, à fissures obliques striées, cisailées, partiellement argilisées et oxydées (tectonisées).
23								3.54 UL		
24								3.23 UL		Marnes grises, saines, avec de petites surfaces lustrées, striées, soit obliques soit subverticales, avec une passée argilisée, tectonisée de 29.0 à 29.4 m.
25								3.23 UL		
26								3.18 UL		Marnes grises, saines, tectonisées, argilisées de 30.3 à 31.0 m.
27								3.60 UL		Marnes grises, saines, avec fissures obliques striées, lustrées. Ces marnes sont très sensibles à la dissipation.
28								3.64 UL		
29								4.02 UL		Marnes grises, saines, très sensibles à la dissipation, avec quelques fissures obliques striées, lustrées, avec un petit passage en fragments de 44.6 à 44.8.
30		96 mm	114 mm							
31										
32										
33										
34										
35										
36										
37										
38										
39										
40										
Remarques :										

ETUDE DE FAISABILITE DU SITE DE : BARIKA

SONDAGE N° F 2003-01

Coordonnées:

Entreprise : _ ENRB-UFSI
 Foreur : _ Mezzen/Belkif
 Relevé par : _ Aks et Tafer.K
 Vérifié par : _

Profondeur: 60.00 m
 Situation: Haut rive droite

X = 737 851.97
 Y = 3 940 903.35
 Z = 731.67

Inclinaison: Vertical
 Date d'exécution: Du 18/06/03 au 12/07/03

Direction:
 Ech: 1/100

Profondeur	Cote	Couronne Ø	Tubage Ø	Coupe	% Recup.	R.Q.D %	Nappe	Echantillon	Permeabilité	Description Géologique
41			14 mm						4.02 UL	
42								42.30 à 42.55	4.52 UL	
43										
44										
45										
46									4.20 UL	Marnes grises, saines, très sensibles à la dissication, avec quelques fissures obliques striées, lustrées, avec un petit passage en fragments de 44.6 à 44.8 m.
47										
48								48.00 à 48.30	1.36 UL	
49			96 mm							
50								50.60 à 51.00	0.25 UL	
51										
52										
53										
54										
55										
56									0.74 UL	Marnes grises, saines, très sensibles à la dissication, avec quelques fissures obliques striées et lustrées.
57										
58										
59									0.16 UL	
60										

Remarques :

FIN

Annexe A.3.2: Un sondage situé en mi rive droite.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTERE DE L'EQUIPEMENT AGENCE NATIONALE DES BARRAGES										Feuille: 1/2
ETUDE DE FAISABILITE DU SITE DE : BARIKA					SONDAGE N° F 2003-02			Coordonnées:		
Entreprise : ENRB-UFSI		Foreur : Allalou		Relevé par : Aks et Tafer.k		Vérifié par :		Profondeur: 30.00 m		X = 737 908.32
								Situation: Mi-rive droite		Y = 3 940 852.85
								Inclinaison: Verticale		Z = 720.50
								Date d'exécution: Du 22/06/03 au 30/06/03		Direction:
										Ech: 1/100.
Profondeur	Cote	Couronne Ø	Tubage Ø	Coupe	% Recup.	R.Q.D %	Nappe	Echantillon	Permeabilité	Description Géologique
0.5										Terre végétale : Argile légèrement graveleuse, brune, avec traces de racines.
1										
2										
3										Marnes altérées, décolorées, parfois argilisées, beiges-grises, en fragments.
4										
5										
6			143 mm							Marnes grises, altérées, beiges-grises, très sensibles à la dissication, à fissures obliques et subverticales, légèrement oxydées.
7										
8										Marnes grises, plus saines, avec des fissures subverticales, oxydées.
9										
10		116 mm								
11								8.25 UL		
12										
13							12.21			Marnes grises, saines, très sensibles à la dissication, avec une fissure oblique remplie d'argile à 11.4 m et une petite zone fracturée striée et lustrée de 12.5 à 12.6 m.
14								5.44 UL		Une zone fracturée de 13.0 à 14.3 m, à surfaces striées, lustrées.
15										
16										
17								4.75 UL		
18										
19										Marnes grises, saines, très sensibles à la dissication, avec des surfaces striées, lustrées à 15.4 m, de 15.9 à 16.0 m et à 16.2 m, ainsi que des fissures obliques parfois oxydées.
20								19.60 à 20.00	4.13 UL	

Remarques :

Annexe A.3.3: Un sondage situé en lit de l'oued.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE										Feuille: 1/3
MINISTRE DE L'EQUIPEMENT										
AGENCE NATIONALE DES BARRAGES										
ETUDE DE FAISABILITE DU SITE DE : BARIKA					SONDAGE N° F 2003-03			Coordonnées:		
Entreprise : ENRB-UFSI					Profondeur: 47.00 m			X = 737 967.33		
Foreur : Merouche					Situation: Lit de l'oued			Y = 3 940 777.36		
Relève par : Aks et Tafer.K					Inclinaison: Vertical			Z = 703.69		
Vérifié par :					Date d'exécution: Du 22/06/03 au 01/07/03			Direction:		
								Ech: 1/100		
Profondeur	Code	Couronne Ø	Tubage Ø	Coupe	% Recup.	R.Q.D %	Nappe	Echantillon	Perméabilité	Description Géologique
0.1							0.65			Alluvions grossières arrondies, galets de 1.0 à 6.0 cm de diamètre, de nature calcaire.
1										
2										Marnes grises, albitées, oxydées, fortement fragmentées.
3										
3.3		116 mm	143 mm							
4										
5										
6										
7										
8								5.08 UL		Marnes grises, relativement saines, tendres, avec une petite fissure oblique à 10.8 m.
9										
10										
11								6.09 UL		
12										
13										
14		96 mm	114 mm					14.58 à 14.92	6.08 UL	Marnes grises, saines, tendres.
15										
16								15.20 à 15.46	5.90 UL	
17										
18										
19								18.50 à 18.73	10.23 UL	Marnes grises, tendres, saines, souvent découpées en petits bancs de 5.0 à 10.0 cm d'épaisseur, suivant la schistosité.
20										
Remarques:										

ETUDE DE FAISABILITE DU SITE DE :

BARIKA

SONDAGE N° F 2003-03

Coordonnées:

Entreprise : _ ENRB-UFSI

Profondeur: 47.00 m

X = 737 967.33

Foreur : _ Merouche

Situation: Lit de l'oued

Y = 3 940 777.36

Relevé par : _ Aks et Tafer.K

Z = 703.69

Vérifié par : _

Inclinaison: Vertical

Direction:

Date d'exécution: Du 22/06/03 au 01/07/03

Ech: 1/100.

Profondeur	Cote	Couronne Ø	Tubage Ø	Coupe	% Recup.	R.Q.D %	Nappe	Echantillon	Permeabilité	Description Géologique
21									0.23 UL	
22									4.30 UL	Marnes grises, tendres, saines, souvent découpées en petits bancs de 5.0 à 10.0 cm d'épaisseur, suivant la schistosité.
23									4.47 UL	
24									4.97 UL	Marnes grises, saines, découpées en morceaux de 5.0 à 10.0 cm, argilisées et fortement fragmentées de 29.0 à 31.5 m.
25									4.82 UL	Marnes grises, saines.
26									4.52 UL	Marnes grises, saines, découpées en petits morceaux fortement fragmentées, parfois argilisées.
28									4.68 UL	Marnes grises, saines.
29									4.68 UL	
30										
31										
32										
32.8										
34										
35										
36										
37										
38.5										
39										
40										

Remarques :

ETUDE DE FAISABILITE DU SITE DE : BARIKA

Entreprise : _ ENRB-UFSI
 Foreur : _ Merouche
 Relevé par : _ Aks et Tafer.K
 Vérifié par : _

SONDAGE N° F 2003-03

Profondeur: 47.00 m
 Situation: Lit de l'oued

Inclinaison: Vertical
 Date d'exécution: Du 22/06/03 au 01/07/03

Coordonnées:
 X = 737 967.33
 Y = 3 940 777.36
 Z = 703.69
 Direction:
 Ech: 1/100.

Profondeur	Cote	Coronne Ø	Tubage Ø	Coupe	% Recup.	R.Q.D %	Nappe	Echantillon	Permeabilité	Description Géologique
41										Marnes grises, saines.
42										
43										
44		96 mm							4.73 UL	
45									4.45 UL	Marnes grises, découpées en petits morceaux et fortement fragmentées.
46										
47										
48										FIN
49										
50										
51										
52										
53										
54										
55										
56										
57										
58										
59										
60										

Remarques :

Annexe A.3.4: Un sondage situé en rive gauche.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE										Feuille: 1/2	
MINISTERE DE L'EQUIPEMENT											
AGENCE NATIONALE DES BARRAGES											
ETUDE DE FAISABILITE DU SITE DE :				BARIKA		SONDAGE N° F 2003-12		Coordonnées:			
Entreprise :				_ ENRB-UFSI		Profondeur: 30.00 m		X = 737 929.43			
Foreur :				_ Souani/Belkif		Situation: Terrasse rive gauche, aval F04		Y = 3 940 624.53			
Relevé par :				_ Tafer.K		Inclinaison: Vertical		Z = 711.67			
Vérifié par :				_ Aks		Date d'exécution: Du 13/10/03 au 24/10/03		Direction:			
										Ech: 1/100	
Profondeur	Cote	Couronne Ø	Tubage Ø	Coupe	% Recup.	R.Q.D %	Nappe	Echantillon	Permeabilité	Description Géologique	
0.5										Argiles brunes, avec traces de racines.	
1											
2									0.0 m/s	SPT (2.00 à 2.45 m): (N0 = 30, N1 = 37, N2 = 43);	
3										Argiles limoneuses, brunes-verdâtres, avec traces de gypse jusqu'à 2.0 mètres consolidées de 2.0 à 5.0 m, légèrement sabio-graveleuses.	
4									0.0 m/s	SPT (4.00 à 4.45 m): (N0 = 35, N1 = 44, N2 = 50);	
5										Argiles limoneuses, brunes-verdâtres, parfois rosâtres, sabio-graveleuses de 4.0 à 5.0 m.	
6		116 mm	140 mm						6.00 10-5 m/s	SPT à 6.00 m : refus.	
7											
8									1.10 10-4 m/s	SPT à 8.00 m : refus.	
9											
10									6.50 10-5 m/s	Alluvions grossières, arrondies à subarrondies de 0.5 à 8.0 cm de Ø, de nature calcaire à matrice argilo-limoneuse, lessivée en grande partie. SPT à 10.00 m : refus.	
11											
12									8.90 10-5 m/s	SPT à 12.00 m : refus.	
13											
14											
15										Marnes altérées en surface, grisâtres à verdâtres, sensibles à la dissication, se débitent facilement en morceaux et fragments, avec une fissure subverticale à 14.6 m.	
16									2.63 UL		
17		96 mm						16.00 à 16.25			
18										Marnes grises altérées, argilisées de 18.0 à 20.0 m surtout, sensibles à la dissication.	
19									1.68 UL		
20											

Remarques :

ETUDE DE FAISABILITE DU SITE DE : BARIKA

SONDAGE N° F 2003-12

Coordonnées:

Entreprise : ENRB-UTSI
 Foréur : Souani/Bekif
 Relevé par : Tafer/K
 Vérifié par : Akk

Profondeur: 30.00 m
 Situation: Terrasse rive gauche, aval F04
 Inclinaison: Vertical
 Date d'exécution: Du 13/10/03 au 24/10/03

X = 737 929.43
 Y = 3 940 624.53
 Z = 711.67
 Direction:
 Ech: 1/100

Profondeur	Cote	Couronne Ø	Tubage Ø	Couche	% Recup.	R.Q.D. %	Nappe	Echantillon	Perméabilité	Description Géologique
21								20.67		Marnes grises, consolidées, sensibles à la dissolution, plus sensibles à la dissolution de 29.0 à 30.0 m, avec une fissure subverticale à 25.7 m.
22							21.00	1.05 DL		
23			114 mm				22.10			
24		65 mm					22.60	1.31 DL		
25										
26										
27										
28								1.23 DL		
29										
30										
31									FIN	
32										
33										
34										
35										
36										
37										
38										
39										
40										

Remarques :

FIN

Annexe A.4: Des puits situés dans la zone d'emprunt.

Site : Barrage Barika
 Zone d'emprunt : Argileuse

Log du puits P 01				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.4		TV : Argile limoneuse, caillouteuse, beige, avec traces de racines.	1.50 m à 2.00 m	
1		Limons argilo-sableux bruns, légèrement humidifiés, durs difficile à attaquer à la pelle mécanique. Les nodules de gypse sont fréquents.		
2		Argiles marneuses, grises-verdâtres, humidifiées dures, difficilement attaquable à la pelle mécanique.		
2.9				
3.2				
4				
5				

Log du puits P 02				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.4		TV : Argile limoneuse, caillouteuse, beige, avec traces de racines.	2.00 m à 2.50 m	
1		Argiles limono-sableuses, brunes, légèrement humidifiées consistantes, avec de petits nodules de gypse.		
1.4		Argiles limono-sableuses, noirâtres, consistantes, difficilement attaquable à la pelle mécanique, avec de petits nodules de gypse.		
2		Argiles marneuses grises-beiges.		
3				
3.5				
4				
5				

Log du puits P 03				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.4		TV : Argile limoneuse, caillouteuse, beige, avec traces de racines.	1.00 m à 2.00 m	
1		Argiles sablo-limoneuses, brunes à noirâtres, consistantes, avec de petits nodules de gypse.		
2		Argiles marneuses brunes-rougeâtres.		
2.4				
2.7				
3				
4				
5				

Site : Barrage Barika
 Zone d'emprunt : Argileuse

Log du puits P 04				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.4		TV : Argile limoneuse, légèrement caillouteuse, beige, avec traces de racines.		
1		Argiles limono-sableuses brunes, consistantes, avec de petits nodules de gypse.	1.00 m à 1.40 m	
2		Argiles limono-sableuses noirâtres, humidifiées, légèrement consistantes, avec de petits nodules de gypse.	2.00 m à 2.70 m	
3.5		Argiles marneuses bariolées (brunes, rougeâtres à verdâtres), avec nodules de gypse.		
4				
5				

Log du puits P 05				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.4		TV : Argile limoneuse, beige, avec traces de racines.		
1		Argiles limono-sableuses, brunes foncées à noirâtres, consistantes difficilement attaquant à la pelle mécanique, contenant des nodules de gypse.	2.20 m à 2.70 m	
2				
2.9		Argiles marneuses bariolées (brunes, rougeâtres à verdâtres).		
4				
5				

Log du puits P 06				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.4		TV : Argile limoneuse, caillouteuse, avec traces de racines.		
1		Argiles sablo-limoneuses brunes, très légèrement graveleuses consistantes, difficilement attaquant à la pelle mécanique, avec nodules de gypse.	1.00 m à 2.00 m	
2		Argiles limono-sableuses noirâtres, consistantes, avec nodules de gypse.	2.80 m à 3.20 m	
3		Argiles marneuses, bariolées (brunes, grises à verdâtres).		
4				
5				

Site : Barrage Barika
 Zone d'emprunt : Argileuse

Log du puits P 07				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0,4		TV : Argile limoneuse, caillouteuse, beige, avec traces de racines.		
1		Argiles limoneuses brunes, consistantes, difficilement attaquable à la pelle mécanique, avec nodules de gypse.	2,00 m	
1,5			à	
2		Argiles limono-sableuses noirâtres, très consistantes, difficilement attaquable à la pelle mécanique, contenant des nodules de gypse.	2,40 m	
3				
4				
5				

Log du puits P 08				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0,4		TV : Argile limoneuse, beige, avec quelques cailloux.		
1		Argiles sablo-limoneuses brunes, légèrement humidifiées avec des nodules de gypse.	2,00 m	
2			à	
2,4		Argile noirâtre, consistante, avec nodules de gypse.	2,40 m	
2,7				
3		Argiles marneuses bariolées (grises, rougeâtres), parfois oxydées.		
3,4				
4				
5				

Log du puits P 09				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0,4		TV : Argile limoneuse, beige, caillouteuse, avec traces de racines.	2,00 m	
1		Argiles limono-sableuses brunes en surface et noirâtres à la base moins gypseuses, difficilement attaquable à la pelle mécanique.	à	
2			2,50 m	
2,5			à	
3		Argiles limono-sableuses bariolées, oxydées (grises, rougeâtres) et dures.	2,80 m	
4				
5				

Site : Barrage Barika
 Zone d'emprunt : Argileuse

Log du puits P 10				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.4		TV : Argile limoneuse, beige, caillouteuse, avec traces de racines.	2.00 m à 2.50 m	
1		Argile brune à noirâtre, consistante, avec nodules de gypse.		
1.6		Argiles limono-sableuses, tendres légèrement humidifiées, facilement attaquable à la pelle mécanique parfois oxydées, grises à beiges.		
2				
3				
3.7				
4				
5				

Log du puits P 11				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.4		TV : Argile limoneuse, beige, caillouteuse, avec traces de racines.	1.50 m à 2.00 m à 3.00 m à 3.50 m	
1		Argiles sablo-limoneuses brunes à noirâtres, humidifiées, consistantes avec nodules de gypse.		
2		Argiles sablo-limoneuses brunes à noirâtres, humidifiées, consistantes avec nodules de gypse.		
3		Argiles limono-sableuses, gypseuses, grises-rougeâtres.		
3.5				
4				
5				

Log du puits P 12				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.4		TV : Argile limoneuse, beige, caillouteuse, avec traces de racines.	2.20 m à 2.60 m	
1		Limons argilo-sableux bruns à noirâtres, légèrement humidifiés consistants avec nodules de gypse.		
2		Limons argilo-sableux bruns à noirâtres, légèrement humidifiés consistants avec nodules de gypse.		
3		Argiles marneuses limono-sableuses, bariolées (grises, beiges rougeâtres).		
3.9				
5				

Site : Barrage Barika
 Zone d'emprunt : Argileuse

Log du puits P 13				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.4		TV : Argile limoneuse, beige, caillouteuse, avec traces de racines.	1.20 m à 1.60 m	
1		Argile sablo-limoneuses brunes plus ou moins consistantes humidifiées avec nodules de gypse.		
1.9			2.00 m à 2.50 m	
3		Limons argilo-sableux noirâtres, humidifiés, avec nodules de gypse.		
3.1		Argiles marneuses, oxydées, grises rougeâtres avec traces de matière organique et gypse.		
3.7				
4				
5				

Log du puits P 14				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.4		TV : Argile limoneuse, beige, caillouteuse, avec traces de racines.	1.30 m à 1.80 m	
1		Argiles limoneuses sableuses brunes plus ou moins consistantes.		
1.3			2.40 m à 2.60 m	
2		Argiles limoneuses sableuses noirâtres, consistantes, avec nodules de gypse.		
2.3				
3		Argiles marneuses sablo-limoneuses, grises-rougeâtres.		
3.4				
4				
5				

Log du puits P 15				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.4		TV : Argile beige, légèrement caillouteuse, avec traces de racines.	1.80 m à 2.00 m	
1		Argile limoneuses brunes, consistantes, avec nodules de gypse.		
1.2			2.00 m	
2		Argiles sablo-limoneuses brunes, avec de rares nodules de gypse.		
3				
3.5				
4				
5				

Annexe A.5: Des Tableaux récapitulatifs des résultats des essais préssiométrique - Classés par lithologie.

Sondage n°				Nature lithologique	Moyenne par sondage		
	E (Bars)	PL (Bars)	E/PL (Bars)		Emoy (Bars)	Pimoy (Bars)	E/PL moy (Bars)
SP2003-04	186.75	14.96	12.48	Alluvions grossières	496.68	15.26	32.82
SP2003-04	522.77	17.16	36.29	Alluvions grossières			
SP2003-04	496.37	15.36	32.32	Alluvions grossières			
SP2003-04	580.81	13.56	50.21	Alluvions grossières			
SP2003-06	67.97	10.95	6.21	Alluvions grossières	177.14	10.62	17.02
SP2003-06	286.30	10.29	27.82	Alluvions grossières			
SP2003-10	314.50	17.07	18.42	Alluvions grossières	329.41	18.74	16.47
SP2003-10	206.95	18.11	11.43	Alluvions grossières			
SP2003-10	194.96	18.28	10.67	Alluvions grossières			
c P2003 10	218.90	16.45	13.31	Alluvions grossières			
SP2003-10	213.39	14.36	14.86	Alluvions grossières			
SP2003-10	314.88	17.96	17.53	Alluvions grossières			
SP2003-10	842.26	28.97	29.07	Alluvions grossières			
	74.52	7.13	10.45	Alluvions grossières			
SP2003-14	465.74	9.31	50.03	Alluvions grossières			
SP2003-14	964.31	12.08	79.83	Alluvions grossières			

Moyenne globale 384.46 15.13 26.31

Sondage n°				Nature lithologique	Moyenne par sondage		
	E (Bars)	PL (Bars)	E/PL (Bars)		Emoy (Bars)	Pimoy (Bars)	E/PL moy (Bars)
SP2003-01	222.81	7.18	31.03	Marnes altérées	165.60	9.01	19.21
SP2003-01	89.35	7.38	12.11	Marnes altérées			
SP2003-01	178.09	8.58	20.76	Marnes altérées			
SP2003-01	176.59	8.94	19.75	Marnes altérées			
SP2003-01	161.17	12.98	12.42	Marnes altérées			
SP2003-04	1207.57	45.96	26.27	Marnes altérées	1364.20	47.67	28.54
SP2003-04	1520.82	49.38	30.80	Marnes altérées			
SP2003-06	1072.20	46.41	23.10	marnes altérées	1072.20	46.41	23.10
SP2003-10	980.16	23.72	41.32	Marnes altérées	980.16	23.72	41.32

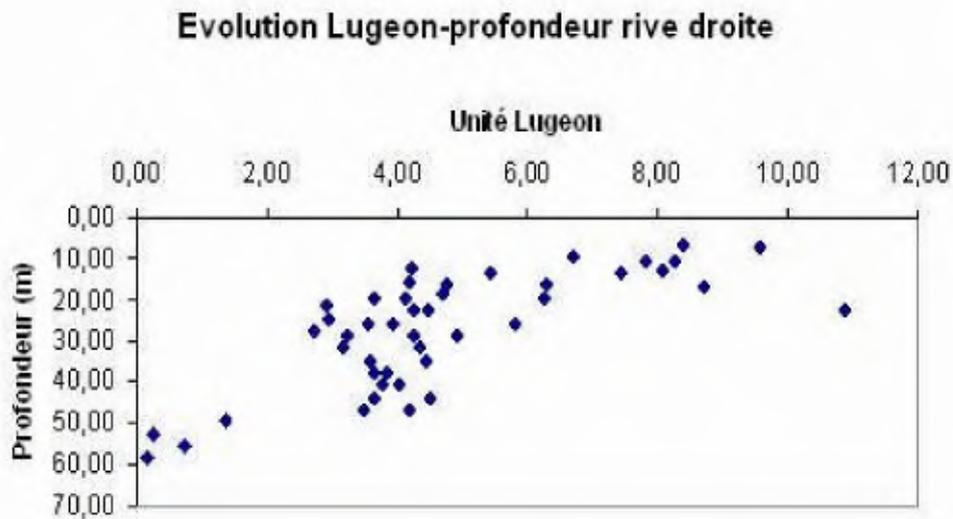
Moyenne globale 623.20 23.39 24.17

Sonda e n°				Nature lithologique	Mo enne par sondage		
	E (Bars)	PL (Bars)	E/PL (Bars)		Emo (Bars)	Plmo (Bars)	E/PL mo (Bars)
SP2003-04	85.91	12.36	6.95	Argiles limoneuses	263.567	14.9767	16.88
SP2003-04	454.35	15.81	28.74	Arsiles limoneuses			
SP2003-04	250.44	16.76	14.94	Argiles limoneuses			
SP2003-06	99.84	11.95	8.35	Argiles limoneuses	374.50	18.73	19.24
SP2003-06	529.66	18.15	29.18	Argiles limoneuses			
SP2003-06	391.97	20.24	19.37	Ar i es limoneuses			
SP2003-06	451.77	22.55	20.03	Argiles limoneuses			
SP2003-06	399.27	20.75	19.24	Argiles limoneuses			
SP2003-10	40.15	10.25	3.92	Argiles limoneuses			
SP2003-10	46.80	13.85	3.36	Argiles limoneuses	75.35	11.41	7.01
SP2003-10	139.11	10.14	13.72	Argiles limoneuses			
SP2003-14	317.91	12.58	25.27	Argiles limoneuses			
SP2003-14	316.17	11.54	27.40	Argiles limoneuses	317.04	12.06	26.33

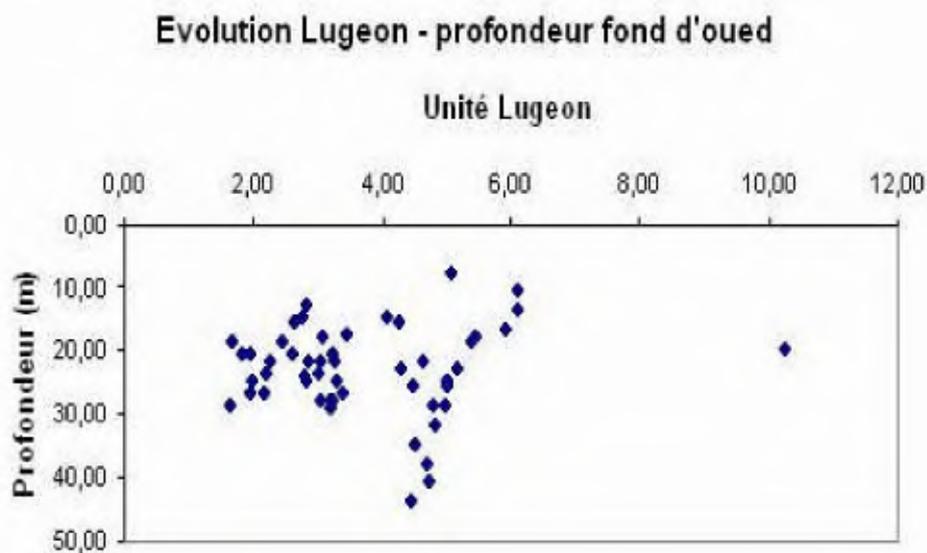
Moyenne globale 271.027 15.1485 16.9611

Annexe A.6: Des résultats des essais de Lugeon.

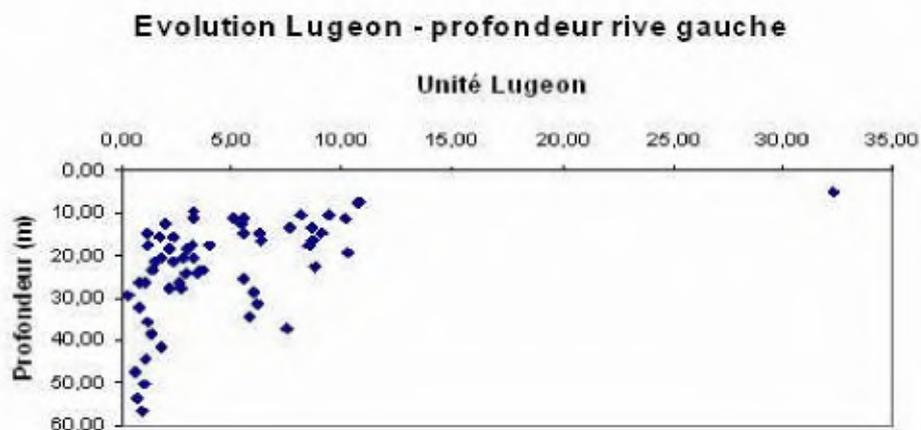
Annexe A.6.1: essais de Lugeon sur la rive droite.



Annexe A.6.2: essais de Lugeon sur le lit de l'oued.



Annexe A.6.3: essais de Lugeon sur la rive gauche.



Annexe A.7: Des Tableaux Récapitulatifs des résultats des essais physiques et mécaniques de la fondation du barrage Barika.

Annexe A.7.1: MARNES ALTEREES

Sondages	N°	cote (m)	Prof (m)	Lithologie	Granulométrie (%)						Limites d'Atterberg(SPT)			Densités			Rc simple sec (Kg/cm2)	R. traction sec (Kg/cm2)	Matière Soluble (%)	Classification	
					Cailloux 200 - 20	Graviers 20 - 2	SableGros 2 - 0,2	Sable Fin 0,2- 0,02	Limons 0,02-2p	Argile 2p-0,2p	Coarcté <90°	WL (%)	Wp (%)	Ip (%)	γ _n (Pm³)	γ _d (Pm³)					γ _s (T/m³)
F01	731.67	1,50 - 2,00	marnes altérées	0.00	7.00	2.00	27.00	28.00	36.00	100.00	91.00	63.26	32.76	30.50	-	-	-	-	-	CL	Ech - SPT
		5.50 - 6,00	marnes altérées	0.00	0.00	8.00	28.00	21.00	43.00	100.00	91.00	64.31	32.44	31.87	-	-	-	-	-	CH	Ech - SPT
		7.50 - 8,00	marnes altérées	0.00	3.00	3.00	28.00	26.00	40.00	100.00	94.00	63.91	29.59	34.33	-	-	-	-	-	CH	Ech - SPT
F04	712.14	19.67 - 20,00	marnes altérées											2.45	2.14	2.65	—	-	-		
F05	714.81	27.15 - 27,70	marnes altérées											1.69	1.44	2.65	11.63	—	-		
F07	719.19	1.55 - 2,00	marnes altérées	0.00	1.00	1.00	34.00	45.00	19.00	100.00	98.00	57.56	25.96	31.60	-	-	-	-	-	CH	Ech - SPT
		3.60 - 3,85	marnes argilleuses	-										-	-	-	-	-	36.12		
		9.20 - 9,50	marnes altérées												2.19	1.99	2.70	20.99	-	-	
		17.00 - 17,35	marnes altérées													2.70	—	-	-		
F08	736.21	12.25 - 12,55	marnes argilleuses																		
		17.70 - 17,50	marnes argilleuses		-										2.45	2.18	2.60		23.76	—	
F09	763.34	4.00 - 4,45	marnes altérées	0.00	14.00	14.00	27.00	11.00	34.00	100.00	71.00	66.60	34.51	32.09						CH-MH	Ech - SPT

Moyenne	0.00	5.00	5.60	28.00	26.20	34.40		89.00	63.13	31.05	32.08	2.20	1.94	2.64	16.31	23.76	36.12
Ecartype	0.00	5.70	5.41	2.95	12.40	9.29		10.46	3.36	3.35	1.40	0.36	0.34	0.07	6.62		

Min	0.00	0.00	1.00	27.00	11.00	19.00		71.00	57.56	25.96	30.50	1.69	1.44	2.65	11.63		
Max	0.00	14.00	14.00	34.00	45.00	43.00		98.00	66.60	34.51	34.33	2.45	2.18	2.70	20.99		

Annexe A.7.2: MARNES SAINES

Sondages N°	cote (m)	Prof (m)	Lithologie	Densités			Rc simple sec (Kg/cm ³)	R. traction sec (Kg/cm ²)	Matière Soluble (%)
				l'h (t/m ³)	γ _d (t/m ³)	γ _s (t/m ³)			
		42.30 - 42,55	marne saine	2.35	2.18	2.55	34.46	-	-
F01	731.67	48.00 - 48,30	marne saine	2.46	2.27	2.60	27.43	-	-
F02	720.5	19,60 - 20,00	marne saine	2.50	2.26	2.66	37.98	-	34.30
		22.08 - 22,50	marne saine	2.54	2.33	2.67	12.91	-	-
F03	703.69	14.58 - 14,92	marne saine	2.40	2.08	2.62	38.22	-	30.24
		18.39 - 18,73	marne saine	2.41	2.31	2.66	84.53	73.38	-
F07	719.18	25,00 - 25,45	marne saine	-	-	2.63	-	-	-
F08	736.21	17,70 - 17,50	marnes argileuse	2.45	2.18	2.60	-	23.76	-
		33,00 - 33,55	marne saine	2.34	2.22	2.60	43.82	-	-
		24,20 - 24,50	marne saine	2.73	2.49	2.69	74.86	-	-
		25,55 - 26,00	marne saine	2.24	1.93	2.69	33.66	-	-
F11	717.38	5,00 - 5,25	marne saine	-	-	-	-	-	38.10
		12,70 - 13,00	marne saine	2.51	2.16	2.60	26.93	-	-
		18,00 - 18,30	marne saine	2.50	2.27	2.65	-	20.90	-
F14	710.8	14,40 - 14,80	marne saine	2.41	2.10	2.73	65.31	33.2	-
		15,80 - 16,00	marne saine	2.30	2.08	2.69	23.75	-	-
F16	725.73	20,00 - 20,30	marne saine	2.48	2.29	2.74	29.51	-	-
		23,10 - 23,40	marne saine	2.42	2.27	2.56	37.11	-	-
Moyenne				2.44	2.21	2.64	40.74	37.81	34.21
Ecartype				0.11	0.13	0.06	20.33	24.29	3.93
Min				2.24	1.93	2.55	12.91	20.90	30.24
Max				2.73	2.49	2.74	84.53	73.38	38.10

Annexe A.7.3: GRAVIERS

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS
DES ESSAIS PHYSIQUES ET MECANIQUES
DE LA FONDATION DU BARRAGE BARIKA

Barrage Barika Annexe

GRAVIERS

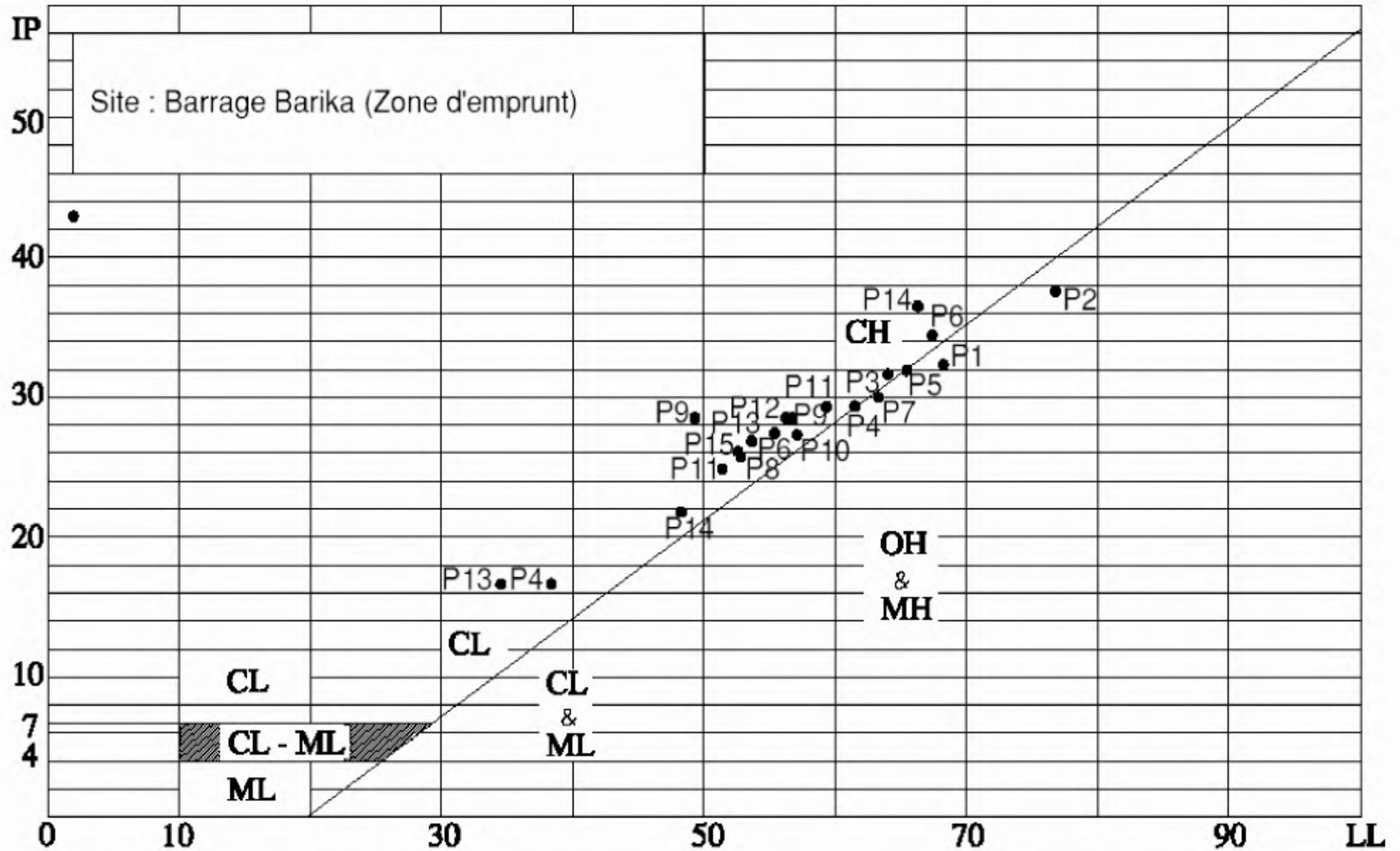
Sondages	N°	cote (m)	Prof (m)	Lithologie	Granulométrie (%)							Limites d'Atterberg(SPT)		
					Cailloux 200 - 20	Graviers 20 - 2	SableGros 2 - 0,2	Sable Fin 0,2- 0,02	Limons 0.02-2p	Argile 2p-0,2p	Contrôle l - <80f.	WL (%)	Wp (%)	Ip (%)
F09	763.34	2.00 - 2.45		gravier	0.00	50.00	20.00	12.00	9.00	9.00	100.00 128.00	35.49	19.94	17.95

Annexe A.8: Tableau Récapitulatif des résultats des essais mécaniques de la zone d'emprunt du barrage Barika.

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DES ESSAIS MECANQUES DE LA ZONE D'EMPRUNT DU BARRAGE BARIKA													
Puits N°	Prof (m)	Cisaillement UU		Cisaillement CD		Oedomètre				Cisaillement triaxial (CU+U)			
		Cuu (Bars)	ϕ_{uu} (Degré)	Ccd (Bars)	ϕ_{cd} (Degré)	Pc (Bars)	Cc (%)	Cg (%)	Cs (%)	Ccu (Bars)	ϕ_{cu} (Degré)	C' (%)	ϕ' (Degré)
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P01	1,50 - 2,00	0,31	20,72	0,21	23,34	-	-	-	-	-	-	-	-
P02	2,00 - 2,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P03	1,00 - 2,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P04	1,00 - 1,40	0,50	9,98	0,94	22,45	-	-	-	-	-	-	-	-
P04	2,00 - 2,70	0,78	16,47	0,69	6,85	-	-	-	-	-	-	-	-
P05	2,20 - 2,70	-	-	-	-	1,11	23,00	4,50	0,00	0,49	4,88	0,38	13,71
P06	1,00 - 2,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P06	2,80 - 3,20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P07	2,00 - 2,40	0,59	11,72	0,10	20,19	-	-	-	-	-	-	-	-
P08	2,00 - 2,40	0,44	16,52	0,47	13,32	-	-	-	-	-	-	-	-
P09	2,00 - 2,50	-	-	-	-	0,67	22,09	4,02	0,00	0,24	12,7	0,15	24,90
P09	2,50 - 2,80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P10	2,00 - 2,50	-	-	-	-	0,85	32,65	3,17	0,26	1,30	3,48	1,13	8,70
P11	1,50 - 2,00	0,45	17,16	0,52	20,20	-	-	-	-	-	-	-	-
P11	3,00 - 3,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P12	2,20 - 2,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P13	1,20 - 1,60	0,77	14,40	0,74	16,68	-	-	-	-	-	-	-	-
P13	2,00 - 2,50	0,71	12,22	0,15	13,39	-	-	-	-	-	-	-	-
P14	1,30 - 1,80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P14	2,40 - 2,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P15	1,80 - 2,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Puits N°	Prof (m)	Cisaillement UU		Cisaillement CD		Oedomètre				Cisaillement triaxial (CU+U)			
		Cuu (Bars)	ϕ_{uu} (Degré)	Ccd (Bars)	ϕ_{cd} (Degré)	Pc (Bars)	Cc (%)	Cg (%)	Cs (%)	Ccu (Bars)	ϕ_{cu} (Degré)	C' (%)	ϕ' (Degré)
Max		0,78	20,72	0,94	23,34	1,11	32,65	4,50	0,26	1,30	12,70	1,13	24,90
Min		0,31	9,98	0,10	6,85	0,67	22,09	3,17	0,00	0,24	3,48	0,15	8,70
Moyenne		0,57	14,90	0,48	17,05	0,88	25,91	3,90	0,09	0,68	7,02	0,55	15,77
Ecartype		0,17	3,50	0,30	5,61	0,22	5,85	0,67	0,15	0,55	4,97	0,51	8,29

Annexe A.9: Essais de CASAGRANDE.



ANNEXE
B

ANNEXE B.1: Précipitation mensuelle et annuelle de la station pluviométrique de La station de Ngaous.

Code de station : 05.13.06

Nom de station : Ngaous

X : 764.1 Y : 255.1 Z : 750

Les années	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1946	6.5	6.0	16.2	48.9	25.4	52.0	25.0	3.0	0.4	15.6	0.0	0.0	199.0
1947	0.0	9.1	38.6	13.0	63.6	11.7	38.1	6.4	7.2	1.6	0.0	13.6	202.9
1948	72.5	1.3	4.7	1.4	0.0	49.4	37.5	10.5	8.2	18.6	0.0	0.0	204.1
1949	12.8	5.4	8.3	0.0	7.2	17.6	3.4	0.0	7.6	82.6	0.0	7.6	152.5
1950	0.0	0.0	0.0	17.7	0.0	47.5	62.0	48.5	27.6	28.0	0.0	31.5	262.8
1951	0.0	7.2	59.1	7.2	115.0	0.0	24.0	53.2	23.5	18.4	0.0	0.0	307.6
1952	39.7	13.9	30.6	25.5	49.8	7.4	4.8	22.5	3.3	30.1	0.0	4.1	231.7
1953	26.5	1.7	72.7	20.5	21.1	0.0	52.5	65.4	60.3	0.0	6.2	4.2	331.1
1954	8.3	0.0	21.7	14.9	11.7	40.0	0.0	0.0	0.0	44.3	0.0	3.0	143.9
1955	11.6	36.7	43.5	50.6	40.1	31.7	53.0	45.9	19.7	8.0	0.0	1.3	342.1
1956	14.5	31.1	47.5	25.5	0.0	25.7	37.0	14.8	3.2	17.3	0.0	0.0	216.6
1957	13.3	46.8	42.8	27.2	0.0	11.3	17.8	22.7	18.0	19.0	1.2	0.0	220.1
1958	35.4	26.9	38.8	10.4	4.9	6.3	9.5	17.4	0.0	0.0	7.3	0.0	156.9
1959	0.0	1.3	18.8	28.3	71.5	25.7	22.6	0.0	58.7	13.4	0.0	1.1	241.4
1960	19.1	41.7	34.1	59.1	21.4	5.1	54.9	0.0	12.2	0.0	19.7	5.2	272.5
1961	43.6	5.4	13.0	55.8	36.1	2.6	4.3	0.0	50.0	5.8	0.0	0.0	216.6
1962	51.9	9.5	55.2	12.0	14.7	32.2	2.3	9.1	23.3	9.2	0.0	0.0	219.4
1963	4.1	4.8	0.0	64.5	27.0	30.4	5.9	3.7	0.0	0.0	0.0	0.0	140.4
1964	29.2	10.5	27.5	18.4	18.0	25.2	59.6	11.0	9.8	4.6	0.0	0.0	213.8
1965	23.0	19.2	29.0	62.3	4.8	8.1	26.7	3.3	42.6	20.5	0.0	20.9	260.4
1966	3.2	0.0	40.5	33.7	33.3	4.3	15.1	0.0	38.8	13.0	33.8	0.0	215.7
1967	54.7	9.2	58.7	20.9	31.6	10.2	40.6	40.7	27.8	2.1	6.4	22.1	325.0
1968	24.3	51.5	7.4	19.2	81.9	12.1	24.4	10.7	17.4	8.4	3.0	26.4	286.7
1969	6.1	61.8	49.0	17.6	0.4	14.2	17.3	9.6	40.2	5.2	0.3	17.8	239.5
1970	27.2	15.6	11.0	32.0	8.3	10.9	0.0	14.5	8.5	1.0	1.5	8.0	138.5
1971	25.2	36.0	85.0	55.5	0.0	47.5	0.0	0.0	120.0	20.0	0.0	23.0	412.2

1972	23.4	124.9	23.3	12.0	45.1	25.0	28.0	0.0	0.0	51.7	0.0	22.6	356.0
1973	10.0	63.5	5.8	4.0	24.9	20.6	21.0	31.5	44.8	0.0	30.5	0.0	256.6
1974	86.9	34.9	47.7	8.9	22.9	54.6	11.2	5.3	1.8	2.8	0.0	7.8	284.8
1975	11.5	72.0	20.8	0.0	20.0	41.0	12.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	178.3
1976	5.0	81.0	0.0	0.2	0.0	0.0	23.8	68.1	54.1	4.3	0.0	0.0	236.5
1977	1.0	3.3	18.8	46.6	1.7	0.5	4.0	14.9	5.4	3.0	0.0	27.0	126.2
1978	76.3	55.4	4.0	146.0	13.9	0.0	36.8	0.0	33.0	0.0	10.7	0.0	376.1
1979	32.5	66.1	29.5	28.0	40.4	0.0	23.0	36.2	53.5	0.0	8.0	14.5	331.7
1980	43.5	22.0	25.0	4.5	23.5	20.0	66.5	8.0	12.0	52.9	3.1	8.8	289.8
1981	40.0	52.5	15.8	12.5	35.3	32.1	53.6	59.3	18.9	12.6	6.3	0.0	338.9
1982	4.0	25.8	8.6	16.8	38.2	36.0	9.2	41.1	35.0	12.5	1.8	5.9	234.9
1983	36.5	38.0	21.8	24.6	36.8	57.8	76.7	29.3	14.0	0.0	0.0	0.0	335.5
1984	8.2	31.1	32.5	11.1	58.1	0.0	4.4	63.3	56.0	29.8	0.0	8.5	303.0
1985	53.5	76.7	34.0	71.5	99.9	3.9	1.2	11.1	0.0	22.7	0.0	14.7	389.2
1986	16.8	80.3	73.8	37.7	6.3	86.5	22.1	1.0	30.2	22.0	7.3	0.0	384.0
1987	41.0	38.7	57.3	0.0	0.0	0.0	0.0	17.8	16.6	116.1	16.5	0.0	304.0
1988	0.0	0.0	5.0	0.5	38.5	46.0	0.0	0.0	0.0	12.0	19.5	26.8	148.3
1989	3.4	38.9	21.4	4.7	3.3	45.3	22.2	26.2	36.8	0.0	0.0	15.4	217.6
1990	26.0	26.5	9.0	8.0	32.0	51.0	86.2	23.0	17.0	0.0	0.0	0.0	278.7
1991	55.4	4.0	146.0	13.9	0.0	17.5	38.5	30.2	0.0	10.5	0.0	0.0	316.0
1992	29.0	28.5	10.4	0.0	35.0	165.0	12.0	14.5	24.5	4.8	0.0	6.8	330.5
1993	39.2	5.4	116.6	15.5	4.30	21.9	25.1	38.5	9.5	16.8	4.2	11.6	308.6
1994	3.7	0.0	21.6	39.9	26.1	37.6	32.2	45.5	27.8	6.8	7.0	7.8	256.0
1995	83.2	76.6	19.9	66.0	39.4	5.7	19.3	26.5	40.5	0.4	9.7	10.2	397.4
1996	14.9	15.5	0.0	23.3	42.4	4.6	22.2	23.0	28.1	5.4	10.5	0.0	189.9
1997	67.0	4.4	106.3	22.0	76.4	20.8	50.8	46.3	24.3	13.9	2.1	32.3	466.6
1998	89.8	34.0	14.2	38.4	21.9	1.2	70.7	29.5	6.5	18.6	1.1	10.1	336.0
1999	21.2	1.1	10.6	5.4	2.4	21.3	76.9	40.6	1.3	10.4	6.9	1.6	199.7
2000	25.7	35.6	31.9	0.2	10.8	54.4	22.3	14.4	49.5	0.0	0.0	15.1	259.9
2001	57.2	3.5	23.1	15.2	0.0	61.9	9.9	14.6	0.0	0.0	0.0	0.0	185.4
2002	9.3	7.2	23.8	66.3	12.5	18.5	13.4	20.1	20.8	21.3	21.5	0.0	234.7
2003	0.0	0.0	11.2	0.0	0.6	0.3	1.2	0.0	0.3	3.0	0.0	0.0	16.6
2004	1.0	24.0	1.0	7.8	23.8	30.8	13.0	34.6	0.0	19.0	0.0	0.0	155.0
2005	16.0	11.5	11.7	0.8	13.0	11.9	38.4	21.0	33.2	0.0	0.0	11.5	169.0

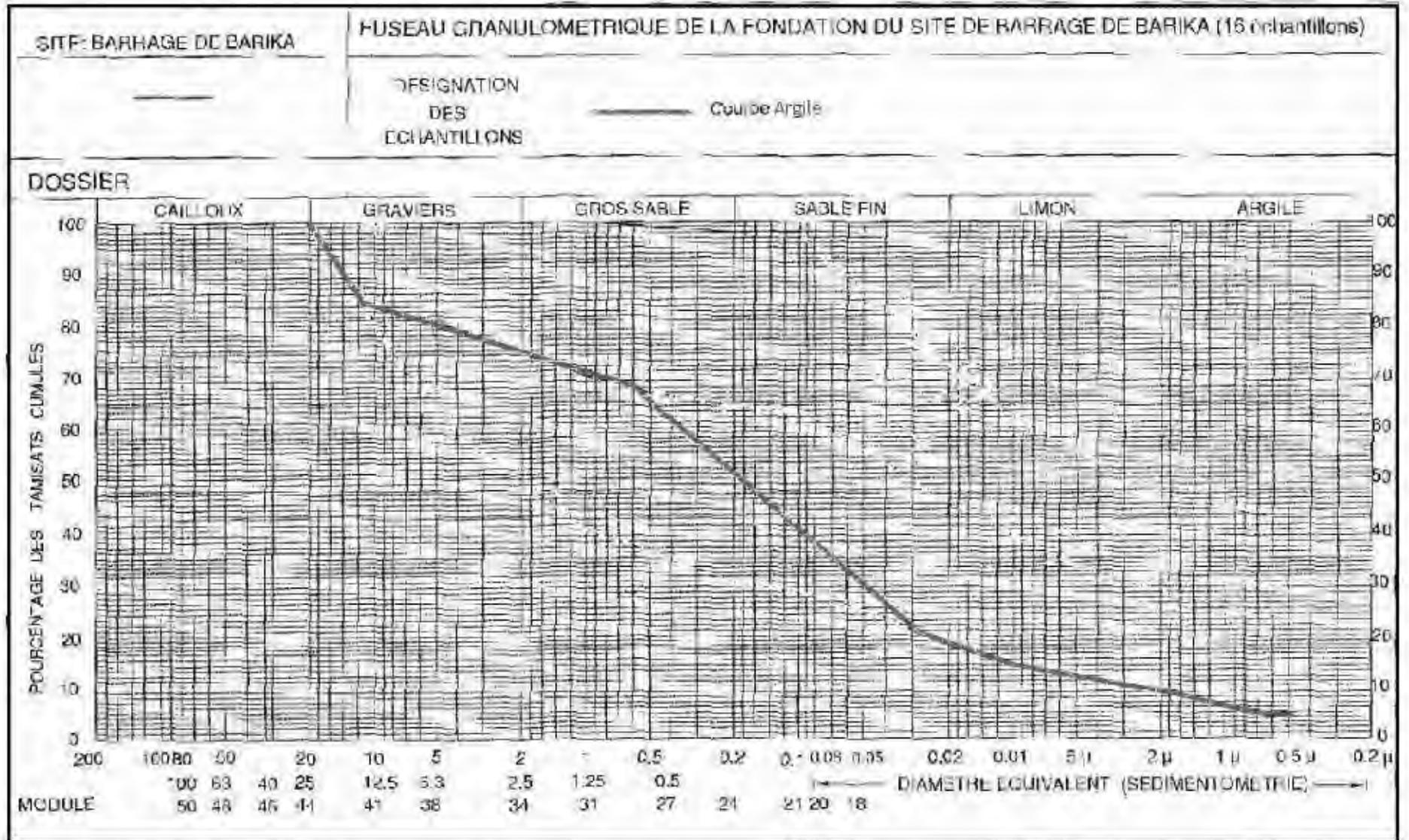
2006	0.0	0.0	8.0	23.5	0.0	36.9	11.9	19.6	1.6	10.8	0.0	39.2	151.5
2007	6.5	17.3	0.0	31.5	12.2	23.7	21.0	53.0	15.8	6.2	0.0	0.0	187.2
moy	26.1	27.1	30.6	25.4	25.4	26.0	26.5	21.7	22.0	14.4	4.0	8.0	257.1

ANNEXE B.2: Les précipitations maximales journalières de la station pluviométrique de La station de Ngaous.

Les années	Les précipitations maximales journalières (mm)	Les années	Les précipitations maximales journalières :	Les années	Les précipitations maximales journalières :	Les années	Les précipitations maximales journalières :
1946	16.8	1964	21.2	1982	48.8	2000	14.7
1947	40.4	1965	16.5	1983	14.5	2001	29.2
1948	71.2	1966	70	1984	28	2002	85.4
1949	30.5	1967	43.6	1985	58.6	2003	76.6
1950	33	1968	18.8	1986	45.5	2004	24.3
1951	31	1969	33.2	1987	38.5	2005	82.8
1952	29.7	1970	15.9	1988	31.5	2006	39.4
1953	35.6	1971	61.9	1989	39.4	2007	23.7
1954	21.2	1972	70.5	1990	28.1		
1955	48.5	1973	45.8	1991	34.4		
1956	24.2	1974	27.5	1992	26.7		
1957	58	1975	22.7	1993	19.2		
1958	37.2	1976	15.8	1994	48.7		
1959	37.7	1977	11.2	1995	40.4		
1960	10.2	1978	28.1	1996	30		
1961	24.3	1979	28.8	1997	36.7		
1962	15.9	1980	39.2	1998	46.8		
1963	17.2	1981	31.5	1999	31.2		

ANNEXE
C

ANNEXE C.1: Courbes granulométriques des matériaux de construction de la Zone d'emprunt(Argile).

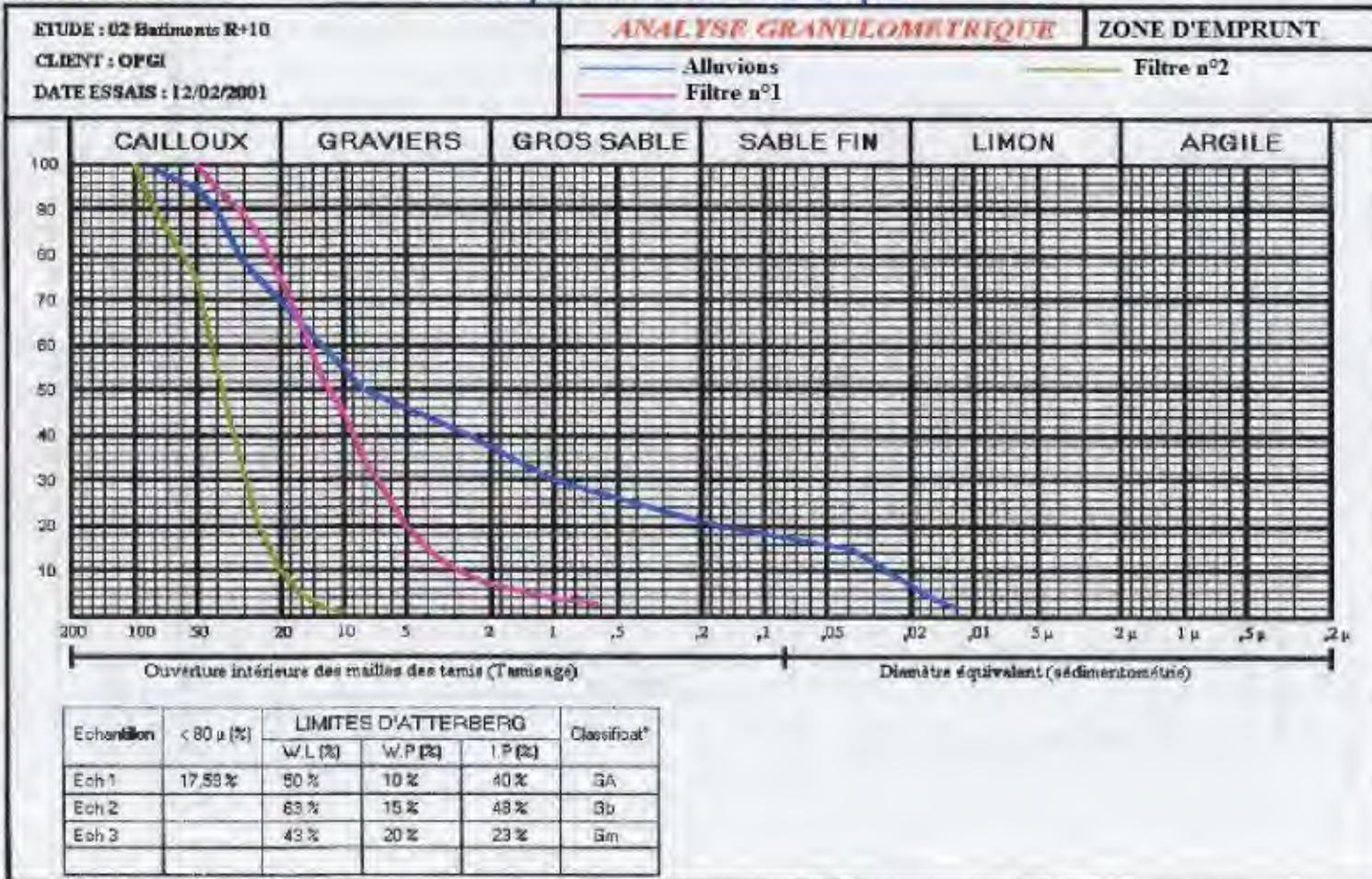


ANNEXE C.2: Courbes granulométriques des matériaux de construction de la Zone d'emprunt (Alluvions de recharge et Filtres).



HYDRO - TECHNIQUE

Département Technique



ANNEXE
D

▪ **Annexe D1: Etat de Fin de Construction**

• **Talus Aval :**

R = 93.9		Stabilité pour le cas de fin de construction talus Aval									Kss = 2.820					
r = 75.19											Kas = 1.775					
a = 0.18																
N°	b	h1	h2	h3	Gn	sin α	cos α	N	T	Ceq	tg \emptyset eq	N.tg \emptyset eq	dl	Ceq.dl	Gn.a.dn	
-4	9.38	6.21	0	1.64	124.79	-0.40	0.92	114.37	-49.92	0.81	0.73	83.41	10.23	8.32	17.99	
-3	9.38	9.34	0	5.14	236.34	-0.30	0.95	225.45	-70.90	1.03	0.75	169.02	9.83	10.15	34.06	
-2	9.38	12.48	0	7.56	328.38	-0.20	0.98	321.75	-65.68	1.07	0.75	242.22	9.57	10.20	47.33	
-1	9.38	15.61	0	8.99	402.26	-0.10	0.99	400.24	-40.23	1.05	0.75	300.65	9.43	9.88	57.98	
0	9.38	17.11	0	9.43	433.20	0.00	1.00	433.20	0.00	1.03	0.75	324.79	9.38	9.69	62.44	
1	9.38	21.87	0	8.99	497.97	0.10	0.99	495.48	49.80	0.94	0.74	367.04	9.43	8.83	71.77	
2	9.38	25	0	7.56	519.81	0.20	0.98	509.30	103.96	0.85	0.73	373.07	9.57	8.12	74.92	
3	9.38	28.13	0	5.14	523.62	0.30	0.95	499.51	157.09	0.73	0.72	360.46	9.83	7.20	75.47	
4	9.38	31.26	0	1.64	507.79	0.40	0.92	465.40	203.12	0.57	0.71	329.03	10.23	5.88	73.19	
5	9.38	31.3	0	0	478.56	0.50	0.87	414.44	239.28	0.50	0.70	290.11	10.83	5.42	68.98	
6	9.38	28.25	0	0	431.93	0.60	0.80	345.54	259.16	0.50	0.70	241.88	11.73	5.86	62.26	
7	9.38	23.35	0	0	357.01	0.70	0.71	254.95	249.91	0.50	0.70	178.47	13.13	6.57	51.46	
8	9.38	14.04	1.77	0	238.74	0.80	0.60	143.24	190.99	1.06	0.66	94.02	15.63	16.57	34.41	
9	5.96	1	1.71	0	24.49	0.90	0.44	10.68	22.04	3.65	0.45	4.85	13.67	49.98	3.53	
Total					5104.88			4633.56	1248.61			3358.99		162.67	735.79	

		R = 115.71		Stabilité pour le cas de fin de construction talus Aval								Kss = 2.595				
		r = 103										Kas = 1.618				
		a = 0.18														
N°	b	h1	h2	h3	Gn	sin α	cos α	N	T	Ceq	tg θ eq	N.tg θ eq	dl	Ceq.dl	Gn.a.dn	
-2	11.57	4.92	0	1.19	119.50	-0.20	0.98	117.08	-23.90	0.79	0.73	85.15	11.81	9.35	19.15	
-1	11.57	8.78	0	2.95	231.80	-0.10	0.99	230.64	-23.18	0.88	0.74	169.57	11.63	10.20	37.14	
0	11.57	12.64	0	3.52	317.39	0.00	1.00	317.39	0.00	0.83	0.73	231.85	11.57	9.57	50.85	
1	11.57	16.5	0	2.95	377.39	0.10	0.99	375.50	37.74	0.73	0.72	270.82	11.63	8.46	60.47	
2	11.57	20.37	0	1.19	410.87	0.20	0.98	402.57	82.17	0.58	0.71	284.91	11.81	6.88	65.83	
3	11.57	22.43	0	0	423.01	0.30	0.95	403.53	126.90	0.50	0.70	282.47	12.13	6.06	67.78	
4	11.57	21.96	0	0	414.15	0.40	0.92	379.57	165.66	0.50	0.70	265.70	12.62	6.31	66.36	
5	11.57	11.98	0	0	225.93	0.50	0.87	195.66	112.97	0.50	0.70	136.96	13.36	6.68	36.20	
6	11.57	16.2	0	0	305.52	0.60	0.80	244.41	183.31	0.50	0.70	171.09	14.46	7.23	48.95	
7	11.57	10.13	0	0	191.04	0.70	0.71	136.43	133.73	0.50	0.70	95.50	16.20	8.10	30.61	
8	6.56	0.79	0	0	8.45	0.80	0.60	5.07	6.76	0.50	0.70	3.55	10.93	5.47	1.35	
Total					3025.04			2807.85	802.16			1997.57		84.32	484.70	

R = 105.92		Stabilité pour le cas de fin de construction talus Aval										Kss = 2.428				
r = 95.59												Kas = 1.541				
a = 0.18																
N°	b	h1	h2	h3	Gn	sin α	cos α	N	T	Ceq	tg θ eq	N.tg θ eq	dl	Ceq.dl	Gn.a.dn	
-2	10.59	3.39	0	0	58.52	-0.20	0.98	57.33	-11.70	0.50	0.70	40.13	10.81	5.40	9.51	
-1	10.59	8.54	0	0	147.41	-0.10	0.99	146.68	-14.74	0.50	0.70	102.67	10.64	5.32	23.95	
0	10.59	12.59	0	0	217.32	0.00	1.00	217.32	0.00	0.50	0.70	152.13	10.59	5.30	35.30	
1	10.59	15.61	0	0	269.46	0.10	0.99	268.10	26.95	0.50	0.70	187.67	10.64	5.32	43.77	
2	10.59	17.54	0	0	302.77	0.20	0.98	296.65	60.55	0.50	0.70	207.66	10.81	5.40	49.18	
3	10.59	18.33	0	0	316.41	0.30	0.95	301.83	94.92	0.50	0.70	211.28	11.10	5.55	51.40	
4	10.59	17.91	0	0	309.16	0.40	0.92	283.35	123.66	0.50	0.70	198.34	11.55	5.78	50.22	
5	10.59	16.1	0	0	277.91	0.50	0.87	240.68	138.96	0.50	0.70	168.48	12.23	6.11	45.15	
6	10.59	12.64	0	0	218.19	0.60	0.80	174.55	130.91	0.50	0.70	122.19	13.24	6.62	35.44	
7	10.59	3.21	3.87	0	114.84	0.70	0.71	82.01	80.39	3.23	0.49	39.92	14.83	47.94	18.65	
Total					2231.98			2068.51	629.89			1430.48		98.75	362.58	

R = 91.65		Stabilité pour le cas de fin de construction talus Aval										Kss = 2.827			
r = 73.82												Kas = 1.773			
a = 0.18															
N°	b	h1	h2	h3	Gn	sin α	cos α	N	T	Ceq	tg θ eq	N.tg θ eq	dl	Ceq.dl	Gn.a.dn
-4	9.17	4.24	0	2.56	108.92	-0.40	0.92	99.82	-43.57	1.06	0.75	75.14	10.01	10.65	15.79
-3	9.17	7.3	0	5.99	215.67	-0.30	0.95	205.74	-64.70	1.18	0.76	157.00	9.61	11.31	31.27
-2	9.17	10.36	0	8.36	303.57	-0.20	0.98	297.44	-60.71	1.17	0.76	226.81	9.36	10.95	44.01
-1	9.17	13.42	0	9.75	374.04	-0.10	0.99	372.17	-37.40	1.13	0.76	282.44	9.22	10.43	54.23
0	9.17	16.48	0	10.2	427.78	0.00	1.00	427.78	0.00	1.07	0.75	322.35	9.17	9.84	62.02
1	9.17	19.54	0	9.75	465.52	0.10	0.99	463.18	46.55	1.00	0.75	345.81	9.22	9.21	67.49
2	9.17	22.6	0	8.36	486.53	0.20	0.98	476.70	97.31	0.91	0.74	351.71	9.36	8.47	70.54
3	9.17	25.66	0	5.99	490.10	0.30	0.95	467.53	147.03	0.78	0.73	339.66	9.61	7.54	71.06
4	9.17	28.72	0	2.56	474.82	0.40	0.92	435.18	189.93	0.62	0.71	309.61	10.01	6.23	68.84
5	9.17	29.71	0	0	444.08	0.50	0.87	384.58	222.04	0.50	0.70	269.21	10.59	5.29	64.38
6	9.17	26.72	0	0	399.39	0.60	0.80	319.51	239.63	0.50	0.70	223.66	11.46	5.73	57.90
7	9.17	21.91	0	0	327.49	0.70	0.71	233.88	229.24	0.50	0.70	163.71	12.84	6.42	47.48
8	9.17	14.51	0	0	216.88	0.80	0.60	130.13	173.51	0.50	0.70	91.09	15.28	7.64	31.44
9	5.97	2.53	0	0	24.62	0.90	0.44	10.73	22.16	0.50	0.70	7.51	13.70	6.85	3.57
Total					4759.42			4324.38	1161.01			3165.71		116.56	690.03

		R = 86.18		Stabilité pour le cas de fin de construction talus Aval								Kss = 2.937					
		r = 66.53										Kas = 1.839					
		a = 0.18															
N°	b	h1	h2	h3	Gn	sin α	cos α	N	T	Ceq	tg θ eq	N.tg θ eq	dl	Ceq.dl	Gn.a.dn		
-5	8.62	4.46	0	0	62.67	-0.50	0.87	54.27	-31.33	0.50	0.70	37.99	9.95	4.98	8.71		
-4	8.62	10.05	0	1.64	168.63	-0.40	0.92	154.56	-67.45	0.71	0.72	111.22	9.41	6.68	23.43		
-3	8.62	12.92	0	4.87	262.97	-0.30	0.95	250.86	-78.89	0.91	0.74	185.22	9.04	8.23	36.54		
-2	8.62	15.8	0	7.1	340.73	-0.20	0.98	333.85	-68.15	0.97	0.74	248.18	8.80	8.49	47.35		
-1	8.62	18.68	0	8.41	403.10	-0.10	0.99	401.08	-40.31	0.97	0.74	298.19	8.66	8.37	56.01		
0	8.62	19.55	0	8.82	422.18	0.00	1.00	422.18	0.00	0.97	0.74	313.90	8.62	8.33	58.67		
1	8.62	24.43	0	8.41	483.89	0.10	0.99	481.47	48.39	0.88	0.74	354.29	8.66	7.66	67.24		
2	8.62	27.31	0	7.1	502.45	0.20	0.98	492.30	100.49	0.81	0.73	358.83	8.80	7.12	69.82		
3	8.62	30.19	0	4.87	505.63	0.30	0.95	482.34	151.69	0.71	0.72	347.02	9.04	6.40	70.26		
4	8.62	33.06	0	1.64	491.94	0.40	0.92	450.87	196.78	0.57	0.71	318.59	9.41	5.37	68.36		
5	8.62	33.23	0	0	466.90	0.50	0.87	404.35	233.45	0.50	0.70	283.04	9.95	4.98	64.88		
6	8.62	30.42	0	0	427.42	0.60	0.80	341.94	256.45	0.50	0.70	239.35	10.78	5.39	59.39		
7	8.62	24.5	1.4	0	361.74	0.70	0.71	258.33	253.22	0.77	0.68	175.39	12.07	9.30	50.27		
8	8.62	10.14	8.81	0	252.59	0.80	0.60	151.55	202.07	2.82	0.52	78.61	14.37	40.58	35.10		
9	7.04	1	5.24	0	64.97	0.90	0.44	28.32	58.47	4.70	0.37	10.55	16.15	75.89	9.03		
Total					5217.82			4708.27	1214.87			3360.38		207.75	725.06		

• Talus Amont :

R = 98		Stabilité pour le cas de fin de construction talus Amont										Kss = 2.620			
r = 82.86												Kas = 1.642			
a = 0.18															
N°	b	h1	h2	h3	Gn	sin α	cos α	N	T	Ceq	tg θ eq	N.tg θ eq	dl	Ceq.dl	Gn.a.dn
-4	6.27	1.05	0	0	10.73	-0.4	0.92	9.84	-4.29	0.50	0.70	6.88	6.84	3.42	1.63
-3	9.8	7.86	0	0	125.56	-0.3	0.95	119.77	-37.67	0.50	0.70	83.84	10.27	5.14	19.11
-2	9.8	12.1	0	1.44	220.66	-0.2	0.98	216.20	-44.13	0.66	0.71	154.56	10.00	6.60	33.58
-1	9.8	16.81	0	2.93	324.23	-0.1	0.99	322.60	-32.42	0.72	0.72	232.53	9.85	7.12	49.34
0	9.8	18.38	0	3.42	358.62	0	1.00	358.62	0.00	0.74	0.72	258.91	9.80	7.21	54.58
1	9.8	21.52	0	2.93	399.47	0.1	0.99	397.46	39.95	0.68	0.72	284.89	9.85	6.70	60.80
2	9.8	24.66	0	1.44	421.30	0.2	0.98	412.78	84.26	0.58	0.71	292.14	10.00	5.83	64.12
3	9.8	26.71	0	0	426.67	0.3	0.95	407.01	128.00	0.50	0.70	284.91	10.27	5.14	64.94
4	9.8	26.18	0	0	418.20	0.4	0.92	383.29	167.28	0.50	0.70	268.30	10.69	5.35	63.65
5	9.8	24.38	0	0	389.45	0.5	0.87	337.27	194.72	0.50	0.70	236.09	11.32	5.66	59.27
6	9.8	21.05	0	0	336.25	0.6	0.80	269.00	201.75	0.50	0.70	188.30	12.25	6.13	51.17
7	9.8	15.78	0	0	252.07	0.7	0.71	180.01	176.45	0.50	0.70	126.01	13.72	6.86	38.36
8	9.8	7.73	0	0	123.48	0.8	0.60	74.09	98.78	0.50	0.70	51.86	16.33	8.17	18.79
Total					3806.67			3487.96	972.68			2469.23		79.30	579.34

R = 123.92		Stabilité pour le cas de fin de construction talus Amont										Kss = 2.536			
r = 113.58												Kas = 1.584			
a = 0.18															
N°	b	h1	h2	h3	Gn	sin α	cos α	N	T	Ceq	tg \emptyset eq	N.tg \emptyset eq	dl	Ceq.dl	Gn.a.dn
-2	9.26	1.65	0	0	24.90	-0.20	0.98	24.40	-4.98	0.50	0.70	17.08	9.45	4.73	4.11
-1	12.39	7.5	0	0	151.47	-0.10	0.99	150.71	-15.15	0.50	0.70	105.50	12.45	6.23	24.99
0	12.39	12.07	0	0	243.76	0.00	1.00	243.76	0.00	0.50	0.70	170.63	12.39	6.20	40.22
1	12.39	15.45	0	0	312.02	0.10	0.99	310.46	31.20	0.50	0.70	217.32	12.45	6.23	51.48
2	12.39	17.54	0	0	354.23	0.20	0.98	347.08	70.85	0.50	0.70	242.95	12.65	6.32	58.44
3	12.39	18.3	0	0	369.58	0.30	0.95	352.56	110.87	0.50	0.70	246.79	12.99	6.49	60.97
4	12.39	17.64	0	0	356.25	0.40	0.92	326.51	142.50	0.50	0.70	228.56	13.52	6.76	58.77
5	12.39	15.36	0	0	310.21	0.50	0.87	268.65	155.10	0.50	0.70	188.05	14.31	7.15	51.18
6	12.39	11.15	0	0	225.18	0.60	0.80	180.15	135.11	0.50	0.70	126.10	15.49	7.74	37.15
7	9.36	1	2.21	0	45.25	0.70	0.71	32.32	31.68	3.94	0.43	13.94	13.11	51.67	7.47
Total					2392.86			2236.58	657.18			1556.93		109.52	394.78

R = 88.22		Stabilité pour le cas de fin de construction talus Amont										Kss = 2.900				
r = 71.42												Kas = 1.796				
a = 0.18																
N°	b	h1	h2	h3	Gn	sin α	cos α	N	T	Ceq	tg θ eq	N.tg θ eq	dl	Ceq.dl	Gn.a.dn	
-4	8.82	5.28	0	1.35	99.01	-0.40	0.92	90.74	-39.60	0.81	0.73	66.11	9.62	7.75	14.43	
-3	8.82	8.11	0	4.65	196.16	-0.30	0.95	187.12	-58.85	1.05	0.75	140.53	9.25	9.68	28.58	
-2	8.82	10.94	0	6.93	275.86	-0.20	0.98	270.28	-55.17	1.08	0.75	203.87	9.00	9.74	40.20	
-1	8.82	13.77	0	8.27	339.47	-0.10	0.99	337.77	-33.95	1.06	0.75	254.18	8.86	9.42	49.47	
0	8.82	16.59	0	8.71	387.54	0.00	1.00	387.54	0.00	1.02	0.75	289.96	8.82	8.96	56.47	
1	8.82	19.42	0	8.27	420.70	0.10	0.99	418.59	42.07	0.95	0.74	310.52	8.86	8.40	61.31	
2	8.82	22.25	0	6.93	438.46	0.20	0.98	429.60	87.69	0.86	0.73	315.00	9.00	7.71	63.89	
3	8.82	25.08	0	4.65	440.13	0.30	0.95	419.86	132.04	0.73	0.72	303.09	9.25	6.79	64.14	
4	8.82	27.91	0	1.35	424.35	0.40	0.92	388.92	169.74	0.57	0.71	274.76	9.62	5.48	61.84	
5	8.82	27.63	0	0	397.23	0.50	0.87	344.01	198.61	0.50	0.70	240.81	10.18	5.09	57.88	
6	8.82	24.64	0	0	354.24	0.60	0.80	283.39	212.54	0.50	0.70	198.37	11.03	5.51	51.62	
7	8.82	19.89	0	0	285.95	0.70	0.71	204.21	200.17	0.50	0.70	142.95	12.35	6.18	41.67	
8	8.82	12.65	0	0	181.86	0.80	0.60	109.12	145.49	0.50	0.70	76.38	14.70	7.35	26.50	
9	4.98	0.96	0	0	7.79	0.90	0.44	3.40	7.01	0.50	0.70	2.38	11.42	5.71	1.14	
Total					4248.75			3874.56	1007.80			2818.91		103.77	619.14	

R = 89.63		Stabilité pour le cas de fin de construction talus Amont										Kss = 2.963			
r = 70.63												Kas = 1.833			
a = 0.18															
N°	b	h1	h2	h3	Gn	sin α	cos α	N	T	Ceq	tg θ_{eq}	N.tg θ_{eq}	dl	Ceq.dl	Gn.a.dn
-5	7.55	2.83	0	0	34.83	-0.50	0.87	30.16	-17.41	0.50	0.70	21.11	8.72	4.36	4.94
-4	8.96	10.23	0	0	149.41	-0.40	0.92	136.93	-59.76	0.50	0.70	95.85	9.78	4.89	21.19
-3	8.96	13.1	0	3.36	249.73	-0.30	0.95	238.23	-74.92	0.81	0.73	173.57	9.39	7.57	35.42
-2	8.96	15.98	0	5.67	331.94	-0.20	0.98	325.24	-66.39	0.89	0.74	239.59	9.14	8.16	47.08
-1	8.96	18.85	0	7.03	397.50	-0.10	0.99	395.51	-39.75	0.91	0.74	291.90	9.01	8.17	56.38
0	8.96	21.72	0	7.47	447.06	0.00	1.00	447.06	0.00	0.88	0.74	328.96	8.96	7.92	63.41
1	8.96	24.6	0	7.03	481.48	0.10	0.99	479.06	48.15	0.83	0.73	350.25	9.01	7.50	68.29
2	8.96	27.47	0	5.67	499.75	0.20	0.98	489.66	99.95	0.76	0.72	354.49	9.14	6.92	70.89
3	8.96	30.34	0	3.36	501.51	0.30	0.95	478.41	150.45	0.65	0.71	341.57	9.39	6.10	71.14
4	8.96	33.22	0	0	485.17	0.40	0.92	444.67	194.07	0.50	0.70	311.27	9.78	4.89	68.82
5	8.96	31.57	0	0	461.07	0.50	0.87	399.30	230.54	0.50	0.70	279.51	10.35	5.17	65.40
6	8.96	28.52	0	0	416.53	0.60	0.80	333.22	249.92	0.50	0.70	233.26	11.20	5.60	59.08
7	8.96	23.7	0	0	346.13	0.70	0.71	247.19	242.29	0.50	0.70	173.03	12.55	6.27	49.10
8	8.96	9.77	6.58	0	228.18	0.80	0.60	136.91	182.54	2.51	0.54	74.35	14.93	37.52	32.37
9	5.84	1	1.93	0	25.86	0.90	0.44	11.27	23.28	3.79	0.44	5.00	13.40	50.83	3.67
Total					5056.16			4592.82	1162.95			3273.69		171.88	717.18

R = 115.71		Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus Aval													Kss = 2.503				
r = 103.00															Kas = 1.553				
a = 0.18																			
N°	b	h1	h2	h3	h4	Gn	sin α	cos α	N	T	Ceq	tg \emptyset eq	N.tg \emptyset eq	dl	Ceq.dl	Gn.a.dn	U	U.dl	U.dl.tg \emptyset eq
-2	11.57	4.92	0	1.19	0	123.08	-0.20	0.98	120.59	-24.62	0.79	0.73	87.70	11.81	9.35	19.72	1.19	14.05	10.22
-1	11.57	8.78	0	2.95	0	240.67	-0.10	0.99	239.47	-24.07	0.88	0.74	176.06	11.63	10.20	38.56	2.95	34.30	25.22
0	11.57	12.64	0	3.52	0	327.98	0.00	1.00	327.98	0.00	0.83	0.73	239.59	11.57	9.57	52.55	3.52	40.73	29.75
1	11.57	16.5	0	2.95	0	386.26	0.10	0.99	384.33	38.63	0.73	0.72	277.19	11.63	8.46	61.89	2.95	34.30	24.74
2	11.57	20.37	0	1.19	0	414.45	0.20	0.98	406.08	82.89	0.58	0.71	287.39	11.81	6.88	66.41	1.19	14.05	9.95
3	11.57	22.43	0	0	0	423.01	0.30	0.95	403.53	126.90	0.50	0.70	282.47	12.13	6.06	67.78	0.00	0.00	0.00
4	11.57	21.96	0	0	0	414.15	0.40	0.92	379.57	165.66	0.50	0.70	265.70	12.62	6.31	66.36	0.00	0.00	0.00
5	11.57	11.98	0	0	0	225.93	0.50	0.87	195.66	112.97	0.50	0.70	136.96	13.36	6.68	36.20	0.00	0.00	0.00
6	11.57	16.2	0	0	0	305.52	0.60	0.80	244.41	183.31	0.50	0.70	171.09	14.46	7.23	48.95	0.00	0.00	0.00
7	11.57	10.13	0	0	0	191.04	0.70	0.71	136.43	133.73	0.50	0.70	95.50	16.20	8.10	30.61	0.00	0.00	0.00
8	6.56	0.79	0	0	0	8.45	0.80	0.60	5.07	6.76	0.50	0.70	3.55	10.93	5.47	1.35	0.00	0.00	0.00
Total						3060.54			2843.11	802.16			2023.20		84.32	490.38			99.88

		Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus Aval													Kss = 2.428				
															Kas = 1.541				
R = 105.92																			
r = 95.59																			
a = 0.18																			
N°	b	h1	h2	h3	h4	Gn	sin α	cos α	N	T	Ceq	tg θ eq	N.tg θ eq	dl	Ceq.dl	Gn.a.dn	U	U.dl	U.dl.tg θ eq
-2	10.59	3.39	0	0	0	58.52	-0.20	0.98	57.33	-11.70	0.50	0.70	40.13	10.81	5.40	9.51	0.00	0.00	0.00
-1	10.59	8.54	0	0	0	147.41	-0.10	0.99	146.68	-14.74	0.50	0.70	102.67	10.64	5.32	23.95	0.00	0.00	0.00
0	10.59	12.59	0	0	0	217.32	0.00	1.00	217.32	0.00	0.50	0.70	152.13	10.59	5.30	35.30	0.00	0.00	0.00
1	10.59	15.61	0	0	0	269.46	0.10	0.99	268.10	26.95	0.50	0.70	187.67	10.64	5.32	43.77	0.00	0.00	0.00
2	10.59	17.54	0	0	0	302.77	0.20	0.98	296.65	60.55	0.50	0.70	207.66	10.81	5.40	49.18	0.00	0.00	0.00
3	10.59	18.33	0	0	0	316.41	0.30	0.95	301.83	94.92	0.50	0.70	211.28	11.10	5.55	51.40	0.00	0.00	0.00
4	10.59	17.91	0	0	0	309.16	0.40	0.92	283.35	123.66	0.50	0.70	198.34	11.55	5.78	50.22	0.00	0.00	0.00
5	10.59	16.1	0	0	0	277.91	0.50	0.87	240.68	138.96	0.50	0.70	168.48	12.23	6.11	45.15	0.00	0.00	0.00
6	10.59	12.64	0	0	0	218.19	0.60	0.80	174.55	130.91	0.50	0.70	122.19	13.24	6.62	35.44	0.00	0.00	0.00
7	10.59	3.21	3.87	0	0	114.84	0.70	0.71	82.01	80.39	3.23	0.49	39.92	14.83	47.94	18.65	0.00	0.00	0.00
Total						2231.98			2068.51	629.89			1430.48		98.75	362.58			0.00

R = 91.65 r = 73.82 a = 0.18		Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus Aval													Kss = 2.538 Kas = 1.573				
N°	b	h1	h2	h3	h4	Gn	sin α	cos α	N	T	Ceq	tg θ eq	N.tg θ eq	dl	Ceq.dl	Gn.a.dn	U	U.dl	U.dl.tg θ eq
-4	9.17	4.24	0	2.56	0	115.02	-0.40	0.92	105.42	-46.01	1.06	0.75	79.35	10.01	10.65	16.68	2.56	25.61	19.28
-3	9.17	7.3	0	5.99	0	229.96	-0.30	0.95	219.36	-68.99	1.18	0.76	167.40	9.61	11.31	33.34	5.99	57.58	43.94
-2	9.17	10.36	0	8.36	0	323.51	-0.20	0.98	316.97	-64.70	1.17	0.76	241.70	9.36	10.95	46.90	8.36	78.24	59.66
-1	9.17	13.42	0	9.75	0	397.29	-0.10	0.99	395.30	-39.73	1.13	0.76	299.99	9.22	10.43	57.60	9.75	89.86	68.19
0	9.17	16.48	0	10.2	0	452.10	0.00	1.00	452.10	0.00	1.07	0.75	340.67	9.17	9.84	65.55	10.20	93.53	70.48
1	9.17	19.54	0	9.75	0	488.76	0.10	0.99	486.31	48.88	1.00	0.75	363.08	9.22	9.21	70.86	9.75	89.86	67.09
2	9.17	22.6	0	8.36	0	506.46	0.20	0.98	496.23	101.29	0.91	0.74	366.12	9.36	8.47	73.43	8.36	78.24	57.73
3	9.17	25.66	0	5.99	0	504.38	0.30	0.95	481.15	151.32	0.78	0.73	349.56	9.61	7.54	73.13	5.99	57.58	41.83
4	9.17	28.72	0	2.56	0	480.93	0.40	0.92	440.78	192.37	0.62	0.71	313.59	10.01	6.23	69.73	2.56	25.61	18.22
5	9.17	29.71	0	0	0	444.08	0.50	0.87	384.58	222.04	0.50	0.70	269.21	10.59	5.29	64.38	0.00	0.00	0.00
6	9.17	26.72	0	0	0	399.39	0.60	0.80	319.51	239.63	0.50	0.70	223.66	11.46	5.73	57.90	0.00	0.00	0.00
7	9.17	21.91	0	0	0	327.49	0.70	0.71	233.88	229.24	0.50	0.70	163.71	12.84	6.42	47.48	0.00	0.00	0.00
8	9.17	14.51	0	0	0	216.88	0.80	0.60	130.13	173.51	0.50	0.70	91.09	15.28	7.64	31.44	0.00	0.00	0.00
9	5.97	2.53	0	0	0	24.62	0.90	0.44	10.73	22.16	0.50	0.70	7.51	13.70	6.85	3.57	0.00	0.00	0.00
Total						4910.86			4472.45	1161.01			3276.64		116.56	711.99			446.43

		Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus Aval													Kss = 2.687								
		R = 86.18															Kas = 1.676						
		r = 66.53																					
		a = 0.18																					
N°	b	h1	h2	h3	h4	Gn	sin α	cos α	N	T	Ceq	tg \emptyset eq	N.tg \emptyset eq	dl	Ceq.dl	Gn.a.dn	U	U.dl	U.dl.tg \emptyset eq				
-5	8.62	4.46	0	0	0	62.67	-0.50	0.87	54.27	-31.33	0.50	0.70	37.99	9.95	4.98	8.71	0.00	0.00	0.00				
-4	8.62	10.05	0	1.64	0	172.31	-0.40	0.92	157.92	-68.92	0.71	0.72	113.65	9.41	6.68	23.94	1.64	15.42	11.10				
-3	8.62	12.92	0	4.87	0	273.89	-0.30	0.95	261.27	-82.17	0.91	0.74	192.90	9.04	8.23	38.06	4.87	44.01	32.49				
-2	8.62	15.8	0	7.1	0	356.64	-0.20	0.98	349.44	-71.33	0.97	0.74	259.77	8.80	8.49	49.56	7.10	62.46	46.44				
-1	8.62	18.68	0	8.41	0	421.95	-0.10	0.99	419.84	-42.20	0.97	0.74	312.13	8.66	8.37	58.63	8.41	72.86	54.17				
0	8.62	19.55	0	8.82	0	441.95	0.00	1.00	441.95	0.00	0.97	0.74	328.60	8.62	8.33	61.41	8.82	76.03	56.53				
1	8.62	24.43	0	8.41	0	502.74	0.10	0.99	500.22	50.27	0.88	0.74	368.09	8.66	7.66	69.86	8.41	72.86	53.61				
2	8.62	27.31	0	7.1	0	518.37	0.20	0.98	507.89	103.67	0.81	0.73	370.20	8.80	7.12	72.03	7.10	62.46	45.53				
3	8.62	30.19	0	4.87	0	516.54	0.30	0.95	492.75	154.96	0.71	0.72	354.51	9.04	6.40	71.78	4.87	44.01	31.66				
4	8.62	33.06	0	1.64	0	495.61	0.40	0.92	454.24	198.25	0.57	0.71	320.97	9.41	5.37	68.87	1.64	15.42	10.90				
5	8.62	33.23	0	0	0	466.90	0.50	0.87	404.35	233.45	0.50	0.70	283.04	9.95	4.98	64.88	0.00	0.00	0.00				
6	8.62	30.42	0	0	0	427.42	0.60	0.80	341.94	256.45	0.50	0.70	239.35	10.78	5.39	59.39	0.00	0.00	0.00				
7	8.62	24.5	0	0	1.4	367.29	0.70	0.71	262.30	257.10	0.77	0.68	178.08	12.07	9.30	51.04	0.00	0.00	0.00				
8	8.62	10.14	3.44	0	5.36	273.72	0.80	0.60	164.23	218.97	2.82	0.52	85.20	14.37	40.56	38.04	0.00	0.00	0.00				
9	7.04	1	5.24	0	0	64.97	0.90	0.44	28.32	58.47	4.70	0.37	10.55	16.15	75.89	9.03	0.00	0.00	0.00				
Total						5362.97			4840.93	1235.66			3455.05		207.73	745.23			342.43				

▪ **Annexe D3: Etat de Vidange Rapide**

• **Talus Amont :**

R = 98.00 r = 82.86 a = 0.18		Stabilité pour le cas de vidange rapide talus Amont											Kss = 3.291 Kas = 1.896					
N°	b	h1	h2	h3	h4	h5	h6	Gn	sin α	cos α	N	T	Ceq	tg θ eq	N.tg θ eq	dl	Ceq.dl	Gn.a.dn
-4	6.27	1.05	0	0	0	0	0	13.63	-0.40	0.92	12.49	-5.45	0.50	0.70	8.74	6.84	3.42	2.07
-3	9.8	7.86	0	0	0	0	0	159.45	-0.30	0.95	152.10	-47.83	0.50	0.70	106.47	10.27	5.14	24.27
-2	9.8	12.1	0	0	0	0	1.44	276.51	-0.20	0.98	270.92	-55.30	0.66	0.71	193.68	10.00	6.60	42.08
-1	9.8	16.81	0	0	0	0	2.93	404.18	-0.10	0.99	402.15	-40.42	0.72	0.72	289.86	9.85	7.12	61.51
0	9.8	18.38	0	0	0	0	3.42	446.59	0.00	1.00	446.59	0.00	0.74	0.72	322.42	9.80	7.21	67.97
1	9.8	20.9	0.62	0	0	0	2.93	493.65	0.10	0.99	491.18	49.36	0.68	0.72	352.06	9.85	6.70	75.13
2	9.8	20.9	3.76	0	0	0	1.44	494.45	0.20	0.98	484.46	98.89	0.58	0.71	342.86	10.00	5.83	75.25
3	9.8	19.81	6.9	0	0	0	0	474.22	0.30	0.95	452.38	142.27	0.50	0.70	316.66	10.27	5.14	72.17
4	9.8	16.14	10.04	0	0	0	0	432.70	0.40	0.92	396.57	173.08	0.50	0.70	277.60	10.69	5.35	65.85
5	9.8	11.19	13.19	0	0	0	0	365.31	0.50	0.87	316.37	182.66	0.50	0.70	221.46	11.32	5.66	55.60
6	9.8	4.72	16.33	0	0	0	0	266.99	0.60	0.80	213.59	160.19	0.50	0.70	149.51	12.25	6.13	40.63
7	9.8	0	15.78	0	0	0	0	165.47	0.70	0.71	118.17	115.83	0.50	0.70	82.72	13.72	6.86	25.18
8	9.8	0	6.12	1.61	0	0	0	89.89	0.80	0.60	53.94	71.91	0.50	0.70	37.75	16.33	8.17	13.68
Total								4083.03			3810.90	845.18			2701.81		79.30	621.40

		Stabilité pour le cas de vidange rapide talus Amont											Kss = 3.082					
													Kas = 1.793					
R = 123.92																		
r = 113.58																		
a = 0.18																		
N°	b	h1	h2	h3	h4	h5	h6	Gn	sin α	cos α	N	T	Ceq	tg θ eq	N.tg θ eq	dl	Ceq.dl	Gn.a.dn
-2	9.26	1.65	0	0	0	0	0	31.63	-0.20	0.98	30.99	-6.33	0.50	0.70	21.69	9.45	4.73	5.22
-1	12.39	7.5	0	0	0	0	0	192.35	-0.10	0.99	191.39	-19.24	0.50	0.70	133.97	12.45	6.23	31.73
0	12.39	12.07	0	0	0	0	0	309.56	0.00	1.00	309.56	0.00	0.50	0.70	216.69	12.39	6.20	51.07
1	12.39	12.88	2.57	0	0	0	0	364.41	0.10	0.99	362.58	36.44	0.50	0.70	253.81	12.45	6.23	60.12
2	12.39	10.02	6.51	0	0	0	0	343.29	0.20	0.98	336.36	68.66	0.50	0.70	235.45	12.65	6.32	56.64
3	12.39	7.82	10.48	0	0	0	0	339.50	0.30	0.95	323.86	101.85	0.50	0.70	226.70	12.99	6.49	56.01
4	12.39	3.18	14.46	0	0	0	0	273.26	0.40	0.92	250.45	109.30	0.50	0.70	175.31	13.52	6.76	45.08
5	12.39	0	15.36	0	0	0	0	203.63	0.50	0.87	176.35	101.82	0.50	0.70	123.45	14.31	7.15	33.60
6	12.39	0	9.75	1.4	0	0	0	157.53	0.60	0.80	126.03	94.52	0.50	0.70	88.22	15.49	7.74	25.99
7	9.36	0	0	1	0	2.21	0	45.25	0.70	0.71	32.32	31.68	3.94	0.43	13.94	13.11	51.67	7.47
Total								2260.42			2139.88	518.70			1489.24		109.52	372.93

		R = 88.22		Stabilité pour le cas de vidange rapide talus Amont										Kss = 3.493					
		r = 71.42												Kas = 2.020					
		a = 0.18																	
N°	b	h1	h2	h3	h4	h5	h6	Gn	sin α	cos α	N	T	Ceq	tg \emptyset eq	N.tg \emptyset eq	dl	Ceq.dl	Gn.a.dn	
-4	8.82	5.28	0	0	0	0	1.35	122.59	-0.40	0.92	112.36	-49.04	0.81	0.73	81.85	9.62	7.75	17.86	
-3	8.82	8.11	0	0	0	0	4.65	238.30	-0.30	0.95	227.32	-71.49	1.05	0.75	170.72	9.25	9.68	34.73	
-2	8.82	10.94	0	0	0	0	6.93	334.21	-0.20	0.98	327.45	-66.84	1.08	0.75	247.00	9.00	9.74	48.70	
-1	8.82	13.77	0	0	0	0	8.27	411.88	-0.10	0.99	409.81	-41.19	1.06	0.75	308.40	8.86	9.42	60.02	
0	8.82	16.59	0	0	0	0	8.71	471.90	0.00	1.00	471.90	0.00	1.02	0.75	353.07	8.82	8.96	68.77	
1	8.82	19.42	0	0	0	0	8.27	515.03	0.10	0.99	512.45	51.50	0.95	0.74	380.14	8.86	8.40	75.05	
2	8.82	20.9	1.35	0	0	0	6.93	528.79	0.20	0.98	518.11	105.76	0.86	0.73	379.90	9.00	7.71	77.06	
3	8.82	20.9	4.18	0	0	0	4.65	511.26	0.30	0.95	487.71	153.38	0.73	0.72	352.07	9.25	6.79	74.50	
4	8.82	20.9	7.01	0	0	0	1.35	473.93	0.40	0.92	434.37	189.57	0.57	0.71	306.86	9.62	5.48	69.06	
5	8.82	17.8	9.83	0	0	0	0	417.75	0.50	0.87	361.78	208.88	0.50	0.70	253.25	10.18	5.09	60.88	
6	8.82	11.98	12.66	0	0	0	0	338.20	0.60	0.80	270.56	202.92	0.50	0.70	189.39	11.03	5.51	49.28	
7	8.82	4.4	15.45	0	0	0	0	226.14	0.70	0.71	161.50	158.30	0.50	0.70	113.05	12.35	6.18	32.95	
8	8.82	0	12.65	0	0	0	0	119.38	0.80	0.60	71.63	95.51	0.50	0.70	50.14	14.70	7.35	17.40	
9	4.98	0	0.86	0.14	0	0	0	5.72	0.90	0.44	2.49	5.15	0.50	0.70	1.75	11.42	5.71	0.83	
Total								4715.07			4369.43	942.40			3187.59		103.77	687.09	



LES PHOTOS



Photo N°01 : La cuvette de barrage (vue depuis la rive droite)



Photo N°02 : Vue typique de lie d l'oued au site de barrage

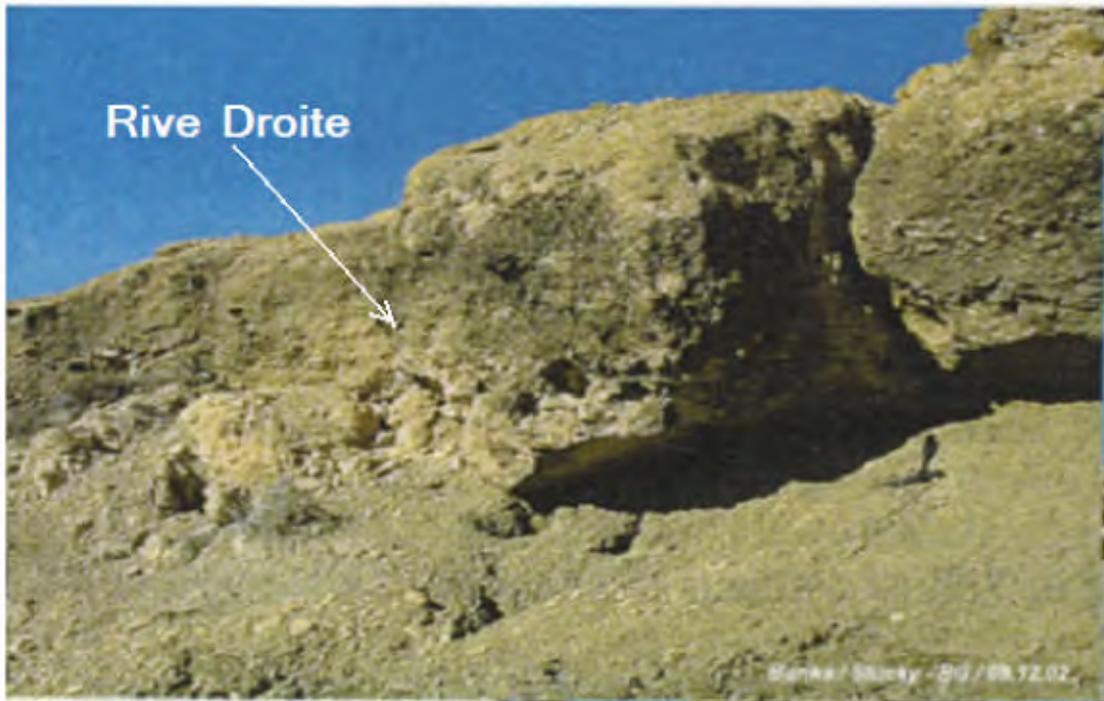


Photo N°03 : La partie supérieure de la rive droite



Photo N°04 : La partie supérieure de la rive gauche

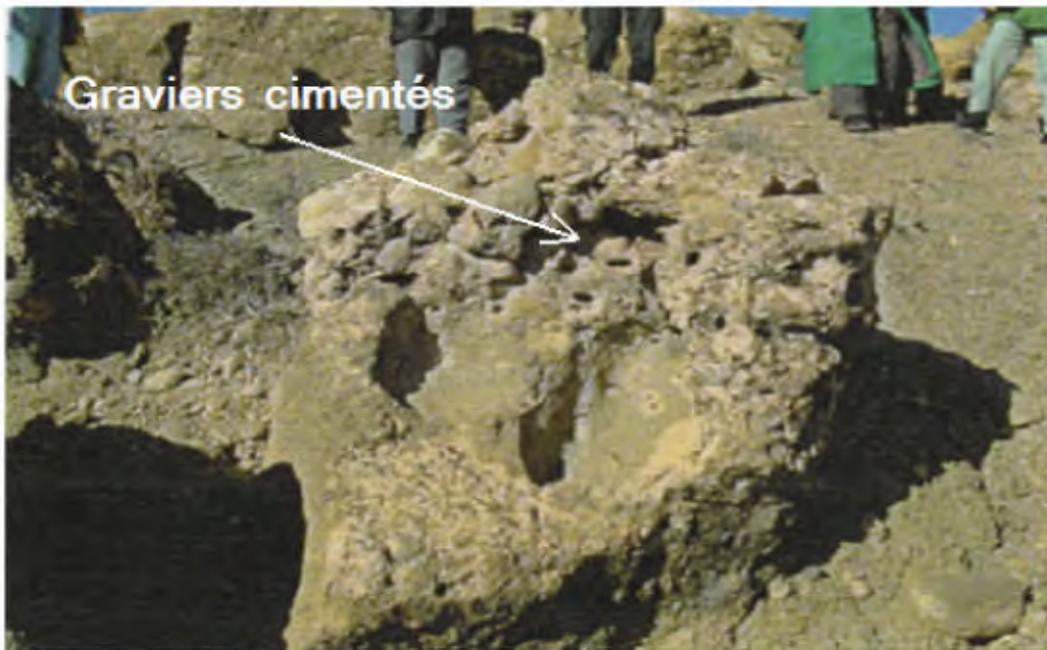


Photo N°05 : Graviers cimentés observés en partie supérieure de la rive droite 300 mètres enivrent à l'amont de site de barrage



**Photo N°06 : Vue générale du site de barrage depuis la rive droite
(En direction de sud)**



Photo N°07 : Vue de site depuis la rive droite

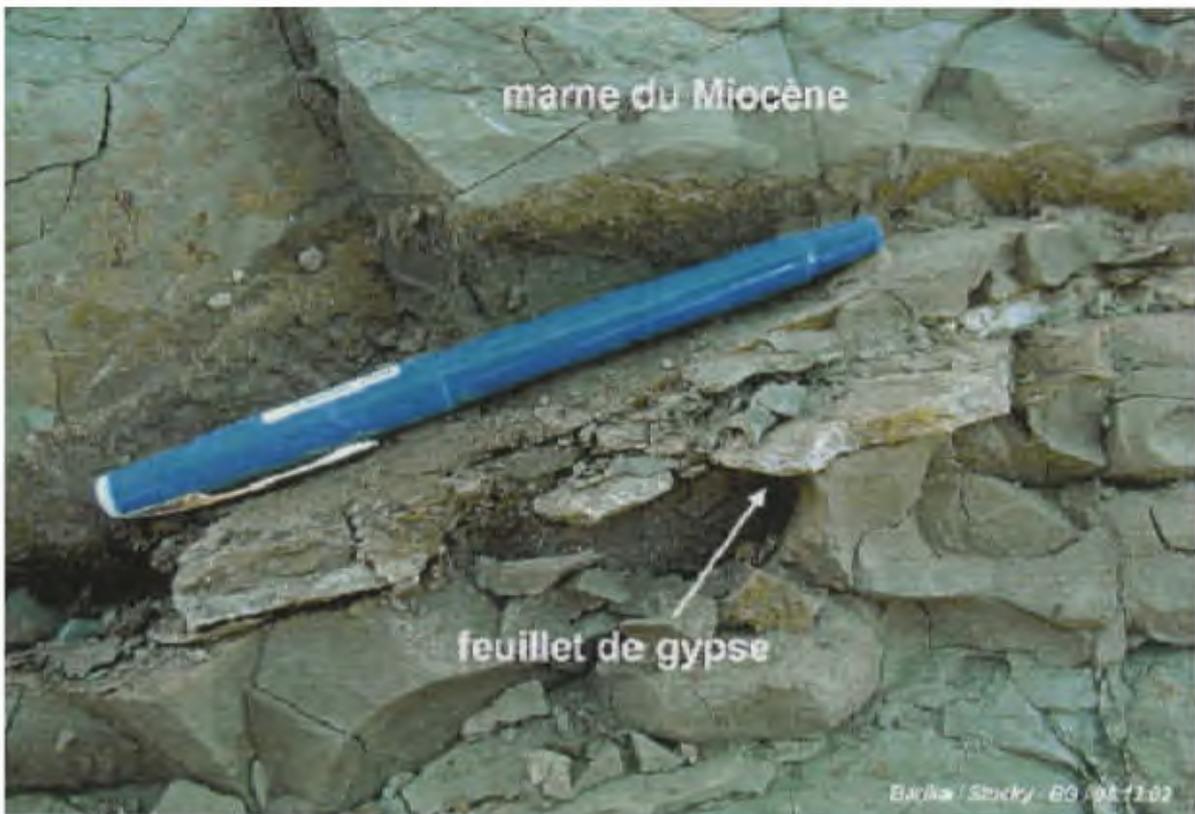


Photo N°08 : Filon nets de gypse

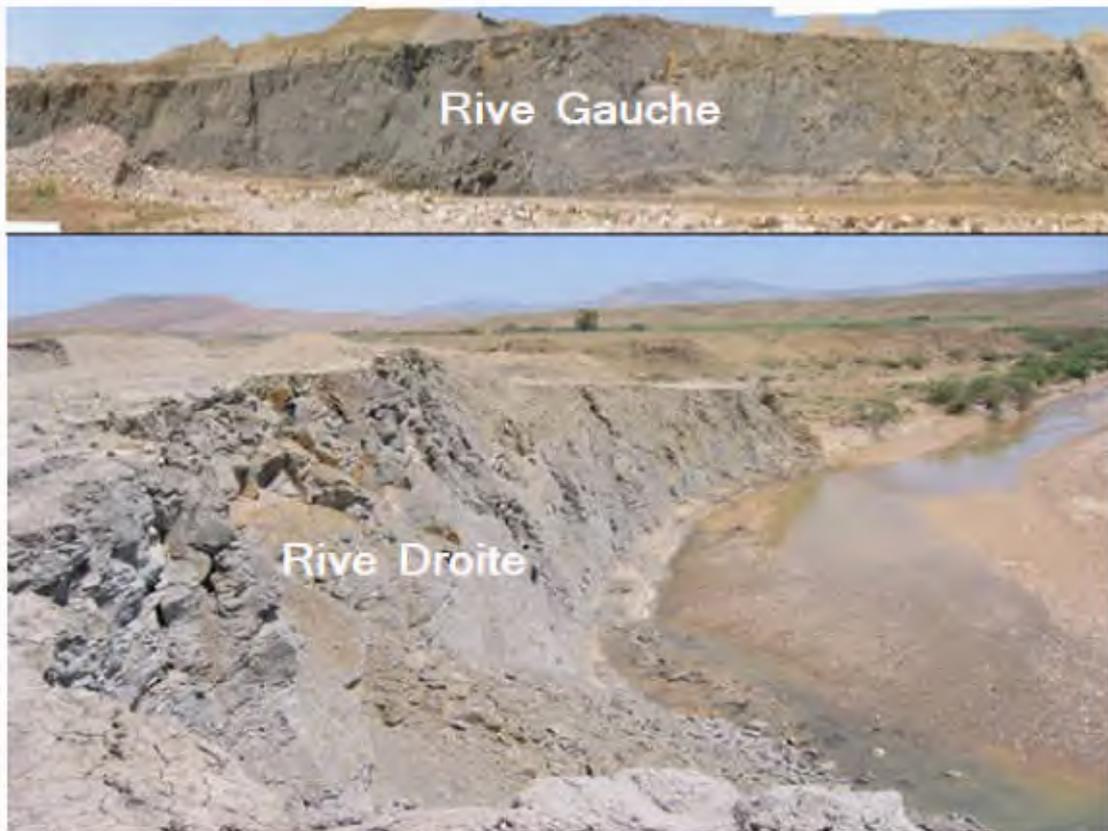


Photo N°09 : La vallée actuelle



Photo N°10 : Le site de la carrière