

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT : Aménagement et Génie Hydraulique

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Hydraulique

THEME DU PROJET :

**ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE SUR
L'OUED KHERMAM (W.M'SILA)**

PRESENTE PAR :

AISSI ILYAS

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
D.DJOUDAR	Maître de conférences (B)	Examinatrice
A.ADDOU	Maître Assistante (A)	Examinatrice
I.ZAIBAK	Maître Assistant (B)	Examineur
S.TOUMI	Maître de conférences (B)	Promoteur

Session : Juin ; 2016

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT : Aménagement et Génie Hydraulique

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Hydraulique

THEME DU PROJET :

**ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE SUR
L'OUED KHERMAM (W.M'SILA)**

PRESENTE PAR :

AISSI ILYAS

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
D.DJOUDAR	Maître de conférences (B)	Examinatrice
A.ADDOU	Maître Assistante (A)	Examinatrice
I.ZAIBAK	Maître Assistant (B)	Examineur
S.TOUMI	Maître de conférences (B)	Promoteur

Session : Juin ; 2016

Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de remerciement envers :

Ma mère Dalila.

Mon père Rabah.

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse durant toutes mes années d'études

Je le dédie également à

Mes mes sœurs : Abir, Chourouk et Douaa.

Mes ami : Fares ,Taki,Yazi,Diya, Abd halim, Mouaad, Ossama et soufiane.

En un mot, à toute ma famille, mes amis et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

Remerciements :

Avant tout propos, nous remercions « Dieu » le tout puissant qui nous a donné la sagesse et la santé pour faire ce modeste travail.

Ce travail est achevé dans une ambiance d'appui et de collaboration d'un certain nombre de personnes que j'aimerais remercier ici.

Je suis reconnaissant à mon promoteur du MFE, le Maître de conférences S.TOUMI, qui m'a accueilli dans son groupe et m'a stimulé dans la réalisation de cette modeste travail par ses précieux conseils, ses encouragements et ses critiques constructives.

Je souhaite également apporter mes vifs remerciements au Maître assistant M.BOUKHLIFA pour sa participation très importante tout au long de cette thèse.

Je remercie vivement le Maître de conférences BEN KASSI pour m'avoir soutenu et conseillé dans ce travail.

Je tiens également à remercier l'ingénieur A.S.TITRAOUI, de la DRE de M'sila pour avoir suivi avec attention les développements pratiques de ce travail.

Je remercie aussi le l'ingénieur A.H.AMMALI pour les intéressantes discussions et ses conseils avisés.

Je suis reconnaissant au la cheffe département de de notre option D.DJODAR, ainsi qu'aux la Maîtres Assistante A.ADDOU et le Maîtres Assistant I.ZAIBAK d'avoir accepté de prendre le temps de lire ce travail et d'être membre de jury de ma MFE .

Mes remerciements s'adressent également au Professeur M.K.MIHOUBI pour avoir présidé ce jury.

Je n'oublie pas de remercier Mes Collègues F.OUELD AHMED, F.BOUSAA et T.D.MABROUKI pour les nombreuses remarques et discussions qui m'ont été profitables.

Je remercie l'Ecole National Supérieure d'Hydraulique de Blida pour m'avoir octroyé une place qu'un élève pendant les 3 ans, ainsi que l'Ecole Préparatoire aux Sciences et Techniques d'Annaba pour avoir m'assuré la partie théorique d'un élève ingénieur.

Un grand merci, enfin, à mes parents, mes sœurs Douaa, Abir et Chourouk, à mon grands père et à toute ma famille pour leur patience et le bonheur qu'ils m'apportent.

Enfin, que tous ceux qui m'ont aidé d'une façon ou d'une autre dans la réalisation de ce modeste travail trouvent ici ma profonde reconnaissance.

ILYAS

ملخص:

قمنا في هذا العمل بدراسة تقنية شاملة على مستوى واد خرمام (ولاية المسيلة) لإنشاء حاجز مائي من أجل سقي ما يقارب 15 هكتار من الأراضي الفلاحية المجاورة. بعد الدراسة الجيولوجية و الهيدرولوجية المعمقة ، قمنا بتصميم السد الذي يبلغ ارتفاعه ما يفوق 7 أمتار و سعته تقدر ب 71.5 ألف متر مكعب على امتداد يقارب 80 متر ثم تحققنا من ثباته. و فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح و تنظيم جميع مراحل الإنجاز.

Résumé :

Dans le présent mémoire, nous avons fait une étude technique complète sur l'oued Khermam (Wilaya de M'sila) pour l'implantation d'une retenue collinaire, destiné à l'irrigation de 15 ha. Après avoir fait une étude géologique, suivie d'une étude hydrologique approfondie nous avons dimensionné notre ouvrage ayant une hauteur qui dépasse 7 m, et une capacité de 75.1 mille m³ sur une longueur de 80 m. Ainsi, nous avons fait une étude de vérification de stabilité. Nous finalisons notre travail par organisation de chantier.

Abstract:

In the present work we have done a complete technical study about Oued Khermam (Wilaya of M'sila) for the establishment of a small dam with a height that exceeds 7m, intended for irrigation of a perimeter of 12 ha. After having made a geological study, followed by an hydrological one, we have designed our dam, thus a study of stability; and what relates to the realization, we explained and organized all the processes .

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation du milieu physique

I.1 Introduction :	2
I.2 Généralités sur la région étudiée et l'objectif de la retenue :	2
I.3 Choix du site de la retenue :	2
I.4 Accès au site et localisation :	2
I.5 Morphologie du terrain et le choix de l'axe de la digue :	4

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

II.1 Introduction :	6
II.2 Aperçu des reconnaissances :	6
II.2.1 Reconnaissances antérieures :	6
II.2.2 Reconnaissance de terrain :	6
II.3 Géologie régionale et stratigraphie de la zone d'étude :	7
II.3.1. Géologie Régionale :	7
II.3.1. Approche stratigraphique de la région :	9
II.4 Sismicité :	9
II.4.1 Introduction :	9
II.4.2.Sismicité de la retenue et accélération à prendre en compte :	10
II.5 Aperçu hydrogéologique :	12
II.6 Résultats des reconnaissances sur le terrain :	12
II.7. Matériaux de construction :	12
II.7.1 Agrégats pour le filtre (gravier et sable) :	12
II.7.2 Matériaux de recharge de la digue :	13
II.7.3 Matériaux fins :	13
II.7.4 Matériaux pour le rip-rap ou enrochement :	14
II.8 Etude géotechnique :	15
II.8.1 Travaux de reconnaissance :	15
II.8.2 Essais au laboratoire et in-situ :	16
II.8.2.1 Echantillons remaniés et intacts (Fouilles).....	16
II.8.2.1 Echantillon remaniés et intact (tranchées):	16
II.8.3 Résultats des travaux de reconnaissance et essais au laboratoire :	17
II.8.3.1 Sol de fondation :	17
II.9 Influences des conditions géologiques et géotechniques sur la retenue collinaire:	24
II.9.1 Caractéristiques de la retenue collinaire :	24
II.9.1.1 Perméabilité de la fondation :	24
II.9.1.2 Stabilité des versants :	24
II.9.2 Caractéristiques de la cuvette :	25

II.9.2 1 Perméabilité de la cuvette :	25
II.9.2.2 Stabilité des versants de la cuvette :	25
II.9.3 Ouvrages annexes :	26
II.9.3.1 Evacuateur de crues :	26
II.9.3.2 Prise d'eau et vidange de fond :	26
II.10 Conclusion :	28

Chapitre III : Etude hydrologique et régularisation

III.1 Introduction :	30
III.2 Le bassin versant et son complexe :	30
III.2.1 Définition du bassin versant :	30
III.2.2 Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant :	31
III.2.3 Caractéristiques géographiques du bassin versant :	31
III.2.4 Caractéristiques physiques :	31
III.2.5 Les caractéristiques géométriques	32
III.2.5.1 Superficie	32
III.2.5.2 Périmètre	32
III.2.6.1 Indice de compacité de Gravelius K_c :	32
III.2.6.2 Rectangle équivalent :	33
III.2.6.3 Courbe et répartition hypsométrique	34
III.2.6.4. Pente moyenne du bassin versant :	36
III.2.6.5 Les Indices de pentes :	37
III.2.6.5.a Indice de pente globale:	37
III.2.6.5.b Indice de pente moyenne I_{pm} :	37
III.2.6.5.c Dénivelée spécifique :	37
III.2.6.5.d Indice de pente M.ROCHE I_p :	38
III.2.7 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant :	38
III.2.7.1 Le chevelu hydrographique :	38
III.2.7.2 Profil en long de l'axe de l'oued :	40
III.2.7.3 Pente moyenne de cours d'eau principal I_c :	41
III.2.7.4 Densité de drainage D_d :	41
III.2.7.5 Densité du thalweg élémentaire :	42
III.2.7.6 Le coefficient de torrentialité C_t :	42
III.2.7.7 Temps de concentration :	42
a. Formule de GIANDOTTI :	42
d. Formule de ANONYME :	42
d. Formule de KIRIPCH :	43
b. Formule de TURRAZA :	43
c. Formule de S.C.S (Soil Conservation Service) :	43
d. Formule de PASSINI :	43
e. Formule de TEMEZ	44
III.2.7.8 Vitesse de ruissellement :	44

III.3 Caractéristiques climatiques du bassin versant.....	46
III.3.1 Climat :.....	47
III.3.1.1 Introduction.....	47
III.3.1.2 Données de base et analyse :.....	47
III.3.1.3 Température de l'air :.....	47
III.3.1.4 Vitesse du vent :.....	47
III.3.1.5 Evaporation.....	48
III.3.2 Précipitations.....	49
III.3.2.1 Données disponibles.....	49
III.3.2.2 Répartition de la pluie moyenne dans l'année :.....	49
II.4 Etude des précipitations.....	52
II.4.1 Homogénéisations des données.....	52
II.4.1.1. Test de la médiane :.....	52
II.4.2 Etude fréquentielle des pluies maximales journalières.....	53
II.4.2.1 Ajustement à la loi normal (GALTON) :.....	54
II.3.2.2 Ajustement à la loi GUMBEL.....	55
II.3.2.3 Choix de loi de l'ajustement.....	57
III.4.3.3. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :.....	57
III.5. Etudes des apports :.....	58
III.5.1. Apports liquides :.....	58
III.5.1.1 Apport moyen interannuel :.....	58
a. Formule de l'ANRH :.....	58
b. Formule de SAMIE :.....	59
c. Formule de Deri II :.....	59
III.5.1.2. Caractéristiques de l'écoulement :.....	60
III.5.1.2.1. Module de l'écoulement:.....	60
III.5.1.2.2. Module de l'écoulement relatif ou spécifique :.....	60
III.5.1.2.3. Lame d'eau écoulée:.....	60
III.5.1.2.4. Coefficient de l'écoulement :.....	60
III.5.1.2.5. Coefficient de variation :.....	60
a. Formule de SOKOLOVSKY:.....	61
b. Formule de OURKGUIPROVODKHOZ :.....	61
c. Formule de L'ANTONOV :.....	61
d. Formule de KRISTEKLY MENKEL:.....	61
e. Formule Algérienne de N. PADOUM:.....	61
III.5.1.3. Irrégularité des apports :.....	62
III.5.1.3.1. Estimation fréquentielle des apports :.....	62
III.5.1.3.2. Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% :.....	63
III.5.2. Apports solides et l'estimation du volume mort :.....	63
III.5.2.1 Formule de TIXERONT:.....	64
III.5.2.2 Formule de FOURNIER :.....	64

III.5.2.3 Formule de GAVRILLOVIC :	65
III.7. Régularisation des débits :	66
III.7.1. Besoin de la région :	66
III.7.2. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :	67
III.7.3. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :	70
A) Pertes par évaporation :	70
B) Pertes par infiltration:	70
C) stabilisation du perte et estimation de l'erreur:	71
III.8 Etude des crues :	74
III.8.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue :	74
III.8.1.a. Formule de MALLET - GAUTHIER :	74
III.8.1.b. Formule de SOKOLOVSKY:	75
III.8.1.c Formule de POSSENTI :	76
III.8.1.d Formule Terraza :	77
III.8.2. Hydrogramme de crues :	78
III.8.2 Prédétermination de la crue de projet :	80
III.8. Laminage des crues :	80
III.8.1. Procédés de calcul :	80
III.8.1.1. Méthode de KOTCHERINE :	81
III.9. Etude d'optimisation :	83
III.9.1. Calcul du coût approximatif de la digue :	83
III.9.1.1 Calcul de la revanche :	83
III.9.1.1a. Formule de STEVENSON GAILLARD :	83
III.9.1.1.b Formule de MALLET et PACANT :	84
III.9.1.1.c Formule Simplifiée :	84
III.9.2.1. Coût du déversoir :	86
III.9.2.1. Coût du coursier :	87
Conclusion :	89

Chapitre IV : Etude des variantes

IV.1 Introduction :	90
IV.2 Variantes susceptibles à projeter sur le site :	90
IV.2.1 Variante 1 (Digue en enrochement avec un masque amont en béton) :	90
IV.2.1.1 Définition de profil général du barrage :	90
a) Hauteur de barrage :	90
b) Largeur en crête :	90
c) Longueur en crête du barrage :	91
d) Pentes des talus	91
IV.2.1.2 Evaluation du coût total de différents matériaux de la variante	92
IV.2.1.2.a Le volume de la Recharge (enrochement) :	92

IV.2.1.3 Le coût total de la variante :	93
IV.2.2 Variante 2: (Digue en béton cyclopien avec rideau amont étanche en béton) :	94
IV.2.2.1 Définition de profil général du barrage :	94
a) Hauteur de barrage :	94
b) Largeur en crête :	94
c) Longueur en crête du barrage :	94
d) Pentes des talus	94
IV.2.1.2 Evaluation du coût total de différents matériaux de la variante	95
IV.2.1.2.a Le volume du corps du barrage	95
IV.2.1.2.b Rideau amont en béton :	96

Chapitre V : Etude de la variante choisie

V.1 L'encrage de la digue:	97
V.2 Etude des infiltrations :	97
V.2.1 Calcul des sous-pressions:	97
V.2.2 Dimensionnement du radier général :	97
V.2.2.1 Avant radier :	97
a) Longueur de l'avant radier :	97
b) L'épaisseur de l'avant radier :	97
V.2.2.2 Radier :	97
a) La longueur du radier :	97
b) L'épaisseur du radier	98
c) Epaisseur au début :	98
V.2.2.3 Risberme :	98
a) La longueur de risberme :	98
b) L'épaisseur de risberme :	98
V.2.2.3 Parafouilles :	98
V.2.3 Détermination des paramètres de l'écoulement par la Théorie du contour linéaire (dite de Bligh) :	98
V.2.3.1 Condition de Bligh :	98
V.2.3.2 Calcule sous pression linaiere :	99
V.2.3.3 Gradient hydraulique :	100
a) Gradient hydraulique moyen :	100
b) Gradient hydraulique maximum de sortie :	100
V.2.3.4 Calcul du débit de fuite :	100
V.3 Etude de stabilité :	101
V.3.1 Actions aux quelles soumis l'ouvrage :	101
V.3.1.1 Poids propre du barrage :	101
V.3.1.2 Pression hydrostatique amont :	101
V.3.1.2 Sous pressions totales :	101

V.3.1.3 Poussée des sédiments :	101
V.3.1.4 Poussée sismique :	101
V.3.1.5 Force d'inertie hydrodynamique :(hydro sismiques) :	101
V.3.2 Stabilité au renversement :	102
V.3.2 Stabilité au glissement :	102
V.3.4 Stabilité au soulèvement:	102

Chapitre VI : Etude des ouvrages annexes

Introduction :	105
VI.1 Evacuateur de crues :	105
VI.1.1 Généralités :	105
VI.1.2 .1 seuil déversant :	106
VI.1.2.3 Bassin amortisseur :	106
VI.1.2.4 Canal de fuite :	106
VI.1.3 Calcul hydraulique :	106
VI.1.2.1 Déversoir :	106
VI.1.3.2 Bassin amortisseur :	109
VI.3.2.1 Caractéristiques hydrauliques du canal aval:	109
Dissipateur d'énergie :	110
VI.3.2.2 Calcul hydraulique de bassin de dissipation :	111
VI.1.2 Canal de restitution:	113
VI.1.3 Hauteur des murs bajoyers :	114
VI.2 Dérivation provisoire, vidange de fond et prise d'eau :	115
VI.2.1 Généralités :	115
VI.2.2 Emplacement et composition de l'ouvrage :	115
VI.2.3 Dimensionnement et description des ouvrages :	115
VI.2.3.1 Conduite de vidange :	115
a)Calcul du diamètre utile de la conduite de vidange :	115
b) Calcul du débit moyen évacué :	117
c)Calcul de la section de la conduite :	117
VI.2.3.2 Chambre de manœuvre :	118
VI.2.3.4 Bassin d'amortissement :	118
VI.2.3.5 Conduite de prise d'eau :	119
VI.2.3.6 Dérivation provisoire :	119

Chapitre VII : Calcul génie civil

VII.1 Introduction :	120
VII.2 Caractéristiques des matériaux :	120
VII.2.1 Béton armé :	120

VII.2.2 Acier :	120
VII.3 Cas de charges :	121
VII.4 Chargement :	121
VII.5 Combinaisons des charges :	121
VII.6 Ferrailage et vérification des éléments :	122
VII.6.1 Ferrailage de la dalle de passage:	122
VII.6.1.1 Dale de passage :	123
VII.6.1.2 Pile :	125
VII.2.2 Vérification du barrage :	130
VII.2.2.1. Determination des efforts :	131
VII.2.2.1 contrainte sous radier :	131
VII.2.2.2 Ferrailage du Parois :	131
VII.2.2.3 Ferrailage du Radier :	131
VII.2.3 bassin de dissipation	135
Poussée due aux terres :	135
Conclusion	138

Chapitre VIII : Organisation du chantier et planification

VIII.1. Introduction :	139
VIII.2.Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :	139
VIII.2.1. Installations destinées au personnel :	139
VIII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux :	139
VIII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins :	141
VIII.2.4 Installation destinées pour la préfabrication :	142
VIII.2.5 les moyens de chantier :	142
VIII.2.6 .La succession des travaux :	142
VIII.3 Calcule du volume des travaux	143
VIII.3.1 Volume de Déblai :	143
VIII.3.2 Volume du béton :	143
VII.4 Evaluation économique du projet :	144
VIII.3.Planification :	147
VIII.3.1. Définition :	147
VIII.3.2 Techniques de la planification :	147
VIII.3.2.1 méthodes basées sur le réseau :	147
VIII.3.2.1.1 Définition du réseau :	147
VIII.3.2.1.2 Construction du réseau :	147
VIII.3.2.1.3.Différentes méthodes basées sur le réseau :	148
VIII.3.2.1.3.1.Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :	148
VIII.3.2.3 les étapes de la planification :	148
VIII.3.2.3.1. collection des informations :	148

VIII.3.2.3.2. décomposition du projet :	148
VIII.3.2.3.3. relations entre les tâches :	148
VIII.3.2.3.4. choix de la méthode de calcul :	149
VIII.3.3. les paramètres de la méthode C.P.M :	149
VIII.3.3.1. Chemin critique (C.C):	149
VIII.3.3.2. Attribution des durées de chaque opération:	149
VIII.3.4. les plannings:	150
VIII.3.4.1. plan de travail au plus tôt:	150
VIII.3.4.2. plan de travail au plus tard:(PTPP) :	150
VIII.3.4.3. plan de travail intermédiaire:	150
VIII.4. délai de construction et programme des travaux:	150
VIII.5. Symboles des différentes opérations	151
VIII.6. Détermination des chemins critiques :	151
VIII.7 Conclusion :	152

Chapitre IX : Protection et sécurité de travail

IX.1 Introduction :	154
IX.2 Causes des accidents de travail :	154
IX.2.1 Causes humaines :	154
IX.3 Conditions dangereuses dans le chantier :	154
IX.4 Actions dangereuses :	155
IX.5 Mesures préventives :	155
IX.6 Conclusion :	155

Conclusion générale

Liste des figures

Figure I.1 : Plan de situation du site de la retenue collinaire sur l'Oued khermam	3
Figure I.2 : Une vue d'ensemble de la cuvette depuis l'amont	4
Figure I.3 : Vue de l'axe supposé de la digue depuis la rive droite de l'oued	5
Figure II.1 : Carte géologique Régionale (Nord d'Afrique)	7
Figure II.2 la carte géologique de Bou-Sâada au 1/200.000 ^e	8
Figure II.3 : La carte des zones sismiques	11
Figure II.4 <i>Photo qui illustre une largeur du lit relativement importante parsemé d'alluvions</i>	13
Figure II.5 <i>Photo qui illustre la Présence d'éboulis de pente de nature calcaire en rive droite</i>	
Figure II.6 : Courbe d'essai granulométrique du tranché T1	18
Figure II.7 : Courbe d'essai granulométrique du tranché T2	19
Figure II.8 : La courbe de chargement d'essais d'odométrie T1	20
Figure II.9 : La courbe de chargement d'essais d'odométrie T2	22
Figure II.10 : La courbe de chargement d'essais d'odométrie T2	23
Figure II.11 Une vue de la vallée d'oued Khermam	25
Figure III.1: Délimitation de Bassin versant d'oued Khermam)	32
Figure III.2: Rectangle équivalent du BV d'oued Khermam	34
Figure III.3: Topographie de bassin versant à l'aide de logiciel AutoCAD	35
Figure III.4: Courbe hypsométrique de BV	35
Figure III.5: Réseau hydrographique du bassin versant (classification du Shams)	40
Figure III.6: Profil en long du court d'eau principal	41
Figure III.7: Réseau hydrographique du bassin versant	46
Figure III.8: situation du station pluviométrique Carte du bassin versant d'algerie (l'A.N.R.H)	49
Figure III.9: Carte pluviométrique du Nord d'algerie (l'A.N.R.H en 1993).	50
Figure III.10 : Répartition mensuelle des pluies station Ain Khermam et Rocad sud	51
Figure III.11 : Ajustement à la loi de log normal.	55
Figure III.12 : Ajustement à la loi de GUMBEL	56
Figure III.14 : Courbe des pluies de courte durée.	57
Figure III.15 Courbes des intensités fréquentielles.	58
Figure III.13 : hydrogramme de crue (la méthode de Sokolovski	69
Figure III.14 : les courbe du debit en fonction de la charge deversant	75
Figure III.15 : profil en long de l'axe de la digue et les différents coupes (à l'aide de l'autocad)	85
Figure IV.1 Coupe de la digue du variante 1 (digue en enrochement avec un masque)	87
Figure IV.2 : Coupe de la digue de la variante 2 (barrage en béton cyclopien à rideau étanche)	90
Figure V.1 : Schéma des Différentes charges appliquées sur le barrage leur point d'application sur le barrage (à l'aide d'AutoCAD)	103
Figure VII.1 : coupe sur la dalle de passage	122
Figure VII.2 : Modélisation de la dalle de passage par logiciel Autodesk Robot Structural	

Analysis	122
Figure VII.3 : Diagramme du moment MY en ELU-	123
Figure VII.4 : Diagramme du moment MY en ELS de la dall	123
Figure VII.5 : Diagramme du moment MY en ELU de la pile.....	125
Figure VII.6 : Effort normal N en ELU de la pile	125
Figure VII.7 : Effort normal N en ELU de la deuxième pile.....	126
Figure VII.8 : Effort normal N en ELS de la deuxième pile	126
Figure VII.9 : Pression sur les parois du barrage.....	130
Figure VII.10 : Section pour détermination des efforts	130
Figure VII.11 : Schéma du bassin dissipation.....	135
Figure VII.12 : Diagramme du moment MY en ELU du bassin	136
Figure VII.13 : Diagramme du moment MY en ELS du du bassin.....	136
Figure VIII.1 : diagramme de gantt (à l'aide du logiciel Primavera).....	134

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Coefficient d'accélération.....	10
Tableau II.2 : Quantité de travaux de reconnaissance.....	16
Tableau II.3 : récapitulation des résultats des essais physiques et mécaniques des tranchées et fouilles	27
Tableau III.1 : Répartition en % de la surface élémentaire.....	34
Tableau III.2 : Evaluation de la pente moyenne.....	36
Tableau III.3 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).....	37
Tableau III.4 : Détermination de la pente M.Roche Ip	38
Tableau III.5 : Tableau Récapitulatif des Temps de concentration.....	44
Tableau III.6 : Tableau récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant	45
Tableau III.7 : Caractéristiques géographique de la station météorologique de M'sila.....	47
Tableau III.8 : Distribution mensuelle de la température (°C).....	47
Tableau III.9 : Distribution mensuelle de la vitesse de vent	48
Tableau III.10 : Moyennes mensuelles et annuelles de l'évaporation.....	48
Tableau III.11 : Caractéristiques des stations pluviométriques.....	49
Tableau III.12 : Moyennes mensuelles des précipitations en mm dans la station de Ain Khermam et Rocad sud	50
Tableau III.13 : La nouvelle Répartition mensuelle des pluies station Ain Khermam et Rocad sud	51
Tableau III.14 : Classification de la série test de la médiane	53
Tableau III.15 : Caractéristiques empiriques de la série	54
Tableau III.16 : Résultats d'ajustement à la loi de log normal.....	55
Tableau III.17 : Résultats d'ajustement à la loi de GUMBEL.....	56
Tableau III.18 : Tableau récapitulatif de calcul des Apports moyen interannuel	59
Tableau III.19 : récapitulatif des résultats des coefficients des variations	62
Tableau III.20 : l'Apport fréquentielle.....	63
Tableau III.21 : Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.	63
Tableau III.22 : valeur de α en fonction de la perméabilité.....	64
Tableau III.23 : Tableau récapitulatif des résultats de la volume mort.....	66
Tableau III.24 : Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation.....	67
Tableau III.25 : Répartition mensuelle de la consommation.....	67
Tableau III.26 : resultat du calcul de regularisation des debits sant tenant compte des pertes	69
Tableau III.27 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.....	70
Tableau III.28 : Regularisation des debits en tenant compte des pertes,	24
Tableau III.29 : l ere itération pour stabiliser les pertes.....	25
Tableau III.30 : Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.....	75
Tableau III.31 : valeur de α en fonction de la fréquence.....	75
Tableau III.32 : valeur de γ en fonction de bassin versant.....	76

Tableau III.33 : Tableau Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovski.....	76
Tableau III.34 : Tableau récapitulatif des résultats de la formule Possenti.	77
Tableau III.35 : Tableau Récapitulatif des résultats de la formule Terraza.	77
Tableau III.36 : Récapitulatif des résultats de débit de crue.	77
Tableau III.37 : Tableau récapitulatif des résultats de calcul pour tracé l'Hydrogramme du crue	78
Tableau III.38 : Lame déversantes pour différentes largeurs de déversoir.	81
Tableau III.39 : Résultats de calculs du coût de la digue pour largeurs déversantes 30m.....	85
Tableau III.40 : Volumes et coûts de la digue pour différentes largeurs de déversoir	86
Tableau III.41 : Résultats de calcul du coût de Déversoir.....	87
Tableau III.42 : Résultats de calcul du coût de coursier.....	87
Tableau III.43 : tableaux Récapitulatif des coûts totaux.	88
Tableau III.44 : Caractéristique du futur barrage	89
Tableau IV.1 : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.	86
Tableau IV.2 : Valeurs indicatives des pentes des talus.....	86
Tableau IV.3 : Résultats de calculs du volume et du coût de la digue (variante 1).....	88
Tableau IV.4 : Résultats de calculs du coût de la digue (variante 2).....	90
Tableau V.1 : Calculs du sous pression linéaire dans la fondation du barrage.....	100
Tableau V.2 : Résultats de calcul de stabilité	104
Tableau VI.1 Seuils normaux : coefficient de débit	107
Tableau VI.2 : Coordonnées du profil du déversoir Creager.....	108
Tableau VI.3 : Caractéristiques hydrauliques.....	110
Tableau VI.4 : Caractéristiques hydrauliques du canal de restitution	113
Tableau VI.5 :: Hauteur des murs bajoyers	115
Tableau VI.6 : Temps de vidange de la retenue d'oued Khermam	118
Tableau VII.1 : calculs des moments et des efforts qui s'applique sur le barrage.....	131
Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif du détermination des efforts	131
Tableau VIII.1 : Le pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats	140
Tableau VIII.2 : Norme d'eau de gâchage	140
Tableau VIII.3 : Calcul du volume de déblai	143
Tableau VIII.4 : Calcul du volume du béton de chaque plot.....	143
Tableau VIII.5 : Calcul du volume du béton de différent ouvrage	143
Tableau VIII.6 : Devis estimatif et quantitatif de la retenue collinaire Khermame	145
Tableau VIII.6 : indice de rentabilité	146
Tableau VIII.01 : symboles des opérations	151

Liste des Planches

Planche N°01 : Plan d'aménagement d'Oued Kherram Wilaya de Msila (levé topo et levé géologique)

Planche N°02 : Courbes hauteur capacité surface de la cuvette d'oued Kherram

Planche N°03 : Coupe transversale suivant l'axe du barrage sur Oued Kherram Wilaya de M'sila (coupe géologique)

Planche N°04 : Vue en plan des ouvrage

Planche N°05 : Coupe transversale suivant l'axe de prise d'eau et l'axe de vidange de fond

Planche N°06 : Coupe transversale suivant l'axe de l'évacuateur de crue et profil en travers

Introduction générale :

Les retenues collinaires sont des retenues créées par une digue en terre. Leur capacité va de quelques dizaines de milliers à un million de mètres cubes d'eau recueillis sur des bassins versants d'une superficie variant de quelques hectares à quelques dizaines de kilomètres carrés. Ils s'intègrent de façon naturelle dans le paysage sans créer de nuisance particulière. Ils sont aptes à réguler les flux hydriques susceptibles de maintenir les populations en place en leur assurant de réelles possibilités de développement. Leur construction vise les objectifs suivants: protection des infrastructures en aval (ville, barrage, périmètre agricole) contre les crues et contre l'érosion ; mise à disposition d'une ressource en eau de manière disséminée dans le paysage pouvant servir à l'alimentation humaine, à l'abreuvement du bétail, à la micro irrigation, etc. ; amélioration de l'environnement: création d'oasis, reboisement, captage du ruissellement et recharge des nappes phréatiques.

Le développement économique à savoir agricole ou industriel, se base d'une grande partie sur la disponibilité des eaux en quantité et en qualité, et la demande de l'eau est en relation avec l'accroissance humaine. Pour satisfaire cette demande en eau, on a recours la construction des ouvrages hydrauliques à savoir les barrages.

Dans cette optique la commune de Ben Zouh dans la W. M'sila a bénéficié d'un aménagement hydraulique, dans le cadre du programme de la relance économique de notre pays, parce que l'Algérie vécu un manque remarquable dans les ouvrages de stockage des eaux superficielles .Cette aménagement vise la réalisation d'une retenue collinaire sur Oued KHERMAM, qui est destiné à l'irrigation de la région.

L'objectif de notre étude est d'analyser la faisabilité de cette retenue de point de vue technique et économique. Sur la base des informations recueillies en élaborera :

- Une étude Topographique.
- Une étude Géologique et géotechnique.
- Une étude hydrologique.
- Une Synthèse des Variantes possible pour la retenue.
- Étude détaillée pour la variante retenue.
- un dimensionnement des Ouvrages Annexes.
- Une organisation de chantier pour le bon déroulement des travaux.

Et en fin à la base de ces points en construits des plans pour l'exécution finale de cette retenue.

Chapitre I :

Présentation du milieu physique

I.1. Introduction

Une bonne connaissance de la topographie du site est nécessaire avant l'étude technique du barrage. L'étude topographique a pour but de connaître la configuration du site (sur 2D ou sur 3D) et de simuler la présence de l'ouvrage pour ainsi définir ses caractéristiques. En simulant la présence de l'ouvrage, on peut formuler des hypothèses sur sa position exacte, ses dimensions, ses conséquences dans la vallée ainsi que les possibilités de mise en œuvre. A partir des cartes et des levés topographiques, on détermine toutes les données qui pourront être importantes pour faire un choix judicieux de l'ouvrage et de son implantation.

I.2. Généralités sur la région étudiée et l'objectif de la retenue

La retenue collinaire se situe dans la région d'Ain Khermam qui se trouve dans la Commune de Ben zouh, l'une des communes du Daira de Ouled Sidi Brahim, situé dans le nord-ouest de la Wilaya de M'sila. Elle a des frontières avec neuf communes à savoir, Khettouti Sed El Djir et Sidi Hadjeres du nord, Ouled Sidi Brahim du sud, Chellal de l'est et les communes de Tamsa et Sidi Ameer de l'Ouest. Sa superficie estimée de 350 km² et une population de plus de 5 796 hab [1]. Cette région est connue par son caractère agricole et pastoral, Elle disponible sur de grandes étendues de terres fertiles agricoles et d'élevage énormes des moutons, des chèvres et des vaches. Notre retenue collinaire permet d'enrichir le domaine d'agriculture dans cette région (l'arboriculture, la culture céréalière).

I.3. Choix du site de la retenue

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du site et du type de barrages sont les suivants [2] :

- la topographie et les apports du bassin versant ;
- la morphologie de la vallée ;
- les conditions géologiques et géotechniques ;
- le contexte météorologique et le régime des crues.
- la disponibilité de la main-d'œuvre et de l'équipement, l'accessibilité du site [3]

I.4. Accès au site et localisation :

Pour accéder au site d'oued Khermam, en démarrnant de Bou-Sâada, nous devons emprunter la route nationale n° 8 qui mène vers Aïn El Hadjel. Après avoir parcouru environ 28 km en direction d'Aïn El Hadjel, nous atteignons le village d'Aïn-Khermam qui est une annexe du chef-lieu de la commune de Ben Zouh. A son niveau, nous prenons une route communale sur la gauche qui longe châabet Er Rmel, asphaltée sur environ 1,3 km, ensuite une piste carrossable par temps sec sur environ 2 km et parcourir enfin environ 500 m à pied puisque la piste s'arrête avant d'atteindre notre site. Nous devons faire la traversée de deux lits d'oued, affluents de Châabet Er Rmel

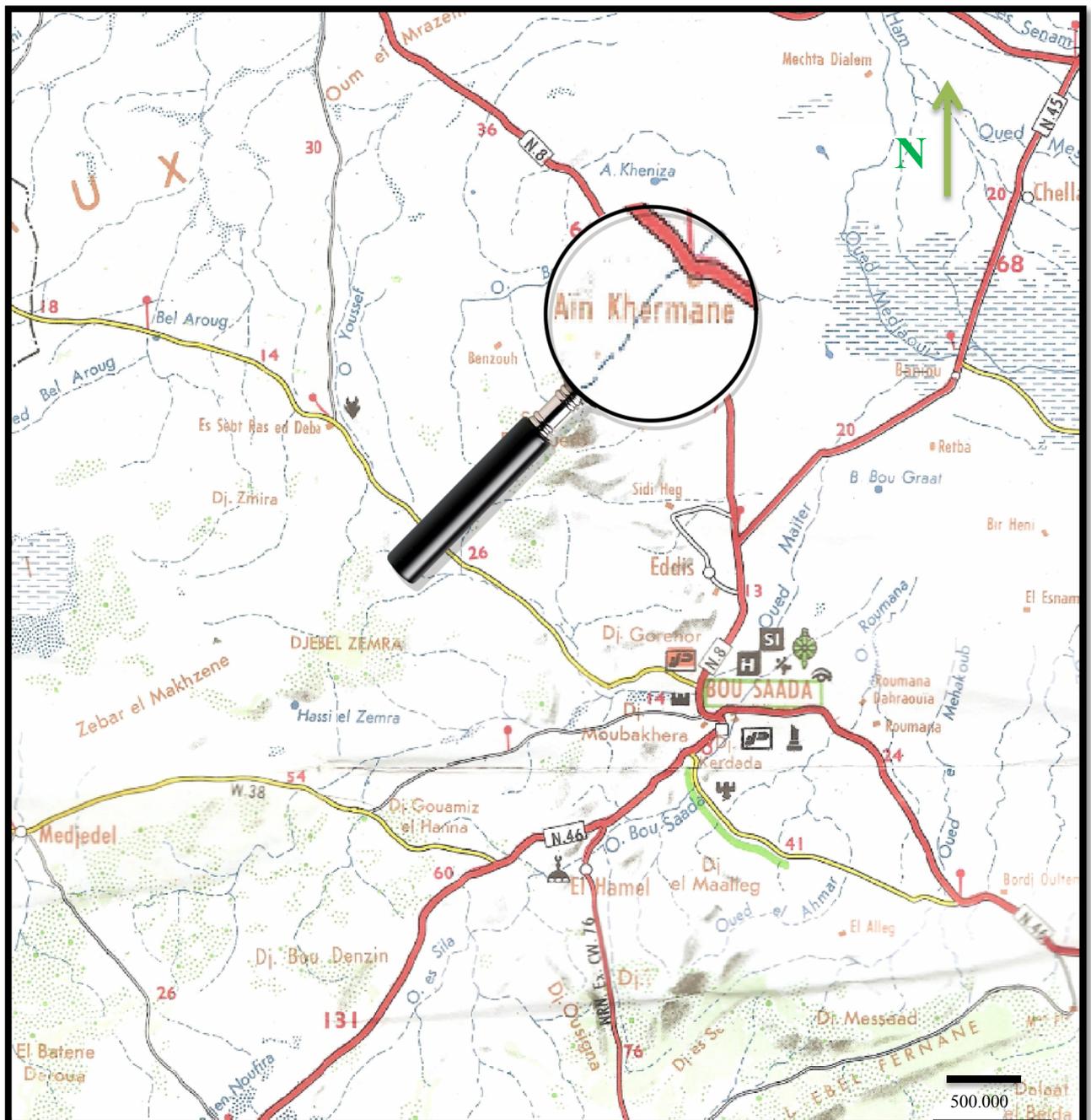


Figure I.1 : Plan de situation du site de la retenue collinaire sur l’Oued kherrmam

Source (Extrait de la carte touristique d’Algérie centre-nord échelle 1/500.000)

Le site d’oued Kherrmam se situe sur carte d’état-major d’Eddis n° NI-31-XXIII-5 Ouest à l’échelle du 1/50.000e (nouvelle édition). (voir l’annexe I.1)

aux points de coordonnées Universal Transverse Mercator (UTM)

X = 602,20 Km

Y = 3.920,80 Km

Z = 550 m

I.5. Morphologie du terrain et le choix de l'axe de la digue :

Les principales formations géologiques que nous avons rencontrées au niveau du site de l'oued Khermam se trouvent dans une vallée très encaissée mais suffisamment ouverte pour accueillir une retenue collinaire, avec des pentes relativement abruptes.

Au niveau de l'axe de la digue que nous avons choisi, la largeur du lit de l'oued est d'au moins une quarantaine de mètres. Les rives sont abruptes et on retrouve de gros bancs calcaires de l'Albien inférieur qui surmontent les argiles du même étage.

Ce sont des bancs calcaires plus ou moins fracturés mais suffisamment denses et durs. La digue devrait être ancrée dans ces argiles sous-jacentes qui représenteraient le substratum imperméable et qui alternent avec les bancs calcaires. La cuvette est plus ou moins large dans son ensemble mais devient un peu plus étroite en amont de l'axe de la digue proposé. Cependant, après avoir dépassé en amont le premier affluent en rive droite de l'oued, la cuvette s'élargit au fur et à mesure de notre avancée vers la queue de la cuvette avec la formation de grandes terrasses alluviales ayant une légère pente.

La vallée de l'oued a une forme géométrique de forme trapézoïdale, à fond plat dans la cuvette et au niveau de l'axe de la digue.

Nous pouvons voir sur les différentes photos que le matériau de recouvrement est meuble, de nature sablo-argileux. Plus on s'éloigne de l'axe supposé de la digue et plus la pente de l'oued augmente progressivement et la largeur du lit s'amenuise au fur et à mesure que l'on progresse vers la limite du bassin versant sur les hauteurs.

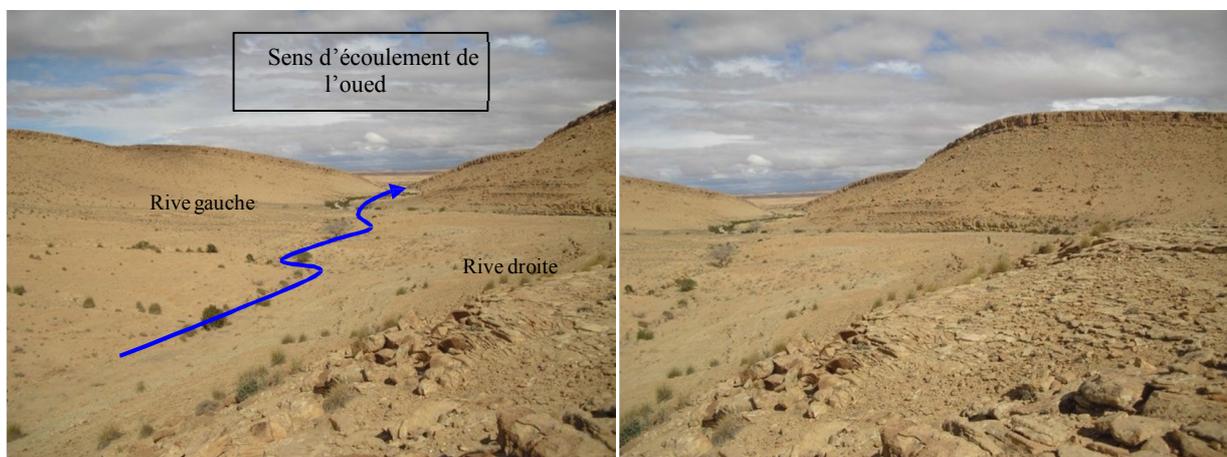


Figure I.2 : Une vue d'ensemble de la cuvette depuis l'amont.

Les rives gauche et droite ont des pentes assez abruptes, au niveau de l'axe de la digue. La cuvette est suffisamment large pour pouvoir servir de réservoir aux eaux superficielles. La pente de l'oued est assez douce à proximité de l'axe de la digue, pouvant engendrer ainsi des crues à dépôts relativement variables, tantôt grossiers tantôt fins, lors des fortes pluies. La conséquence est que les apports solides sont tributaires de la force des crues,

L'oued et ses affluents ont creusé leur lit dans les argiles sableuses de teinte marron à jaunâtre qui représentent des terrasses alluviales anciennes et étagées. La série est représentée par une succession de couches de sable limoneux et de couches de galets, graviers et gros sable, mal agencés, montrant ainsi une sédimentation aléatoire en fonction de l'intensité des crues et du temps de sédimentation des éléments solides. La largeur importante des terrasses alluviales et de leurs dépôts sédimentaires montrent que le lit a pu changer d'endroit au cours des temps géologiques en fonction de la pente engendrée par les dépôts récents des sédiments. La formation des alluvions actuelles du lit mineur de l'oued est assez bien développée sachant qu'au niveau de l'axe de la digue, la tranchée T2 a montré une épaisseur de plus de 3,0 m. Nous retrouvons donc les formations alluvionnaires dans les parties basses (oued) et sur les terrasses alluviales dominant l'oued, d'âge plus ancien.

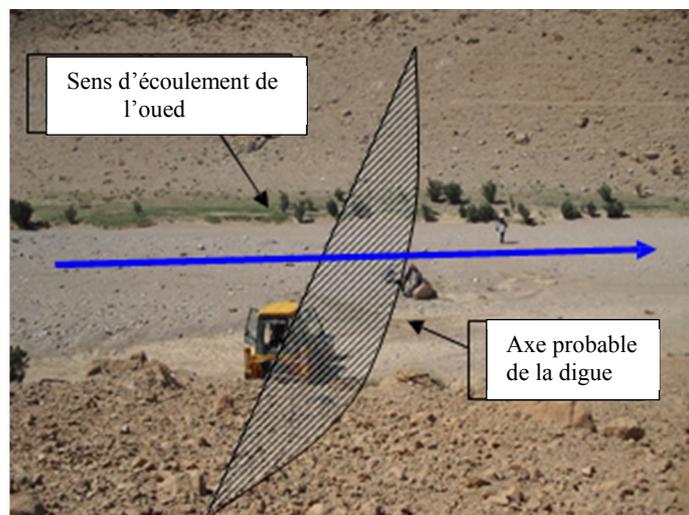


Figure I.3 : Vue de l'axe supposé de la digue depuis la rive droite de l'oued

L'oued présente des méandres assez sinueux que l'on peut voir sur le plan de situation à l'échelle du 1/50.000e. Les talus de l'oued sont plus ou moins stables. La cuvette est limitée au Sud par une multitude de chaînons qui bordent le bassin versant.

Nous avons pu constater de visu que dans la cuvette de l'oued Kherram qu'il n'y avait pas d'habitation dans le voisinage immédiat, ni de ligne électrifiée, ni de piste.

Chapitre II :

Etude géologique et géotechnique

II.1 Introduction

La première reconnaissance du site a été consacrée à la géomorphologie de l'oued et de ses affluents ainsi qu'au levé géologique de la cuvette au 1/1.000^e (planche N°1). Les photographies ainsi que les plans topographiques nous ont aidés à mettre en relief la superficie de la cuvette, sa forme et la largeur du cours d'eau dans la zone concernée par le projet. Elle nous a également permis de collecter toutes les données nécessaires et les informations indispensables à l'établissement du programme des travaux de reconnaissance géologique et géotechnique ainsi qu'à l'étude en elle-même. Une description détaillée des différents horizons géologiques rencontrés a été faite en étroite corrélation avec la carte géologique dont nous disposions. Nous avons pu reconnaître les mêmes séries stratigraphiques sur le terrain.

A la suite de cette reconnaissance, un programme d'investigation a été élaboré, à savoir, des tranchées au niveau de l'axe présumé de la digue et des fouilles au niveau de la cuvette, suivis d'essais géotechniques au laboratoire. Ces travaux d'investigation vont nous permettre de déterminer le type de sol existant au niveau de l'axe de la digue et d'en définir ses qualités d'un point de vue perméabilité, physiques et mécaniques. Ces investigations nous permettent également de récupérer des échantillons intacts et remaniés que nous transmettons au laboratoire de géotechnique pour y subir des essais physiques et mécaniques. Les résultats obtenus nous aideront à faire soit un choix qualitatif des matériaux fins (argile par exemple) que l'on pourra utiliser dans le cadre de l'édification de la digue soit carrément faire un choix du type d'ouvrage que l'on projettera de réaliser pour manque de matériau. Toutes ces données seront résumées dans un tableau récapitulatif à la fin du chapitre.

II.2 Aperçu des reconnaissances

II.2.1 Reconnaissances antérieures

A partir du catalogue des publications de l'Office Nationale de la Géologie, nous avons pu retrouver des documents ayant trait à notre sujet d'étude, à l'exemple de la carte géologique de Bou-Sâada au 1/200.000^e, qui nous a aidé à la rédaction de ce rapport. Cette documentation nous a également permis de confirmer les observations faites sur le terrain lors de notre reconnaissance.

II.2.2 Reconnaissance de terrain

La reconnaissance de la zone du site et de la cuvette a été effectuée en deux campagnes distinctes :

- La première par la réalisation de fouilles pour la recherche des matériaux de construction et simultanément par l'établissement des levés géologiques du site au et de la cuvette.

- La deuxième a été faite par la réalisation de trois (03) tranchées au niveau de l'axe de la digue pour la reconnaissance géologique de sa fondation et avoir un aperçu sur son étanchéité pour la rétention des eaux de la retenue.

La reconnaissance de terrain nous permettra :

- De faire une description détaillée de notre domaine d'étude (cuvette) qui supportera le projet et d'en définir les principales caractéristiques géologiques et géotechniques.
- Décrire et analyser la constitution géologique du sol de fondation de la digue.
- Définir les caractéristiques hydrogéologiques dans le cas où la nappe alluviale de l'oued a été atteinte lors des investigations par les fouilles et tranchées.
- Définir et délimiter les zones d'emprunt des matériaux de construction après connaissance des essais en laboratoire.

II.3 Géologie régionale et stratigraphie de la zone d'étude

II.3.1. Géologie Régionale

Notre zone d'étude fait partie, dans un contexte géologique régional, de l'Atlas Saharien, et plus précisément la partie septentrionale de l'Atlas saharien puisque Bou Sâda se situe juste au niveau de l'accident Nord Atlasique qui délimite l'Atlas saharien des hauts plateaux ou hautes plaines. La région de Ben Zouh qui fait partie de notre zone d'étude se situe à l'Ouest du chott El Hodna que l'on voit très bien sur la carte géologique de Bou-Sâada à l'échelle du 1/200.000e. (cf Figure II.2)

Pratiquement, toutes les formations tabulaires du Tertiaire y sont représentées, en l'occurrence les grès de *Louiza* de l'Albien inférieur surmontés d'argiles versicolores ainsi que les calcaires et dolomies de l'Albien supérieur, les calcaires du Cénomaniens, du Turonien et du Coniacien.

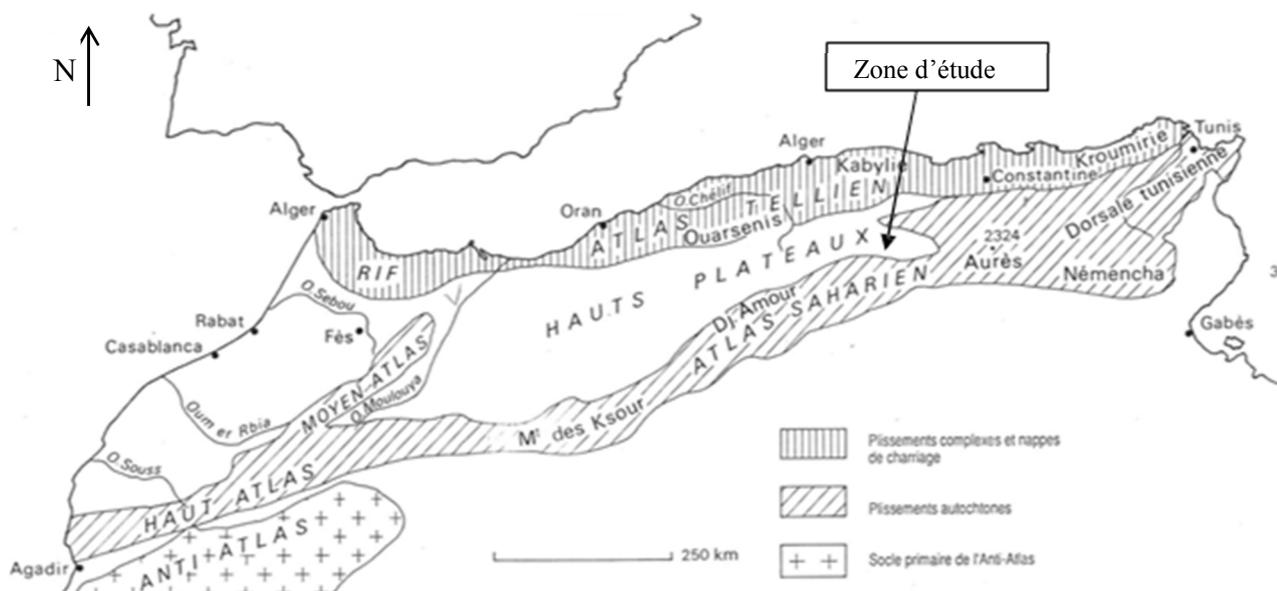


Figure II.1 : Carte géologique Régionale (Nord d'Afrique)source

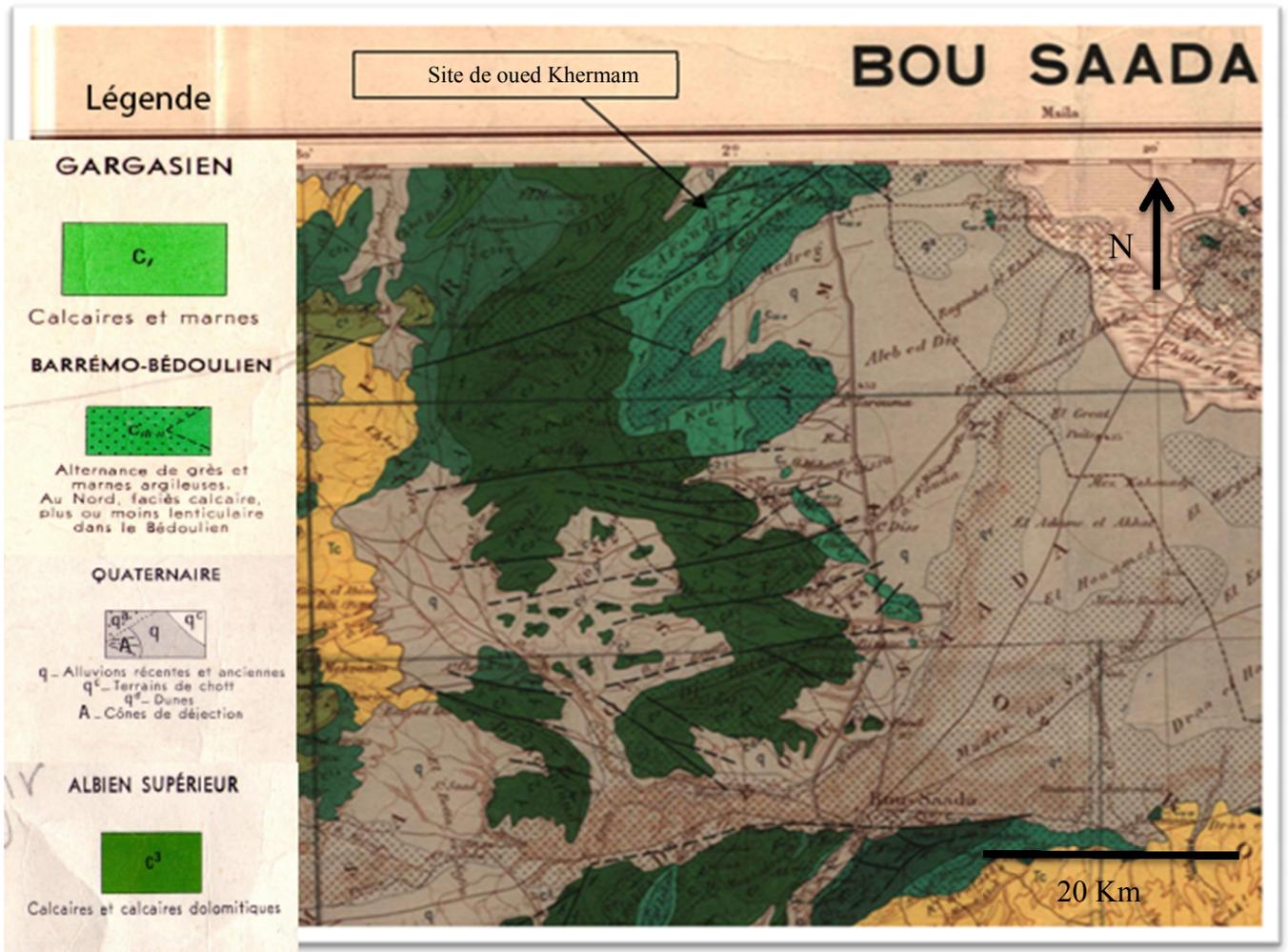


Figure II.2 : Extrait de la carte géologique de Bou-Sâada au 1/200.000^e
 (source : l'Office Nationale de la Géologie)

II.3.1. Synthèse stratigraphique de la région

Le site d'oued Khermam se situe sur la bordure septentrionale de l'anticlinal du djebel Aroudja, au Nord de Rass El Haneche. On y découvre les formations suivantes, en allant du Nord vers le Sud, et de la plus récente vers la plus ancienne :

- Alluvions anciennes et récentes du Quaternaire au Nord du site de symbole q.
- Les calcaires et calcaires dolomitiques de l'Albien supérieur de symbole C3 (Crétacé moyen).
- Les grès et argiles versicolores de l'Albien inférieur de symbole C2 1 (Crétacé moyen).
- Les calcaires et marnes de l'Aptien ou Gargasien de symbole CI. (Crétacé moyen).
- Alternances de grès et marnes argileuses du Barrémien de symbole CIII II. (Crétacé inférieur).

Toutes ces formations se situent à l'Ouest du Chott El Hodna.

Les principales formations géologiques que nous avons rencontrées au niveau du site de l'oued Khermam se trouvent dans une vallée très encaissée mais suffisamment ouverte pour accueillir une retenue collinaire, avec des pentes relativement abruptes.

Au niveau de l'axe de la digue que nous avons choisi, dans un premier temps, la largeur du lit de l'oued est d'au moins une quarantaine de mètres. On retrouve de gros bancs calcaires sur les sommets qui bordent l'oued de l'Albien inférieur qui surmontent les argiles du même étage.

Ce sont des bancs calcaires plus ou moins fracturés mais suffisamment denses et durs. La digue serait ancrée dans les argiles sous-jacentes. La cuvette est plus ou moins large dans son ensemble mais devient un peu plus étroite en amont de l'axe de la digue proposé.

II.4 Sismicité

II.4.1 Introduction

Ce chapitre de l'étude a pour but d'estimer le niveau de l'activité sismique de la région où sera implantée la retenue collinaire et d'évaluer l'accélération horizontale à prendre en compte notamment pour le dimensionnement de la digue.

Selon les modèles géotechniques actuels, le continent Africain situé sur la plaque du même nom est en collision avec la plaque Eurasienne le long d'une ligne qui s'étend de Gibraltar vers l'Ouest à travers la Turquie à l'Est, en traversant l'Algérie, la Sicile et le Nord de la Grèce.

Le long de ce contact, la plaque Eurasienne est charriée au-dessus de la plaque Africaine en ayant pour conséquence la formation des chaînes de l'Atlas. Celles-ci forment un complexe de structures d'orientation sensiblement Est-Ouest limitées au Sud par la faille Sud atlasique.

Immédiatement au Nord de la faille Sud atlasique, se trouve l'Atlas Saharien modérément plissé et faillé, suivi par les hauts plateaux de structure tabulaire. L'Atlas Tellien est par contre dominé par des plissements, des failles et des nappes de charriage fort complexes.

Au niveau des montagnes du Tell intérieur, à savoir l'Ouarsenis, les accidents orogéniques y sont de plus faibles amplitudes que dans les chaînes littorales et l'âge des plissements y est plus ancien.

D'une manière générale on peut dire que les épicentres des séismes Algériens jalonnent les principaux axes anticlinaux et que les séismes Algériens sont d'autant plus fréquents que les plissements sont plus récents. Nombre de secousses importantes s'accompagnent de longues séries de répliques mais la secousse principale n'est pas toujours la première.

II.4.2. Sismicité de la retenue et accélération à prendre en compte

La carte des zones sismiques du document officiel, édité par le Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, après le tremblement de terre qui a eu lieu à Boumerdes et Alger en 2003, intitulé « Règles Parasismiques Algériennes RPA 1999 / version 2003 », Il est défini 4 zones sismiques classées comme suit :

1. Zone 0 : Sismicité négligeable
2. Zone 1 : Sismicité faible
3. Zone 2 : Sismicité moyenne
4. Zone 3 : Sismicité élevée

Il montre que la partie où est située l'oued Khermam dans la wilaya de M'Sila (au Sud-Ouest de la wilaya) est classée en zone I d'où une activité sismique faible.

La retenue collinaire qui sera projetée dans cette zone I appartient au groupe d'usage 1B, comme défini dans le RPA 2003 et de ce fait, le coefficient d'accélération A sera de 0,12 pour le calcul de la force sismique totale. L'ouvrage devra être réalisé suivant les Règles Parasismiques Algériennes de façon à ce qu'il puisse résister aux plus fortes secousses telluriques.

Nous constatons donc que le site de la retenue d'oued Khermam se situe dans une zone historiquement non reconnue par des épicentres à l'exemple de Chlef mais les secousses importantes seront faiblement ressenties.

Tableau II.1 : Coefficient d'accélération

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale : Sécurité-Hôpitaux
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance: Scolaire et Culte
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants : Habitations- Bureaux
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance: Hangars

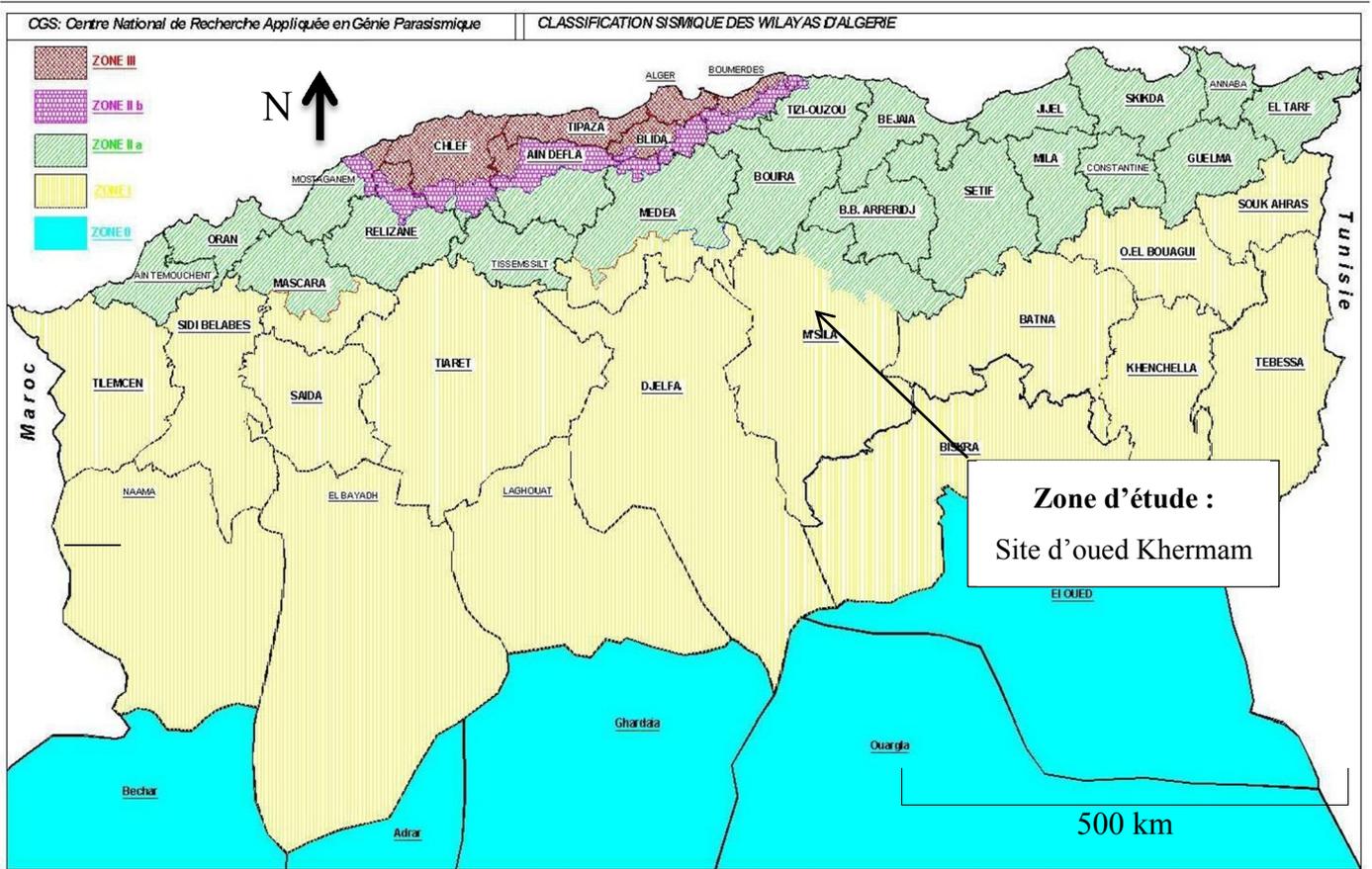


Figure II.3 : La carte des zones sismiques

Source (*REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 / version 2003*)

II.5 Aperçu hydrogéologique

L'oued Khermam n'est pas pérenne puisqu'en période estivale, il n'y a pas d'écoulements en surface. Cependant, nous avons pu nous rendre compte qu'à environ 3 m de profondeur dans les alluvions moyennement grossières, au niveau de la tranchée T2, il y avait la présence d'eau matérialisée par un écoulement d'eau assez faible. Il s'agit des eaux de la nappe alluviale qui s'écoule à travers les alluvions qui sont relativement perméables. C'est la nappe de l'inféroflux qui est alimentée principalement par les sources qui bordent le lit de l'oued, beaucoup plus en amont et qui se trouvent dans le même bassin versant. Cependant, en période sèche, le débit devrait être très faible et ne pas permettre un écoulement en surface.

II.6 Résultats des reconnaissances sur le terrain

Dans un souci de connaître toutes les caractéristiques physiques et mécaniques du sol de fondation sur lequel sera implanté une digue afin de retenir les eaux superficielles de l'oued Khermam, nous avons prévu une reconnaissance assez détaillée de la zone

Nous avons reporté les différents affleurements des séries lithologiques sur fond topographique de la cuvette pour l'établissement des levés géologiques. En parallèle, des échantillons intacts et remaniés ont été récupérés lors de la réalisation des fouilles, au nombre de cinq (05) dans la cuvette de l'oued et trois (03) tranchées de reconnaissance, au niveau de l'axe de la digue.

Les levés géologiques vont nous permettre de mettre en relief les structures lithologiques de surface et en profondeur par corrélation des différentes investigations entreprises dans le cadre de cette étude. Les résultats des tranchées obtenus vont servir principalement à faire des corrélations entre les différentes séries lithologiques et élaborer ainsi la coupe géologique transversale au niveau de l'axe de la digue. voir planche (Planche N°03)

7. Matériaux de construction

Il est indispensable pour les besoins de l'édification de la digue que les matériaux soient prélevés dans la cuvette de la retenue collinaire pour que, dans un premier temps, le volume de terre soit remplacé par l'équivalent en volume d'eau, ce qui n'est pas négligeable et dans un deuxième temps, pour que le coût de transport des matériaux soit le moins cher possible, ce qui donnerait un meilleur rapport qualité/prix.

Dans le cas où les matériaux recherchés ne seraient pas disponibles dans ou près de la cuvette, il devient impératif de les rechercher un peu plus loin ou d'abandonner le projet en raison du coût élevé de leur transport.

7.1 Agrégats pour le filtre (gravier et sable)

Les matériaux pour filtre existent dans le lit actuel de l'oued. Nous pourrions les prélever au niveau du lit de l'oued (voir coupe de la tranchée T2) et tout le long de l'oued Khermam, que ce soit en amont ou en aval de l'axe probable de la digue, sachant que le pourcentage de sable dans l'échantillon prélevé est prédominant. Le sable limoneux constitue la matrice principale qui rassemble les galets et les graviers. Ils devraient suffire pour la confection des filtres de la digue. Ces matériaux existent, suivant l'endroit où l'on se trouve, avec des épaisseurs variables, pouvant aller de 2,0 mètres pour la fouille F1 à plus de 3,0 mètres pour la tranchée T2, dans l'axe supposé de la digue. Il suffira de séparer les graviers du sable pour les alluvions grossières par la méthode de criblage suivant les diamètres requis.

Pour le gravier, il suffira de faire la même opération que pour le sable en choisissant le diamètre voulu sachant que la fraction graveleuse dans les échantillons de F1 est importante par rapport au volume total de l'échantillon. La nature de ces graviers est calcaire de teinte grise.



Figure II.4 Photo qui illustre une largeur du lit relativement importante parsemé d'alluvions grossières non seulement dans le lit mais également sur les terrasses qui dominent l'oued Khermam

II.7.2 Matériaux de recharge de la digue

Les matériaux de recharge que l'on appelle dans le langage courant tout-venant seront prélevés dans l'oued et au niveau des terrasses alluviales. Nous pouvons les trouver tout le long de l'oued, sur les talus des terrasses, où nous pouvons les trouver sous les argiles sableuses mises en évidence par les fouilles dans la cuvette. Ils sont constitués de blocs, de gros galets, de graviers, de sable et une faible fraction argilo-limoneuse, en proportions variables. Dans le cas d'une digue zonée, ils seront prélevés du lit mineur et majeur d'oued Bouzeguert et des terrasses alluviales environnantes où les matériaux grossiers se trouvent enfouis sous les argiles sableuses de recouvrement à des profondeurs variables.

II.7.3 Matériaux fins

Les fouilles à la pelle mécanique nous ont permis de mettre en évidence des sables argilo-limoneux en F1, F2, F3, F4 et F5. Des échantillons ont été prélevés au niveau de ces fouilles à des fins d'essais au laboratoire lesquels s'ils s'avèrent intéressants d'un point de vue physique et mécanique pourront être potentiellement utilisées pour la confection d'une digue en terre homogène ou une digue zonée (mixte) avec un noyau en matériau fin imperméable surmonté de recharges. Dans le cas contraire, nous serions obligés d'opter pour un autre type de digue, à savoir une digue en enrochement. Les essais physiques et mécaniques des échantillons qui seront effectués et interprétés seront développés dans la partie géotechnique de l'étude. Ils nous confirmeront les qualités physiques et mécaniques de ces matériaux. Nous avons pu nous rendre compte par le biais des fouilles réalisées dans la cuvette que leurs épaisseurs étaient relativement considérables.

II.7.4 Matériaux pour le rip-rap ou enrochement

Pour la protection du talus amont contre les vagues dans le cas d'une digue en terre homogène, il sera essentiel de prélever manuellement les gros éboulis de pente qui sont disponibles sur les deux rives de l'oued Khermam, en amont de la digue (Voir les photos qui suivent). Il faudrait les prélever suivant le calibre imposé par les calculs contre la force des vagues. Ils existent donc à l'état naturel et sont de nature calcaire. Il s'agit d'un matériau dur pouvant résister à la chaleur et au gel, ainsi qu'aux pluies dites acides. En général, ils sont exploités en blocs de 20 à 40 cm suivant les besoins. Pour l'enrochement, nous pourrions prélever les blocs existant à l'état naturel sur les rives longeant l'oued Khermam et qui sont de nature calcaire. Ils existent sous différents calibres qui se sont détachés des grandes barres calcaires qui surplombent oued Khermam.



Figure II.5 :Photo qui illustre la Présence d'éboulis de pente de nature calcaire en rive droite de l'oued Khermam, près de l'ancienne digue, durs, et de gros cailloux et galets au niveau des terrasses qui longent l'oued.

Depuis la construction de l'ancienne digue, le transport solide au niveau du lit de l'oued a été important et les dépôts alluvionnaires se sont accumulés engendrant ainsi une dénivelée assez

importante entre la cuvette de l'ancienne digue et juste en aval de la digue. La tranchée T2 a été creusée à environ 150 m de l'ancienne digue. Nous avons pu faire les investigations jusqu'à 3 m de

profondeur et pas plus en raison de l'instabilité des parois qui s'effondraient au fur et à mesure de l'avancement de la tranchée. Nous estimons que l'épaisseur des alluvions sablonneuses au niveau du nouvel axe de la digue devrait dépasser les 5 mètres en raison de ces dépôts récents causés par la construction de l'ancienne digue. Pour éviter un risque d'infiltration à travers ces alluvions, il serait souhaitable d'ancrer la digue sous ces alluvions et éviter ainsi une vidange de la retenue ou même des fuites d'eau souterraines.

II.8 Etude géotechnique

Les études géotechniques ont pour principal objectif les études de sol pour la construction d'ouvrages tels les barrages ou les retenues collinaires. Elles traitent également des phénomènes de mouvement de sol (glissement, affaissement et autres), de déformation (tassements sous charges) et résistance mécanique. Elles permettent également d'expliquer et quantifier le comportement des matériaux aussi divers et hétérogènes que ceux engendrés par la nature. Il est indispensable de connaître leurs propriétés physiques et mécaniques dans le cas où ils sont destinés à la construction d'une retenue collinaire.

En vue d'établir les caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux fins (s'ils sont disponibles au niveau de la cuvette de la retenue) que nous projetons de prélever, nous avons fait le prélèvement de quatre (04) échantillons intacts et remaniés dans les cinq (05) fouilles réalisées dans la cuvette. Les essais au laboratoire ont été assurés par le laboratoire. Il n'a été possible de prélever que deux échantillons intacts paraffinés dans la fouille F2. Les autres fouilles ne nous ont pas permis d'en prélever car le matériau était trop friable et lâche ce qui a rendu la tâche impossible. Les résultats qui seront recueillis nous renseigneront sur la faisabilité du projet.

II.8.1 Travaux de reconnaissance

Il a été réalisé à l'emplacement de l'axe supposé de la digue trois (03) tranchées à des profondeurs variables. Elles ont été réalisées essentiellement afin de décrire le sol de fondation de la digue (description lithologique) et faire des prélèvements d'échantillons remaniés à des fins d'essais de perméabilité à l'odomètre, reconstitués pour les besoins de l'essai. Afin d'établir une coupe géologique transversale au niveau de l'axe de la digue, la plus fidèle possible, nous avons fait des

corrélations entre les niveaux lithologiques des différentes tranchées. Nous avons également prévu et réalisé cinq (05) fouilles avec prélèvements d'échantillons dans la cuvette de la retenue collinaire pour la recherche des matériaux de construction.

Tableau II.2 : Quantité de travaux de reconnaissance (DRE M'sila)

N°	Travaux de reconnaissance	Quantité de travaux	
		Sol de fondation (site)	Cuvette
01	Tranchées	03	/
02	Fouilles	/	05

Les échantillons prélevés lors des travaux de fouilles ont fait l'objet d'une description macroscopique (voir coupes des différentes fouilles en annexe). Il en a été de même pour les échantillons de sondage dont les logs lithologiques ont été joints à l'étude. Les essais d'identification qui comprennent l'analyse granulométrique ainsi que les limites d'Atterberg nous permettront d'établir une classification beaucoup plus précise.

II.8.2 Essais au laboratoire et in-situ

A ce stade de l'étude, il a été réalisé des essais physiques et mécaniques sur des échantillons remaniés et intacts. Quatre échantillons remaniés (04) ont été prélevés dans les fouilles F1, F2, F3 et F4 et deux (02) échantillons intacts paraffinés ont été prélevés dans la fouille F2 pour des mesures de densités et de teneur en eau afin qu'elles reflètent les caractéristiques de l'échantillon en place.

II.8.2.1 Echantillons remaniés et intacts (Fouilles) : F1, F2, F3 et F4.

Essais physiques

- Analyse granulométrique et sédimentométrique.
- Teneur en eau.
- Densité sèche.
- Densité humide.
- Limites d'Atterberg.

Essais mécaniques :

- Essai oedométrique.
- Perméabilité à l'oedomètre.
- Essai proctor normal.
- Essai de cisaillement rectiligne (UU).

Analyse chimique :

- Teneur en matières organiques

II.8.2.1 Echantillon remaniés et intact (tranchées): T1, T2 et T3

Essais physiques

- Analyse granulométrique.

- Teneur en eau.
- Densité sèche.
- Densité humide.
- Degré de saturation.
- Limites d'Atterberg.

Essais mécaniques :

- Essai de cisaillement rectiligne (UU).
- Essai oedométrique.
- Perméabilité à l'oedomètre.

Analyse chimique :

- Teneur en matières organiques.

II.8.3 Résultats des travaux de reconnaissance et essais au laboratoire :**II.8.3.1 Sol de fondation**

Cette partie de l'étude constitue une étape importante du chapitre géotechnique. Elle consiste à déterminer si le sol de fondation est apte à supporter une digue en terre ou un barrage poids (béton + maçonnerie).

Un sol de fondation, constitué d'argile et de calcaire dur, pourrait s'accommoder avec un barrage poids mixte en béton et en maçonnerie ou en maçonnerie car il est d'autres sites qui imposent un autre choix d'ouvrage, à l'exemple d'une retenue collinaire en terre et enrochement.

La retenue collinaire en terre est la plus économique des ouvrages et que si elle est écartée, c'est en général à cause des difficultés que présente l'implantation des ouvrages annexes et l'absence de matériaux fins pour une digue en terre homogène et de matériaux grossiers pour une digue mixte ou en enrochement.

Les échantillons des tranchées prélevées entre 2,00 et 2,50 m pour la tranchée T1 en rive droite, entre 2,50 et 3,0 m pour la tranchée T2 dans l'oued (sable grossier) et à 2,20 m de profondeur pour la tranchée T3 en rive gauche, ont été soumis à des essais géotechniques au laboratoire. Les résultats ont été reportés en annexe de ce rapport et serviront à faire la classification du matériau selon les normes américaines. La tranchée T1 comporte 2 échantillons intacts paraffinés pour la détermination de la teneur en eau et la densité humide et sèche de l'échantillon.

✓ Teneur en eau

La teneur en eau des échantillons T1, T2 et T3 est respectivement de 4,7 %, de 9,83 % et 6,15 %. Elle s'exprime en pourcentage et représente le rapport du poids de la phase liquide de l'échantillon sur le poids de la phase solide. Le poids de la phase liquide est très faible par rapport au poids de la phase solide de l'échantillon. Nous remarquons

d’ailleurs que la teneur en eau des sables grossiers de l’oued est relativement plus élevée. Le degré de saturation des sables est assez faible.

✓ **Densité**

La densité de l’échantillon T1 intact et paraffiné a montré une densité sèche et humide relativement élevée puisqu’elle est respectivement de 2,02 et 2,12 T/m³. Elle reflète bien la densité d’un sable limoneux. Les échantillons remaniés de T2 et T3 ont montré des densités faibles puisqu’elle a été mesurée sur des échantillons bruts et non reconstitués, avec un volume des vides important, ce qui ne reflète pas la densité réelle de l’échantillon, ce qui nous amène à prendre en considération les densités de l’échantillon intact de T1.

✓ **Granulométrie et sédimentométrie**

L’intérêt de la répartition dimensionnelle des éléments d’un sol permet souvent son identification géologique. De plus, elle offre toujours une approche intéressante de ses qualités géotechniques, notamment par la connaissance de l’importance relative de la phase argileuse.

Le but de l’analyse granulométrique est d’étudier la taille des particules et de mesurer l’importance relative de chacune des fractions de sol de dimensions bien définies.

La courbe de l’échantillon T1 débute pratiquement dans les cailloux, et se continue dans les graviers et surtout dans le sable. Les cailloux sont présents avec une proportion d’environ 16 % de l’échantillon total, de 12 % de graviers, 26 % de gros sable, de 35 % de sable fin et le reste étant constitué de limons et d’argiles avec environ 11%. C’est une composition lithologique typique

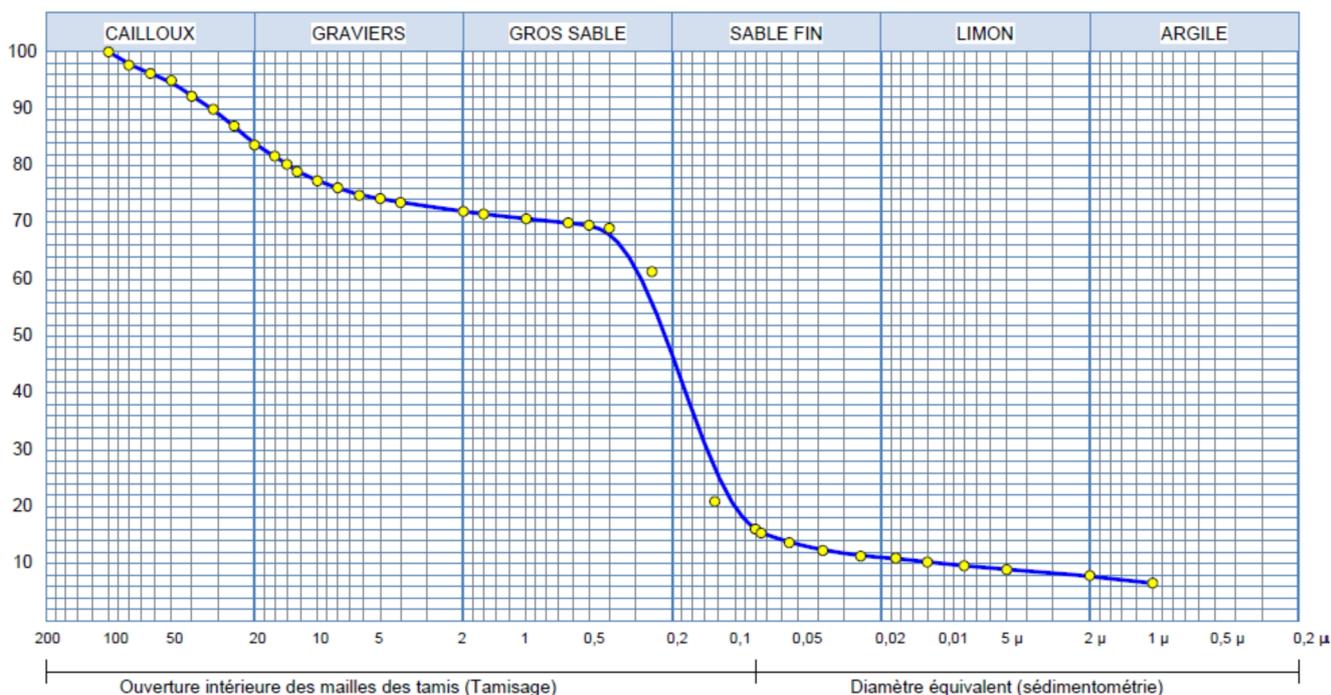


Figure II.6 : Courbe d’essai granulométrique du tranché T1

d'un sable graveleux-limoneux. La distribution est étalée mais discontinue. Nous avons pratiquement un échantillon composé d'un peu plus de 60% de sable entre grossier et fin graveleux. Pour cette courbe, nous pouvons calculer le coefficient d'uniformité puisque le d_{10} est de 0,01 mm alors que le d_{60} est de 0,28 mm, donc le $CU = d_{60}/d_{10} = 0,28/0,01 = 2,8$. Il s'agit donc d'une granulométrie pas trop étalée. Quand le coefficient de Hazen est supérieur à 2, on dit que la granulométrie est étalée. Dans la littérature géotechnique, nous appellerons cet échantillon comme faisant partie des sables graveleux. L'échantillon prélevé au niveau de la tranchée T2, dans le lit de l'oued Khermam entre 2,50 m et 3,0 m de profondeur, débute dans les cailloux avec une fraction de 13 %, puis viennent les graviers avec 11 % de l'échantillon, ensuite le gros sable qui est la fraction la plus importante avec 43 %, ensuite 22 % de sable fin et enfin 8% à un peu moins de 8% de limons et d'argiles. La courbe est relativement serrée et est basée principalement dans les sables puisque environ 65 % de l'échantillon est constitué de sable, entre gros sable et sable fin. C'est une courbe qui caractérise plutôt un sable graveleux ce qui est un normal puisque nous nous trouvons dans le lit de l'oued Khermam. Pour cette courbe également, nous pouvons calculer le coefficient d'uniformité puisque le d_{10} est de 0,093 mm alors que le d_{60} est de 0,44 mm, donc le $CU = d_{60}/d_{10} = 0,44/0,093 = 4,73$. Il s'agit donc d'une granulométrie assez serrée puisque la valeur du coefficient d'uniformité est supérieur de 2. Il s'agit d'un sable graveleux comme dit précédemment.

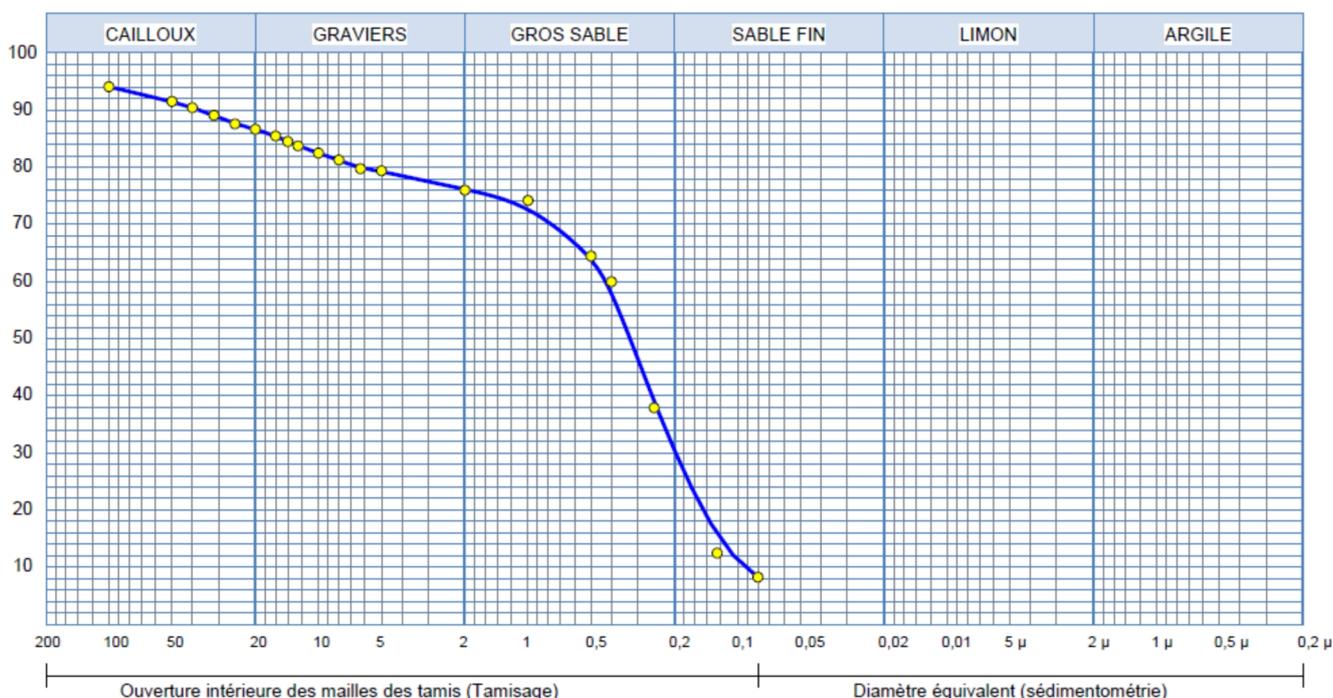


Figure II.7 : Courbe d'essai granulométrique du tranché T2

✓ Equivalent de sable

Les mesures de l'indice de plasticité I_p (limites d'Atterberg) et de l'équivalent de sable ES sont complémentaires. Quand le matériau est composé d'un pourcentage de sable très élevé, on y emploie l'équivalent de sable au lieu des limites d'Atterberg pour y déterminer l'importance relative des éléments fins, à savoir les limons et argiles. Dans le cas, où on veut utiliser ce sable pour la confection des ciments, sa valeur nous indique si c'est un sable pollué par *les fines* ou non, c'est ce que l'on appelle degré de pollution. C'est le pourcentage de fines qui existe dans les sables, ce qui n'est pas notre cas puisque nous aurions souhaité l'utiliser comme matériau fin à l'édification d'une digue en terre. Les équivalents de sable mesurés sur les échantillons des tranchées ont montré une présence de fines plus importante sur les échantillons de T1 et T3 sur les rives alors que T2 dans l'oued, elle l'est beaucoup moins mais avec une fraction assez importante. Tous ces sables sont impropres quant à leur utilisation pour la confection des ciments et bétons car la fraction argileuse est trop importante.

✓ Essai oedométrique :

Cet essai est une application directe de la théorie de la consolidation. Il permet d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leur évolution dans le temps. On applique à l'échantillon, en présence d'eau, des contraintes normales successives croissantes. Après avoir atteint la charge maximale on décharge, également par paliers successifs, en notant le gonflement du sol. Deux courbes formant une boucle (voir en annexe essai de compressibilité de S3) est ainsi obtenue :

- La courbe de chargement.
- La courbe de déchargement.

Si la pression de consolidation est supérieure à la pression due au poids des terres qui surmontent ce point à une profondeur H , on dit que le sol est surconsolidé.

Les sols qui ont tassé uniquement sous leur propre poids et celui des terres de couvertures actuelles ont une pression due à leur poids égale à la pression de consolidation ce qui donne des sols normalement consolidés.

Les sols sous consolidés tels que la pression de consolidation soit inférieure au poids des terres qui à une profondeur H sont en cours de consolidation sous leur propre poids. Il s'agit de remblais récents mal ou non compactés. Les valeurs de l'essai oedométrique, la pression de consolidation, le coefficient de tassement et le coefficient de gonflement sont notés en

Pour connaître l'état de consolidation du matériau, il est nécessaire de calculer la pression effective due au poids des terres à la profondeur considérée et de la comparer à la pression de consolidation. Nous avons la relation suivante pour le calcul de la pression due au poids des

terres : $\sigma'_0 = \gamma_h \cdot H/2$

Application numérique pour l'échantillon T1

Où :

H = profondeur à laquelle l'échantillon a été prélevé = 2,30 m.

γ_h = densité humide de l'échantillon = 2,12 T/m³ :

donc :

H = 2,30 m et $\gamma_h = 2,12 \text{ T/m}^3$ d'où $\sigma'_0 = 2,12 \times 10^3 \times (2,3 / 2) \times 10^{-4} = 0,245 \text{ bar}$.

Sachant que la pression de consolidation qui est égale à 1,20 bars et qui est supérieure à la pression due au poids des terres, $\sigma'_0 = 0,245 \text{ bar} < P_c = 1,20 \text{ bars}$, on dit que c'est un matériau surconsolidée.

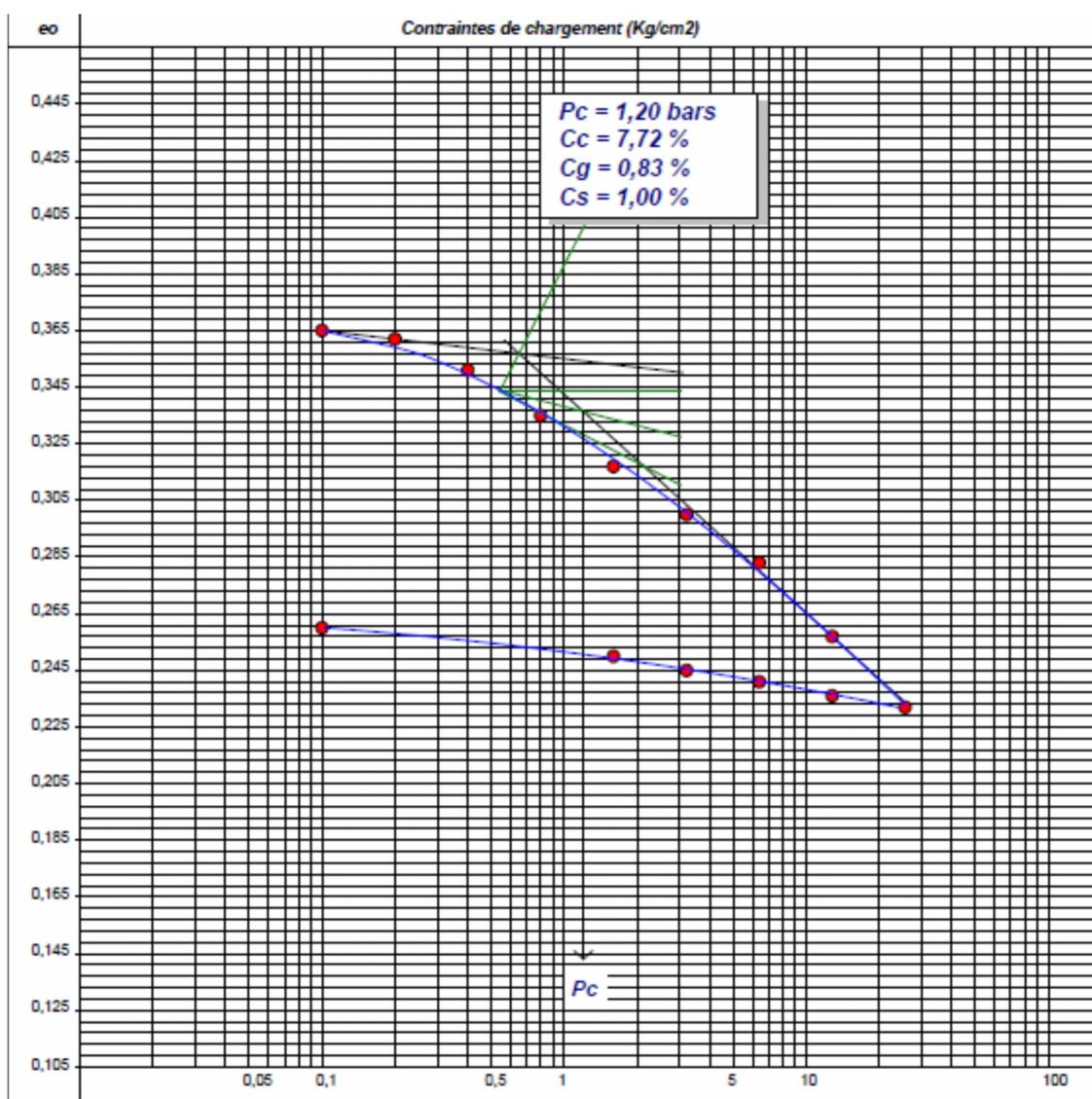


Figure II.8 : La courbe de chargement d'essais d'odométrie T1

Application numérique pour l'échantillon T2

Où :

$H =$ profondeur à laquelle l'échantillon a été prélevé = 2,70 m.

$\Upsilon_h =$ densité humide de l'échantillon = 1,30 T/m³ :

donc :

$H = 2,70$ m et $\Upsilon_h = 1,30$ T/m³ d'où $\sigma'_0 = 1,30 \times 10^3 \times (2,7 / 2) \times 10^{-4} = 0,175$ bar.

Sachant que la pression de consolidation qui est égale à 2,30 bars et qui est largement

supérieure à la pression due au poids des terres, $\sigma'_0 = 0,175$ bar < $P_c = 2,30$ bars, on dit que c'est un matériau surconsolidée.

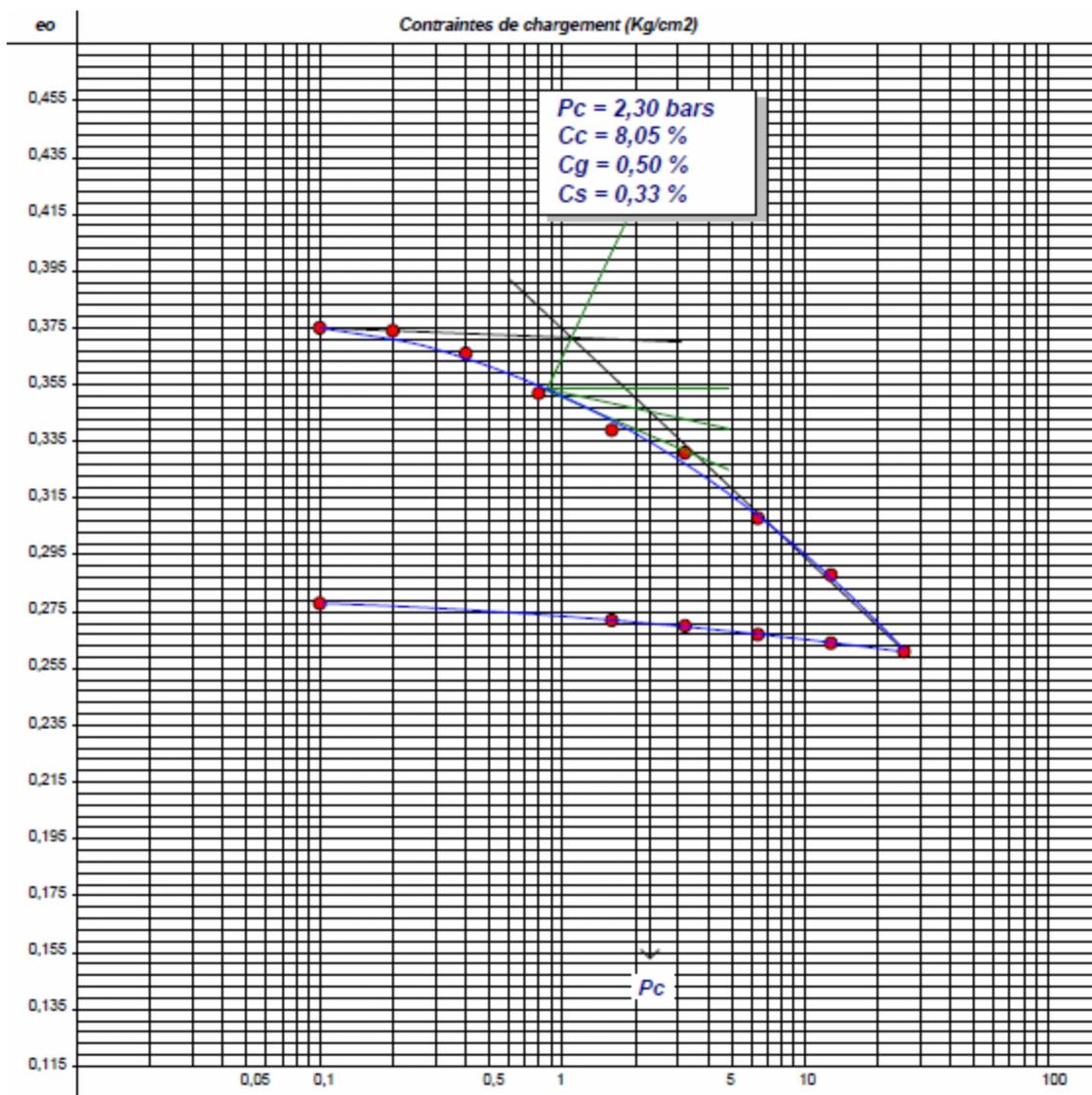


Figure II.9 : La courbe de chargement d'essais d'odométrie T2

Application numérique pour l'échantillon T3 :

Où :

$H =$ profondeur à laquelle l'échantillon a été prélevé = 2,20 m.

$\Upsilon_h =$ densité humide de l'échantillon = $1,39 \text{ T/m}^3$:

donc :

$$H = 2,20 \text{ m et } \Upsilon_h = 1,39 \text{ T/m}^3 \text{ d'où } \sigma'_0 = 1,39 \times 10^3 \times (2,2 / 2) \times 10^{-4} = 0,155 \text{ bar.}$$

Sachant que la pression de consolidation qui est égale à 0,84 bar et qui est supérieure à la pression due au poids des terres, $\sigma'_0 = 0,155 \text{ bar} < P_c = 0,84 \text{ bar}$, on dit que c'est un matériau surconsolidée.

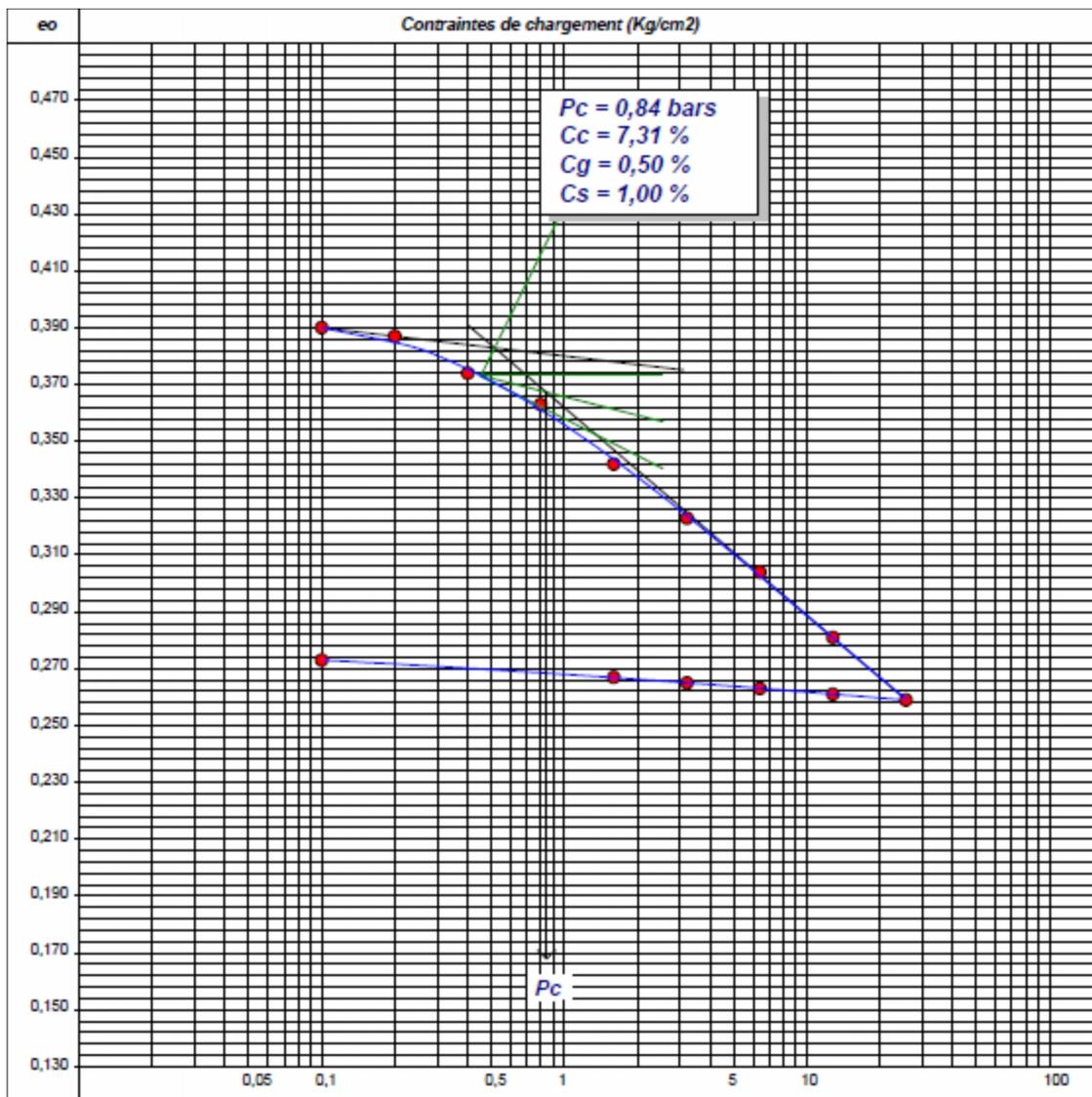


Figure II.10 : La courbe de chargement.d'essais d'odométrie T2

Si l'échantillon est soumis à un chargement, le tassement que l'on va observer est dû à un serrage du squelette solide du milieu. Celui-ci se produit grâce à une expulsion d'eau interstitielle et éventuellement, à un nouvel arrangement des grains du squelette solide. On dit que le matériau se consolide.

L'essai œnométrique sur les trois échantillons T1, T2 et T3 montre que les courbes de tassement et de déchargement ne se recoupent pas. La pression de consolidation est relativement moyenne puisqu'elle oscille entre 0,84 bar pour T3 et 2,3 bars pour T2, ce qui implique une charge

moyenne pour que l'échantillon commence à tasser et combler ainsi les vides. L'indice de gonflement Cg des trois échantillons est inférieur à 4%, ce qui implique des sols très peu gonflant.

Essais de cisaillement rectiligne :

Les valeurs de l'angle de frottement ϕ pour les trois échantillons T1, T2 et T3 sont caractéristiques de sable graveleux puisqu'ils sont assez élevés, allant de 31° à 39°. La cohésion est faible pour T1 et T2, à l'exception de T3 où elle frôle les 2 bars, et ce en raison de la reconstitution du matériau qui comporte des limons en tant que liant.

Matières organiques (MO) :

Certains sols de dépôts géologiquement récents peuvent contenir de la matière organique. On peut les identifier in-situ à leur couleur grise à noire, aux débris végétaux qu'ils contiennent et souvent à l'odeur. La teneur en matières organiques se mesure en laboratoire et nous considérons qu'au-delà de 5 % en MO, le sol peut engendrer des problèmes de tassement à long terme, ce qui n'est pas le cas de nos trois échantillons puisque les valeurs de MO se situent en-dessous de 5%

(cf tableau récapitulatif en tableau).

II.9 Influences des conditions géologiques et géotechniques sur la retenue collinaire:

II.9.1 Caractéristiques de la retenue collinaire

II.9.1.1 Perméabilité de la fondation

D'après « les pratiques américaines de Gauthier et Villars », on peut considérer comme pratiquement imperméables les terres dont le coefficient de perméabilité K est inférieur à $5 \cdot 10^{-7}$ m/s. Les essais de perméabilité à l'oedomètre réalisés sur les échantillons reconstitués des tranchées T1, T2 et T3 au niveau de l'axe de la digue nous confirmeront ou infirmeront le caractère imperméable de la couche sableuse que nous avons pu échantillonner en T2.

II.9.1.2 Stabilité des versants

D'un point de vue géomorphologique, la vallée de l'oued Khermam, à l'endroit où est prévu l'ouvrage, a été creusée dans un couloir de forme trapézoïdale à fond large et des pentes relativement faibles, avec une largeur du lit de l'oued d'environ 40 mètres.

La rive droite ne devrait pas poser de problème d'un point de vue stabilité en raison de la nature du sol qui est en place et une pente plus ou moins douce. Cette rive pourrait supporter une digue en enrochement ou autre. La rive devra être débarrassée de tous les éboulis s'y trouvant manuellement. Les plus intéressants seront récupérés pour y construire la digue dans le cas d'une digue en enrochement. Nous y avons observé des éboulis de tout calibre, allant du bloc au gravier en passant par les gros galets. Ils sont le produit de l'érosion des bancs calcaires qui dominent la vallée, au sommet de la koudia et qui se sont retrouvés sur les flancs de la rive gravitairement, avec des formes plutôt cassantes (anguleux).

La digue reposera probablement sur les sables limoneux de la rive gauche, en ayant pris soin de décaper la couche superficielle altérée sur au moins 1 m de profondeur. Cette rive devra être nettoyée de tous les éboulis de pente et de la végétation sur toute la largeur de base de la digue. Ceci s'applique également à la rive droite.

II.9.2 Caractéristiques de la cuvette

II.9.2.1 Perméabilité de la cuvette

La cuvette de la retenue collinaire est assez large dans l'ensemble, comme nous pouvons le voir sur les photos. En certains endroits bien particuliers, la largeur du lit de l'oued peut atteindre plusieurs dizaines de mètres de large. Il ne devrait pas y avoir de risque de fuite vers les bassins versants voisins car la nature des terrains qui la recouvrent dénote un caractère plutôt imperméable à semi-perméable, puisque nous avons des sables limoneux qui dominent l'ensemble de la cuvette par l'intermédiaire des terrasses qu'ils représentent. Le lit de l'oued Khermam par contre est représenté par des alluvions grossières de blocs, de gros galets, de galets, de cailloux, de graviers, de gros sable et de sable plus fin. Cette sédimentation typique d'alluvions récentes se retrouve tout le long de l'oued. Le substratum au niveau de l'oued Khermam n'a pas été atteint et devrait être constitué, d'après les affleurements que nous avons pu voir dans la vallée et la fouille F5, d'alternance de couches d'argile verdâtre plastique et de bancs calcaires durs de teinte grise appartenant à l'étage de l'Albien inférieur. On peut voir les valeurs de perméabilité dans le tableau II.3



Figure II.11 Une vue de la vallée d'oued Khermam

II.9.2.2 Stabilité des versants de la cuvette

Lors de la réalisation de la retenue collinaire, les pentes devront être adoucies, lors des prélèvements des matériaux, pour avoir une meilleure stabilité des talus, une faible érosion et un minimum d'apports solides lors des crues. D'ailleurs, lors de notre reconnaissance, nous avons remarqué que des talus étaient très peu élevés en hauteur. Mais là où ils sont instables, ils devront être

réaménagés et adoucis par la réalisation de talus en banquettes bien agencées pour éviter un affaissement total de la rive concernée. Les risques de glissement sont généralement liés au

mécanisme d'affaissement des pentes naturelles suivant une ligne de rupture qui suit une couche mince de mauvaises caractéristiques physiques sur laquelle s'exerce l'action des précipitations atmosphériques. Une vue générale de la cuvette nous montre que les rives sont à l'état stable et ne présentent pas de risque de glissement que ce soit en rive droite ou gauche.

II.9.3 Ouvrages annexes

II.9.3.1 Evacuateur de crues

En étudiant de près le plan général du site de la retenue collinaire, le plan topographique et le levé géologique au 1/500e, ainsi que les données recueillies lors de la reconnaissance, nous avons remarqué que l'extrémité des deux rives était constituée de gros bancs calcaires et qu'il aurait été difficile d'y implanter l'évacuateur de crues. Nous aurions été obligés de creuser dans ces bancs calcaires pour l'y ancrer, que ce soit en rive droite ou gauche. Cependant, si on choisit de faire un barrage poids, en enrochement, en maçonnerie et en béton, il sera central au sein même de la digue.

II.9.3.2 Prise d'eau et vidange de fond

Ces deux ouvrages pourront être implantés en rive droite de l'oued au niveau de l'axe du barrage. Ils seront ancrés dans les sables limoneux de la terrasse alluviale.

Tableau II.3 : récapitulation des résultats des essais physiques et mécaniques des tranchées et fouilles (INZAMAC 2015)

Référence	Identification visuelle	Paramètres physiques				Equivalent de sable	Analyse granulométrique				Cisaillement UU		Perméabilité à l'oedomètre	Essai Oedométrique			Essai Proctor Normal		Analyses Chimiques
		W (%)	Gd (t/m)	Gh (t/m)	Sr (%)		ES %	< 2mm (%)	< 80 μ (%)	< 2 μ (%)	Cuu (bars)	j (°)		K (cm/s)	Pc (bars)	Cc (%)	Cg (%)	yd max (t/m ³)	
T1 (remanié et intact)	Sable limoneux gravo-caillouteux, de teinte marron clair à jaunâtre, avec présence de débris de nature calcaire	4,7	2,02	2,12	39,9	10,86	71,96	16,1	7,91	0,12	36,0	2,48. 10 ⁻⁴	1,2	7,72	0,83	2,01	8,80	0,91	
T2 (remanié)	Sable plus ou moins grossier, caillouteux de teinte grise à marron	9,83	1,18	1,3	20,9	30,91	75,99	8,21	MI	0,37	31,0	2,65. 10 ⁻⁴	2,3	8,05	0,50	1,84	10,40	0,70	
T3 (remanié)	Sable limoneux de teinte brune, caillouteux et légèrement humide	6,15	1,31	1,39	15,9	16,62	76,93	17	7,81	1,85	39,0	4,83. 10 ⁻⁷	0,84	7,31	0,50	1,98	9,20	1,09	
F1 (remanié)	Alluvions gravo-sableuses baignant dans du sable limoneux de teinte beige	5,12	1,43	1,5	15,9	14,18	12,54	6,01	3,95	0,4	33,0	3,2. 10 ⁻⁴	1,27	8,06	0,66	1,98	10,80	1,73	
F2 (remanié et intact)	Sable limoneux lache présentant des cailloux et graviers, carbonaté, de couleur jaunâtre (tuf)	1,62	2,14	2,17	18	15,98	56,75	5,42	MI	0,52	35,0	1,83. 10 ⁻⁴	1,51	3,9	0,83	1,84	10,80	0,41	
F3 (remanié)	Sable lache limoneux de teinte beige, avec présence de cailloux et graviers	1,81	1,4	1,43	5,37	20,84	87,09	8,31	MI	0,13	30,0	4,13. 10 ⁻⁴	3,19	3,65	1,00	1,92	9,00	0,67	
F4 (remanié)	Sable limoneux, graveleux, caillouteux de teinte marron, légèrement humide	5,07	1,34	1,41	13,7	8,15	61,5	23,2	10,9	0,1	36,0	6,53. 10 ⁻⁵	1,26	9,45	0,58	2,10	8,50	1,49	

II.10 Conclusion:

D'après les résultats géotechniques des échantillons prélevés au niveau des fouilles et voyant qu'ils ne correspondraient pas au matériau d'une digue en terre ou zonée, nous avons opté pour un barrage en enrochement du fait de la présence de gros bancs calcaires le long des rives d'oued Khermam. De gros blocs jonchent les abords immédiats de l'axe futur du barrage. Il suffira de les prélever manuellement suivant les dimensions préconisées.(DRE M'sila 2015)

La digue sera ancrée dans les argiles de l'Albien inférieur, sous le gros sable du lit de l'oued du Quaternaire actuel, qui a une épaisseur d'au moins 4 à 5 mètres. Il faudra pénétrer dans ces argiles d'au moins 0,5 m afin d'éviter la couche altérée qui a été au contact de l'eau de l'inféro- flux.

Pour la confection du béton et du ciment pour le liant entre les moellons, nous pourrions utiliser soit le sable du lit de l'oued Khermam, soit le sable limoneux graveleux des fouilles F1, F2 ou F3. Cependant, il faudrait le passer au lavage afin d'y extraire les parties fines pour le rendre plus performant. Le gravier aussi pourra être récupéré de ces fouilles suivant le calibre proposé. Il devra également être passé au lavage avant d'être utilisé en tant que matériau 4

Les pentes des berges au niveau des rives du site qui surplombent l'oued sont à l'état stable et semble maintenir un bon équilibre.

Les zones C, D, E et F délimitées sur la carte des zones d'emprunt au (planche N°1) constitueront la zone d'emprunt des matériaux sableux et graveleux qui est représentée par le lit mineur et majeur de l'oued. Leur volume est d'environ 300.000 m³. Le lit majeur est représenté par les terrasses alluviales qui dominent le lit mineur de l'oued Khermam. On y trouve du sable, du gravier et très peu de limons (voir courbe granulométrique des fouilles F1, F2, F3 et même F4 ainsi que la tranchée T2 en annexeII). A exemple de la fouille F1 où les cailloux et les graviers représentent plus de 80% de l'échantillon, ce qui sera d'un grand apport en granulats de différents calibres.

Les zones A et B où les bancs calcaires affleurent et qui dominent la vallée d'oued Khermam ainsi que les éboulis de pente constitueront une zone potentiellement exploitable pour l'édification d'un barrage en enrochement. Ils ont été estimés à 50.000 m³. Les blocs détachés des bancs calcaires seront les premiers à être récoltés et façonnés de manière à ce qu'ils épousent la forme désirée du barrage en horizontalité et en hauteur. Dans le cas où il y a un manque de matériau rocheux, il serait souhaitable d'utiliser un brise-roche aux abords immédiats du lieu du projet sans pour autant affecter les bancs déjà fracturés qui pourraient susciter un problème d'étanchéité au barrage.

Les gros éboulis de pente seront prélevés manuellement, selon le calibre imposé par les calculs. Ils sont de nature calcaire. Ils parsèment les deux rives de l'oued Khermam, en amont et en aval de l'axe de la digue.

La rive droite pourrait convenir à l'implantation de la vidange de fond et à la prise d'eau. Elles seront implantées soit dans les sables limoneux de la rive droite soit dans les argiles de l'Albien inférieur. La construction de l'évacuateur de crues se fera dans l'axe central de la digue en raison du manque d'espace au niveau des deux rives.

Chapitre III :

Etude hydrologique et régularisation

III.1 Introduction :

L'hydrologie est l'étude de la distribution et de la circulation de l'eau dans la nature. Cette discipline intègre pour partie ou en totalité un certain nombre d'autres disciplines des sciences de la terre et de la vie consacrées à la science de l'eau l'océanologie (science des océans), la météorologie (science de l'atmosphère), la glaciologie (science des glaciers), la nivologie (sciences des neiges), la potamologie (science des rivières), la limnologie (science des lacs), l'hydrogéologie (science des eaux souterraines) ; sciences dont les approches sont à la fois physiques, chimiques et biologiques.

Dans les faits, l'hydrologie s'intéresse plutôt à la partie continentale du cycle de l'eau et aux flux d'eau.

Elle étudie le cycle hydrologique sur la Terre et les eaux des continents ; les eaux superficielles et souterraines, les neiges et les glaces, de même que les processus physiques, chimiques et biologiques les concernant, leurs rapports avec le climat et avec d'autres facteurs physiques et géographiques de même que les interactions existant entre elles ; l'érosion et la sédimentation et leurs relations avec le cycle de l'eau ; elle examine les aspects hydrologiques de l'utilisation et de la gestion des eaux ainsi que les modifications affectant les ressources en eau sous l'influence des activités de l'homme ; elle fournit une base scientifique solide à l'utilisation optimale des systèmes de ressources en eau, comprenant le transfert de connaissances concernant la planification, l'ingénierie, la gestion et les aspects économiques de l'hydrologie appliquée.

III.2 Le bassin versant et son complexe :

III.2.1 Définition du bassin versant :

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

Aujourd'hui, en hydrologie, les termes bassin et bassin versant sont synonymes. Ils désignent :

- Soit la totalité de l'espace drainer par un système fluvial quel que soit sa taille.
- Soit une partie de cet espace (par ex., le bassin versant d'un affluent ou d'un sous affluent).
- Soit encore la superficie, même très petite, drainée par un cours d'eau quelconque en amont d'un point précis qui est souvent une station de jaugeage (ex. les petits bassins versants "d'investigation" ou "expérimentaux" ou "représentatifs").

Toutefois, le terme de bassin versant est peut-être plus explicite que celui de bassin. Il désigne à la fois :

- ◆ L'aire drainée, à l'intérieur de la ligne de partage des eaux, par le réseau hydrographique.

♦ Et la surface réceptrice des hydrométéores qui alimentent plus ou moins directement les cours d'eau comprise dans ce même espace.

Il peut arriver que le bassin versant topographique diffère quelque peu du bassin versant réel (cas des interfluves glaciaires, karstiques ou marécageux...).

L'emploi de bassin versant est devenu fréquent à l'époque où la recherche s'est principalement attachée à "appréhender le fait hydrologique, et d'abord le débit, comme un fait spatial, comme le produit d'un espace géographique saisi dans toutes ses dimensions, dans toute son épaisseur, dans toute sa dynamique". Le bassin versant n'est pas seulement une somme de caractères moyens, tels que la superficie, le relief, la forme, le sol, la végétation. Il est composé de parties aux caractéristiques particulières qui répondent différemment aux impulsions climatiques et météorologiques.

III.2.2 Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant :

Les caractéristiques physico-géographiques (surface du bassin versant, la forme du bassin, la pente et le réseau de drainage) du bassin versant ont été déterminées sur la base de la carte topographique carte d'état-major d'Eddis n° NI-31-XXIII-5 Ouest à l'échelle du 1/50.000e (nouvelle édition)

III.2.3 Caractéristiques géographiques du bassin versant :

La zone d'étude de la future retenue collinaire d'oued Khermam se trouve dans la commune de Ben Zouh ,

L'axe proposé de la présente étude de retenue collinaire est défini sur la carte carte d'état-major d'Eddis n° NI-31-XXIII-5 Ouest à l'échelle du 1/50.000e (nouvelle édition) par les coordonnées Universal Transverse Mercator (UTM) (c f annexe I.1)

$$X = 602,20 \text{ Km}$$

$$Y = 3.920,80 \text{ Km}$$

$$Z = 550 \text{ m}$$

III.2.4 Caractéristiques physiques :

Le bassin versant est un objet complexe dont l'ensemble des caractéristiques (géométriques, géologiques, physiographiques, humaines, etc.) joueront un rôle non seulement dans la réponse hydrologique du bassin à une sollicitation des précipitations mais aussi, en amont et pour certaines d'entre elles (altitude, exposition...), directement dans le processus de formation de la pluie.

Après avoir délimité le contour du bassin versant sur la carte topographique la carte carte d'état-major d'Eddis n° NI-31-XXIII-5 Ouest à l'échelle du 1/50.000e (nouvelle édition), Nous avons trouvées :

II.2.5 Les caractéristiques géométriques

III.2.5.1 Superficie

Le bassin versant étant l'aire de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau, les débits vont être en partie reliés à sa surface.

Par le logiciel AutoCAD et vérifié par MapInfo (Professional 9.5) carte d'état-major d'Eddis n° NI-31-XXIII-5 Ouest à l'échelle du 1/50.000e (nouvelle édition), la surface du bassin est

$$S= 10,689 \text{ Km}^2$$

III.2.5.2 Périmètre

Il correspond à la longueur de la limite extérieure du bassin on est déterminé à l'aide de même logiciel, alors le Périmètre sera égal.

$$P= 19,071 \text{ Km}^2$$

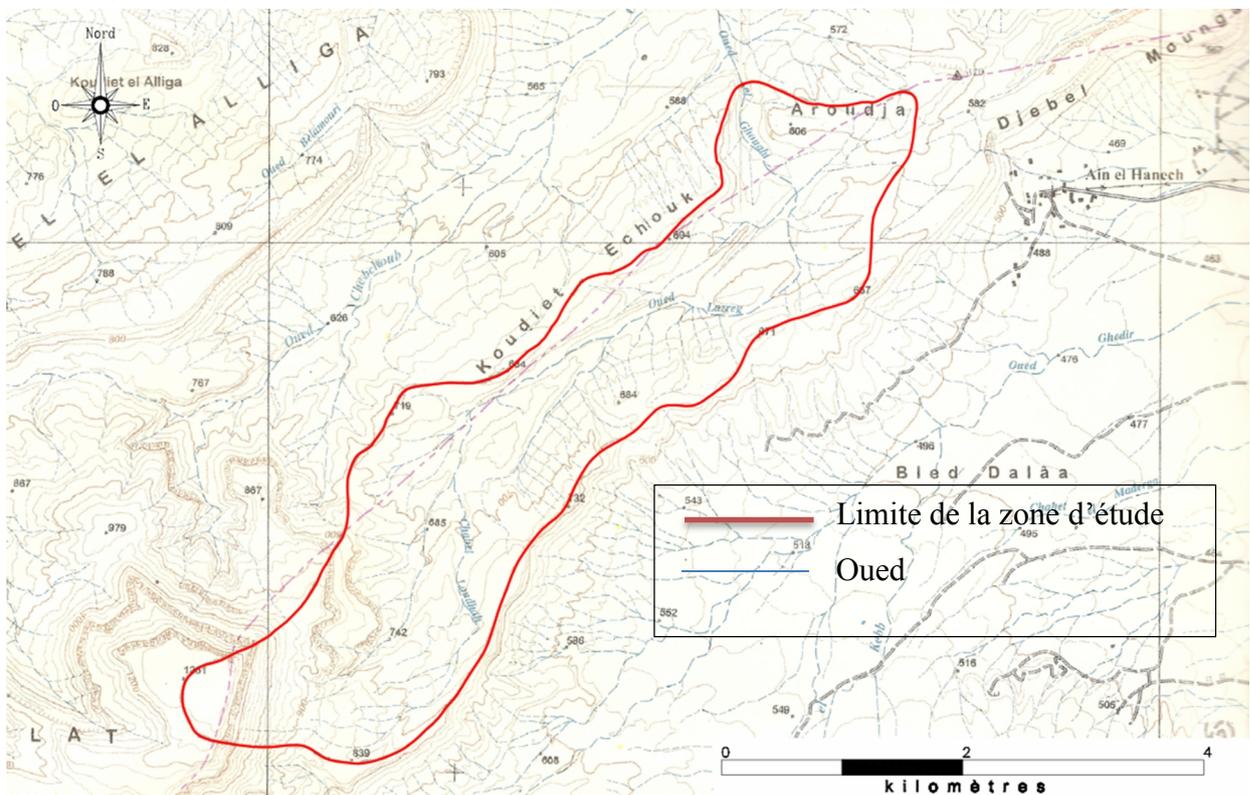


Figure III.1: Délimitation de Bassin versant d'oued Khermam extrait carte d'état-major d'Eddis n° NI-31-XXIII-5 Ouest à l'échelle du 1/50.000e (nouvelle édition)

III.2.6 Caractéristiques hydro morphologiques

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant.

III.2.6.1 Indice de compacité de Gravelius K_c

Appelé aussi l'indice de forme, cet indice caractérisant la forme du bassin versant est le rapport entre le périmètre du bassin P et la circonférence du cercle P' de rayon la même superficie S que le bassin soit :

$$K_c = \frac{P}{P'} = \frac{P}{2\pi R}$$

$$S = \pi R^2 \quad \text{et} \quad R = \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{\pi}} \quad \text{alors} \quad K_c = \frac{P}{2\pi \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{\pi}}} = \frac{\sqrt{\pi} P}{2\pi \sqrt{S}} =$$

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

Avec : P : périmètre du bassin versant (Km)
S : surface du bassin versant (Km²)

AN : $K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} = 0.28 \frac{19.071}{\sqrt{10.689}} = 1.63$
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

III.2.6.2 Rectangle équivalent

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

le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2(L + l) \quad \text{et} \quad S = L \times l$$

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

$$L, l = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[1 \pm \sqrt{1 - \frac{1.128^2}{K_c^2}} \right] \dots\dots\dots(III-1)$$

AN :

$$L = 1.63 \frac{\sqrt{10.689}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \frac{1.128^2}{1.63^2}} \right] = 8.158 \text{ Km}$$

$$l = 1.63 \frac{\sqrt{10.689}}{1.128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{1.63} \right)^2} \right) = 1.310 \text{ Km}$$

On obtient : **L = 8,158 km** et **l = 1,310 km**

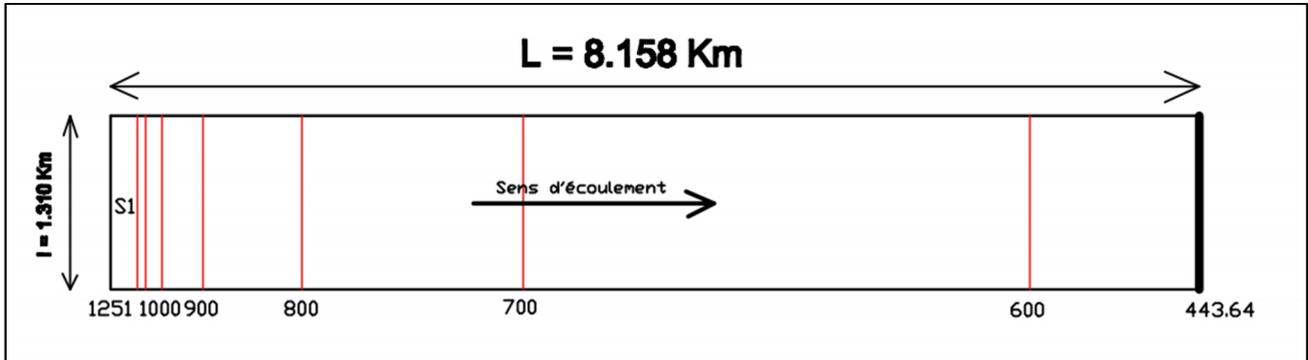


Figure III.2: Rectangle équivalent du BV d'oued Khermam

III.2.6.3 Courbe et répartition hypsométrique

La courbe hypsométrique (Figure III.4) 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.

Les mesures effectuées sur la carte topographique (Figure III.3) à l'échelle 1/50000 sont résumées dans le (Tableau III.1)

Tableau III.1: Répartition en % de la surface élémentaire.

Tranche d'altitude	Altitude moy (m)	Surfaces partielles		Surfaces cumulées km ²
		Km ²	%	
1251-1200	1225,5	0,261	2,45	0,261
1200-1100	1150	0,081	0,76	0,343
1100-1000	1050	0,161	1,50	0,503
1000-900	950	0,407	3,81	0,910
900-800	850	0,969	9,07	1,879
800-700	750	2,174	20,33	4,053
700-600	650	4,968	46,48	9,021
600-543,64	571,82	1,668	15,60	10,689

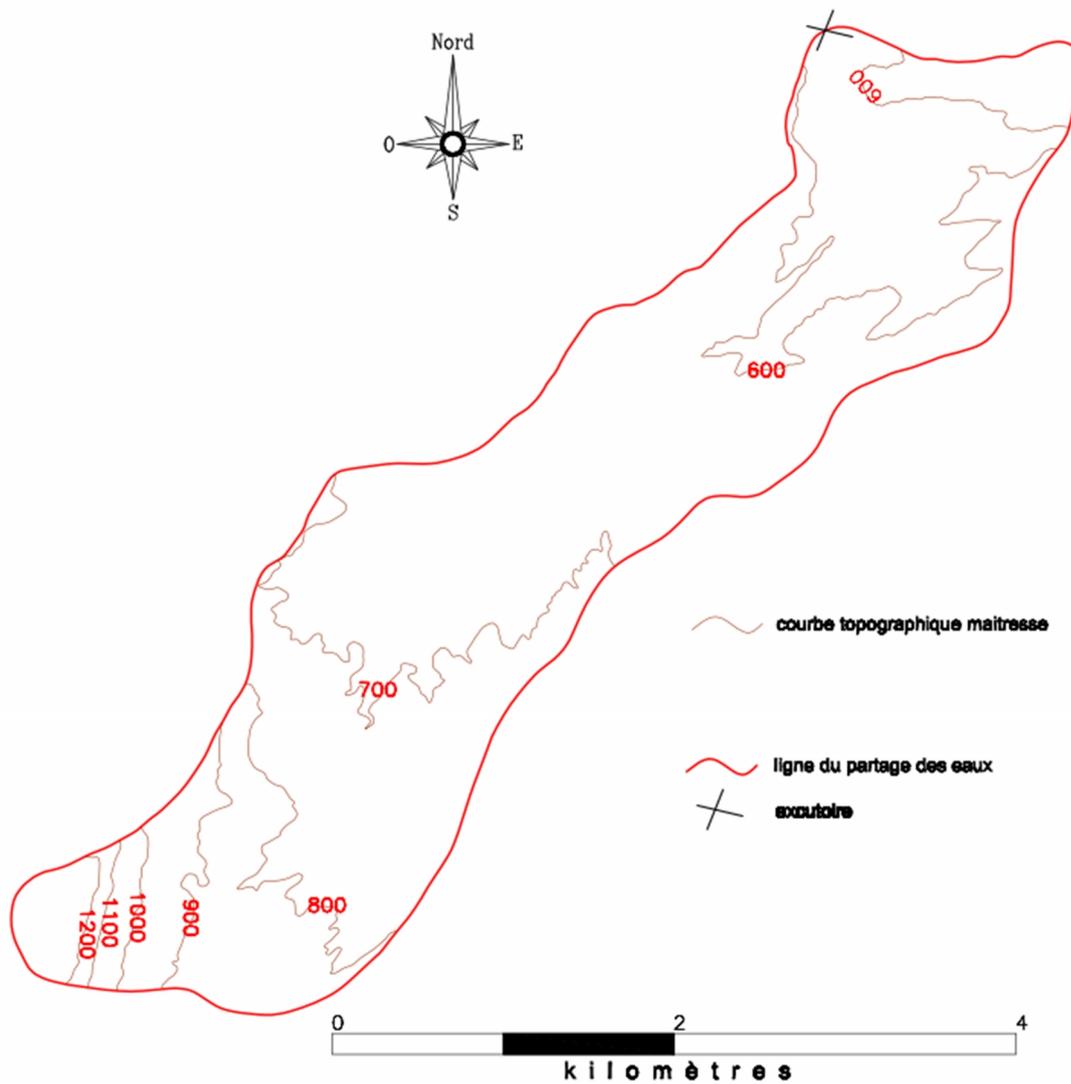


Figure III.3: Topographie de bassin versant à l'aide de logiciel AutoCAD

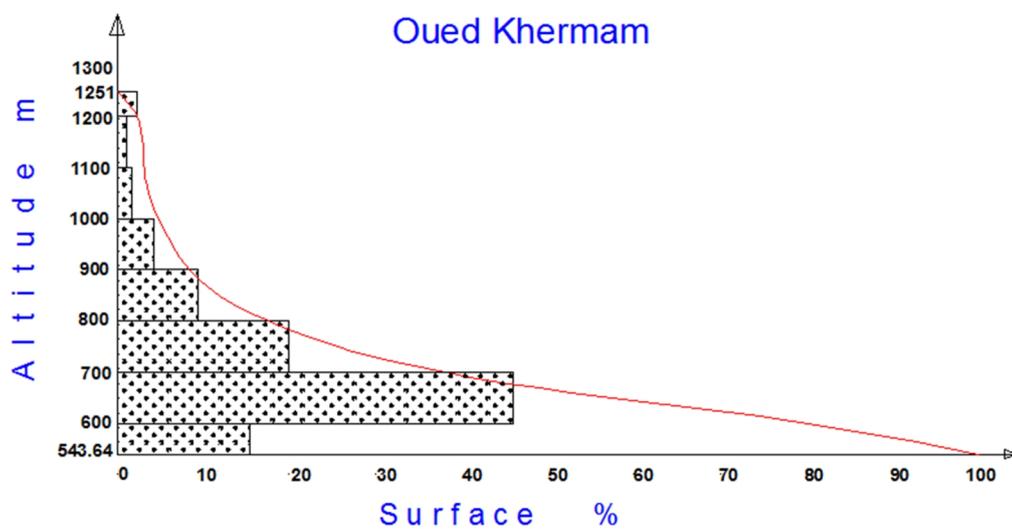


Figure III.4: Courbe hypsométrique de BV

Altitude médiane:

L'altitude médiane est H_{med} est lue sur la courbe hypsométrique :

$$H_{med} = H_{50\%} = 675 \text{ m}$$

Altitude moyenne:

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{S} \quad \text{avec} \quad H_i = \frac{H_{i-1} + H_i}{2}$$

S_i : Surface partielle comprise entre deux courbes de niveaux consécutives en (Km²)

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successives en (m)

S : Superficie du bassin versant en (Km²)

$$H_{moy} = 711.58 \text{ m}$$

III.2.6.4. Pente moyenne du bassin versant :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots(III-2)$$

Avec :

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

$L_1 L_2 \dots L_n$: les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S : superficie du bassin versant (Km²).

Les résultats des mesures sont illustrés dans le tableau III.2

Tableau III.2: Evaluation de la pente moyenne.

N°	Courbes de niveau (m.NGA)	ΔH (m)	Longueur L_i (m)
1	1200	100	875,94
2	1100	100	903,33
3	1000	100	1038,85
4	900	100	2145,82
5	800	100	3765,50
6	700	100	6500,08
7-8	600	100	10087,15

$I_m = 0.18556$ A.N : la pente moyenne de bassin est : **$I_m = 18.56 \%$**

III.2.6..5 Les Indices de pentes

III.2.6.5.a Indice de pente globale

Cet indice est déterminé par la formule suivante:

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots (III - 3)$$

Avec: D = H_{5%} - H_{95%} ou (H_{5%}, H_{95%} sont tirés d'après la courbe hypsometrique)

H_{5%} = 985m

H_{95%} = 565m

D = 420m.

L: la longueur du rectangle équivalent. Km

$$I_g = 51.486 \text{ m/km} = 0.051486 \text{ m/m} = 5.1486 \%$$

On constat que 0.05 < I_g < 0.1 Donc le relief est fort.

III.2.3.5.b Indice de pente moyenne I_{pm}

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots (III-4)$$

$$I_{pm} = 86.7123 \text{ m/km} = 0.086712 \text{ m/m} = 8.67 \%$$

III.2.3.5.c Dénivelée spécifique

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout le bassin quelque soit sa surface. Elle est donnée par la formule :

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots (III-5)$$

Tableau III.3: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

Relief		Ds (m)
1	Très faible	<10
2	Faible	25
3	Assez faible	50
4	Modéré	100
5	Assez modéré	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

Ds = 175.96=176 m Dans notre cas le relief est assez modéré

III.2.3.5.d Indice de pente M.ROCHE Ip

Ip est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau Hi est Hi-1. il est donné par

la formule suivante :
$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i D_i} \dots\dots\dots(III.6)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

Ai : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives **Hi** et **Hi+1**

Tableau III.4: Détermination de la pente M.Roche Ip

	Si (%)	Di=Hi - Hi-1	$\overline{Si(H_i - H_{i-1})}$
1251-1200	2,45	51	1,12
1200-1100	0,76	100	0,87
1100-1000	1,50	100	1,23
1000-900	3,81	100	1,95
900-800	9,07	100	3,01
800-700	20,33	100	4,51
700-600	46,48	100	6,82
600-543,64	15,60	56,36	2,97

Ip = 0,24878 = 24.88 %

III.2.7 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

III.2.7.1 Le chevelu hydrographique

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

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

Le climat : le réseau hydrographique est dense dans les régions montagneuses comme notre BV et très humides et tend à disparaître dans les régions désertiques.

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

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

Afin de caractériser le réseau hydrographique, il est souvent utile de reporter son tracé en plan sur une carte à une échelle adéquate. L'utilisation de photographies analogiques ou numériques est utile à cette identification. Divers paramètres descriptifs sont utilisés pour définir le réseau hydrographique.

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

Par topologie, on entend l'étude des propriétés géométriques se conservant après déformations continues. Par extension, la topologie étudie les notions de voisinage et de limite. Appliquée à l'hydrologie, la topologie s'avère utile dans la description du réseau hydrographique notamment en proposant une classification de ceux-ci. A titre d'exemple, on trouve les types dendritiques, en treillis, en parallèle, rectangulaire, à méandre, anastomosé, centripète, etc.

La classification est facilitée par un système de numérotation des tronçons de cours d'eau (rivière principale et affluents). L'ordre des cours d'eau est donc une classification qui reflète la ramification du cours d'eau. La codification des cours d'eau est également utilisée pour la codification des stations de mesures, permettant ainsi un traitement automatisé des données. Il existe plusieurs types de classifications des tronçons des cours d'eau, dont la classification de Shum (1957) qui est la plus utilisée.

Cette classification permet de décrire sans ambiguïté le développement du réseau de drainage d'un bassin de l'amont vers l'aval. Elle se base sur les règles suivantes Tout cours d'eau dépourvu de tributaires est d'ordre 1;

Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordre différent prend l'ordre du plus élevé des deux; Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau du même ordre est augmenté de 1.

Un bassin versant à l'ordre le plus élevé de ses cours d'eau, soit l'ordre du cours d'eau principal à l'exutoire..Notre bassin versant est de d'ordre 3.(c. figure III.5)

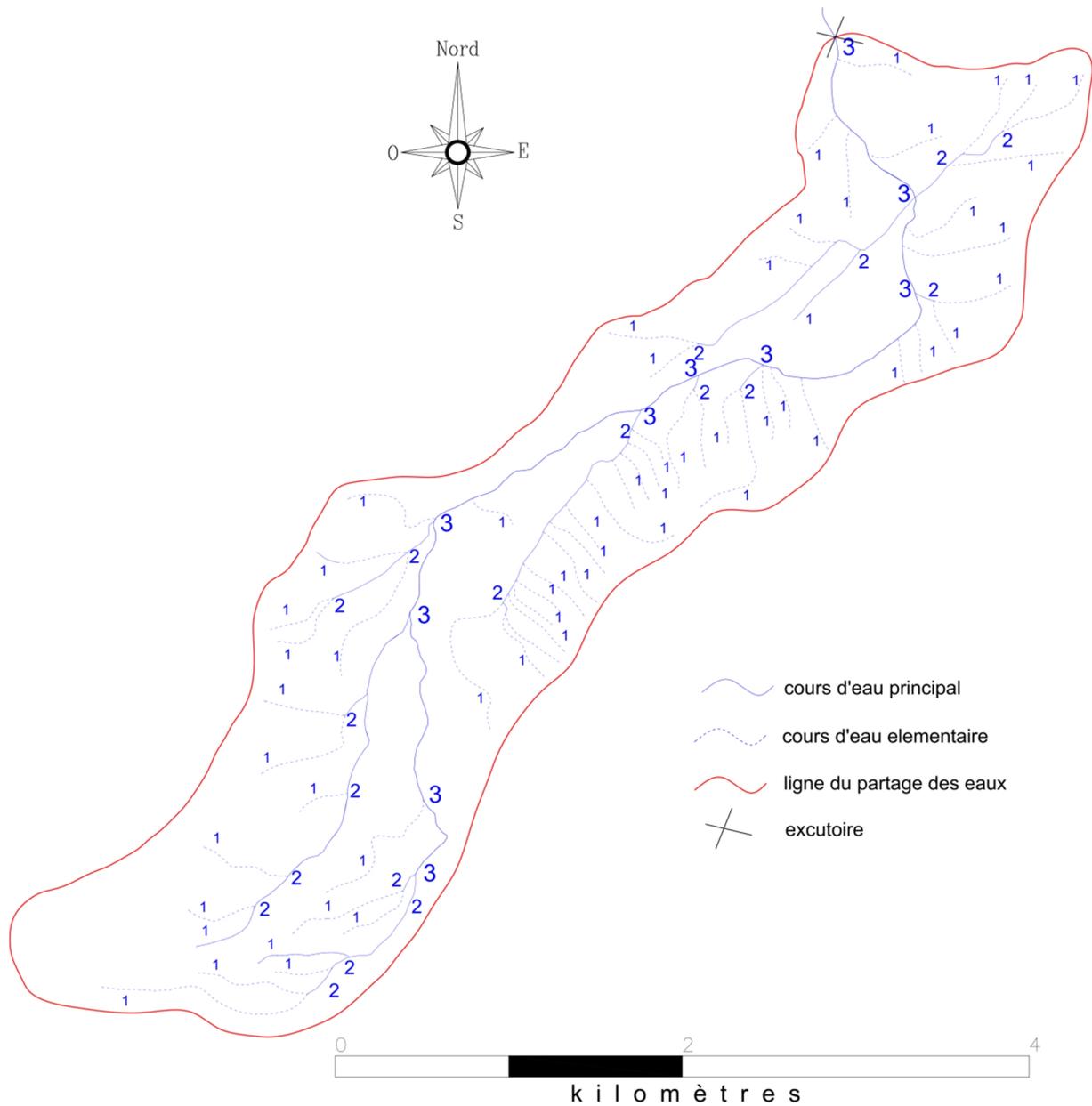


Figure III.5: Réseau hydrographique du bassin versant (classification du Shum)

III.2.7.2 Profil en long de l'axe de l'oued

L'oued KHERMAM présente un profil en long assez régulier .Ce profil est tracé à partir de la carte topographique à l'échelle 1/50.000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau à l'exutoire. Le profil est dessiné dans la figure N° 3

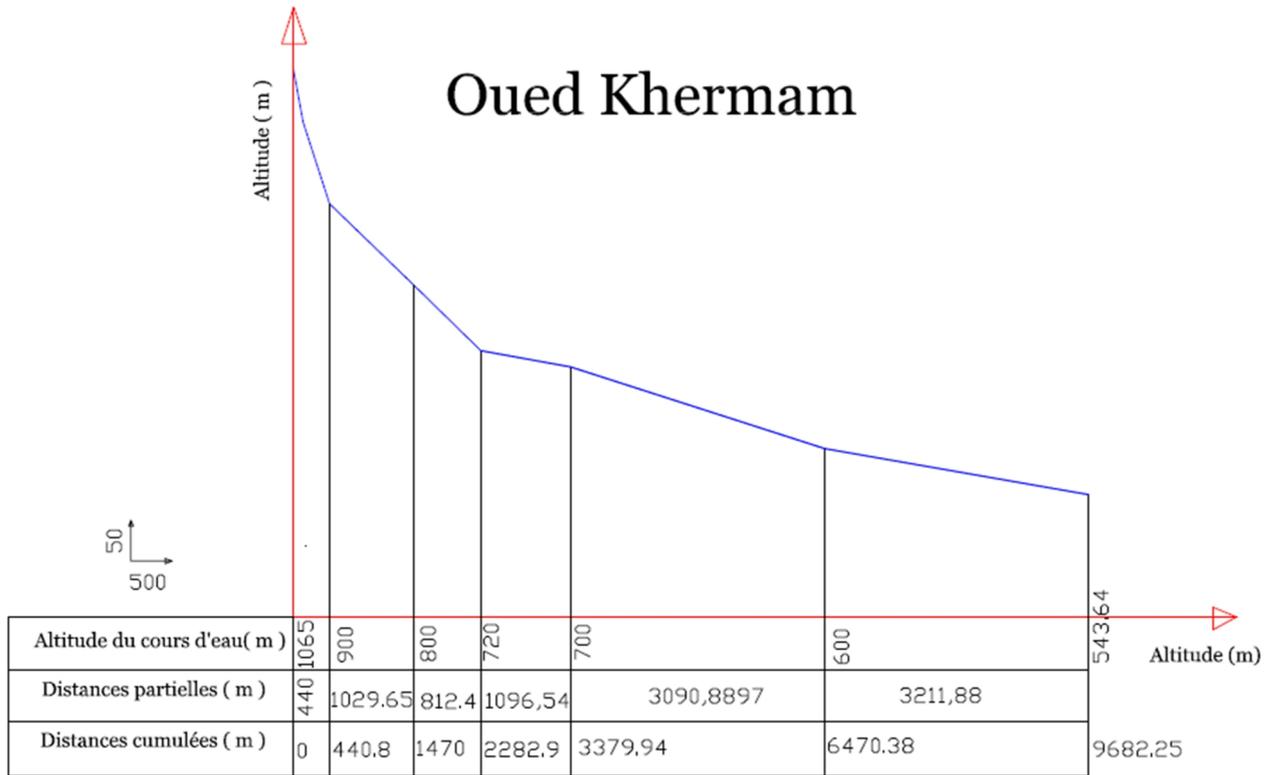


Figure III.6: Profil en long du court d'eau principal

III.2.7.3 Pente moyenne de cours d'eau principal Ic

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

$$I_c = \frac{H}{l} \dots \dots \dots (III-7)$$

Avec :

H : dénivelée entre deux points suffisamment distants (m).

L : distance du cour d'eau principal (km).=9682.2588m = 9.68 km

$$H = 1065 - 543.64 = 521.36 \text{ m}$$

$$A.N : I_c = 53.84 \text{ m/km} = 0.05384 \text{ m/m} = 5.384\%$$

III.2.7.4 Densité de drainage Dd

Elle est définie pour un bassin versant donnée de surface« S », comme la longueur totale des cours d'eaux de tous les ordres sur la surface drainée, et est exprimée en Km/Km2.

$$Dd = \frac{\sum_{i=1}^n Li}{s} \dots \dots \dots (III-8)$$

Avec :

Li : somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre *i* (km) =45.391017 km.

S : surface du bassin versant (Km2).AN: $Dd = 4.2465 \text{ Km/Km}^2$

III.2.7.5 Densité du thalweg élémentaire

$$F = \frac{N}{S} \dots \dots \dots (III-9)$$

N : Nombre de thalwegs d'ordre 1, N1= 59.

S : Superficie du bassin versant.

$$F = 5.52 \text{ thalweg/km}^2$$

III.2.7.6 Le coefficient de torrentialité Ct

$$Ct = Dd.F \dots \dots \dots (III-10)$$

Avec : Dd : la densité de drainage.

N : Nombre des talwegs d'ordre 1. N=480.

S : Surface du bassin versant.

AN :

$$Ct = 4.2465 \times 5.52 = 23.44 \text{ km}^{-3}$$

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.

III.2.7.7 Temps de concentration

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de point hydrauliquement le plus éloigné du bassin pour arriver à l'exutoire.

Pour sa détermination, on utilise les formules suivantes :

a. Formule de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_p}{0,8\sqrt{H_{MOY} - H_{MIN}}} \dots \dots \dots (III-11)$$

Avec :

T_C : Temps de concentration (h).

L_P : Longueur du talweg principal (Km).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

H_{MOY} : Altitude moyenne du bassin versant (m).

H_{MIN} : Altitude minimale du bassin versant (m).

d. Formule de ANONYME

$$Tc = \left[\frac{\sqrt{SL}}{\sqrt{Ig}} \right]^{0,75} \dots \dots \dots (III-12)$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant (Km²).

L : Longueur du talweg principal (Km).

I_g: Pente moyenne du talweg principal (cours d'eau) (m/Km).

d. Formule de KIRIPCH

$$T_c = 0.6615(L_p)^{0.77} I_g^{0.385} \dots\dots\dots(III.13)$$

Avec :

I_g : Pente moyenne du talweg principal (cours d'eau) (**m/Km**).

L_p : Longueur du talweg principal (**Km**).

b. Formule de TURRAZA

$$T_c = 0,108 \frac{\sqrt[3]{S.L_p}}{\sqrt{I_c}} \dots\dots\dots(III-14)$$

Avec :

T_c: Temps de concentration (**h**).

S: Superficie du bassin versant (**Km²**).

L_p: Longueur du talweg principal (**Km**).

I_c : Pente moyenne du cours d'eau (**m/Km**).

Où :

$$I_c = \frac{H_{MAX} - H_{MIN}}{L_p}$$

Avec :

H_{MAX} : Altitude maximale du bassin versant (**m**).

H_{MIN} : Altitude minimale du bassin versant (**m**).

c. Formule de S.C.S (Soil Conservation Service)

$$T_c = \left[\frac{0,87.L_p^3}{H} \right]^{0,385} \dots\dots\dots(III.15)$$

Avec :

TC : Temps de concentration (**h**).

LP : Longueur du talweg principal (Km).

H : Différence entre les points extrêmes du talweg.

d. Formule de PASSINI

$$T_c = 4 \left[\frac{(SL)^{1/3}}{I_c^{1/2}} \right]^{0,75} \dots\dots\dots(III-16)$$

Avec :

I : Pente moyenne du talweg principal (cours d'eau) (%).

L : Longueur du talweg principal (Km).

S : Surface du bassin versant (Km²).

e. Formule de TEMEZ

$$T_c = 0,3 \left[\frac{L}{I^{1/4}} \right]^{0,76} \dots\dots\dots(III.17)$$

Avec :

I : Pente moyenne du talweg principal (cours d'eau) (m/m).

L : Longueur du talweg principal (Km).

Le temps de concentration est l'un des premiers paramètres à estimer correctement pour le calcul des débits de crue. Le choix de la méthode appropriée, dépend de facteurs topographiques, pluviométriques et aussi de facteurs d'échelle, liés à la taille du bassin versant.

Tableau III.5: Tableau Récapitulatif des Temps de concentration

Formule	Tc (heure)	Formule	Tc (heure)
GIANDOTTI	2,66	SCS	1,17
Anonyme	1,30	PASSINI	2,86
KIRPICH	0,83	TEMEZ	2,93
Turraza	0,69	Moyenne	1,78

Commentaire :

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur Tc = 2.66 heures, GRIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce que la formule de GRIANDOTTI tient compte plusieurs paramètres géométriques du bassin.

III.2.7.8 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 :

$$Vr = \frac{Lp}{Tc} (Km/h) \dots\dots\dots(III.18)$$

Lp : Longueur du cours d'eau principal (Km)=9.68 → AN : Vr =3.64 Km/h.

Tc : Temps de concentration (h).=2.66 heures

Tableau III.6 : Tableau récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	10,689
Périmètre		P	km	19,071
Longueur du thalweg principal		L	km	9.68
Pente du thalweg principal		Ic	%	5.384
Indice de compacité		KC	-	1.63
Rectangle équivalent	longueur	Lr	km	8.158
	largeur	lr	Km	1.310
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1065
	moyenne	H _{moy}	m	712.58
	médiane	H _{med}	m	675
	minimale	H _{min}	m	543.64
Pente moyenne de B.V		Im	%	18.56
Indice de pente	Indice de pente globale	Ig	%	5.1486
	Indice de pente moyenne	Im	%	8.67
	Indice de pente de M Roche	Ip	%	24.88
Densité de drainage		Dd	Km/Km ²	4.2465
Coefficient de torrentialité		Ct	Km ⁻²	23.44
Temps de concentration		Tc	h	2.66
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/H	3.64

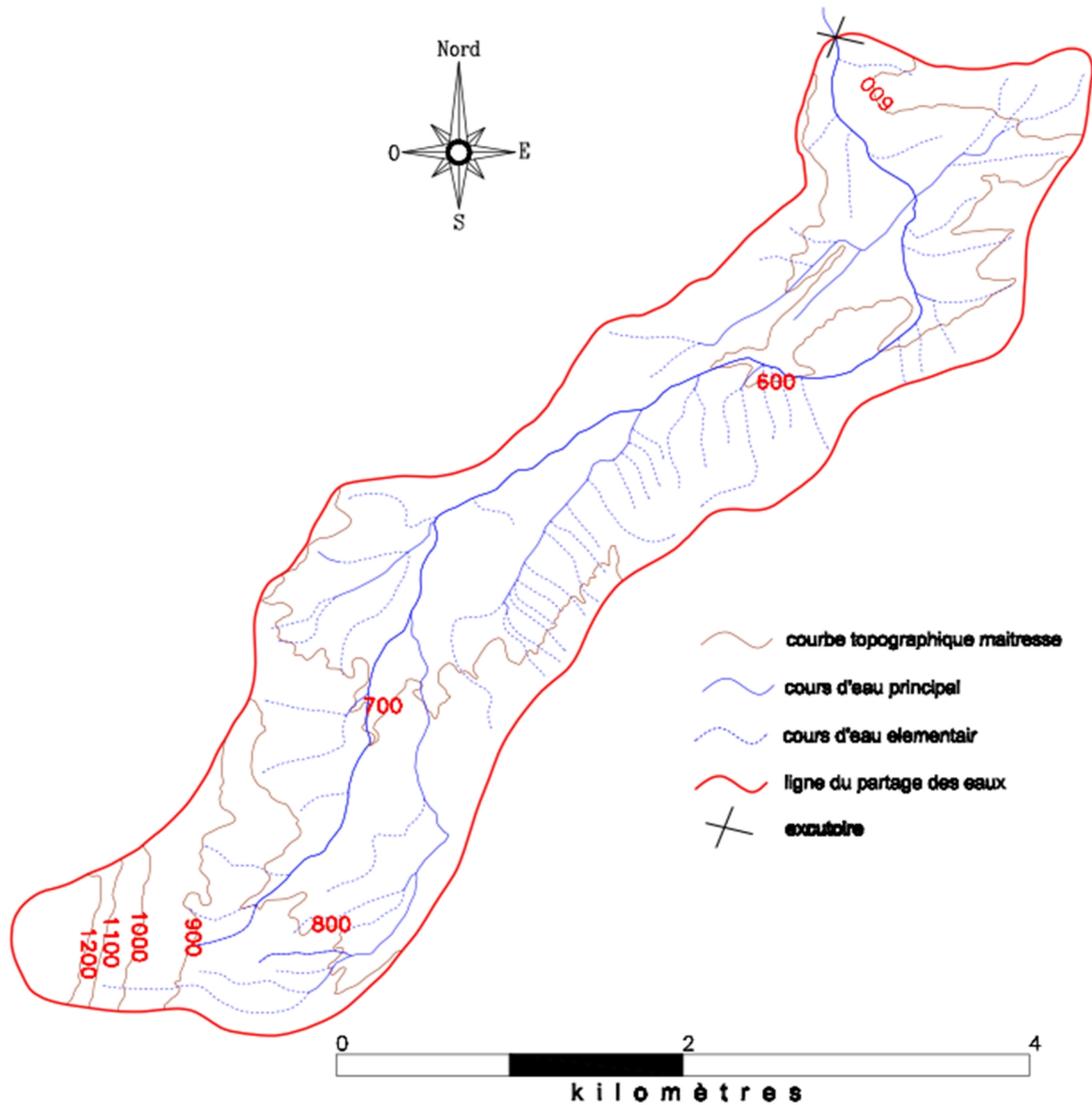


Figure III.7: Réseau hydrographique du bassin versant

III.3 Caractéristiques climatiques du bassin versant

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir des données concernant le climat, données nécessaires pour la conception du barrage et de ces ouvrages annexes.

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 le vent qui a une influence sur l'évaporation et la transpiration

III.3.1 Climat

III.3.1.1 Introduction

L'absence de station climatologique dans le bassin versant de la retenue collinaire, nous amené à utiliser les donnée obtenue par l'ONM dans la wilaya de M'Sila, qui comprend les données a l'échelle mensuelle de la température, vitesse du vent, et humidité

III.3.1.2 Données de base et analyse

L'étude des caractéristiques climatiques est basée sur les observations relevées aux stations météorologiques de M'Sila, dont les coordonnées géographiques sont :

Tableau III.7 : Caractéristiques géographique de la station météorologique de M'sila

Station	Lat.	Long.	Alt (m)	Période
M'Sila	36°13N	01°.20E	143	1990-2002

Les données à l'échelle mensuelle de la Température, Vitesse du vent, et Humidité, sont recueillies au sein des services de l'Office National de la Météorologie (O.N.M).

III.3.1.3 Température de l'air

La distribution mensuelle de la température de l'air est présentée dans le tableau 2.1

Tableau III.8: Distribution mensuelle de la température (°C)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
T (°C)	8,7	10.3	13.9	16.8	22	27.8	31.6	31	25,7	20.2	13.5	9.4	19.2

(Période 1988-2007) *Source: Station météorologique de M'sila*

D'après le tableau III.7, la valeur de la température moyenne est de 19,2 °C, la valeur maximale est enregistrée pendant le mois de juillet avec une valeur de 31,6 °C, la valeur minimale est de 8,7 °C.

Les températures moyennes allant de novembre à avril sont inférieures à la moyenne annuelle, à comparer avec les températures des mois de mai à octobre qui sont supérieures à cette dernière.

Ceci permet de distinguer deux périodes de l'année : saison froide (de novembre à avril) et saison chaude (de mai à octobre).

III.3.1.4 Vitesse du vent

Les vents dominants qui soufflent dans la région de kherram sont:

- **Le vent d'Ouest (W)**, dit "Dahraoui" qui est le plus pluvieux, il est fréquent en automne, hiver et printemps.

- **Le vent du Nord (N)**, dit "Bahri" qui est moins fréquent, il est froid et sec.
- **Les vents à directions variables (Var)**, qui soufflent surtout pendant les saisons
- **Le sirroco** : vent chaud et sec, souffle en général du sud, il entrave le développement des cultures. Il constitue la cause du faible tapis végétal dans la région par ce que les vents chauds et secs accentuent le dessèchement du substrat et limite l'installation de la végétation

Les vents du Nord sont fréquents pendant l'Hiver, alors que ceux du Nord-Est, bien répartis sur toute l'année accèdent facilement dans la cuvette du oued khermam

Les valeurs de la vitesse du vent (Valeurs mensuelles et annuelles en m/s) sont présentées dans le tableau III.8.

Tableau III.9: Distribution mensuelle de la vitesse du vent

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
V(m/s)	3.6	3.9	4.3	5.2	4.6	4.6	4.4	4.1	3.8	3.7	3.6	3.8	4.1

(Période 1988-2007) Source: Station météorologique de M'sila

La région se caractérise par des vents de directions variables mais de dominance nord avec une vitesse moyenne de 4,1 m/s, elle est maximale pendant le mois d'Avril et minimale pendant le mois de janvier et novembre.

III.3.1.5 Evaporation

L'évaporation est un paramètre important à quantifier, car il influe sur le volume d'eau régularisé

Le tableau III.10 donne l'évaporation en termes de moyennes mensuelles et annuelles en mm pendant la période 1988-2007.

Tableau III.10: Moyennes mensuelles et annuelles de l'évaporation

Période	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Moy
1988-2007	165,4	127,3	42,4	55,3	55	75,4	111,8	129,7	169,2	212,5	247,6	223,4	1615

(Période 1988-2007) Source: Station météorologique de M'sila

D'après le tableau ci-dessus, on constate que le mois de juillet présente l'évaporation la plus élevée (247.6 mm), par contre la plus faible moyenne mensuelle est enregistrée pendant le mois de novembre avec une valeur de 42.4 mm. La moyenne annuelle sur 19 ans est de l'ordre de 1615 mm.

III.3.2 Précipitations

III.3.2.1 Données disponibles

Les caractéristiques de la station pluviométrique disponible pour cette étude est donnée dans le tableau III.11. Dans le cadre de cette étude, on utilisera principalement les données pluviométriques de la station de Ain khermam et d'autres stations qui sont plus proches de la zone de l'étude. Les autres stations pluviométriques servent à conclure quant à l'homogénéité de la pluviométrie de la région.

III.3.2.2 Répartition de la pluie moyenne dans l'année

Les stations pluviométriques les plus proches du bassin versant sont la station d'AIN KHERMAM, CHELLAL, ROCADE SUD et la station de BANIOU possède des séries déférentes

Tableau III.11: Caractéristiques des stations pluviométriques

Code station	Nom station	Cordonnées (Lambert)			Pmoy (mm)	Années d'observation	Nb années complètes
		X(km)	Y(km)	Altitude(m)			
50701	CHELLAL	653.15	248	410	180,3	1968-2007	39
50702	AIN KHERMAM	631.2	240.45	500	185,1	1968-2008	41
50703	ROCADE SUD	642.75	260.6	433	187,0	1968-2008	41
51801	BANIOU	649.35	236.7	416	159,1	1968-2008	39

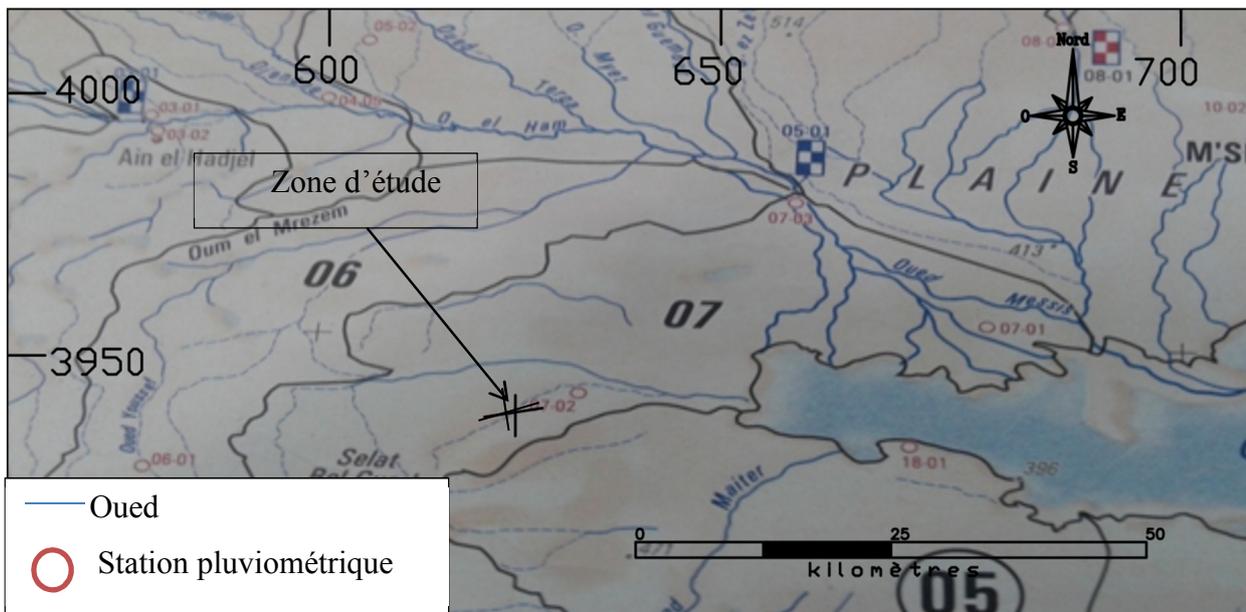


Figure III.8: situation du station pluviométrique(extrait de la carte du bassin versant d'algerie (e 1/500000 source l'A.N.R.H)

Sur la base de l'effet de l'accroissement de la pluviométrie en fonction de l'altitude, la valeur de la pluie moyenne annuelle la plus probable est de l'ordre de 250 mm sur l'ensemble du bassin versant. Cette valeur est déterminée sur la base des données de la station pluviométrique de Ain Khermam la plus proche de notre bassin versant confirmée par la carte pluviométrique du Nord de l'Algérie établie par l'ANRH.

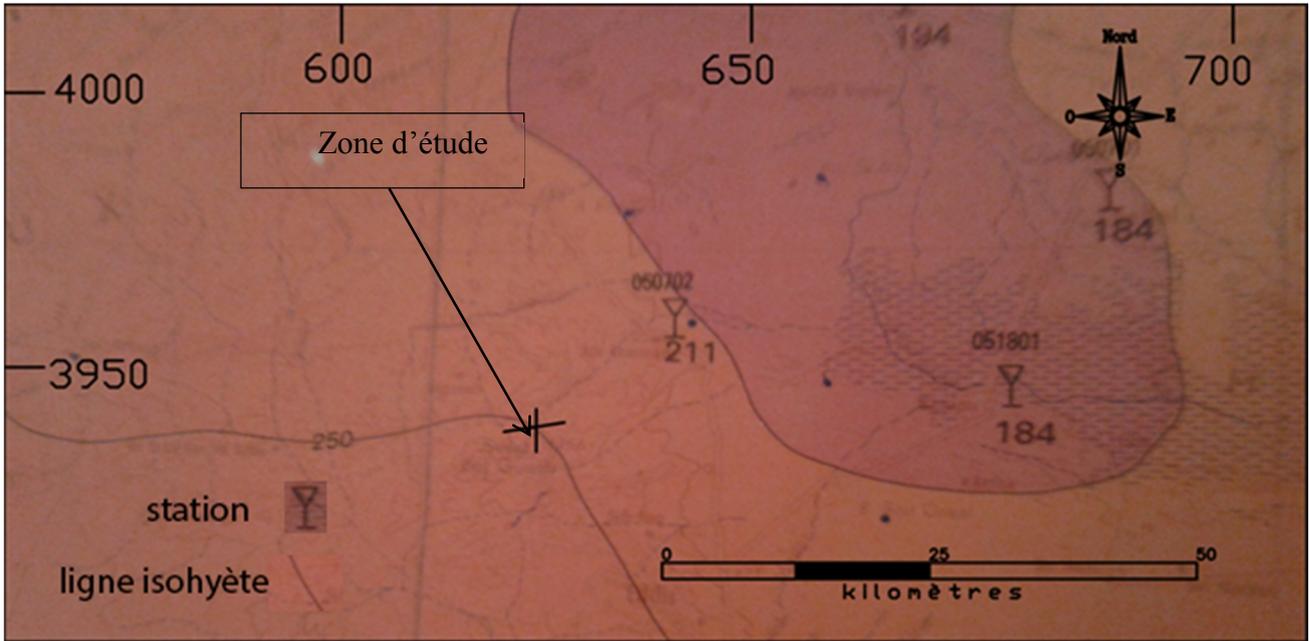


Figure III.9: Extrait de la Carte pluviométrique du Nord d'algérie (l'A.N.R.H en 1993) e 1/500000.

Le tableau III.12 montre la distribution moyenne mensuelle des pluies dans le bassin de l'étude.

Tableau III.12: Moyennes mensuelles des précipitations en mm dans la station de Ain Khermam et Rocade sud (Période 1968-2008)

Mois	Sep	oct	nov	Déc	Jan	fév	Mar	avr	mai	jui	juill	Aoû	Som
P(mm) Ain Khermam	21,2	21,7	17,7	14,0	16,3	13,5	16,1	19,4	22,4	8,6	4,6	9,6	185.1
P(mm) Rocad sud	20,3	20,2	20,0	18,8	19,1	13,2	15,5	19,6	20,3	9,1	3,7	7,4	187,0

Afin de détailler la notion de pluie annuelle et de pluie mensuelle de la station de Ain Khermam et la station du Rocade sud nous constatons que la moyenne annuelle des pluies à la station de Ain Khermam est de 185.1 mm et à la station de Rocade sud est de 187,0 mm . Le mois le plus pluvieux est mai dans les deux stations (25 mm) dans la station de Ain Khermam et (19.6mm) dans la station du Rocade sud. Après analyser la fiabilité des données la station d'Ain Khermam est la station la plus proche de notre exutoire et aussi il a une altitude de 500 m qui est plus proche de

l'altitude moyenne de notre bassin alors nous utilisons la station d'Ain Khermam dans la suite de nos études.

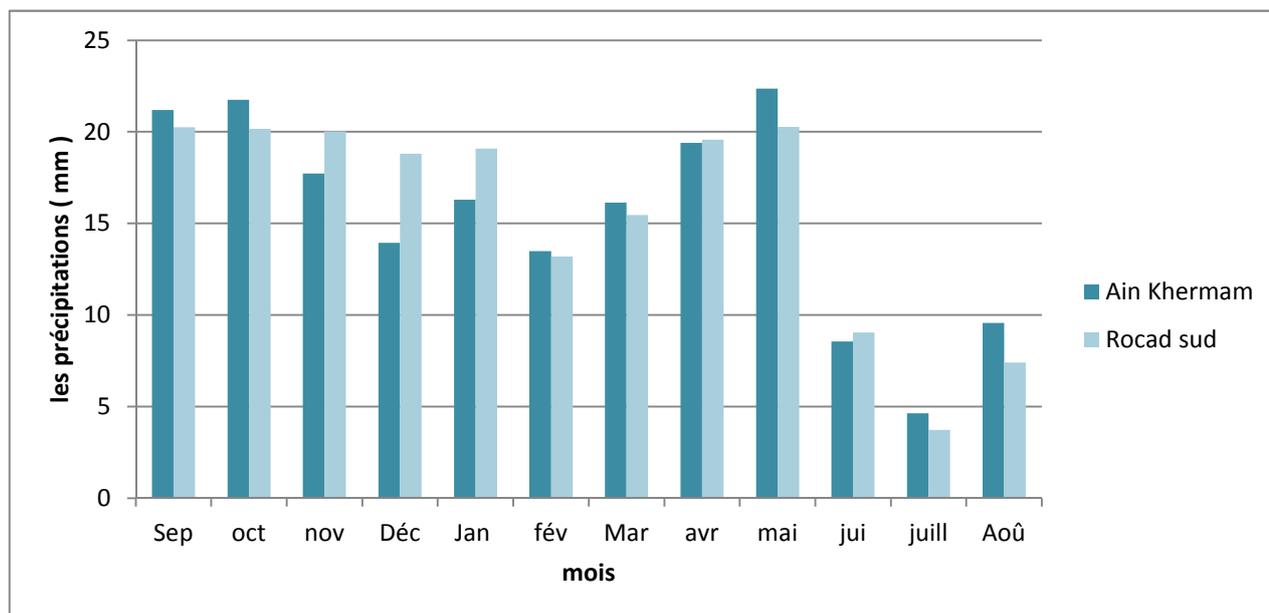


Figure III.10 : Répartition mensuelle des pluies station Ain Khermam et Rocad sud
(Période 1968-2008)

Conclusion :

La carte pluviométrique de l'Algérie Nord établie par l'ANRH donne une valeur de la pluie moyenne 250 comprise entre 200mm et 300mm pour le bassin versant de la retenue collinaire d'Oued Khermam, l'ajustement de la série pluviométrique de Khermam a donné une pluie moyenne de 180 mm. Pour la suite de calcul on prendra une pluie moyenne annuelle de 250 mm. La nouvelle répartition de la pluie moyenne annuelle de la pluie est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III.13: La nouvelle Répartition mensuelle des pluies station Ain Khermam et Rocad sud

Mois	Sep	oct	nov	Déc	Jan	fév	Mar	avr	mai	jui	juill	Aoû	Som
P(mm)	21,2	21,7	17,7	14,0	16,3	13,5	16,1	19,4	22,4	8,6	4,6	9,6	185,1
P(%)	11,5	11,7	9,6	7,5	8,8	7,3	8,7	10,5	12,1	4,6	2,5	5,2	11,5
Nouvelle Répartition P(mm)	28,6	29,4	23,9	18,8	22,0	18,2	21,8	26,2	30,2	11,6	6,3	12,9	250,0

II.4 Etude des précipitations

II.4.1 Homogénéisations des données

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données, les erreurs dans la série pluviométrique modifient le caractère aléatoire des phénomènes et les conditions de leurs avènements. Si ces conditions changent cela veut dire que les données mesurées ne proviennent pas à la même population et que la série de mesures n'est pas homogène. Avant de pouvoir étudier statiquement ces séries, il y a lieu donc, à la vérification de son l'homogénéité.

II.4.1.1 Test de la médiane

Ce test permet de vérifier si la série est homogène, on détermine la médiane (Mood) après avoir classé les valeurs de la série soit croissants ou bien décroissants voir le tableau ci-dessus

Puisque le nombre des éléments de la série est impaire (41), la médiane est observée en rang $(N/2)+1$ c'est-à-dire en rang 21, donc $Mode = 28.2$

On remplace dans la série des valeurs non classé par une suite de signe :

- Le (-) par les valeurs $< Mood$
- Le (+) pour les valeurs $> Mood$

On calcule les quantités suivantes N_s et T_s avec

T_s : taille de la plus grande suite (+) ou (-)

N_s : nombre totale de la suite (+) ou (-)

D'après la série on a $T_s=4$ et $N_s=20$

Pour que la série soit homogène les deux conditions suivantes doivent être vérifiées.

$$N_s > 1/25(N + 1 - U_{1-\alpha/2} \sqrt{N + 1}) \dots\dots\dots (1)$$

Avec $\alpha = 5\%$ et $U_{1-\alpha/2} = 1.96$ (variable de suite de gauss)

D'où

$$N_s > 1/2(41 + 1 - 1.96 * \sqrt{41 + 1})$$

$N_s=20 > 14.65$

Et

$$T_s < 3.3 * \text{Log}_{10}(N + 1) \dots\dots\dots (2)$$

$T_s=4 < 5.36$

Tableau III.14: Classification de la série test de la médiane

Série classée				Série non classée			
Rang	Valeur	Rang	Valeur	Valeur	Signe	Valeur	Signe
1	7,3	22	30,3	23	-	41,3	+
2	12,8	23	31,7	32,8	+	39,3	+
3	16,2	24	32,8	42,8	+	31,7	+
4	16,4	25	32,8	53	+	22,4	-
5	17	26	34,6	36,1	+	26,4	-
6	18,2	27	36,1	25,4	-	26,1	-
7	18,4	28	37,1	24,7	-	37,7	+
8	20,9	29	37,7	18,2	-	34,6	+
9	21,4	30	39,3	50	+	22,4	-
10	22,4	31	40,5	47	+	24,6	-
11	22,4	32	41	20,9	-	30,3	+
12	23	33	41,3	37,1	+	12,8	-
13	23,9	34	42,8	24,6	-	7,3	-
14	24,6	35	46,2	17	-	32,8	+
15	24,6	36	46,4	40,5	+	28,2	+
16	24,7	37	47	18,4	-	16,4	-
17	25,4	38	50	16,2	-	46,2	+
18	26,1	39	50,4	50,4	+	77,6	+
19	26,1	40	53	23,9	-	41	+
20	26,4	41	77,6	21,4	-	46,4	+
21	28,2			26,1	/		

Les deux conditions sont vérifiées donc on conclut que la série est homogène. Au seuil de $1-\alpha$

II.4.2 Etude fréquentielle des pluies maximales journalières

L'analyse fréquentielle est une étude statistique de prédiction consiste à définir la taille de l'échantillon d'une population, à base des événements passés, cette prédiction repose sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel, qui est une équation décrivant le comportement statistique d'un processus, pour chaque événement de la population une variable aléatoire (caractères numériques).

Les étapes d'ajustement à suivre sont:

- Classer la série des précipitations par ordre croissant ou décroissant selon qu'on travaille à la fréquence au dépassement ou au non dépassement.
- Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées.
- Calculer de la fréquence expérimentale.
- Calculer des caractéristiques empiriques de la série de donné.
- Reporter les points sur papier à probabilité approprié à chaque loi.
- Tracer la droite ou la courbe théorique appropriée.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Tableau III.15 : Caractéristiques empiriques de la série

Nombre d'observations	40
Maximum	77,6
Minimum	7,3
Somme	1295
Moyenne	31,59
Ecart-type	13,48
Médiane	28,2
Coefficient de variation (Cv)	0,4267
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0,9927
Coefficient d'aplatissement (Ck)	4,343
Exposant climatique	0.25 (source ANRH).

II.4.2.1 Ajustement à la loi log normal (GALTON)

Cette distribution découle d'une modification apportée à la distribution normale afin d'étudier le logarithme de la variable aléatoire X.

La fonction de densité de probabilité s'écrit:

$$f_x x = \frac{1}{x \cdot 2\pi\sigma_y^2} \exp - \frac{1}{2} \frac{(\ln X - \xi - \mu_y)^2}{\sigma_y^2}$$

Le quantile se calcul en appliquant :

$$x_p = \xi + \exp \mu_y + \sigma_y u_p$$

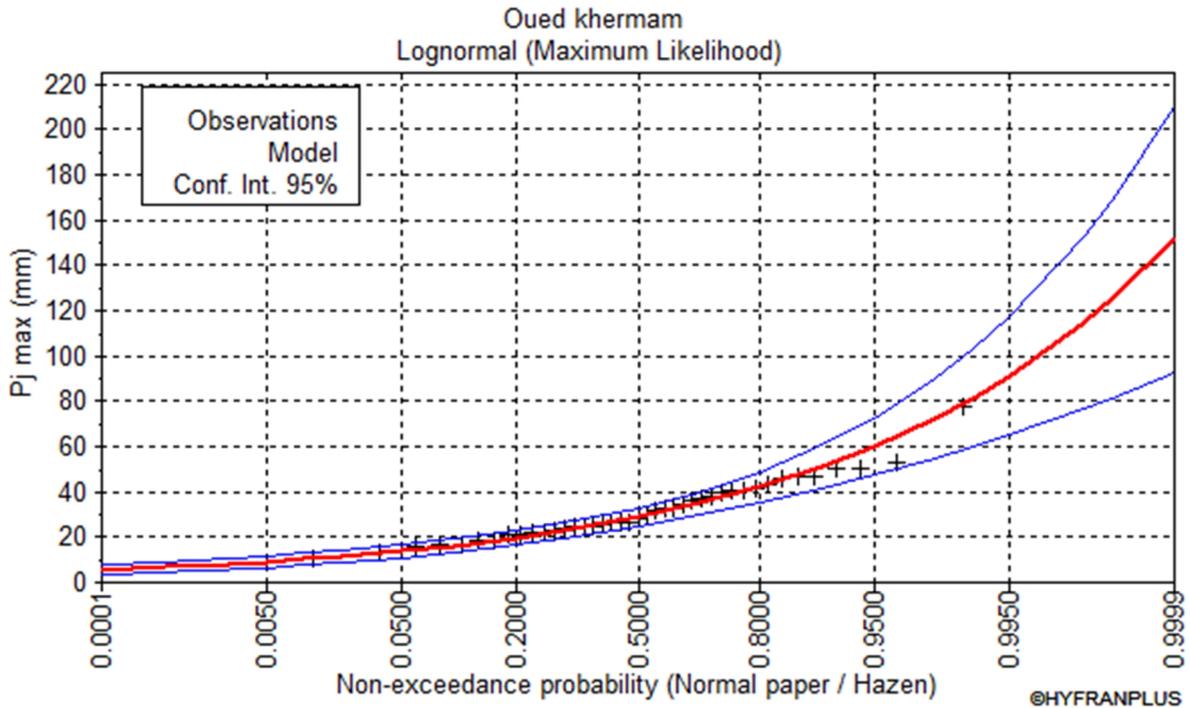


Figure III.12 : Ajustement à la loi de log normal.

Tableau III.16 : Résultats d’ajustement à la loi de log normal.

T (période de	Probabilité (ND)	précipitations	Intervalle de
10000.0	0.9999	151.4	92.65 - 210.2
2000.0	0.9995	125.1	81.40 - 168.8
1000.0	0.9990	114.4	76.50 - 152.3
200.0	0.9950	90.98	64.92 - 117.0
100.0	0.9900	81.40	59.81 - 103.0
50.0	0.9800	72.09	54.59 - 89.59
20.0	0.9500	60.07	47.40 - 72.74
10.0	0.9000	51.08	41.62 - 60.55
5.0	0.8000	41.98	35.29 - 48.67
3.0	0.6667	34.95	29.95 - 39.94

Teste d’adéquation : $X^2_{calculée} = 4.85 < X^2_{théorique} = 11.07$ (degré de liberté $\gamma = 5$).

Alors l’adéquation à la loi est bonne pour une probabilité de 95%.

II.3.2.2 Ajustement à la loi GUMBEL

La fonction de distribution d’une probabilité à la loi de GUMBEL est donnée par :

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}}$$

$$y = \frac{x - x_0}{\alpha}$$

y : Variable réduite de Gumbel.

α : paramètre d’échelle $\alpha > 0$.

x : Précipitation maximale journalière (mm).

x_0 : Paramètre de position (mode).

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

Et l'équation de la droite de GUMBEL est : $X = \alpha \times Y + x_0$

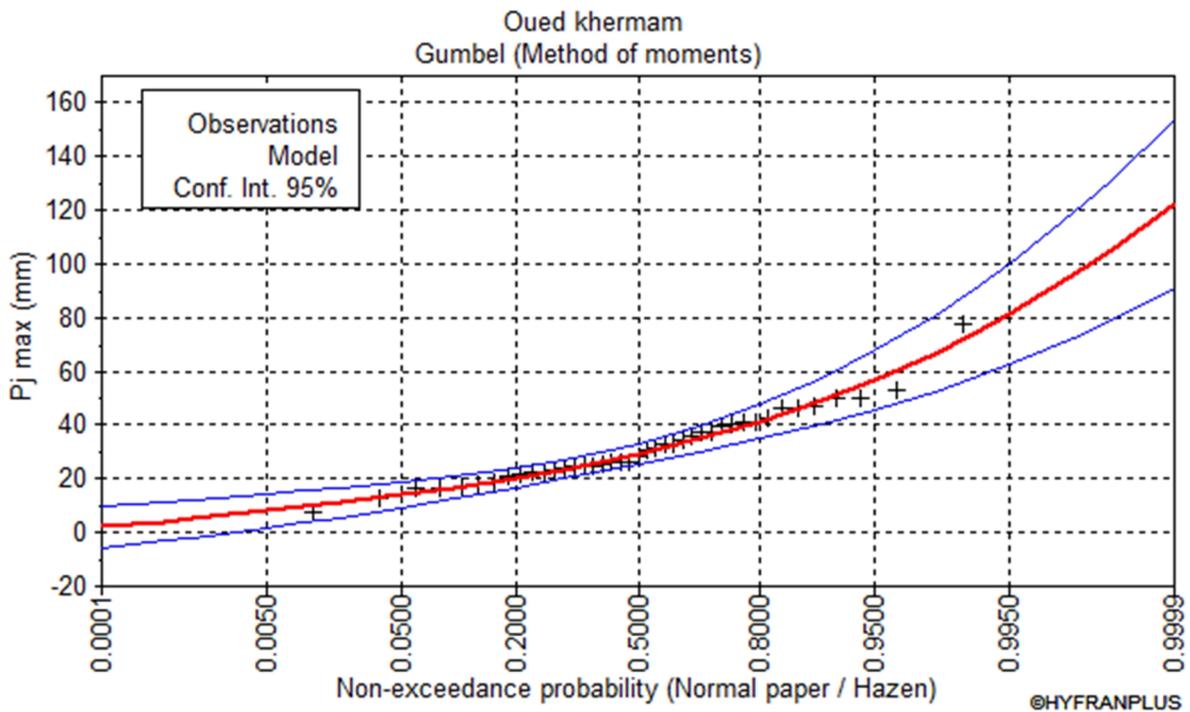


Figure III.13 : Ajustement à la loi de GUMBEL.

Tableau III.17 : Résultats d'ajustement à la loi de GUMBEL.

T (période de	Probabilité (ND)	Précipitations	Intervalle de
10000.0	0.9999	122.3	90.74 - 153.9
2000.0	0.9995	105.4	79.22 - 131.6
1000.0	0.9990	98.11	74.25 - 122.0
200.0	0.9950	81.17	62.68 - 99.66
100.0	0.9900	73.86	57.67 - 90.05
50.0	0.9800	66.52	52.62 - 80.42
20.0	0.9500	56.73	45.85 - 67.62
10.0	0.9000	49.17	40.55 - 57.78
5.0	0.8000	41.28	34.90 - 47.66
3.0	0.6667	35.01	30.19 - 39.82

Teste d'adéquation : $X^2_{calculée} = 3.29 < X^2_{théorique} = 11.07$ (degré de liberté $\gamma = 5$).

Alors l'adéquation à la loi est bonne pour une probabilité de 95%.

II.3.2.3 Choix de loi de l'ajustement

L'évaluation de la qualité d'ajustement montre que les deux lois sont adéquats (teste de PEARSON III). On a opté pour la loi de log normale (GALTON) pour le reste du travail car elle est largement vérifiée l'adéquation et donnent des intervalles de confiance les plus grandes.

III.4.3.3. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

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

$$P_{\max,t,p\%} = P_{\max,j,p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots(III-19)$$

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

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

t : Temps [heure]. = le temps de concentration

b : Exposant climatique (d'après al station de M'sila b = 0,25).

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

$$I_t = \frac{P_{\max,p\%}}{t} \dots\dots\dots(III-20)$$

Les résultats de calcul de $P_{\max,t,p\%}$ et I_0 sont donnés dans l'annexe pour le tracer des courbes IDF voir figure III.14-15

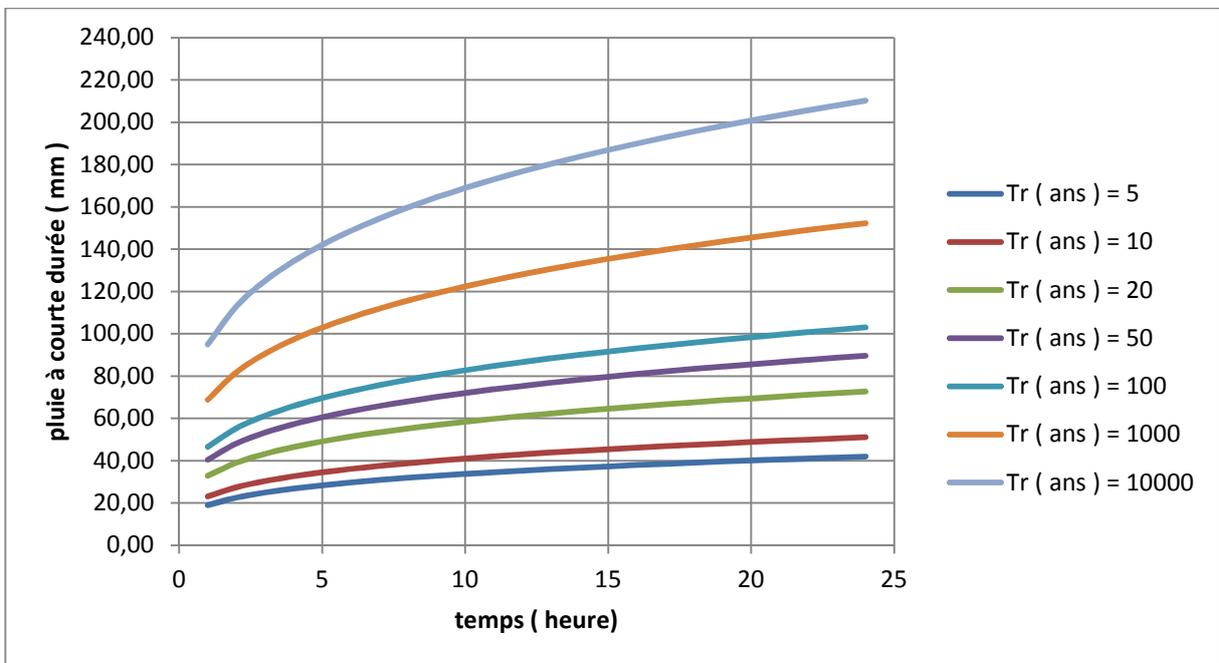


Figure III.14 : Courbe des pluies de courte durée.

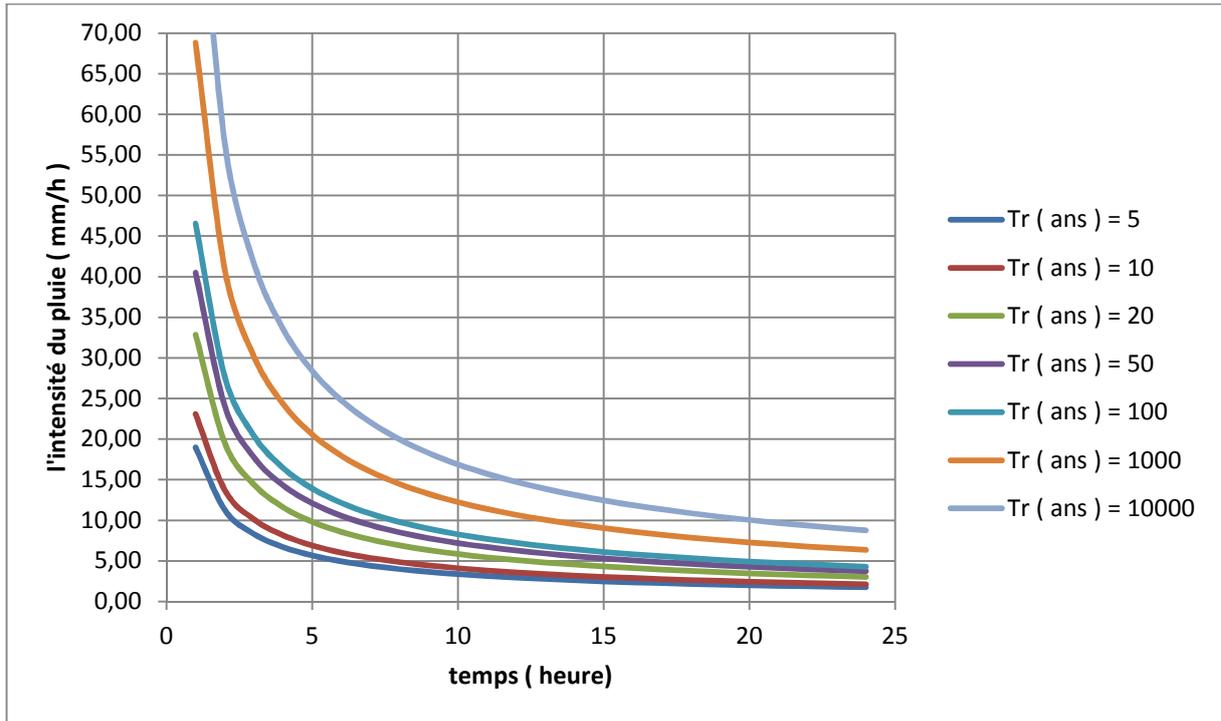


Figure III.15 Courbes des intensités fréquentielles.

Les courbes IDF sont construites dans un but bien précis. Elles permettent d'une part de synthétiser l'information pluviométrique au droit d'une station donnée et, d'autre part de calculer succinctement des débits de projet et d'estimer des débits de crue ainsi que de déterminer des pluies de projet utilisées en modélisation hydrologique.

III.5. Etudes des apports

A base de manque d'une station hydrométrique au niveau du talweg principal, il y a dans la région que les données de la station hydrométrique de Oued El ham mais cette station ne représente pas l'écoulement de notre Oued, nous somme obliger d'estimer les apports à partir des formules empiriques.

III.5.1. Apports liquides

III.5.1.1 Apport moyen interannuel (A₀)

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A₀.

a. Formule de l'ANRH

On a :

$$A_{\text{moy}} = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842} \quad [10^6 \text{ m}^3] \dots\dots\dots(\text{III-20})$$

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

S : Superficie du bassin versant [Km²].

AN :

$$A_0 = 0,915 \cdot 0.25^{2,684} \cdot 10,689^{0,842} = 0.1629 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

b. Formule de SAMIE

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \dots\dots\dots\text{(III-21)}$$

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

S : Surface du bassin versant en [km²] ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

A.N :

$$L_e = 0.25^2 (293 - 2,2\sqrt{10.689}) = 17.863 \text{ mm}$$

$$A_0 = L_e \cdot S = 0.190937 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

c. Formule de Deri II:

$$A_0 = 0,513 \cdot P_{\text{moy}}^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} [10^6 \text{ m}^3] \dots\dots\dots\text{(III-22)}$$

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

S : Superficie du bassin versant [Km²].

D_d : Densité de drainage [km/km²]. =5,344

A.N :

$$A_0 = 0,513 \cdot 0.25^{2,683} \cdot 4.247^{0,5} \cdot 10.689^{0,842} = 0.188 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau II.18

Tableau III.18 : Tableau récapitulatif de calcul des Apports moyen interannuel

Formule	A_0 (M m ³)
ANRH	1,619
SAMIE	0.191
Deri II	0.188

L'apport considéré pour le reste de l'étude est celui calculé par la formule de **Deri II** parce que en des valeurs très proches pour deux méthodes ainsi que la méthodes choisi depant de 3 paramertre que les autre $A_0=0.188 \text{ Mm}^3$

III.5.1.2. Caractéristiques de l'écoulement

III.5.1.2.1. Module de l'écoulement (Me)

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots(III-23)$$

A₀ : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] "T = 31,536.10⁶ secondes".

AN :

$$M_e = \frac{0.188.10^9}{31,536.10^6} = 5.96 \text{ l/s}$$

III.5.1.2.2. Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M₀)

On a :

$$M_0 = \frac{M_e}{S}$$

M₀ : Module de l'écoulement ([l/s].

S : Superficie du bassin [Km²].

AN :

$$M_0 = \frac{5.96}{10.689} = 0.556 \text{ l/s/km}^2$$

III.5.1.2.3. lame d'eau écoulée

On a :
$$L_e = \frac{A_0}{S} \quad L_e = \frac{0.188.10^6}{10.689.10^6} = 0,017588 \text{ m} = 17.6 \text{ mm}$$

S : Superficie du bassin.

AN :

III.5.1.2.4. Coefficient de l'écoulement

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}}$$

Il est donné par :

...(III-24) P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm] ;

L_e : lame d'eau écoulée en [mm].

$$C_e = \frac{17.6}{250} = 0,07$$

AN :

III.5.1.2.5. Coefficient de variation:

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

a. Formule de SOKOLOVSKY

On a :
$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots(III-25)$$

Avec : $a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0)$ **A.N** : $\rightarrow a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (0.558) = 0,8535$

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

A.N : $\rightarrow C_v = 0,8535 - (0,063 \log_{10} (10.689 + 1)) = 0,662$

b. Formule de OURKGUIPROVODKHOZ

$$C_v = \frac{0,7}{M_0^{-0,127}} \dots\dots\dots(III.26)$$

A.N : $\rightarrow C_v = \frac{0,7}{0.5577^{-0,127}} = 0,786$

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

c. Formule de L'ANTONOV:

$$C_v = \frac{0,7}{(S + 1000)^{0,097}} \dots\dots\dots(III-27)$$

A.N : $\rightarrow C_v = \frac{0,7}{(10.689 + 1000)^{0,097}} = 0,357$

S : Superficie du bassin en [km²].

d. Formule de KRISTEKLY MENKEL

$$C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})} \dots\dots\dots(III.28)$$

A.N $\rightarrow C_v = \frac{0,83}{(10.689^{0,06} \cdot 0.5577^{0,27})} = 0,642$

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

S : Superficie du bassin en [km²].

e. Formule Algérienne de N. PADOUM

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

$$C_v = 0,93 K / M_0^{0,23} \dots\dots\dots(III-29)$$

Avec : K : coefficient de réduction K= (0.25-1.00) on prend K=0.67

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

AN : $C_v = 0.71$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau III.19

Tableau III.19 : récapitulatif des résultats des coefficients des variations.

Formule	C_v
SOKOLOVSKY	0,79
OURKGUIPROVODKHOZ	0,65
L'ANTONOV	0,36
KRISTEKLY MENKEL	0,84
Formule algérienne de N,Pandoun	0,71

On opte pour la formule Formule algérienne de N,Pandoun, car elle nous donne une valeur de coefficient de variation plus proche de la moyenne, c'est-à-dire que $C_v = 0.71$

III.5.1.3. Irrégularité des apports

III.5.1.3.1. Estimation fréquentielle des apports:

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

Les apports annuels ajustés à une loi statistique log-normale de forme :

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(C_v + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} \dots\dots\dots(III.30)$$

$$A_{\%} = \frac{0.188 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(0,71+1)}}}{\sqrt{0,71^2 + 1}} = 0.153292 \cdot e^{0,233 \cdot U}$$

A% : Apport de fréquence donnée.

u : Variable réduite de Gauss.

A₀ : Apport moyen annuel [Mm³].

C_v : Coefficient de variation.

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

Tableau III.20 : l'Apport fréquentielle.

Période de retour (an)	4 / 5	10	50	100	1000
Fréquence (%)	80	10	2	1	0.1
Le variable réduit "u"	-0,841	1,282	2,054	2,327	3,091
Apport (Mm ³)	0,102	0,149	0,323	0,425	0,912

III.5.1.3.2. Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% suit la même répartition mensuelle des précipitations voir tableau tableau III.21 et la répartition des pluies tableau III.12

Tableau III.21 : Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.

mois	sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mais	Juin	Juillet	Août	Total
A _{80%} (Mm ³)	0,012	0,012	0,010	0,008	0,009	0,007	0,009	0,011	0,012	0,005	0,003	0,005	0,102
Apports en %	11,5	11,7	9,6	7,5	8,8	7,3	8,7	10,5	12,1	4,6	2,5	5,2	100,0

III.5.2. Apports solides et l'estimation du volume mort

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

III.5.2.1 Formule de TIXERONT

Le volume mort est estimé à :

Avec $V_m = \frac{Q_s \cdot S \cdot T}{\delta_s}$ $Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15}$
 Avec :

- Q_s : Débit solide en [tonne/an].
- δ_s : Poids spécifique des sédiments [1,6 t/m³].
- T : temps d'exploitation [T = 10 ans]
- α : Caractéristique de perméabilité voir tableau N°20.

Tableau III.22 : valeur de α en fonction de la perméabilité.

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

A.N :

$Q_s = 350 \cdot 17.6^{0.15} = 538.14 \text{ t/an}$

$V_m = \frac{127,84 \cdot 10 \cdot 68 \cdot 10}{2,4} = 23967.39 \text{ m}^3$

III.5.2.2 Formule de FOURNIER :

Le volume mort est de :

$$V_m = \frac{T_0 \cdot T \cdot S}{\delta_s} \dots\dots\dots (III.31)$$

$T_0 = 91,78 \cdot \frac{P_m^2}{P_{moy}} - 737,62$

- T : temps d'exploitation [T = 10 ans].
- δ_s : Poids spécifique des sédiments [2,4 t/m³].
- T_0 : Taux d'abrasion [t/Km²/an]
- P_m : pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvial [mm].
- P_{moy} : pluie moyenne du bassin versant [mm].
- S : Superficie du bassin versant [Km²]

A.N : $T_0 = 91,78 \cdot \frac{30 \cdot 2^2}{250} - 737,62 = -402,8 \text{ t/km}^2/\text{an}$

D'où :

$$V_m = \frac{402.8 \cdot 10.69 \cdot 10}{2,4} = 17941.m^3$$

III.5.2.3 Formule de GAVRILLOVIC :

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

On a :

$$V_m = \frac{T_0 \cdot T \cdot S}{\delta_s} \dots\dots\dots(III.32)$$

Tel que :

$$T_0 = T_{sp} * G_{rm} \dots\dots\dots(III.33)$$

Avec :

$$T_{sp} = T \cdot P_{moy} \cdot \pi \cdot \sqrt{Z^3} \quad \text{Tel que} \quad \left[T = \sqrt{\frac{t}{10} + 1} \right]$$

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{p + H_{moy}})}{0,2(L + 10)} \dots\dots\dots(III.34)$$

- T₀ : taux d'abrasion [t/Km²/an].
- T_{sp} : le taux de la production annuel des matériaux en [m³/km²/an].
- G_{rm} : taux de rétention des sédiments produits par le bassin.
- T : coefficient thermique.
- Z : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du B.V.
- P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [mm].
- t : température moyenne annuelle [°C].
- P : périmètre du bassin versant [Km].
- L : longueur du talweg principal [Km].
- H_{moy} : Altitude moyenne [km].

A.N :

$$T = \sqrt{\frac{19.2}{10} + 1} = 2.386 \quad \Rightarrow \quad T_{sp} = 2.386 \cdot 250 \cdot \pi \cdot \sqrt{0,4^3} = 473.8m^3/km^2/an$$

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{19.071 + 711.58 \cdot 10^{-3}})}{0,2(9.68 + 10)} = 1,13.t/m^3$$

$$T_0 = 473.8 \cdot 1,13 = 535.366.t/km^2/an$$

$$V_m = \frac{535.366 \cdot 10 \cdot 10.689}{2,40} = 23846.11 \text{ m}^3$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau III.21.

Tableau III.23 : Tableau récapitulatif des résultats de la volume mort.

Formule	Volume mort par (m ³)
TIXERONT - Sogreah	23967,39
FOURNIER	17941
GAVRILLOVIC	23846.11

En opte pour la formule de Texeron-Sogreah comme volume mort de notre retenue pour une période d'exploitation de 10 ans $V_m=23967,39\text{m}^3=0.024 \text{ Mm}^3$

III.7. Régularisation des débits :

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

Différents types de régularisation utilisés sont :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport ($A_{80\%}$ en M m³).
- La consommation totale (M m³).
- Les infiltrations et l'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue (voir annexe III.4 et planche N°2).

La régularisation saisonnière est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande. La régularisation interannuelle sera effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation, on stocke donc les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons sèches.

III.7.1. Besoin de la région :

Notre retenue est destinée pour l'irrigation des périmètres aval (olivier, abricot et néflier). La détermination des besoins en eau d'une culture nécessite la connaissance de divers paramètres concernant, aussi bien la plante elle-même que les données climatiques ou pédologiques de la région.

Les besoin dans la région sont estimé par la méthode suivant :

les besoins = surface x la dose d'irrigation (volume par unité de surface par ans)

A partir de la planimétrie de ces périmètres en se basant sur l'image satellitaire de Google Earth pro qualité 8K (voir l'annexe III.4)

On trouve $P_{\text{total}} = P_1 + P_2 + P_3 = 9.33 + 4.14 + 3.1 = 16.57$ ha

On a 16.57 ha des terre à irriguer et la norme d'irrigation du notre retenu collinaire est de 4000 m³/ha

Alors :

$$U_{80\%} = 4000 * 16.57 = 66280 \text{ m}^3 = 0.0663 \text{ Mm}^3$$

Tous ces besoins mensuels sont répartis dans le tableau suivant :

Tableau III.24 : Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation.

Mois	Besoin (%)	Besoin (Mm ³)
Septembre	8	0,005304
Octobre	5	0,003315
Novembre	0	0
Décembre	0	0
Janvier	0	0
Février	0	0
Mars	0	0
Avril	7	0,004641
Mai	10	0,00663
Juin	20	0,01326
Juillet	25	0,016575
Août	25	0,016575
Totale	100	0,005304

La répartition de ces besoins se basant sur les besoin d'arboriculture et les mois de récolte de l'olivier et l'abricot et ses dérivées

La répartition mensuelle de la consommation et les apports est donnée dans le Tableau III.23

Tableau III.25 : Répartition mensuelle de la consommation.

mois	sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mais	Juin	Juillet	Aout	Total
A_{80%}	0,012	0,012	0,010	0,008	0,009	0,007	0,009	0,011	0,012	0,005	0,003	0,005	0,012
U_{80%}	0,005	0,003	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,005	0,007	0,013	0,017	0,017	0,07

$U_{80\%} < A_{80\%}$ alors on fait la régularisation saisonnière

III.7.2. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

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".

- Détermination de la période à bonne hydraulicité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle Hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires " V_s " et " V_d ".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du Volume utile.

La période à bonne hydraulicité est celle du mois de septembre jusqu'au mois de mai.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau III.24 et.

$$V_s = 0.0695618 \text{ Mm}^3 \quad \text{et} \quad V_d = 0.033863 \text{ Mm}^3.$$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc :

$$V_u = V_d = 0,033863^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 0,024 + 0,033863 = 0,057863 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = 0,057863 \text{ Mm}^3 \quad \Leftrightarrow \quad \text{NNR} = 547,17 \text{ m.NGA}$$

Tableau III.26 : resultat du calcul de regularisation des debits sant tenant compte des pertes

Les mois	W80%	U80%	W-U	1ère consigne d'exploitation		
				Vrf	Vri	S
Sept	0,0116815	0,005304	0,006378	0,024000	0,024000	
				0,030378	0,030378	
Oct	0,0119827	0,003315	0,008668	0,039045	0,039045	
				0,048815	0,048815	
Nov	0,0097700	0,000000	0,009770	0,056504	0,056504	
				0,065485	0,057863	0,007622
Dec	0,0076891	0,000000	0,007689	0,065299	0,057863	0,007436
				0,066758	0,057863	0,008895
Jan	0,0089809	0,000000	0,008981	0,063915	0,057863	0,006053
				0,063556	0,057863	0,005693
Fev	0,0074364	0,000000	0,007436	0,049322	0,049322	
				0,035304	0,035304	
Mars	0,0088949	0,000000	0,008895	0,024000	0,024000	0,035699
Avril	0,0106935	0,004641	0,006053			
Mai	0,0123227	0,006630	0,005693			
Juin	0,0047197	0,013260	-0,008540			
Juillet	0,0025568	0,016575	-0,014018			
Aout	0,0052708	0,016575	-0,011304			

III.7.3. 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:

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy}$$

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}).

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

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

B) Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par : $V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100}$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau III.25.

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

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

Tableau III.27: valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	δ	
		Année	Mois
Sol a faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméable moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

Le Sol de notre bassin versant a faible perméabilité on prend $\delta = 0.5$

D'après Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière qui sont donnés dans le tableau III.27

$$V'_s = 0,049298 \text{ Mm}^3 \quad \text{et} \quad V'_d = 0,0467182 \text{ Mm}^3.$$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc :

$$V'_u = V'_d = 0,0467182 \text{ m}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 0,024 + 0,0467182 = 0,07182 \text{ Mm}^3$$

$$V'_{\text{NNR}} = 0,0707182 \text{ Mm}^3 \quad \Leftrightarrow \quad \text{NNR} = 514,65 \text{ m.NGA}$$

C) stabilisation du perte et estimation de l'erreur:

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

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

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

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

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

$$\varepsilon = \frac{0,0467182 - 0,033863}{0,033863} \cdot 100 = 4,92\%$$

Alors on a fait une seule itération voir tableau III.28 on trouve :

$$V''_s = 0,0489 \text{ Mm}^3 \quad \text{et} \quad V''_d = -0,0475 \text{ Mm}^3.$$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc :

$$V''_u = V''_d = 0,0475 \text{ m}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 0,024 + 0,0475 = 0,0715 \text{ Mm}^3$$

$$V'_{\text{NNR}} = 0,0715 \text{ Mm}^3 \quad \Leftrightarrow \quad \text{NNR} = 514,65 \text{ m.NGA}$$

$$\varepsilon = \frac{0,04755 - 0,0467182}{0,0467182} \cdot 100 = 1,16\%$$

$\varepsilon < 2\%$ la condition est vérifiée et les pertes sont stables

Tableau III.28: Regularisation des debits en tenant compte des pertes,

Mois	$V_{rf,i}$	V_{moy}	S_{moy}	E_s	V_{inf}	V_{evp}	π	W (Mm ³)	U (Mm ³)	$W-(U-\pi)$ (Mm ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation		
	(Mm ³)	(Mm ³)	(m ²)	(mm)	(m ³)	(m ³)	(m ³)				V_{ri} (Mm ³)	V_{ri} (Mm ³)	S (Mm ³)
Sep	0,024	0,027	14069	165,4	135,944	2327,013	2462,956	0,0116815	0,005304	0,003915	0,024000	0,024000	
	0,030378										0,027915	0,027915	
Oct	0,039045	0,035	16078	127,3	173,557	2046,729	2220,286	0,0119827	0,003315	0,006447	0,034362	0,034362	
	0,048815										0,043134	0,043134	
Nov	0,056504	0,044	18359	42,4	219,651	778,422	998,073	0,0097700	0,000000	0,008772	0,049440	0,049440	
	0,057863										0,056916	0,056916	
Dec	0,057863	0,053	20251	55,3	263,299	1119,880	1383,179	0,0076891	0,000000	0,006306	0,062308	0,062308	
	0,057863										0,068341	0,068341	
Jan	0,057863	0,061	21821	55	304,974	1200,155	1505,129	0,0089809	0,000000	0,007476	0,070645	0,070645	
	0,057863										0,072220	0,070755	0,001465
Fev	0,057863	0,065	22768	75,4	326,961	1716,707	2043,668	0,0074364	0,000000	0,005393	0,057441	0,057441	
	0,057863										0,057441	0,057441	
Mar	0,057863	0,066	22649	111,8	330,142	2532,158	2862,300	0,0088949	0,000000	0,006033	0,038765	0,038765	
	0,057863										0,024000	0,024000	
Avr	0,057863	0,065	26380	129,7	326,682	3421,486	3748,168	0,0106935	0,004641	0,002304	0,024000	0,024000	
	0,057863										0,024000	0,024000	
Mai	0,057863	0,068	22337	169,2	338,514	3779,420	4117,934	0,0123227	0,006630	0,001575	0,024000	0,024000	
	0,057863										0,024000	0,024000	
Juin	0,049322	0,064	20963	212,5	318,677	4454,638	4773,314	0,0047197	0,013260	-0,013314	0,024000	0,024000	
	0,049322										0,024000	0,024000	
Juil	0,035304	0,042	17959	247,6	211,567	4446,648	4658,215	0,0025568	0,016575	-0,018676	0,024000	0,024000	
	0,035304										0,024000	0,024000	
Août	0,024	0,030	14826	223,4	148,260	3312,128	3460,389	0,0052708	0,016575	-0,014765	0,024000	0,024000	
	0,024										0,024000	0,024000	

III.8 Etude des crues

A priori, les méthodes de calcul des crues de projet ne diffèrent ni selon la taille des ouvrages, ni même selon celle des bassins versants, du moins en dessous de quelques centaines de km². Mais en pratique, il y a deux spécificités importantes pour les petits et moyens barrages :

La première concerne la fréquence de l'épisode de crue contre lequel on veut se prémunir ; on pourra, en effet, admettre des fréquences modérées pour les très petits ouvrages, dont la rupture aurait des conséquences à peu près imperceptibles à l'aval ; on devra, par contre, retenir des fréquences faibles pour les barrages présentant des risques pour les populations aval ;

La deuxième différence provient du fait que les petits et moyens barrages barrent très généralement des bassins versants de faible superficie. Ceux-ci sont rarement équipés de stations de mesure. La qualité de l'information hydro climatologique est alors moins bonne. L'imprécision plus grande des résultats de l'étude hydrologique doit être prise en compte lors du choix du type d'évacuateur et de son dimensionnement. Comme le cas de notre retenue en na pas des données hydrométrique de oued Khermam car il n'y a aucun station hydrométrique ce qui signifie que nous somme obliger à ce stades d'utiliser des formules empiriques pour estimer les crues.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter. Les paramètres définissant une crue est :

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

III.8.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue

Ces méthodes d'estimation des débits sont extrêmement sommaires et ne peuvent en aucun cas se substituer à une étude hydrologique complète.

III.8.1.a. Formule de MALLET - GAUTHIER

On a:

$$Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots \text{(III.35)}$$

$Q_{\max,p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).

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

S : Superficie du bassin versant [Km²].

L : Longueur du talweg principal [Km].

K : coefficient dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1 et 3 [$K = 1$].

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

T : période de retour [an].

$$Q_{\max,p\%} = \frac{1 \cdot 2 \cdot \log(1 + 10.689 \cdot 0,25) \cdot 10.689 \cdot \sqrt{1 + 4\log T - \log 10.689}}{\sqrt{9.682}} = 6,11526 \cdot \sqrt{4\log T - 0.029}$$

Nous donne les résultats de calcul pour différents périodes de retour.

Tableau III.30 : Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.

Période de retour (an)	1000	100	50	20	10
Qmax (m3/s)	18,50	15,09	13,91	12,16	10,65

III.8.1.b Formule de SOKOLOVSKY

On a :

$$: Q_{\max,p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct} - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c} \dots\dots\dots(III-36)$$

S : Superficie du bassin [Km²].

T_c : temps de concentration[h].

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

H₀ :Perte initiale [H₀ = 7mm].

α: Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée voir tableau III.31

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{X_p} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_p} + \sqrt{H_0}} \dots\dots\dots(III-37)$$

Avec :

X_p : précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.

H₀ : perte d'eau initiale

Tableau III.31: valeur de α en fonction de la fréquence

Fréquence (%)	0,1	1	2	5
X _p	90	60	52	42
α	0,564	0,491	0,463	0,420

F : Coefficient de forme de la crue $\left[F = \frac{12}{4 + 3\gamma} \right]$

Tableau III.32 : valeur de γ en fonction de bassin versant.

Condition	γ
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km ²	$\gamma = 2$
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq \gamma \leq 4.$

On prend : $\gamma = 2$ (Voir tableau III.32) D'où : $F = 1.2$

$$Q_{\max,p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct} - 7) \cdot \alpha \cdot 1,2 \cdot 10.689}{2.33} = 3,62 \cdot (P_{ct} - 7) \cdot \alpha$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le tableau III.32

Tableau III.33 : Tableau Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovski.

Période de retour (an)	1000	100	50	20
Fréquence	0.1%	1%	2%	5%
P_{ct} (mm)	90	60	52	42
$\alpha_{p\%}$	0,564	0,491	0,463	0,420
$Q_{\max p\%}$ (m ³ /s)	62,76	35.06	27,95	19,85

III.8.1.c Formule de POSSENTI

On a :

$$Q_{p\%} = \frac{\mu \cdot P_{\max j\%} \cdot S}{L} \dots\dots\dots(III.38)$$

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

μ : Coefficient compris entre 700 et 800 [$\mu = 700$]

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

A.N :

$$Q_{p\%} = \frac{750 \cdot P_{\max j\%} \cdot 47,44}{7.4} = 3010,92 \cdot P_{\max j\%}$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le tableau III.33

Tableau III.34 : Tableau récapitulatif des résultats de la formule Possenti.

Période de retour (an)	1000	100	50	20
Pmax j % (mm)	152.3	103	89.6	72.7
Qmax (m3/s)	117.61	79.54	69,19	56,14

III.8.1.d Formule Terraza

On a :

$$Q_{\max,p\%} = \frac{C \cdot I_{tc} \cdot S}{3.6} \dots\dots\dots(III.39)$$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

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

I_{ct} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration [mm/h]. Le tableau III.34 résume les calculs de cette formule

Tableau III.35 : Tableau Récapitulatif des résultats de la formule Terraza.

Fréquence (%)	0,1	1	2	5
C	0,80	0,70	0,65	0,60
I_{tc} (mm/h)	32.5	22	19	15
Q_{max}(m³/s)	77,2	45,73	33,85	28,95

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le tableau III.35

Tableau III.36: Récapitulatif des résultats de débit de crue.

Formule	Q 0,1% (m ³ /s)	Q 1% (m ³ /s)	Q 2% (m ³ /s)	Q 5% (m ³ /s)
Mallet - Gauthier	18,50	15,09	13,91	12,16
Sokolovsky	62,76	35.06	27,95	19,85
Possenti	117.61	79.54	69,19	56,14
Terraza	77,2	45,73	33,85	28,95

III.8.2. Hydrogramme de crues

L'Hydrogramme de crue sera établi selon la méthode de Sokolovski. Cette méthode assimile l'Hydrogramme (voir la figure N°12) de crue à deux équations paraboliques l'une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue.

Pour la montée de la crue
$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x \dots\dots\dots(III-40)$$

Pour la décrue
$$Q_d = Q_{\max} \left[\frac{(t_d - t)}{t_d} \right]^y \dots\dots\dots(III-41)$$

Tableau III.37: Tableau récapitulatif des résultats de calcul pour tracé l'Hydrogramme du crue

Temps (h)	Q 0.1% (m ³ /s)	Q 1% (m ³ /s)	Q 2% (m ³ /s)	Q 5% (m ³ /s)
0	0,00	0,00	0,00	0,00
0,333	0,98	0,55	0,44	0,31
0,666	3,90	2,18	1,74	1,23
0,999	8,80	4,92	3,92	2,78
1,332	15,67	8,75	6,98	4,96
1,665	24,50	13,69	10,91	7,75
1,998	35,30	19,72	15,72	11,17
2,331	48,07	26,85	21,41	15,20
2,660	62,76	35,06	27,95	19,85
2,993	51,70	28,88	23,02	16,35
3,326	42,02	23,47	18,71	13,29
3,659	33,63	18,79	14,98	10,64
3,992	26,44	14,77	11,77	8,36
4,325	20,35	11,37	9,06	6,44
4,658	15,28	8,54	6,81	4,83
4,991	11,13	6,22	4,96	3,52
5,324	7,81	4,36	3,48	2,47
5,657	5,23	2,92	2,33	1,65
5,990	3,28	1,84	1,46	1,04
6,323	1,90	1,06	0,84	0,60
6,656	0,97	0,54	0,43	0,31
6,989	0,41	0,23	0,18	0,13
7,322	0,12	0,07	0,05	0,04
7,655	0,01	0,01	0,01	0,00
7,980	0,00	0,00	0,00	0,00

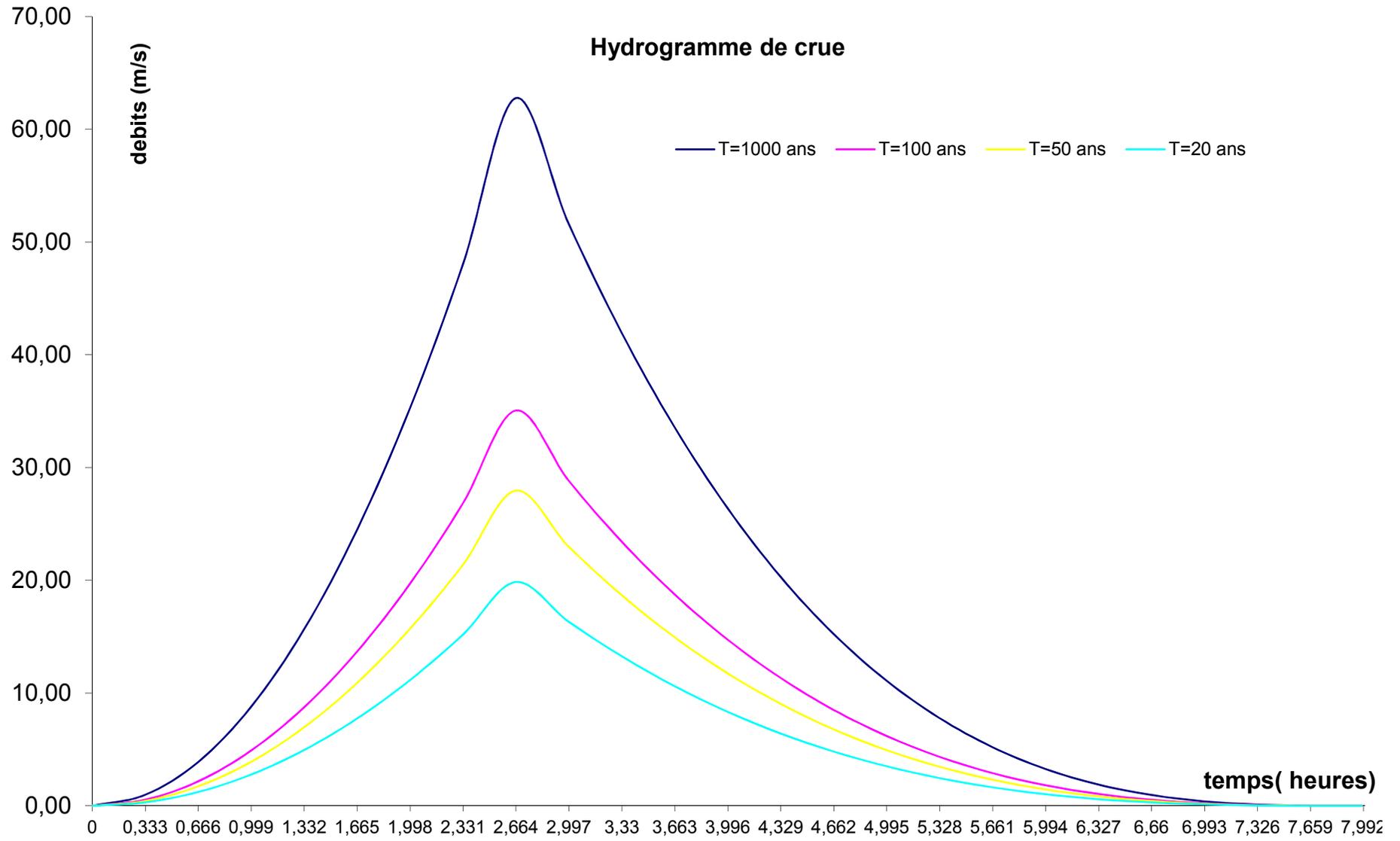


Figure III.16 : hydrogramme de crue (la méthode de Sokolovski)

III.8.2 Prédétermination de la crue de projet

A priori, les méthodes de calcul des crues de projet ne diffèrent ni selon la taille des ouvrages, ni même selon celle des bassins versants, du moins en dessous de quelques centaines de km². Mais en pratique, il y a deux spécificités importantes pour les petits et moyens barrages :

- la première concerne la fréquence de l'épisode de crue contre lequel on veut se prémunir ; on pourra, en effet, admettre des fréquences modérées pour les très petits ouvrages, dont la rupture aurait des conséquences à peu près imperceptibles à l'aval ; on devra, par contre, retenir des fréquences faibles pour les barrages présentant des risques pour les populations aval ;
- La deuxième différence provient du fait que les petits et moyens barrages barrent très généralement des bassins versants de faible superficie. Ceux-ci sont rarement équipés de stations de mesure. La qualité de l'information hydro climatologique est alors moins bonne. L'imprécision plus grande des résultats de l'étude hydrologique doit être prise en compte lors du choix du type d'évacuateur et de son dimensionnement.

III.8. Laminage des crues

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh$$

Où :

Q : le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumule a l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt}$$

Où :

$\frac{dh}{dt}$

: La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue,

III.8.1. Procédés de calcul :

Il existe plusieurs procédés de calcul comme Hedebat, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step et d'autre méthodes, nous retenons cinq méthodes celles de :

- Méthode de Kotcherine

- Méthode Step by step.
- Méthode graphique.
- Méthode de Eier-Cieh.
- Méthode de Hidenblat

Dans notre cas en utilise la méthode de Kotchirine

III.8.1.1. Méthode de KOTCHERINE

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

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

$$V_f = 0.5 \times Q_{max,p\%} \cdot t_b$$

- A l'aide de la formule

$$q_{maxp\%} = Q_{max,p\%} (1 - V_f/V_{cr})$$

5. Déterminer le débit de crues à évacuer correspondant à chaque lame hd.

Les résultats de calcul de laminage sont représentés dans l'annexe III.4

La figure II.35 reprend on resume les différentes étapes de calcul du laminage dans le tableau suivant et dans la figure résumé

Tableau III.38 : Lame déversantes pour différentes largeurs de déversoir.

Largeur (m)	Hauteur(m)	Q Laminé (m3/s)
30	0,64	33,8104
25	0,71	33,6643
20	0,84	33,3868
18	0,9	33,257
17	0,93	33,191
16	0,96	33,1249
15	1,01	33,0144
13	1,1	32,8127
11	1,23	32,5149
10	1,3	32,3523
9	1,39	32,1395
8	1,5	31,8751
5	1,63	31,5551

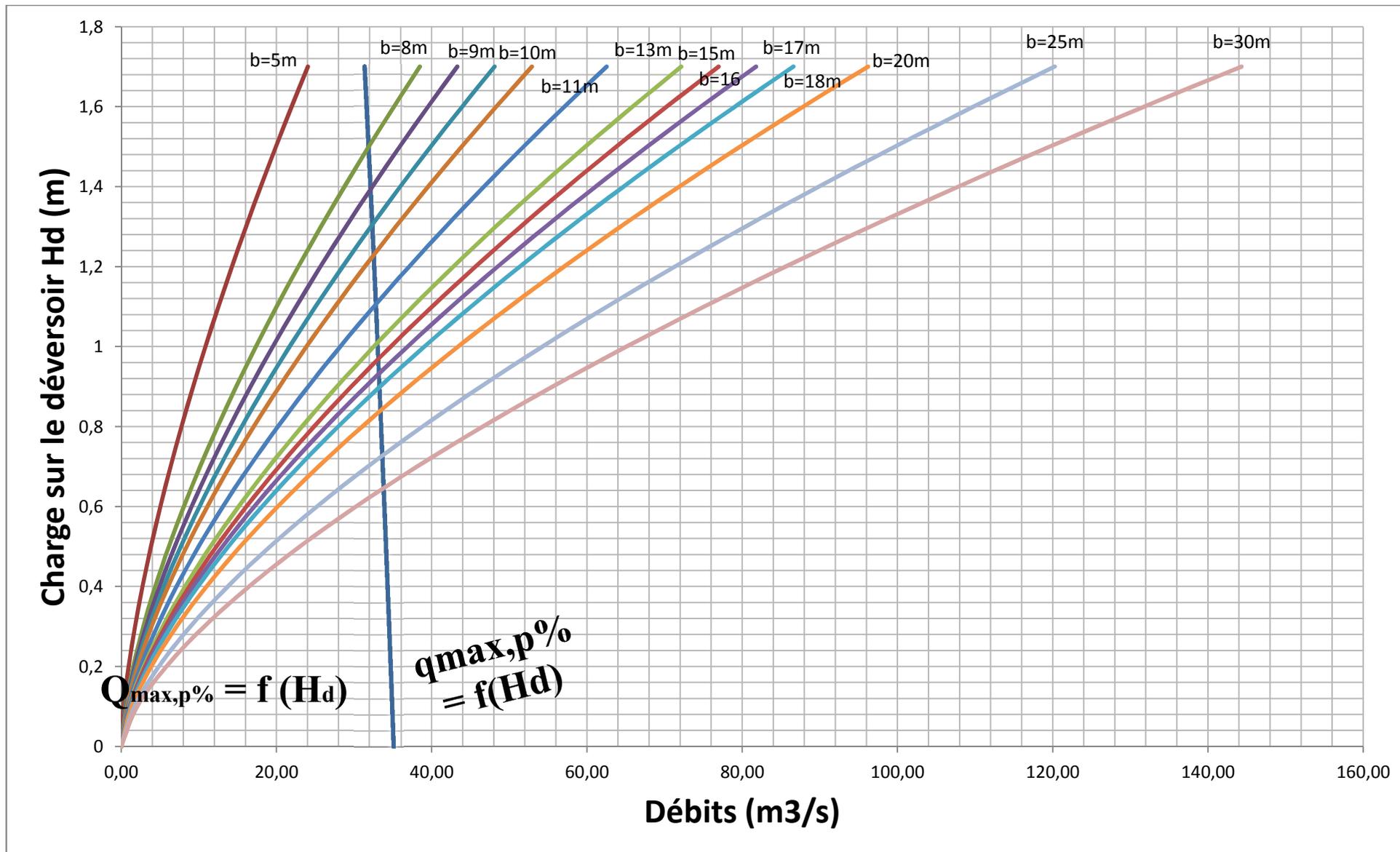


Figure III.17 : les courbe du debit en fonction de la charge deversant

III.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 correspondantes aux différentes hauteurs de la digue. Dans notre cas on fait l'optimisation sur une variante barrage poids de fruit de talus amont de $m_1=0$ et fruit aval de $m_2=0.8$ et on prend une largeur en crête de 2 m

III.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 :

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec :} \quad V_i = \frac{W_i + W_{i+1}}{2} L_i$$

V i : le volume du barrage à la cote i.

W i : Section transversale correspondante à la coupe i.

L i : Distance entre deux coupes voisines.

$$\text{On a :} \quad W_i = \frac{b + B_i}{2} H_i$$

B i : Largeur de base donnée par : $B_i = (m_1 + m_2) H_i + b$. tiré aussi du plans d'aménagement.

m₁, m₂ : Les fruits des talus. ($m_1=0$, $m_2=0.8$).

bcr : Largeur en crête (m).

H i : Hauteur de la tranche au point i :

Hb : Hauteur de barrage avec : $H = \text{NNR} + R + h \text{ dév} + t$.

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III.9.1.1 Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

III.9.1.1a. Formule de STEVENSON GAILLARD

La revanche ou réserve de sécurité est la hauteur comprise entre la crête du barrage et niveau des plus hautes eaux, destinée à prémunir l'ouvrage contre les effets de submersions. Elle est déterminée par la relation suivante :

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

Ou ;

H : hauteur du vagues (m)

v : vitesse des vagues (m/s)

la hauteur des vagues est estimée à l'aide de la formule de STEVENSON

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F}$$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction

A.N :

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,453} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,453} = 0,77 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,77 = 3,04 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,77 + \frac{3,04^2}{2 \cdot 9,81} = 1,173 \text{ m}$$

III.9.1.1.b Formule de MALLET et PAQUANT

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

Avec :

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F}$$

A.N :

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{0,453} = 0,722 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,722 = 2,944 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,722 + \frac{2,944^2}{2 \cdot 9,81} = 0,983 \text{ m}$$

III.9.1.1.c Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F}$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,453} = 1,2 \text{ m}$$

l’U.S.B.R (United States Bureau of Réclamation) recommande pour un fetch < 1.6 km de prendre une revanche comprise entre 0.9 m et 1.25

pour la suite de l’étude nous adoptons une revanche de 1.08

$$H_b = NNR - C_f + R + h_{dév} = 548.98 - 543.64 + 1,08 + h_{dév} = 6.42 + h_{dév} \text{ m}$$

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l’aménagement.

Nous avons choisi 8 coupes le long de l’axe d la digue et À partir profil longitudinal de l'axe du barrage représenté par la figure III.18, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment. On donne un exemple de calculs des volumes de la digue qui crespand une largeur de 30m et hauteur de 0.65m dans le tableau suivant :

Tableau III.39 : Résultats de calculs du coût de la digue pour largeurs déversantes 30m

La digue qui correspond b=30m hd=0.64						
coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m ²)	Wi+1 (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0,000	2,000	0,000	14,023	9,803725	68,74
2	3,927	5,142	14,023	33,976	9,803725	235,28
3	7,049	7,639	33,976	35,079	9,803725	338,50
4	7,193	7,754	35,079	34,540	9,803725	341,26
5	7,123	7,698	34,540	36,066	9,803725	346,10
6	7,319	7,855	36,066	28,501	9,803725	316,50
7	6,304	7,043	28,501	12,791	9,803725	202,41
8	3,683	4,946	12,791	0,000	9,803725	62,70
9	0,000	2,000	0,000	0,000		
Total					78,4298	1 911,49

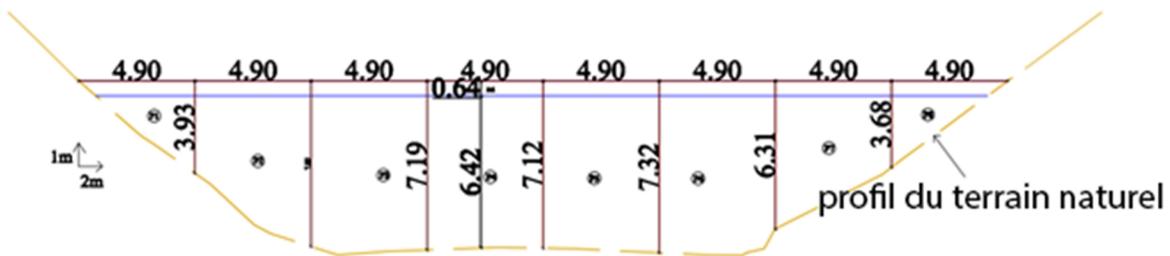


Figure III.18 : profil en long de l’axe de la digue et les différentes coupes (à l’aide de l’autocad)

Et ainsi de suite en fais la même démarche pour les restes digues .

En fixant le mètre cube du béton cyclopien à neuf mille dinars Algériens 7000 DA

Le volume et le coût de chaque digue qui correspond les différentes largeurs sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.40 : Volumes et coûts de la digue pour différentes largeurs de déversoir

b(m)	H_d(m)	L_{crete}(m)	V_b (m3)	Coût (DA)
30	0,64	78,4298	1911,490976	13380436,83
25	0,71	78,7744	1925,291518	13477040,63
20	0,84	79,4064	2011,744189	14082209,32
18	0,9	79,688	2040,182788	14281279,52
16	0,96	80	2061,240165	14428681,16
15	1,01	80,16	2095,283642	14666985,49
10	1,3	81,568	2249,771561	15748400,93
8	1,5	82,5088	2359,953957	16519677,7
5	1,63	83,12	2432,54383	17027806,81

III.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 greager est donnée par l'expression suivante :

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

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

Donc : 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 déversante.

Les déférents tracés du surface se trouve dans l'annexe (à l'aide d'AutoCAD)

Notre hauteur de pele est $P=5.34\text{m}$

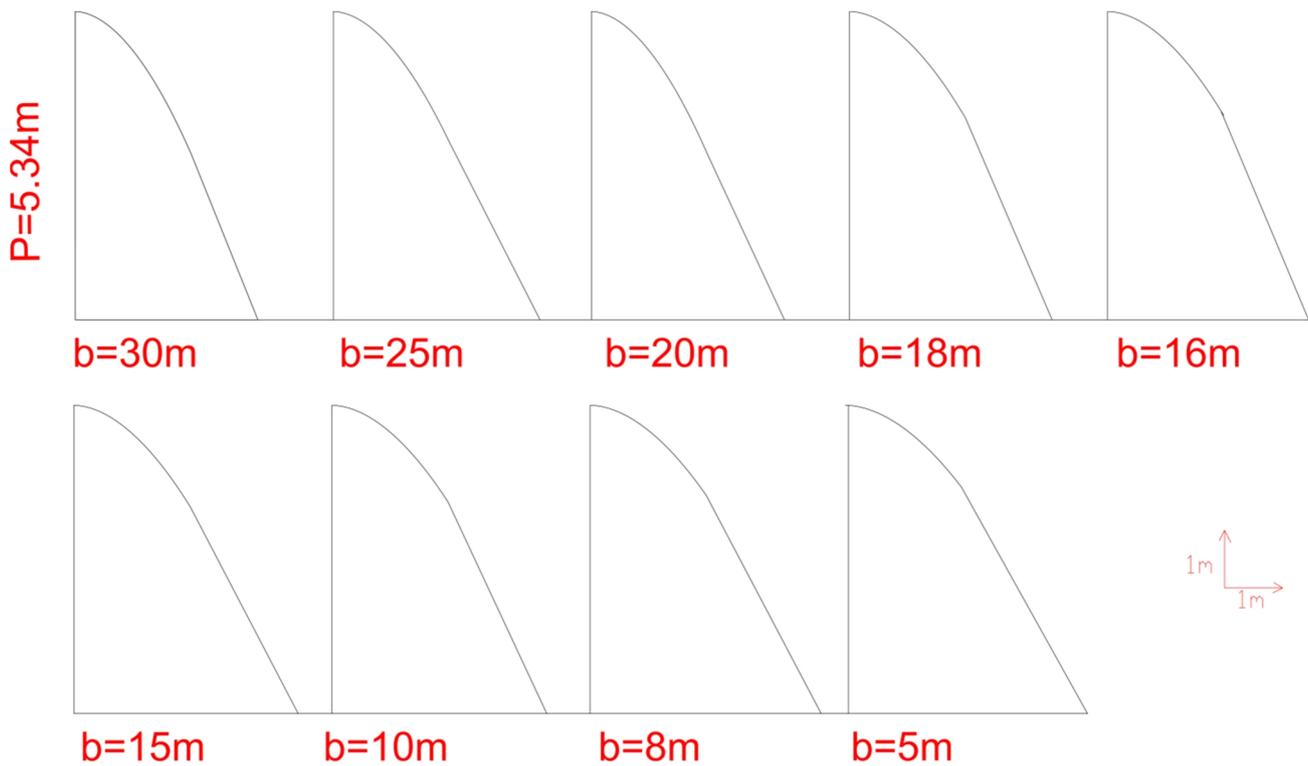


Figure II.19 : Profil de creager des défèrent hd

En fixant le mètre cube du béton à quinze mille dinars Algériens 15000 DA
le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversant sera :

Tableau III.41 : Résultats de calcul du coût de Déversoir.

B (m)	Hd (m)	S (m²)	V_{béton}(m³)	coût (DA)
30	0,64	7,986	239,58	3593700
25	0,71	8,168	204,20	3063000
20	0,84	9,256	185,12	2776800
18	0,9	9,732	175,18	2627640
16	0,96	9,856	157,70	2365440
15	1,01	10,243	153,65	2304675
10	1,3	10,423	104,23	1563450
8	1,5	10,5733	84,59	1268796
5	1,63	10,5821	52,91	793657,5

Pour tracer la courbe d'optimisation en doit estimer le coût global (digue + Evacuateur) voir le tableau suivant :

Tableau III.43 : tableaux Récapitulatif des coûts totaux.

B (m)	Hd (m)	Digue (DA)	Déversoir (DA)	Coût total (DA)
25	0,71	13380436,83	3593700	16974136,83
20	0,84	13477040,63	3063000	16540040,63
18	0,9	14082209,32	2776800	16859009,32
16	0,96	14281279,52	2627640	16908919,52
15	1,01	14428681,16	2365440	16794121,16
10	1,3	14666985,49	2304675	16971660,49
8	1,5	15748400,93	1563450	17311850,93
5	1,63	16519677,7	1268796	17788473,7

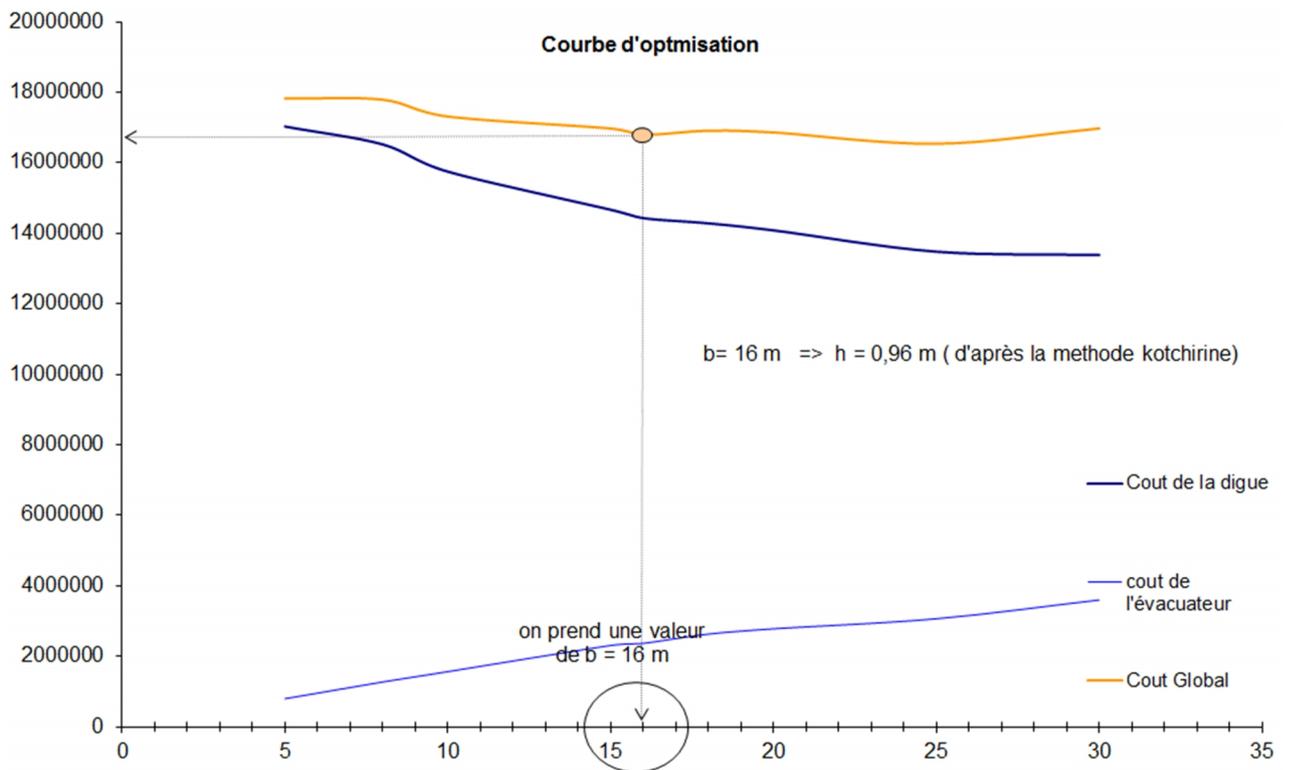


Figure II.20 : la courbe d'optimisation

D'après la courbe d'optimisation représentée sur la Figure, la largeur déversante qui donne le coût minimum correspond a une largeur du déversoir **16 mètre**. Avec

h= 0.96 m

Conclusion :

Au terme de ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage, à savoir les caractéristiques hydro morphologiques et hydro-morpho métriques du bassin versant ainsi que les caractéristiques du futur barrage.

Toutes les caractéristiques du barrage futur de notre retenue sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.44 : Caractéristique du futur barrage

DENOMINATION	UNITE	QUANTITE
volume mort	M.m ³	0,024
volume utile	M.m ³	0,0475
volume au niveau normal de la retenue	M.m ³	0,0715
cote de fond (▼fond)	m	543.64
cote au niveau mort (▼NVM)	m	546.72
cote au niveau normal de retenue (▼NNR)	m	548.98
cote de plus hautes eaux (▼NPHE)	m	549.94
cote de la crête (▼crête)	m	551.02
largeur de déversoir	m	16,00
la hauteur de charge déverser.	m	0.96
le débit évacué	m ³ /S	33.12
La hauteur du la digue	m	7.38
Largeur en crête	m	2
Longueur de la digue	m	80

Chapitre IV :

Etude des variantes

IV.1 Introduction :

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristique très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent contenus des fourchettes beaucoup plus étroites. Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de vallée, des problèmes de transport et d'approvisionnement, des possibilités en matériel et en main-d'œuvre, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

IV.2 Variantes susceptibles à projeter sur le site :

Les variantes de digue se sont proposées sur la base des résultats de l'étude géologique et géotechnique. L'absence des matériaux fins en qualité dans la cuvette et la zone d'emprunt de la retenue collinaire d'oued Kherrmam et la disponibilité des matériaux grossiers (enrochement, sable et graviers), nous a contraint à rejeter la variante de digue en matériaux fin (digue homogène et zonée) et à adapter les variantes suivant :

Variante 1: Digue en enrochement avec un masque amont étanche en béton

Variante 2: Digue en béton cyclopien avec rideau amont étanche en béton (barrage poids)

Variante 3: Digue en BCR (béton compacté en relou)

IV.2.1 Variante 1 (*Digue en enrochement avec un masque amont 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

IV.2.1.1 Définition de profil général du barrage :

a) Hauteur de barrage :

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t. = 548.98 - 543.64 + 0,96 + 1,08 + 0,50 = 7.88 \text{ m}$$

On admet une valeur de $t = 0,5$ mètre pour le tassement du barrage, cas des barrages en enrochement.

b) Largeur en crête :

La crête du barrage en tant qu'élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête dans les barrage en remblai et enrochement et qui doit dépasser 3m pour le passage des engins pendant la réalisation :

- 1) Formule de KNAPPENT : $b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b}$
- 2) Formule de E- F-PREECE : $b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1$
- 3) Formule pratique : $b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b}$

H_b : Hauteur du barrage [m] ;

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

Formule	b _{cr} (m)
KNAPPEN	4.63
EF PREECE	4.09
PRATIQUE	4.68
La moyenne	4.47

On opte pour une largeur de crête minorée égale à : $b_{cr} = 4 \text{ m}$

c) Longueur en crête du barrage :

La longueur en crête du barrage est obtenue par mesure sur le plan du à la côte correspondante soit 551,52m. Cette longueur est de L = 82.5m

d) Pentés 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 optimales, comme le montre le tableau ci-après :

Tableau IV.2: Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		m ₁	m ₂
H<5	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2	2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	- A zones	3	3
H ≥ 20	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3

D'après le tableau des fruits des talus en fonction de la hauteur et le type de barrage on choisit les pentes suivant :

Dans notre on a une digue enrochement :

Parement amont : $m_1 = 2 + 0.5 = 2.5$

Parement aval : $m_2 = 2 + (0.1 - 0.2) = 2+0.1$

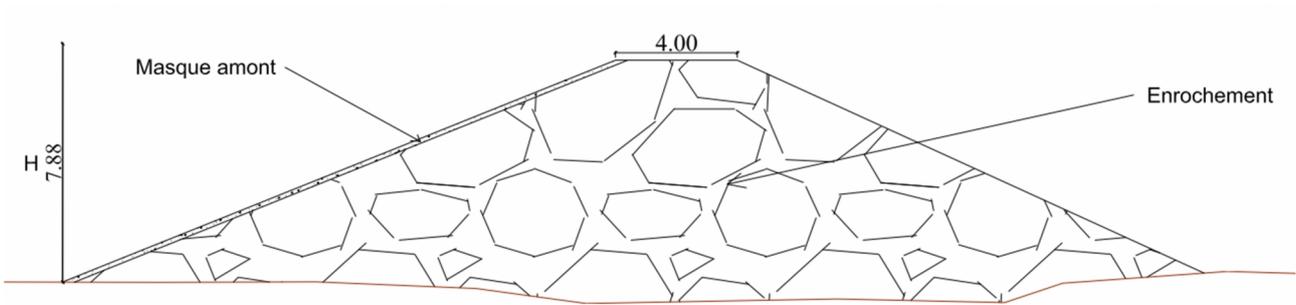


Figure IV.1 Coupe de la digue du variante 1 (digue en enrochement avec un masque)

IV.2.1.2 Evaluation du coût total de différents matériaux de la variante

IV.2.1.2.a Le volume de la Recharge (enrochement) :

Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec :} \quad V_i = \frac{W_i + W_{i+1}}{2} L_i$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

W_i : Section transversale correspondante à la coupe i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

On a :

$$W_i = \frac{b + B_i}{2} H_i$$

B_i : Largeur de base donnée par : $B_i = (m_1 + m_2) H_i + b$. tiré aussi du plans d'aménagement.

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i :

Nous avons choisi 8 coupes le long de l'axe de la digue et À partir profil longitudinal de l'axe du barrage, on peut calculer les volumes de la digue, en utilisant les formules citées précédemment. On donne les résultats dans le tableau suivant :

Tableau IV.3: Résultats de calculs du volume et du coût de la digue (variante 1)

coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m2)	Wi+1 (m2)	Li (m)	Vi (m3)
1	0,000	4,500	0,000	62,913	10,3136	324,43
2	4,343	24,476	62,913	164,981	10,3136	1 175,20
3	7,792	40,345	164,981	175,474	10,3136	1 755,66
4	8,057	41,560	175,474	172,632	10,3136	1 795,11
5	7,986	41,235	172,632	181,241	10,3136	1 824,85
6	8,199	42,213	181,241	129,275	10,3136	1 601,27
7	6,824	35,889	129,275	46,506	10,3136	906,47
8	3,845	22,188	46,506	0,000	10,3136	239,82
9	0,000	4,500	0,000		0	0,00
Total				Volume Total		9622,81
				Coût de la pose +Transport		24057021,13
				TVA =17 %		4089693,593
				TTC (Da)		28146714,73

Le coût de transport est près de 2500 Da (pose + transport) suivant le marché algérien actuel est le volume de la digue est estimé d'une façon approximative.

IV.2.1.2.b Le masque en béton :

L'imperméabilité définitive du barrage est assurée par un masque d'étanchéité réalisé sur la face amont de la digue et composé en béton classique vibré :

La surface du talus amont de la digue égale à :

$$V = S_{amont} \times e$$

Ou :

$$S_{amont} = \frac{b}{1 + m_1^2} * L$$

Avec ; S_{amont} : La surface du talus amont de la digue

m_1 : Le fruit du talus amont.

L : Longueur en crête de la digue.

e : épaisseur du masque ($e=0.4$).

$$= 7.88 \times \frac{1}{1 + 2.5^2} \times 82.5 = 21.22 * 82.5 = 1750,65 \text{ m}^2$$

$$V = S_{amant} \times e = 1750,65 \times 0.4 = 700.62 \text{ m}^3$$

Coût du masque : $cout = V \times 9000 = 700.62 \times 9000 = 6302340 \text{ DA}$

$TVA = 17 \% = 1071397,8 \text{ DA}$

$$TTC \text{ Da} = 7373737,8 \text{ DA}$$

IV.2.1.3 Le coût total de la variante :

Le coût de la recharge de la digue en enrochement + masque en béton TTC (tout taxe compris) soit égale à : $28146714,73 + 7373737,8 = 35520452,53$ DA la projection d'un évacuateur de crue tulipe a entonnement atteint 30% du coût de l'ouvrage qui signifie que le coût totale de l'ouvrage soit environs 46 176 588,289 DA

IV.2.2 Variante 2: (Digue en béton cyclopien avec rideau amont étanche en béton) :

Les barrages poids résistent à la poussée de l'eau par leur poids, nécessitent une fondation rocheuse de bonne qualité,

Les matériaux (enrochement, sable et graviers) consiste à mettre en place le béton cyclopien utilisés pour le corps du barrage sont de composition variable est guidée par la disponibilité sur le site ; ses composants dans une formulation au moindre cout(7000 DA du m³). consiste à mettre en place le béton cyclopien (roche + béton dosé à 150 Kg/m³) .voir figure

L'inconvénient dans ce type de barrage est la stabilité est très sensible aux variations du poids spécifique de l'eau, a la hauteur de retenue et aux séismes.

IV.2.2.1 Définition de profil général du barrage :

a) Hauteur du barrage :

$$H_b = NNR - C_f + h_{\text{dév}} + R + t. = 548.98 - 543.64 + 0,96 + 1,08 = 7.38 \text{ m}$$

b) Largeur en crête :

Elle peut servir pour les passages de service. La crête est protégée par un revêtement en béton sa largeur est $b = 2$ m.

c) Longueur en crête du barrage :

La longueur en crête du barrage est obtenue par mesure sur le plan d'aménagement l'échelle 1/1000 voir la planche (2) , à la côte correspondante soit 551,02 m. Cette longueur est de $L_c = 80$ m

d) Pentés des parements

Les fruits des parements pour la digue de notre projet sont :

$m_1 = 0,0$ pour le parement amont.

$m_2 = 0,80$ pour le parement aval.

On adopte ces fruits de parement, ils seront vérifiés plus loin par le calcul de stabilité du barrage.

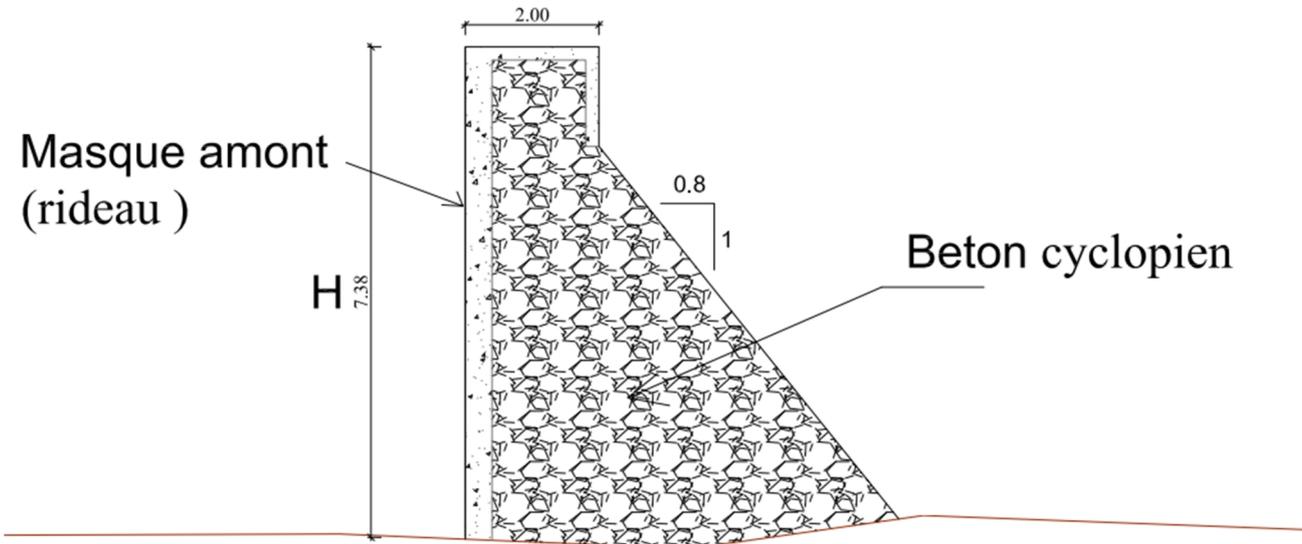


Figure IV.2 : Coupe de la digue de la variante 2 (barrage en béton cyclopien à rideau étanche)

IV.2.1.2 Evaluation du coût total de différents matériaux de la variante

IV.2.1.2.a Le volume du corps du barrage

Tableau IV.4 : Résultats de calculs du coût de la digue (variante 2)

coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m2)	Wi+1 (m2)	Li (m)	Vi (m3)
1	0,000	2,000	0,000	14,790	10	73,95
2	4,075	5,260	14,790	36,100	10	254,45
3	7,323	7,859	36,100	37,052	10	365,76
4	7,444	7,955	37,052	38,680	10	378,66
5	7,646	8,117	38,680	36,585	10	376,33
6	7,385	7,908	36,585	29,868	10	332,26
7	6,496	7,196	29,868	13,050	10	214,59
8	3,735	4,988	13,050	0,000	10	65,25
9	0,000	2,000	0,000		0	0,00
Total	Volume Total					2 061,24
	Coût du béton cyclopien					14428681,15
	TVA =17 %					2452875,796
	TTC (Da)					16881556,95

IV.2.1.2.b Rideau amont en béton :

L'étanchéité du corps du barrage sera assurée par un masque en béton conventionnel vibré, placé en amont avec un dosage en ciment de 350 Kg/m^3 , et une épaisseur de $e = 40 \text{ cm}$.

$$S_{rideau} = h_b \cdot L = 7.38 \times 80 = 590.4 \text{ m}^2$$

$$V_{rideau} = S_{rideau} \times e = 590.4 \times 0.4 = 236.16 \text{ m}^3$$

Coût du Rideau sera : $cout = V_{rideau} \times 9000 = 236.16 \times 15000 = 2125440 \text{ DA}$

$TVA = 17\% = 361324,8 \text{ DA}$

$$TTC (\text{Da}) = 2486764,8 \text{ DA}$$

Le coût de la recharge de la digue béton cyclopien + Rideau en béton TTC (tout taxe compris) soit égale à : $16881556,95 + 2486764 = 19368320,95 \text{ DA}$ la projection d'un évacuateur de crue central à l'entonnement du surface a atteint 30% du coût de l'ouvrage qui signifie que le coût totale de l'ouvrage soit environs 25 178 817,235 DA.

IV.2.1 Variante 3 (Digue en BCR) :

On garde les mêmes dimension de la variante 2 et on aura le même volume $2\,061,24 \text{ m}^3$

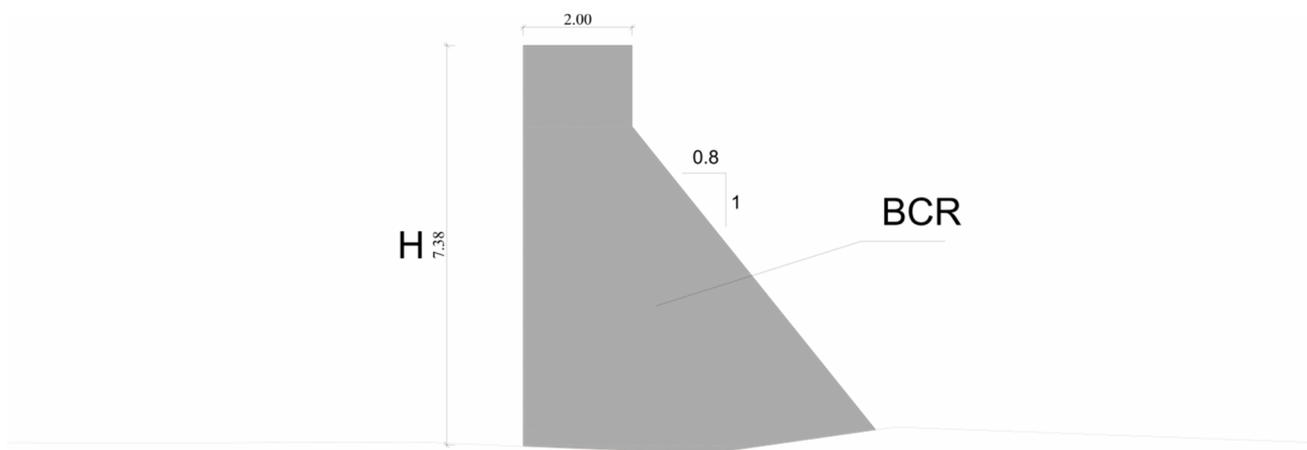


Figure IV.3 : Coupe de la digue de la variante 3 (barrage en BCR)

Le coût du m^3 en BCR est de 8500 DA on fait le même manière de calcul de la variante 2

Alors le cout de cette variante est de $TTC = 28\,926\,411,54 \text{ DA}$

IV.3 Conclusion et Fixation du choix définitif du type de barrage

D'après l'étude comparatif entre le cout des trois variantes on a trouvé que le cout de la digue enrochement est environ deux fois le cout de celle en béton cyclopien .et le coût de la variant en BCR est intermédiaire .Alors, la variante du barrage en béton cyclopien est la meilleure alternative pour le site d'Oued Kherrmam. Les enrochements disponibles en lit d'Oued Kherrmam serviront à la confection du béton cyclopien du barrage. Ils seront prélevés manuellement. Les quantités d'enrochement disponibles sur site suffiront largement aux besoins du chantier. Le choix de cette variante (Barrage poids en béton cyclopien) est aussi renforcé par la facilité d'exécution et sont délai de réalisation plus court.

Chapitre V :

Etude de la variante choisie

V.1 Traitement de la fondation et ancrage de la digue:

Les résultats des essais géotechniques (voir le chapitre géologique et géotechnique) ont mis en évidence une faible étanchéité de la fondation au niveau de l'axe (alluvions de sable plus ou moins grossier, caillouteux). L'encrage de la digue se fera à au moins de 4,00 m de profondeur au niveau de l'oued puisqu'on atteint les calcaire à 3,25 m de profondeur. La fondation nécessite un radier et un drainage pour réduire sous pressions

V.2 Etude des infiltrations : L'étude des infiltrations consiste à déterminer les sous-pressions dues à l'écoulement souterrain à travers la fondation et le calcul du débit de fuite à travers le barrage.

V.2.1 Calcul des sous-pressions: Les sous pressions totales appliquées à la surface de contact sol-radier du barrage (contour d'écoulement sous terrain) sont donnés par la relation suivante : $U_{tot} = U_{dyn} + U_{stat}$

Avec :

- U_{sta} : sous pression de soulèvement (statiques), $U_{stat} = \alpha \cdot \gamma_w \cdot H \cdot B$
- U_{dyn} : sous pression d'infiltration (dynamiques), $U_{dyn} = \frac{1}{2} \alpha_2 \cdot \gamma_w \cdot H' \cdot B \cdot (1 - \alpha_0)$
- α_2 : coefficient de surface effective de sous pression ; $\alpha_2 = 1$
- H' : charge d'eau entre bief amont et aval, $H = 5,34$ m.
- B : longueur du profil du barrage dans la fondation.
- H' : charge d'eau aval.
- α_0 : coefficient de perte de charge de l'infiltration dans le milieu rocheux ($\alpha_0 = 0 \div 0,1$)

La construction du diagramme des sous pressions dynamique dépend essentiellement du système de drainage et l'encrage du radier dans la fondation, dans notre cas $\alpha_0 = 0,05$.

Le dimensionnement de la digue hydrotechnique :

V.2.2 Dimensionnement du radier général :

V.2.2.1 Avant radier :

a) Longueur de l'avant radier :

$$l_{ar} = (0-2) H_1 = 5 \text{ m}$$

b) L'épaisseur de l'avant radier :

$$H_1 = 5.34 \text{ m} ; \quad 5 < H_1 < 10 \text{ m} ; \quad t_{ar1} = t_{ar2} = (0.5-0.6)m = 0.5 \text{ m}$$

V.2.2.2 Radier :

a) La longueur du radier :

Notre type d'ouvrages Hydrotechniques : ouvrage de retenues

$$L_r = (2-4) H_1 = 11.5 \text{ m}$$

b) L'épaisseur du radier**c) Epaisseur au début :**

$$tr1 = (0.25 - 0.3) H1 = 0.3 \times H1 = 0.3 \times 5.34 \text{ m} = 1.70 \text{ m}$$

d) Epaisseur au bout :

$$tr2 = (0.13 - 0.15) H1 = 0.15 H1 = 0.15 \times 5.34 = 0.8 \text{ m}$$

$$s_1 = 0.8 \text{ m}$$

$$s_2 = 0.5 \text{ m}$$

V.2.2.3 Risberme :**a) La longueur de risberme :**

$$L_{ris} = (3 \div 5) H1 \quad L_{ris} = 3.65 \cdot H1 = 19.5 \text{ m}$$

b) L'épaisseur de risberme :

$$tr_{is} = (0.1 - 1) \text{ m} = 1 \text{ m}$$

$$s_{ris1} = s_{ris1} = 0.5$$

V.2.2.3 Parafouilles :

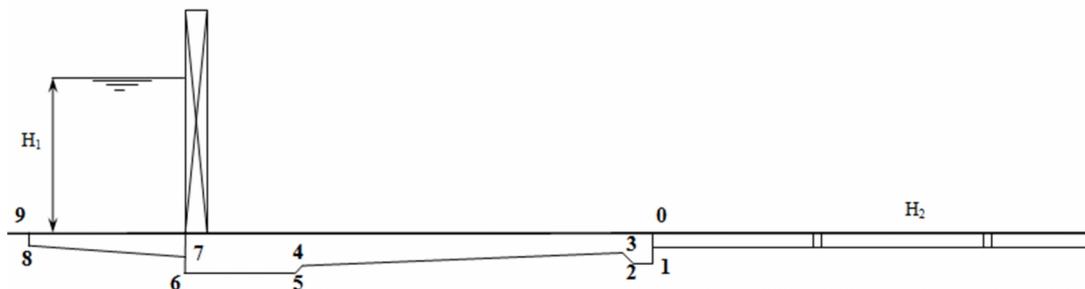
Ce sont des dispositifs qui permettent de contrôler l'écoulement souterrain en réduisant le gradient hydraulique moyen voir planche (2)

V.2.3 Détermination des paramètres de l'écoulement par la Théorie du contour linéaire (dite de Bligh) :**V.2.3.1 Condition de Bligh :**

Pour que le pré dimensionnement soit convenable il est nécessaire de vérifier la condition posée par la méthode de BLIGH, soit la longueur réelle déployée est supérieure à la longueur nécessaire du contour souterrain (dépend de la nature du sol et la charge d'eau H).

$$L_{rcd} \geq L_{thB}$$

L_{rcd} : longueur réelle du contour déployé



Selon Bligh :

$$L_{rcd} = C \cdot \Delta H$$

C : coefficient de proportionnalité qui dépend

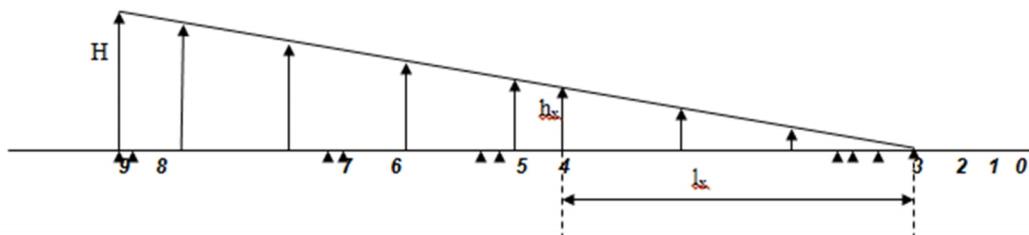
H : charge hydraulique

Notre type de sol est : limons et sables très fins , selon le tableau

on prend $c = 3$

$$\Delta H = H_{\text{amont}} = 5.34 \text{ m}$$

$$L_{thB} = 3 \times 5.34 = 16.02 \text{ m}$$



$$L_{r.c.d} = trf + s2 + (sp / \sin 45^\circ) + [Lr - (s1 + s2 + tr1 - tar2)]^2 + s2p] + (tr1 - tar2) / \sin 45^\circ + s1 + (tr1 - tar2) + \sqrt{[L2ar + (tar2 - tar1)^2]} + tar1$$

$$L_{rcd} = 22.98 \text{ m}$$

$$L_{rcd} = 23 \quad ; \quad L_{cd} = 16.02$$

$L_{rcd} \geq L_{thB}$ Condition de Bligh vérifiée

V.2.3.2 Calcul des sous pressions linaires :

Etant donné que la chute de sous pressions est :

$$h_x = \frac{\Delta H}{L_{rcd}} \times L_x$$

h_x : sous pression au point considéré

l_x : distance du point considéré par rapport à l'extrémité de l'avant radier

L'épaisseur du radier est déterminée par l'expression suivante :

$$t_x = h_x \times n \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w} \right)$$

n : coefficient de sécurité varie entre (0.85 à 1.25) selon la casse de l'ouvrage

γ_w : poids spécifique de l'eau

γ_b : poids spécifique du béton

Tableau V.1 : Calculs du sous pression linéaire dans la fondation du barrage

point	L (m)	l_x (m)	h_x (m)	t_{BLIGH} (m)	$t_{pré}$ (m)	$t_{défi}$ (m)
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0	0,0
1	1,000	1,000	0,232	0,141	1,0	1,0
2	0,500	1,500	0,349	0,212	0,5	0,5
3	0,658	2,158	0,501	0,304	0,5	0,5
4	8,748	10,906	2,534	1,538	1,7	1,7
5	1,578	12,484	2,900	1,761	1,7	1,7
6	0,800	13,284	3,086	1,874	1,35	1,35
7	4,200	17,484	4,062	2,466	4,2	4,2
8	5,000	22,484	5,224	3,172	0,5	0,5
9	0,500	22,984	5,340	3,242	0,0	0,0

V.2.3.3 Gradient hydraulique :**a) Gradient hydraulique moyen :**

$$I_{moy} = \frac{H_{amant}}{L_{cd}} = \frac{5.34}{22.98} = 0.23$$

b) Gradient hydraulique maximum de sortie :

$$I_{max} = \frac{H_{sortie}}{L_{sotie}} = \frac{5.34}{22.98} = 0.23$$

Le gradient hydraulique admissible pour une fondation de sol argileux, et une classe d'ouvrage hydrotechnique I est : $I_{adm} = 0,45$

V.2.3.4 Calcul du débit de fuite :

Le débit de d'infiltration à travers la fondation du barrage est déterminé par la relation de Darcy suivante :

$$q = Ky_0 = K \cdot I_{moy} T_{act} = 0.17 m^3 / j. ml$$

Avec :

- k : coefficient de perméabilité du matériau de la fondation; $k = 2.65 \cdot 10^{-6}$ m/s.
- I_{moy} : Gradient hydraulique moyen ;
- T_{act} : profondeur actif de la fondation (profondeur du substratum). $T_{act} = 3.25$ m.

Le débit total infiltré à travers la fondation du barrage sera de :

$$Q = q \cdot L_c = 1,53 \cdot 10^{-4} m^3 / s = 13.25 m^3 / jour$$

Le débit de fuite obtenu est faible par rapport au débit de fuite admissible qui est de l'ordre de $0,5 \text{ m}^3/\text{jour}$ et par m^2 de section.

V.3 Etude de stabilité :

L'étude de stabilité des barrages en béton concerne l'équilibre de l'ensemble de l'ouvrage, qui doit résister au glissement sur la fondation et au renversement ainsi que la stabilité interne de l'ouvrage doit résister aux contraintes qui se développent dans sa masse.

V.3.1 Actions aux quelles soumis l'ouvrage :

V.3.1.1 Poids propre du barrage :

Le poids propre du barrage est donné par la relation suivante :

$$P_m = \gamma_b \cdot A_b$$

Avec :

γ_b : poids volumique du matériaux du barrage ($\gamma_b = 24.0 \text{ KN/m}^3$)

A_b : aire du profil du barrage.

V.3.1.2 Pression hydrostatique amont :

Correspondante au niveau normal de retenue NNR

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

V.3.1.2 Sous pressions totales :

$$U_{tot} = U_{dyn} + U_{stat}$$

V.3.1.3 Poussée des sédiments : correspondante au niveau du volume mort NVM

$$P_s = \frac{1}{2} K_s \gamma_s H_m^2$$

Où :

γ_s : poids volumique déjugé des sédiments.

K_s : Coefficient de poussée des sédiments en fonction de frottement interne des matériaux saturée.

$$K_s = \frac{1 - \sin \phi_s}{1 + \cos \phi_s} \text{ (dans notre cas } \phi_s = 0^\circ \text{)}$$

V.3.1.4 Poussée sismique : c'est la force d'inertie développée par le corps (masse) du barrage

$$P_{sm} = \pm \alpha P_m$$

α : Coefficient sismique de la région d'étude.

V.3.1.5 Force d'inertie hydrodynamique :(hydro sismiques) :

C'est la force statique équivalente aux efforts dynamiques maximaux supporté par l'ouvrage.

Cette charge peut déterminer par la relation de Westergaard :

$$P_h = K_0 \cdot C_e \cdot \alpha_h \cdot \gamma_w \overline{Z_{\max} \cdot Y}$$

Z_{\max} : Hauteur maximale d'eau considérée du barrage.

Y : Distance en dessous de la surface du réservoir.

K_0 : Coefficient dépendant de l'inclinaison du parement amont. ($K_0 = 1$, si le parement est vertical)

C_e : Coefficient adimensionnel de pression donnée par la relation suivant :

$$C_e = \frac{0.817}{1 - 7.75 \left(\frac{H}{1000T^2} \right)}$$

T : période propre du barrage ; $T = 10$ ans.

V.3.2 Stabilité au renversement :

La stabilité au renversement est garantie si la résultante des forces appliquées se trouve dans le tiers central, autrement dit si le rapport au point de rotation le plus défavorable. La stabilité au renversement est vérifiée entre le moment stabilisant (résistant) et le moment reversant (moteur) ; définie par :

$$\frac{\sum M_{+/0}}{\sum M_{-/0}} \geq F_0$$

F_0 : Coefficient de sécurité en fonction de la combinaison de charge :

- Combinaison de charges normales (Usuelles) $F_0=1.5$

Combinaison de charges exceptionnelles (niveau des plus hautes eaux NPHE) $F_0=1.25$

Combinaison de charges extrême (séisme maximal) $F_0=1.1$

V.3.2 Stabilité au glissement :

La stabilité au glissement par rapport à une section critique se définit d'une façon générale comme étant le rapport entre la somme des forces verticales et la somme des forces horizontales :

$$\frac{\sum F_v}{\sum F_h} \geq F_g$$

F_g : Coefficient de sécurité au renversement :

- charges normales (Usuelles) $F_g=1.33$

- charges exceptionnelles (niveau des plus hautes eaux NPHE) $F_g=1.1$

- charges extrême (séisme maximal) $F_g=1.05$

V.3.4 Stabilité au soulèvement:

La stabilité au soulèvement définit par le rapport entre la somme des forces verticales dirigées vers le bas et celles des forces verticales dirigées vers le haut.

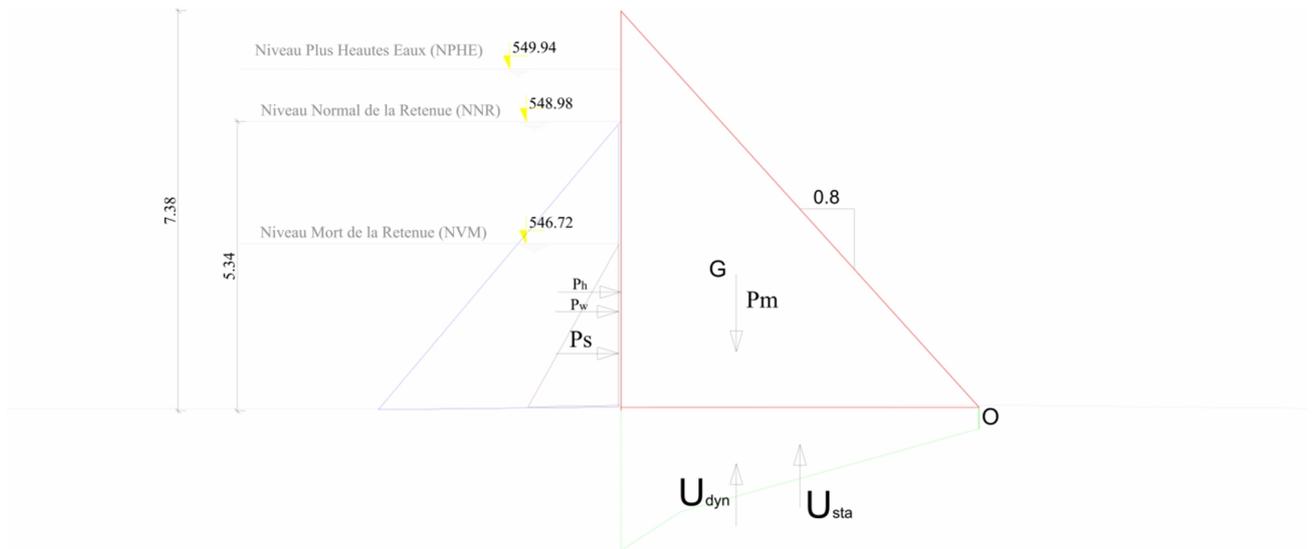


Figure V.1 : Schéma des Différentes charges appliquées sur le barrage leur point d'application sur le barrage

Après les calculs des charges et les coefficients de sécurité qui sont supérieur aux coefficients de sécurités admissibles on peut conclure que notre ouvrage bien stable

Tableau V.2 : Résultats de calcul de stabilité

Différentes types de charges		Charge [kN/m]	Point d'application [m]	Observation	
1	Poids propre du barrage	$P_m = \gamma_b \cdot A_b$	576,00	4,38	$\gamma_b = 24.0 \text{ KN/m}^3$
2	Pression hydrostatique amont	$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$	142,58	1,78	conditions normales
3	Sous pressions	$U_{\text{stat}} = \frac{1}{2} \alpha_2 \cdot \gamma_w \cdot H \cdot (1 - \alpha_0) L$	31,45	4,38	H'=0.75m
4		$U_{\text{dyn}} = \frac{1}{2} \alpha_2 \cdot \gamma_w \cdot H' \cdot B \cdot (1 - \alpha_0)$	23,44	3,29	
5	Poussée des sédiments	$P_s = \frac{1}{2} K_s \gamma_s H_m^2$	94,56	1,01	$\gamma_s = 20.0 \text{ KN/m}^3$
6	Poussée sismique	$P_{sm} = \pm \alpha P_m$	69,12	4,38	point d'application centre de gravité de l'aire de profil du barrage
7	Force hydro sismiques	$P_h = K_0 \cdot C_e \cdot \alpha_h \cdot \gamma_w \cdot \overline{Z_{\text{max}} \cdot Y}$	6,05	2,14	point d'application: 2/5 H

Charges [kN/m.l]	Normales	Exceptionnelles	Extrêmes	Point d'application [m]	Combinaison des charges [kN.m]		
					Normales	exceptionnelles	Extrêmes
Poids propre du barrage	576,00	576,00	576,00	4,38	2522,88	2522,88	2522,88
Pression hydrostatique amont	142,58	198,45	142,58	1,78	253,79	353,24	253,79
Sous pressions	31,45	37,11	74,21	4,38	137,89	162,68	325,35
	23,44	31,26	23,44	3,29	77,12	102,83	77,12
Poussée des sédiments	94,56	94,56	94,56	1,01	95,50	95,50	95,50
Poussée sismique	-	-	69,12	4,38	-	-	302,75
Force hydro sismiques	-	-	6,05	2,14	-	-	12,93

Coefficient de sécurité calculé			
Type de charge	Renversement	Glissement	Soulèvement
Normales	4,47	2,20	10,49
Exceptionnelles	3,53	1,73	8,43
Extrêmes	2,36	1,68	3,45

Chapitre VI :

Etude des ouvrages annexes

Introduction :

Les barrages réservoirs sont souvent équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres. Les ouvrages annexes prévus pour le retenu sont :

- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre retenue.

VI.1 Evacuateur de crues :**VI.1.1 Généralités :**

L'évacuateur de crues est un ouvrage de sécurité, qui permet d'évacuer les débits de crues excédentaires (non mobilisable dans le réservoir) à l'aval du barrage, pour éviter ainsi les risques de submersion de la digue.

Il existe deux types de déversoirs ; les déversoirs de surface et les déversoirs en charge.

Les déversoirs en charge ont par rapport aux ouvrages de surface :

- Une marge de sécurité beaucoup moins grande due aux variations du débit en fonction de la charge nettement moins élevé.
- Un coût de réalisation plus élevé.

L'ouvrage d'évacuation doit être conçu le plus simplement possible afin de circonscrire les coûts dans des limites raisonnables.

Le choix de l'emplacement et du type de l'évacuateur sont conditionnés par la configuration topographique, la nature géologique du terrain et le type de barrage projeté.

Pour la retenue collinaire d'oued Khermam , on retiendra un évacuateur de surface centrale ancré sur le corps

du barrage.

VI.1.2 Description de l'ouvrage :

L'ouvrage d'évacuation sera composé des organes suivants (voir planche N°5) :

VI.1.2.1 seuil déversant : Le choix du type du barrage projeté, nous a contraint à adopter un seuil à profil normal de type Creager à entonnement Latéral, calé à la côte du niveau normal de la retenue (548.98 m), d'une longueur de 16 m.

VI.1.2.3 Bassin amortisseur :

Il permet de dissiper l'énergie mécanique des eaux de crues avant de les restituer à l'oued.

VI.1.2.4 Canal de fuite :

C'est l'ouvrage de restitution des eaux de crues à l'oued. Il est en enrochement de section trapézoïdale, sa pente est de 0,003.

VI.1.3 Calcul hydraulique :

VI.1.2.1 Déversoir :

Le dimensionnement du seuil déversant consiste à déterminer le coefficient de débit (μ), la charge totale sur le seuil (H_0) et le débit évacué (Q). La résolution du problème se fait par approximations successives. La formule générale des déversoirs s'écrit :

$$Q = \mu l \sqrt{2g} H_0^{3/2} \text{ où } H_0^{3/2} = \frac{Q}{\mu l \sqrt{2g}}$$

Avec :

H_0 : charge total sur déversoir (m)

Q : Débit de calcul $Q = 33.12 \text{ m}^3/\text{s}$

μ : coefficient de débit

l : Longueur du déversoir ; $l = 16 \text{ m}$

g : Accélération de la pesanteur ; $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

par approximation:

$$\mu = 0.485$$

Tableau VI.1 Seuils normaux : coefficient de débit

H ₀ /P Parement amont	0.02	0.06	0.10	0.20	0.40	0.60	1.00	2.00	4.00	6.00
vertical	0.496	0.496	0.496	0.492	0.490	0.490	0.485	0.472	0.450	0.430

On prendra un coefficient de débit, $\mu = 0,485$ et une charge totale sur le seuil de $H_0 = 0,96$ m

Une fois μ et H_0 connus on détermine le débit unitaire q , la vitesse d'approche V_a , l'énergie cinétique h_a et la charge effective sur le seuil.

$$q = Q/l = 33.12 / 16 = 2.07 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$V_a = q/(H_0 + P) = \frac{2.07}{0.96 + 0.96} = 1.078 \text{ m/s}$$

$$h_a = \frac{V_a^2}{2g} = \frac{1.078^2}{2 \times 9.81} = 0.059 \text{ m}$$

$$h_0 = H_0 - h_a = 0.96 - 0.059 = 0.901 \text{ m}$$

Correction de la vitesse d'approche et de la charge totale :

$$V_a' = Q/l(h_0 + P) = \frac{2.07}{0.901 + 0.96} = 1.112 \text{ m/s}$$

$$h_a' = \frac{V_a'^2}{2g} = \frac{1.112^2}{2 \times 9.81} = 0.063$$

$$H_0' = h_0 + h_a' = 0.901 + 0.059 = 0.96 \text{ m}$$

Calcul des pertes de charge :

$$H_{pc} = h_{loc} \text{ (Perte de charge totale)}$$

Avec ;

$$h_{loc} = \varepsilon_{loc} V^2 / 2g \text{ (Perte de charge singulière)}$$

$\varepsilon_{loc} = 0,1$: coefficient de résistance locale

$$h_1 = 0.06 \text{ et } h_{loc} = 0,006$$

$$V = 1.12 \text{ m/s}$$

La perte de charge totale est:

$$H_{pc} = h_{loc} = 0.066 \approx 0.07\text{m}$$

Donc la charge totale est :

$$H = H_0 - H_{pc} = 0.96 - 0.07 = 0.89 \text{ m}$$

$$\frac{H}{P} = \frac{0.89}{0.96} = 0.92 \rightarrow \mu = 0.485 \text{ (tiré du tableau N°7.1)}$$

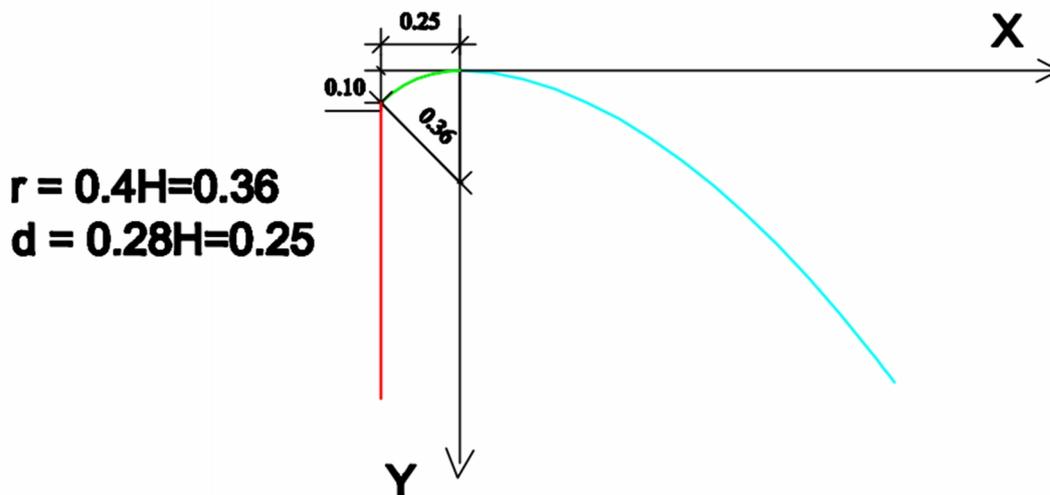
Calcul du débit max évacué par le déversoir :

$$Q = \mu l \sqrt{2g} H^{3/2} = 28,86 \text{ m}^3/\text{s}$$

Les coordonnées du profil du déversoir de type Creager sont donnée dans le tableau tableau VI.2 pour $H = 0,89 \text{ m}$

Tableau VI.2 : Coordonnées du profil du déversoir Creager

x	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3	1,31	1,32	1,33	1,34	1,35
y	0,01	0,03	0,06	0,10	0,15	0,21	0,29	0,37	0,45	0,55	0,66	0,77	0,90	0,91	0,92	0,94	0,95	0,96



VI.1.3.2 Bassin amortisseur :

Ce bassin est prévu en fin de déversoir pour dissiper une partie de l'énergie mécanique des eaux de crues afin d'obtenir une vitesse de sortie convenable dans le lit de l'oued

VI.3.2.1 Caractéristiques hydrauliques du canal aval:

Les caractéristiques du canal sont la profondeur normale, la vitesse normale, la profondeur critique et la pente critique. Le procédé de calcul est cité ci-dessous. Dans une première phase, on détermine la caractéristique du débit K

$$K = \frac{Q}{\sqrt{i}} = C^{te}$$

Avec;

Q : débit de projet (m³/s).

I : pente du canal aval (-).

R(h) = A(h) / P(h) : rayon hydraulique (m).

A(h) = h(b + mh) : section liquide.

P(h) = b + h√(1 + m²) : périmètre mouillé.

n : coefficient de rugosité.

b : largeur du canal (m).

h : hauteur d'eau dans le canal (m).

On calcule K(h) avec différentes valeurs de h, jusqu'à ce que K(h) calculé soit égal à K déterminé dans la première phase c.à.d. K(h) ≈ K, le h correspondant sera pris comme profondeur normale. Le principe de calcul consiste à aboutir à l'égalité K(h) = K. Les résultats de calcul sont données dans le tableau VI.3

Tableau VI.3 : Caractéristiques hydrauliques

coursier													
m	1/n	i	Q	K=Q/i ^{0.5}	b	h	A(h)	P(h)	R(h)	C(h)	K(h)	V	Fr
	[-]	[-]	[m ³ /s]		[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m]	[m ^{1/6}]		[m/s]	[-]
0	71,4	0,80	28,86	32,27	16	0,12	1,92	16,24	0,12	50,02	33,02	15,03	13,8

Une fois h_n et v_n déterminées, on calcul la hauteur critique h_c , la vitesse critique v_c et la pente critique i_c

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = 0.69 \text{ m}$$

$$v_c = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{bh} = 2.61 \text{ m/s}$$

$$i_c = \frac{v_c^2}{\frac{1}{n^2} R^{(4/3)}} = 0.0226$$

On constate que $I_{cr} > I$ ($h_n < h_{cr}$) donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal est à forte pente

Dissipateur d'énergie :

Il permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les instituer à l'oued, la forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude d'après les tests réalisés par (USBR) "The bureau Of Réclamation». $1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé. $1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface. $2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant. $4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire). $Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent) Froude est supérieur à 9, donc il y'aura formation d'un ressaut fort. Pour la dissipation de cette énergie on a opté pour un bassin à ressaut, la mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée est inférieure à 15m/s. Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes. $V < 15\text{m/s}$ et $Fr > 9$ alors le bassin qui convient est de type II.

VI.3.2.2 Calcul hydraulique du bassin de dissipation :

L'énergie spécifique du courant dans le bief d'amont du déversoir par rapport au fond dans le bief d'aval est donnée par la relation suivante :

$$E_0 = \frac{V^2}{2g} + H + P$$

Avec :

- V : la vitesse d'approche $V = 1.8 \text{ m/s}$
- H : charge sur le déversoir, ($H = 0.89 \text{ m}$).
- P : Profondeur du déversoir, ($P = 7.98 \text{ m}$).

Donc :

$$E_0 = \frac{1.8^2}{2 \times 9.81} + 0.89 + 7.98 = 9.03 \text{ m}$$

Pour le calcul de la profondeur contractée du bief aval du déversoir on utilise la méthode d'Agroskine ; le procédé du calcul permet de déterminer tant la profondeur contractée τ_{ct} , et la profondeur h_{ct}'' conjuguée à l'aide d'abaque de l'annexe VI.1

Le calcul se fait de l'ordre suivant :

- calcul de la fonction auxiliaire :

$$\phi \tau_{ct} = \frac{q}{\varphi E_0^{3/2}}$$

Avec : - q : débit spécifique ;

- φ : coefficient de vitesse, ($\varphi = 0.95$). (cas d'un barrage déversoir)

Donc :

$$\phi \tau_{ct} = \frac{28.86}{0.95 * 16 * 9.03^{3/2}} = 0.07$$

-On détermine les valeurs de τ_{ct} et τ_{ct}'' à l'aide de tableau de l'annexe, pour les valeurs de

$$\phi \tau_{ct} = 0.07 \text{ et } \varphi = 0.95$$

on a : $\tau_{ct} = 0.016$ et $\tau''_{ct} = 0.23$

On calcul les valeurs de h_{ct} et h''_{ct} à l'aide des formules suivantes :

$$h_{ct} = \tau_{ct} \times E_0 = 0.016 \times 9.03 = 0.144 \text{ m}$$

$$h''_{ct} = \tau''_{ct} \times E_0 = 0.23 \times 9.03 = 2.08 \text{ m}$$

Maintenant on détermine l'état du ressaut :

Si $\sigma h_{ct} > h_{av}$ le ressaut est noyé (il faut faire un bassin de dissipation)

Si $\sigma h_{ct} < h_{av}$ le ressaut n'est pas noyé.

h_{av} est égale à 0,12 m et

$\sigma h''_{ct} = 1,05 \cdot 2,08 = 2.18$ il est évident qu'on a besoin d'un bassin de dissipation :

1ère itération :

Profondeur du bassin :

$$d_1 = \sigma h''_{ct} - (h_{av} + \Delta Z) \text{ avec : } \Delta Z = \frac{q^2}{2g \cdot \phi^2 \cdot h_{av}^2} \text{ avec } E'_0 = E_0 + d_1:$$

$$d'ou : \Delta Z = \frac{1.75^2}{2.9.81.0.95^2.0.88^2} = 0.27 \quad \Delta Z = 0,13 \text{ m}$$

donc : $d_1 = 1,05 \cdot 2,18 - (0.88 + 0,27) = 0,93 \text{ m}$ on prend $d_1 = 0,93 \text{ m}$

$$E'_0 = 9.03 + 0.93 = 9.96 \text{ m}$$

$$\phi \tau_{ct} = \frac{28.86}{0.95 * 16 * 9.96^{3/2}} = 0.06$$

-On détermine les valeurs de τ_{ct} et τ''_{ct} à l'aide de tableau de l'annexe, pour les valeurs de

$\phi \tau_{ct} = 0.06$ et $\phi = 0,95$

on a : $\tau_{ct} = 0.0134$ et $\tau''_{ct} = 0.213$

On calcul les valeurs de h_{ct} et h''_{ct} à l'aide des formules suivantes :

$$h_{ct} = \tau_{ct} \times E_0 = 0.0134 \times 9.96 = 0.133 \text{ m}$$

$$h''_{ct} = \tau''_{ct} \times E_0 = 0.213 \times 9.96 = 2.12 \text{ m}$$

$$\sigma_{hc}'' = 1.05 \cdot 2.12 = 2.26 < h_{av}$$

2ème itération :

On continue la démarche de calcul

$$d_2 = \sigma_{hc}'' - (h_{av} + \Delta Z) \text{ d'où } E_0' = E_0 + d_2 = \frac{V^2}{2g} + H + P + d_2$$

$$d_2 = 2.26 - 0.88 + 0.13 = 1.25$$

$$d_2 - d_1 = 1.25 - 0.93 > 5\%$$

Après la troisième itération $d_3 = 1.3$

$$d_3 - d_2 = 1.3 - 1.25 < 5\%$$

$d_2 - d_1 < 5\%$ alors d est la profondeur du bassin de dissipation $d = 1.3$

La longueur du bassin amortisseur est donnée par la relation suivante :

$$L_{\text{bass}} = L_{\text{ressaut}} = 3 * h_{ct}''$$

$$L_{\text{bass}} = 3 * 2.3 = 6.9\text{m}$$

Nous adopterons une longueur $L = 7\text{ m}$

Le rayon de raccordement du déversoir et le bassin d'amortissement pour une profondeur de déversement inférieur à 10 m ; est donnée par la relation suivante

$$r = 0.5 * P = 0.5 * 7.98 = 3.99 \approx 4\text{m}$$

Avec : P : profondeur du déversoir ($P = 7.98\text{m}$)

Calcul de l'épaisseur du radier du bassin de dissipation

$$t_{\text{bas}} = \frac{1}{12} - \frac{1}{10} L_{\text{bass}} = 0.5$$

$$t_{\text{bas}} = 0.5 < 0.4 h_{ct}'' = 0.832$$

On a bien vérifié que t_{bas} assure la stabilité au soulèvement.

VI.1.2 Canal de restitution:

A la sortie du bassin d'amortissement, un canal de fuite a été projeté pour restituer les eaux de crues au cours d'eau original. C'est un canal en enrochement de forme trapézoïdale avec les caractéristiques suivantes :

largeur de base : $b = 16\text{m}$

coefficient d'écartement des talus : $m = 1,5$

pente du canal : $i = 0,003 \text{ —}$

coefficient de MANNING STRICKLER : $K = 1/n = 40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Pour la détermination des caractéristiques hydrauliques du canal, nous avons utilisé la méthode énumérée au paragraphe 7.3.2. Les résultats de calcul sont :

Tableau VI.4 : Caractéristiques hydrauliques du canal de restitution

Canal de restitution													
m	1/n	i	Q	$K=Q/i^{0.5}$	b	h	A(h)	P(h)	R(h)	C(h)	K(h)	V	Fr
	[-]	[-]	[m ³ /s]		[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m]	[m ^{1/6}]		[m/s]	[-]
1,50	40,0	0,003	28,86	526,91	16	0,88	15,31	19,19	0,80	38,52	526,99	2,04	0,69

Une fois h_n et v_n déterminées, on calcul la hauteur critique h_c , la vitesse critique v_c et la pente critique i_c

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = 0.69 \text{ m}$$

$$v_c = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{bh} = 2.61 \text{ m/s}$$

$$i_c = \frac{v_c^2}{\frac{1}{n^2} R^{(4/3)}} = 0.006$$

On constate que $i_{cr} > i$ ($h_n > h_{cr}$) donc le régime d'écoulement est fluvial et le canal est à faible pente

$V < V_{adm}$ (1,8 à 2,2) m/s

VI.1.3 Hauteur des murs bajoyers :

La hauteur des murs bajoyers est déterminée par la relation suivante : $H_m = h + R$

Où ; H_m = hauteur du mur (m)

h: tirant d'eau (m)

R: revanche m (m)

Design of Smal Dams propose la formule suivante pour l'évaluation de la revanche :

$$R = 0,6 + 0,05V\sqrt{h}$$

Avec ; V : vitesse d'écoulement (m/s)

h : tirant d'eau (m)

Pour le bassin amortisseur, la revanche sera calculée par l'expression suivante :

$$R = 0,15(h_2 + V_1) : \text{vitesse d'arrivée de l'eau en bas du coursier (m/s)}$$

h_2 : tirant d'eau après ressaut (m) Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau VI.4

Tableau VI.5 :: Hauteur des murs bajoyers

Désignation	h (m)	v (m/s)	R(m)	Hm (m)	Hm adoptée (m)
Seuil	0,96	2,16	0,65	1,61	2.00
Coursier	0,89	1,8	0,65	1,54	1.6
Bassin d'amortissement	0,12	15,03	2,27	2,39	3
Canal de fuite	0,88	2,04	0,67	1,55	1.60

VI.2 Dérivation provisoire, vidange de fond et prise d'eau :**VI.2.1 Généralités :**

C'est un ouvrage unique qui assurera les trois fonctions à savoir :

La dérivation du cours d'eau de l'oued et des crues éventuelles durant la réalisation de l'ouvrage.

La vidange de la retenue en cas de nécessité exceptionnelle ou d'opération d'entretien.

La prise d'eau de la retenue pour répondre aux besoins d'irrigation à l'aval.

VI.2.2 Emplacement et composition de l'ouvrage :

L'ouvrage sera disposé en rive droite de l'oued (voir plan N° 06). Il sera composé des organes suivants :

- Une conduite de vidange incorporée dans le corps du barrage
- Une chambre de manœuvre munie de vannes
- Une conduite de prise.

VI.2.3 Dimensionnement et description des ouvrages :

VI.2.3.1 Conduite de vidange :

C'est une conduite en acier enrobée de béton du barrage pour éviter les infiltrations à travers, calée à la cote 546,92 m, elle est composée de deux parties ; verticale et inclinée avec une pente de 0,01 à l'horizontal, raccordées avec un coude de 90° (DN400).

a) Calcul du diamètre utile de la conduite de vidange :

L'équation générale de l'écoulement en charge s'écrit :

$$Q_v = m s \sqrt{2gH}$$

Avec ; m : coefficient de débit.

s : section de la conduite (m²)

g : accélération de la pesanteur (m/s²)

H : charge hydraulique (m)

Le coefficient de débit est donné par la relation :

$$m = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_{loc} + \xi_l}}$$

Où : $\sum \xi_{loc}$: somme des coefficients de résistance locale singulière

ξ_l : coefficients de résistance linéaire

$$\xi_{loc} = \xi_{entrée} + \xi_{sortie} + \xi_{vanne} + \xi_{coude}$$

$\xi_{entrée}$: coefficient de résistance à l'entrée, $\xi_{entrée} = 0,15$

ξ_{sortie} : coefficient de résistance à la sortie, $\xi_{\text{sortie}} = 1,5$

ξ_{vanne} : coefficient de résistance d'une vanne, $\xi_{\text{vanne}} = 0,1$

ξ_{coude} : coefficient de résistance de coude, $\xi_{\text{coude}} = 0,1$

$$\xi_{\text{loc}} = 1.85$$

$$\xi_l = \frac{8gl}{C^2D} \text{ et } C = \frac{1}{n}R^{1/6}$$

Avec ; l : longueur de la conduite de vidange (m)

g : accélération de la pesanteur (m/s²)

C : coefficient de CHEZY

n : coefficient de rugosité

R : rayon hydraulique

D : diamètre de la conduite

D = 400 mm = 0,4 m (préalablement fixé)

$$1/n=90m^{1/3}/s$$

$$R= D/4=0.4/4=0.1m$$

D'où $\xi_l = 0.7$ finalement le coefficient de débit m = 0,53

b) Calcul du débit moyen évacué :

$$Q_{\text{év}} = \frac{V_u}{T} = \frac{47500}{518400} 0.092 = 92 \text{ l/s}$$

Avec ; Vu : volume utile, Vu = 47500 m³ .

T : durée de la vidange T = 6 jours =518 400 s. (Cette valeur est estimatif en fait le vidange en cas d'urgence)

c) Calcul de la section de la conduite :

$$S = \frac{Q_{\text{ev}}}{m \sqrt{2gH}}$$

$$Q_{\text{év}} = 0.092. \text{m}^3/\text{s}$$

$$m=0.53$$

$$S = 0.017$$

$$g=9.81\text{m/s}$$

$$H=5.34$$

$$D = \frac{4S}{\pi} = 0.13\text{m}$$

Pour des raisons pratiques et pour éviter le colmatage rapide de la conduite de vidange de fond nous adopterons un tuyau en acier DN 400.

Correction du temps de vidange :

$$Q_v = ms \sqrt{2gH} \text{ et } s = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$Q_v = 0.295\sqrt{H} ; \text{ debit de vidange}$$

$$Q_v = \frac{V_u}{T} \rightarrow T = \frac{V_u}{Q_v} ; \text{ durée de vidange}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous

Tableau VI.6 : Temps de vidange de la retenue d'oued Khermam

	Côte du plan d'eau	H m	Volume m ³	Hmoy m	V Tranché m ³	Q moy m ³ /s	T parciel s	T cumulé s
1	548,98	2.68	75500	2,04	12495	0,421	29655,08	29655,08
2	548,5	1,8	63005	1,55	11331	0,367	30851,79	60506,87
3	548	1,3	51674	1,05	10250	0,302	33908,39	94415,27
4	547,5	0.8	41424	0,55	9077	0,219	41489,57	135904,84
5	547	0.3	32347	0,15	8347	0,114	73057,16	208962,00
6	548,98	0	24000					

La vidange de la retenue collinaire d'oued Khermam du niveau normal (NNR=548.98 m) au niveau mort (NM = 546.7 m) se fera en 2 jours, 10 heures et 10 s

VI.2.3.2 Chambre de manœuvre :

C'est un ouvrage en béton muni d'une trappe d'accès (0,85 x 0,85 m²) et dans lequel sont disposées les vannes de manœuvre, (3 vannes de sectionnement et 2 vannes de régulation). La conduite de prise de diamètre DN 150 sera disposée sur la conduite de vidange entre les deux vannes DN 400. (Vanne de sectionnement et vanne de régulation de la vidange de fond).

VI.2.3.4 Bassin d'amortissement :

Le bassin d'amortissement permet de tranquilliser l'écoulement à sa sortie de la conduite de vidange avant sa restitution au cours d'eau originel. Sa longueur est de 6,00 m et sa largeur est de 2 m. (Voir plans N° 05).

VI.2.3.5 Conduite de prise d'eau :

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est calculé pour le besoin mensuel maximal correspondant au mois de Juillet, avec un volume des besoins de 16 575.00 m³ /mois. Pour une durée journalière d'irrigation de 12 h/jours, on obtient un débit de 0,012 m³ /s (12 l/s).

Avec une vitesse d'écoulement dans la conduite de 2 m/s on obtient un diamètre de la conduite égal à 0,008 m. On opte pour une conduite de diamètre 150 mm. Pour la réduction du débit de sortie on utilise une vanne de sectionnement diamètre 150 mm.

La conduite de prise diamètre 1500 mm commencera au niveau de la chambre des vannes, elle sera raccordée à la conduite de vidange de diamètre 400 mm.

Le raccordement se fera entre les deux vannes diamètre 400 mm à l'aide d'un té 400/150. La conduite de prise sera munie d'une vanne de régulation de débit de diamètre 150 mm.

VI.2.3.6 Dérivation provisoire :

C'est une conduite en acier enrobé du béton placé en parallèle de la conduite de vidange, il servira la dérivation des eaux de crues de chantier durant la période de réalisation des travaux. A l'entrée de la conduite un canal d'approche d'une pente de 0,001 est projeté afin d'acheminer les eaux de la crue de chantier vers la conduite de vidange. Ce dernier est protégé par une couche d'enrochement à sa partie finale.

Chapitre VII :

Calcul génie civil

VII.1 Introduction :

On a optimisé la section du radier et le rideau (40 à 50 cm) le béton support la compression mais ne supporte plus la flexion, il faut l'ajout des armatures pour raison de sécurité l'objectif de ce chapitre est la modélisation et le calcul de la sollicitation et le ferrailage de chaque élément du barrage

On peut dire que la procédure de calcul et modélisation de notre cas c'est la même chose que le mur de soutènement

VII.2 Caractéristiques des matériaux :

VII.2.1 Béton armé :

Le béton utilisé en infrastructure et superstructure est un béton de ciment CPA325 dosé à 350 kg/m³

La résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours notée $f_{c28} = 25$ Mpa

La résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours $f_{t28} = 2.1$ Mpa

La contrainte à l'ELU $f_{bc} = 0.85 f_{cj} / \sigma_b$

Avec:

$$\sigma_b = 1.5 \quad \text{Situation durable}$$

$$\sigma_b = 1.15 \quad \text{Situation accidentelle}$$

La contrainte limite à l'ELS

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{cj} = 15 \text{ Mpa}$$

VII.2.2 Acier :

Barres à haute adhérence Fe 400 limite d'élasticité $f_e = 400$ MPa

Contrainte limite à l'ELU $\sigma_s = f_e / \sigma_s^-$

avec :

$\sigma_s = 1.15$ Situation durable

$\sigma_s = 1$ Situation accidentelle

Contrainte limite à l'ELS

Fissuration préjudiciable Acier HA $\phi > 6$ $\sigma_a \text{ adm} = 200 \text{ Mpa}$

Béton $\sigma_b \text{ adm} = 15 \text{ Mpa}$

VII.3 Cas de charges :

G : Charge permanente y compris le poids propre.

Q : Charge d'exploitation des planchers.

Pression de l'eau

VII.4 Chargement :

Poids propre de la dalle ép. =20cm	5 kN/m ²
Surcharge permanente sur dalle de passage	1.50 kN/m ²
Poussé de l'eau sur parois	10 x 6.3=63 kN/m ²
Poids du béton cyclopien sur radier	10.02 x 22=220.44 kN/m ²
avec poids volumique:	

- béton cyclopien= 22 kN/m³

- Eau= 10 kN/m³

VII.5 Combinaisons des charges :

1. ELU : 1.35G +1.5QELU.

2. ELS : G+QELS.

VII.6 Ferrailage et vérification des éléments :

Programme utilisé : le logiciel utilisé pour le calcul est ROBOT et EXPERT voir annexe VII.1

VII.6.1 Ferrailage de la dalle de passage:

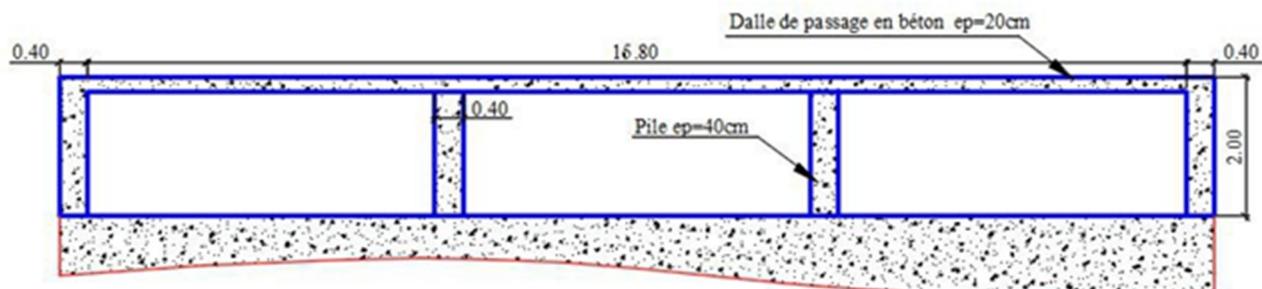


Figure VII.1 : Coupe sur la dalle de passage

A l'aide de logiciel Autodesk Robot Structural Analysis on a modélisé la structure et les différentes sollicitations qui exercent sur la dalle

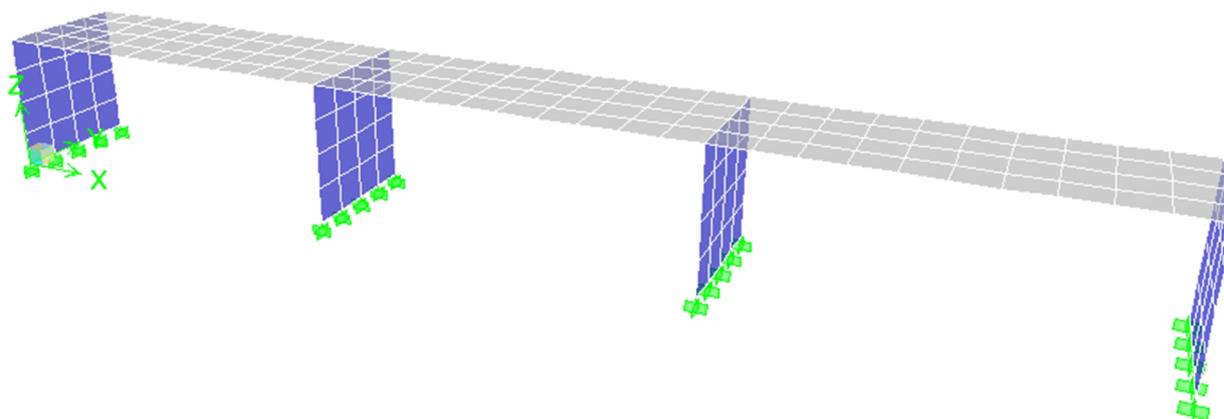


Figure VII.2 : Modélisation de la dalle de passage par logiciel Autodesk Robot Structural Analysis

VII.6.1.1 Dale de passage :

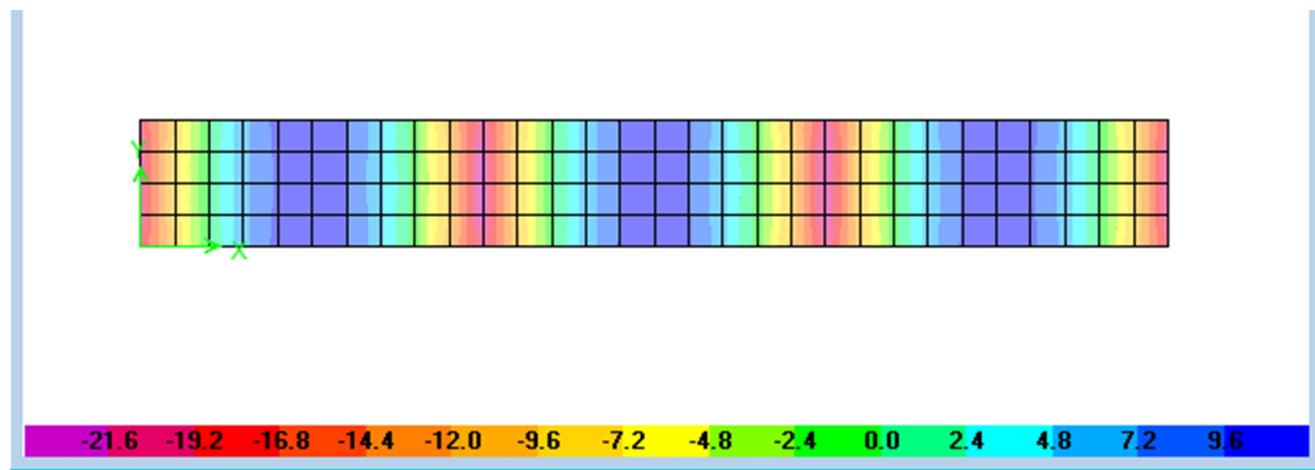


Figure VII.3 : Diagramme du moment MY en ELU-

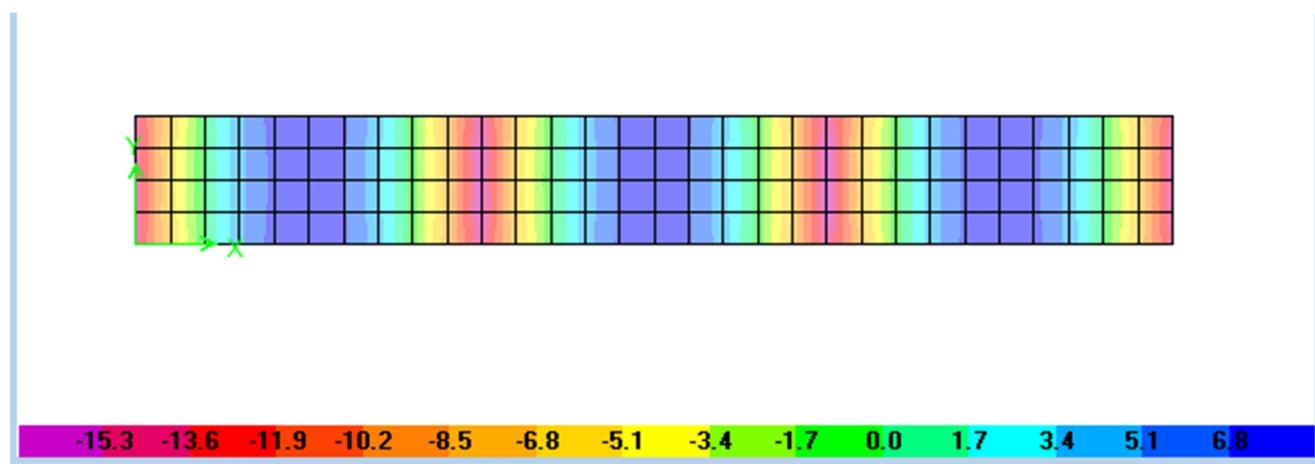


Figure VII.4 : Diagramme du moment MY en ELS de la dall

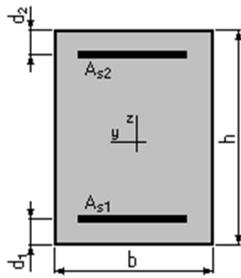
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Calcul suivant BAEL 91

A l'aide de logiciel EXPERT on a saisi juste le type sollicitation et la combinaison des charges et le type de section elle donne le même résultat que les calculs manuels

2. Section:

$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 20.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	11.60	-22.86
Etat Limite de Service	8.37	-16.51

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique $A_{s1} = 3.7 \text{ (cm}^2\text{)}$ **On adopte 7 barres de Ø 12/ml**

Section théorique $A_{s2} = 7.5 \text{ (cm}^2\text{)}$ **On adopte 7 barres de Ø 12/ml**

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 11.60 \text{ (kN*m)}$ $M_{min} = -22.86 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.73 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3.3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 13.7 \text{ (cm)}$

Déformation du béton : $\epsilon_b = 2.77 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347.8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{max} = 8.37 \text{ (kN*m)}$ $M_{min} = -16.51 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 4.8 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 13.4 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5.2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 165.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_s \text{ lim} = 165.0 \text{ (MPa)}$

VII.6.1.2 Pile :

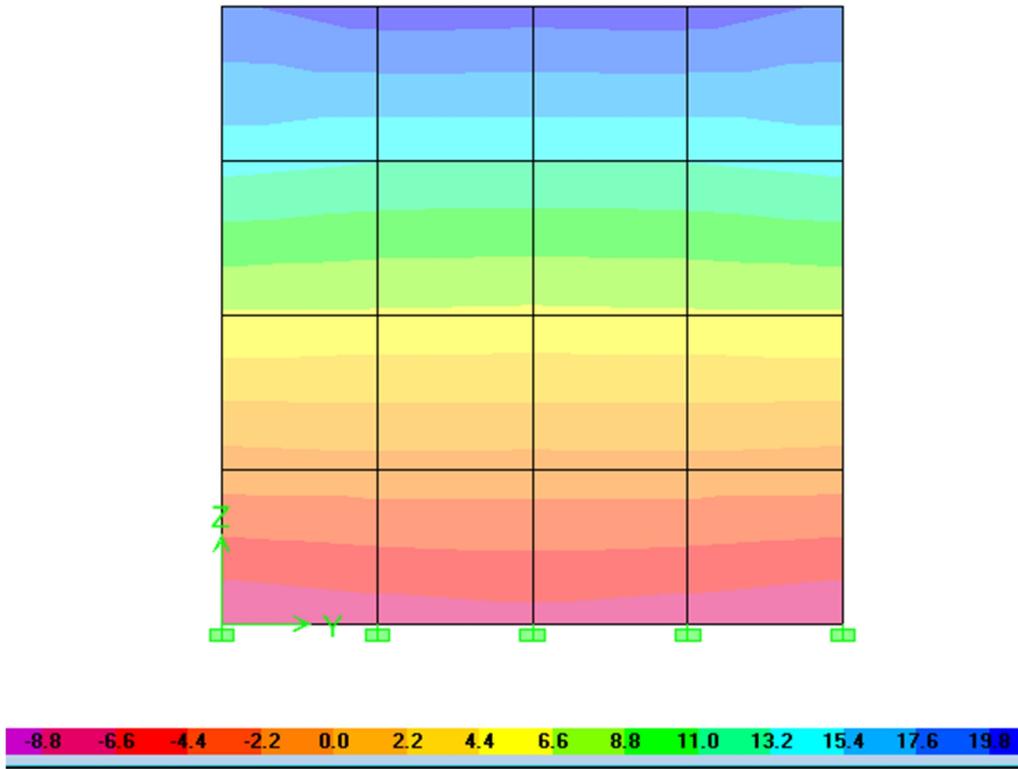


Figure VII.5 : Diagramme du moment M_Y en ELU de la pile

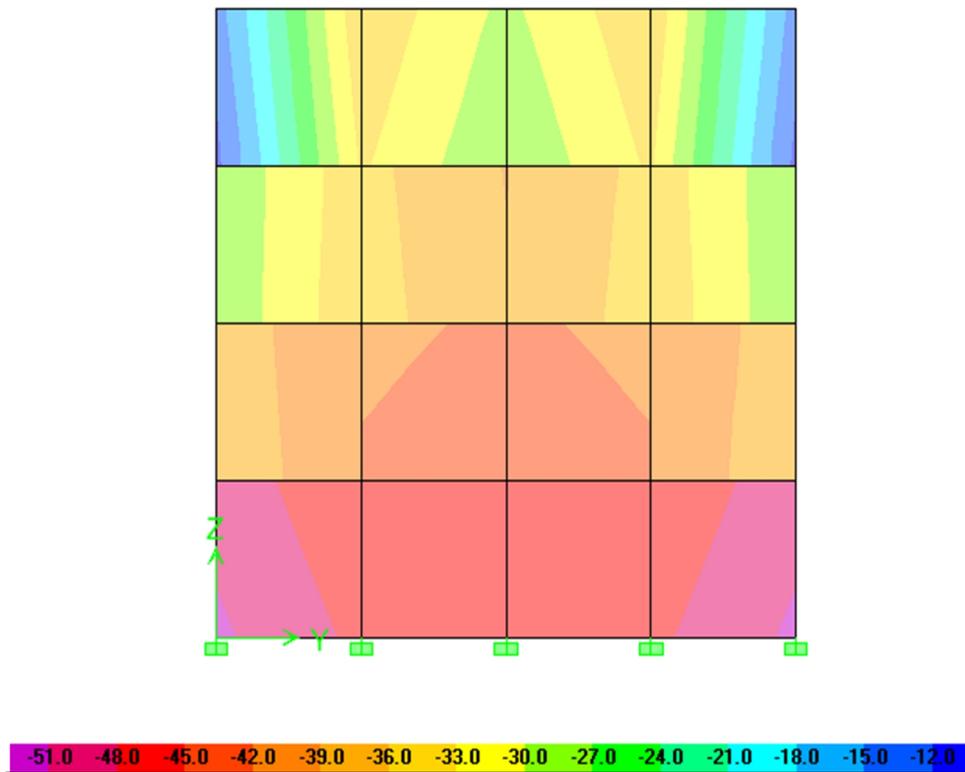


Figure VII.6 : Effort normal N en ELU de la pile

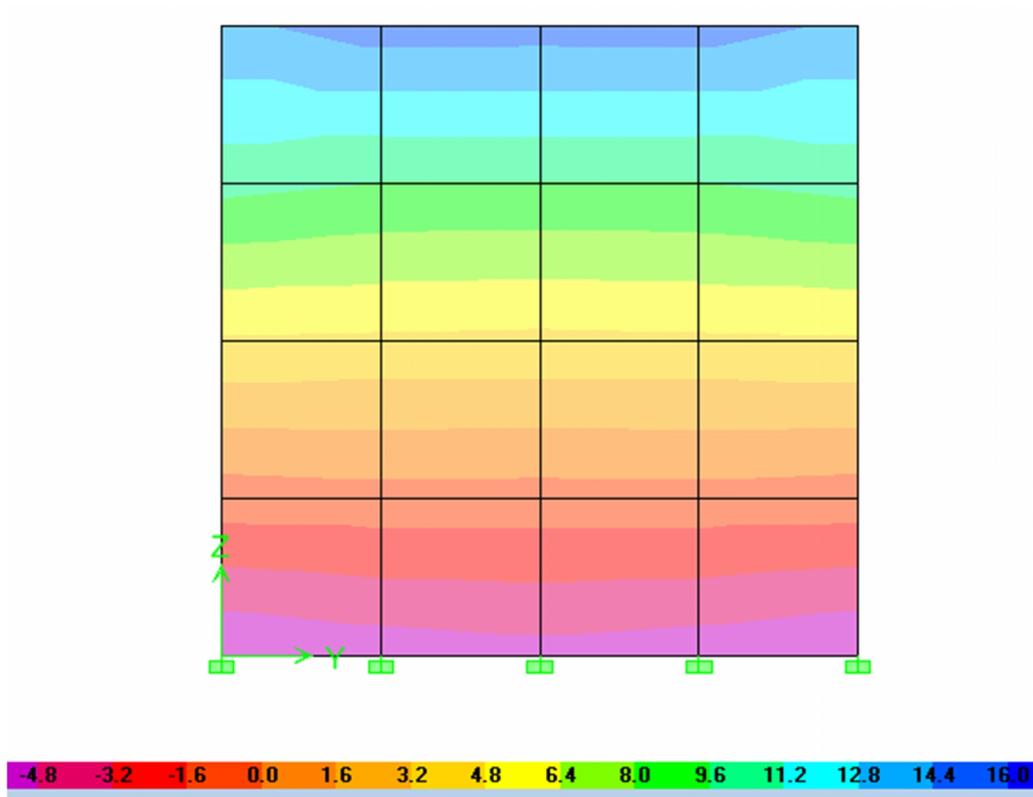


Figure VII.7 : Effort normal N en ELU de la deuxième pile

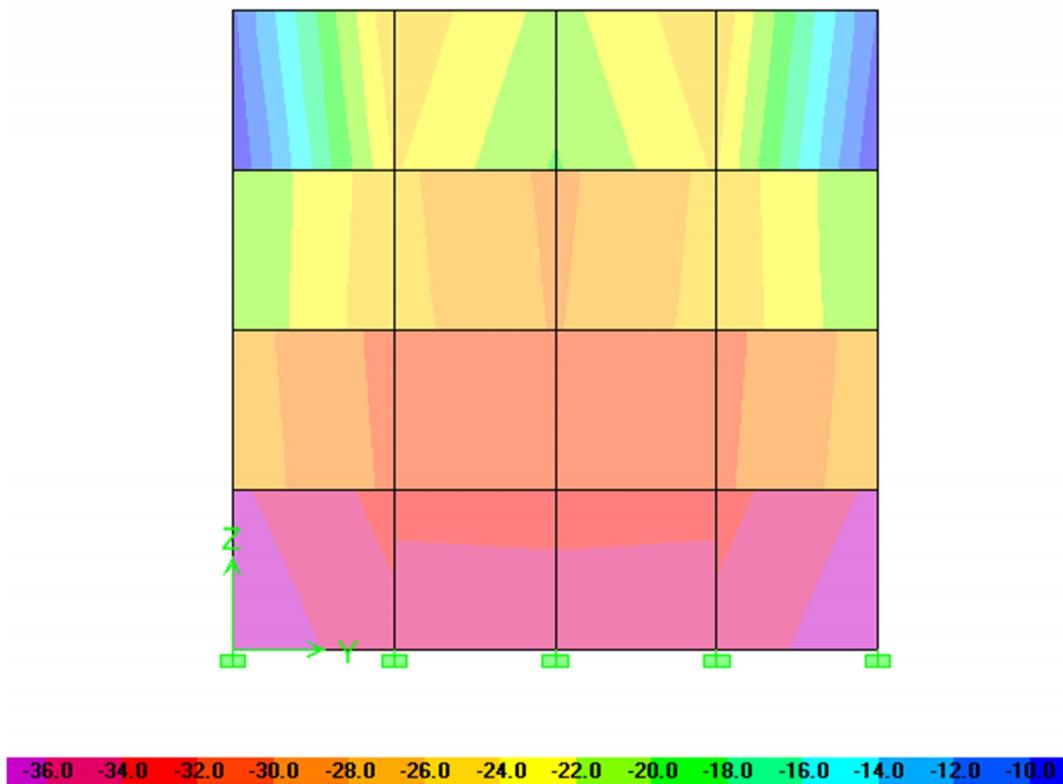
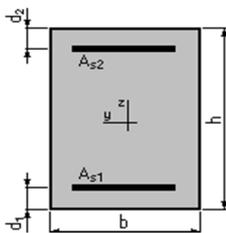


Figure VII.8 : Effort normal N en ELS de la deuxième pile

1. Hypothèses:**Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)****Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)**

- * Fissuration très préjudiciable
- * Calcul en poteau
- * Calcul suivant BAEL 91

2. Section:

$$b = 100.0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 40.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

3. Effort sappliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	11.04	14.09
2.	ELU	35.44	21.03
3.	ELS	57.92	0.69
4.	ELS	8.03	10.18
5.	ELS	25.66	15.19

4. Résultats:**Sections d'Acier:**Section théorique $A_{s1} = 5.6$ (cm²) **On adopte 5 barres de Ø 12/ml**Section théorique $A_{s2} = 5.6$ (cm²) **On adopte 5 barres de Ø 12/ml**

Analyse par Cas:**Cas N° 1: Type ELU N = 79.56 (kN) M = 0.95 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 71.39 Pivot: C
 Position de l'axe neutre: $y = 47.6$ (cm) Bras
 de levier: $Z = 16.0$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_S = 0.00$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.13$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 Comprimée: $\sigma_S' = 347.8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU N = 11.04 (kN) M = 14.09 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5.72 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 2.9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 33.8$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_S = 10.00$ (‰)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.91$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_S = 347.8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELU N = 35.44 (kN) M = 21.03 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4.64 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 3.6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 33.6$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_S = 10.00$ (‰)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1.15$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_S = 347.8$ (MPa)

Cas N° 4: Type ELS N = 57.92 (kN) M = 0.69 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 91.92
 Position de l'axe neutre: $y = 134.7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 16.2$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.2$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 2.4$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 165.0$ (MPa)

Cas N° 5: Type ELS N = 8.03 (kN) M = 10.18 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.40

Position de l'axe neutre: $y = 7.5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 32.5$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 3.7$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 4.3$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 165.0$ (MPa)

Cas N° 6: Type ELS N = 25.66 (kN) M = 15.19 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.73

Position de l'axe neutre: $y = 8.5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 32.2$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 5.1$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 6.9$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 165.0$ (MPa)

VII.2.2 Vérification du barrage :

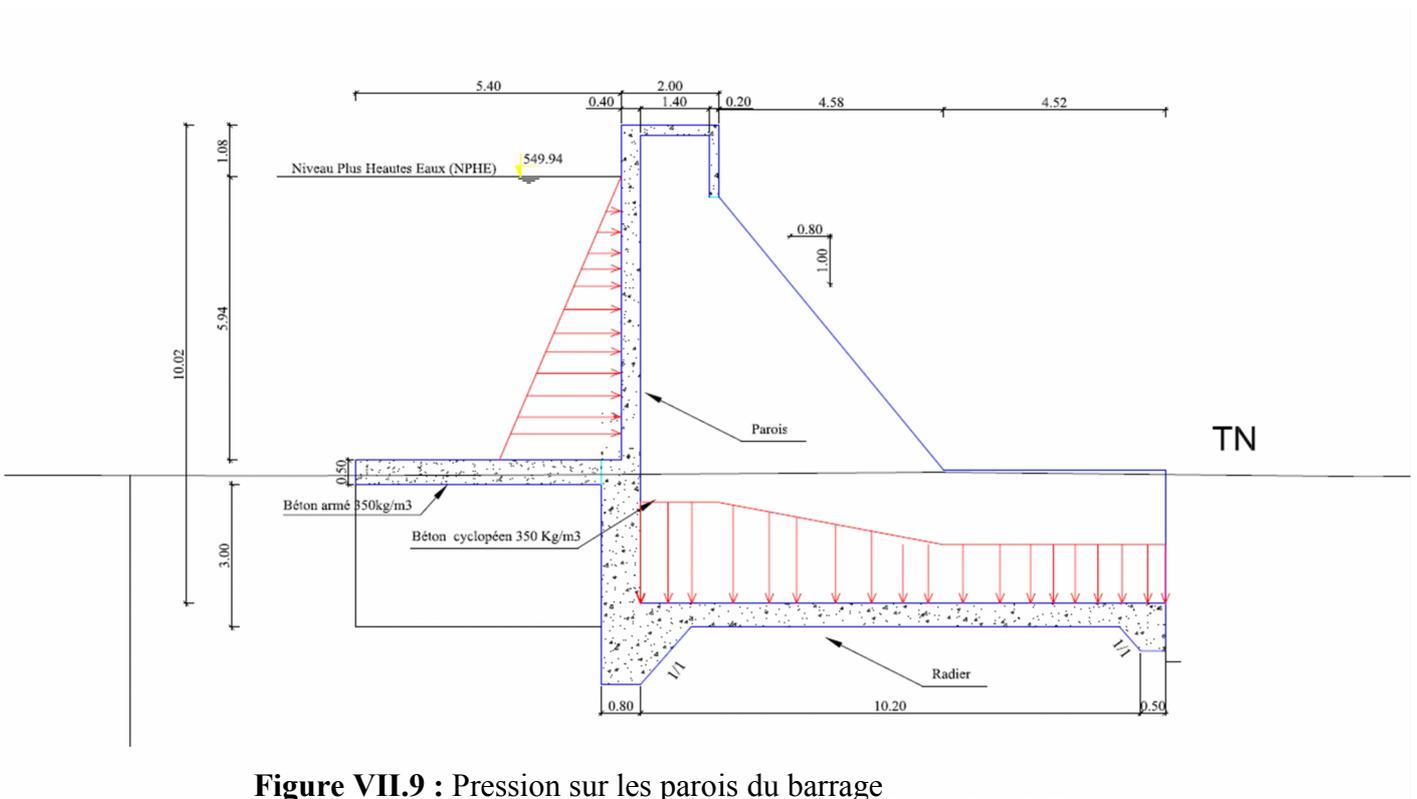


Figure VII.9 : Pression sur les parois du barrage

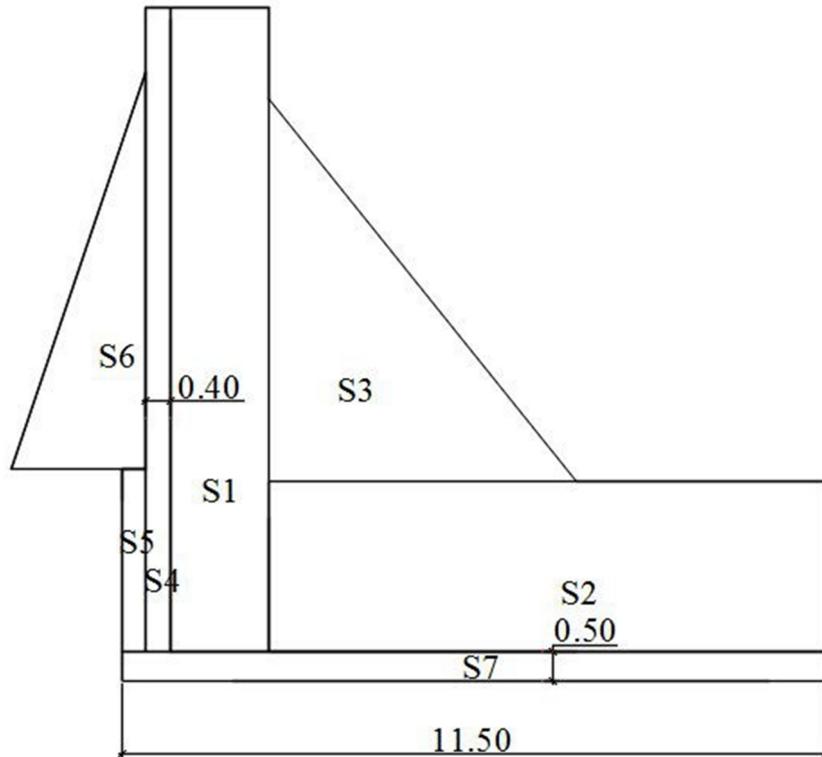


Figure VII.10 : Section pour détermination des efforts

VII.2.2.1. Determination des efforts :

Tableau VII.1 : calculs des moments et des efforts qui s'applique sur le barrage

Désignation	N (kN/ml)	H (kN/ml)	Z/G (m)		MS (kN.ml)	MR (kN.ml)
			N	H		
Poids de voile S4	106	-	5.15	-	545.9	-
Poids de voile S5	30	-	5.55	-	166.5	-
Pression de l'eau S6	-	422.5	-	5.67	0	2395.575
Poids de radier S7	143.75	-	-	-	0	-
Poids du béton cyclopien S1	373.12	-	4.15	-	1548.448	-
Poids du béton cyclopien S2	560.56	-	1.2	-	672.672	-
Poids du béton cyclopien S3	432.43	-	1.67	-	722.1581	-

Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif du détermination des efforts

somme	N (kN/ml)	H (kN/ml)	MS (kN.ml)	MR (kN.ml)
efforts	1645.86	422.5	3655.6781	2395.575
			somme du moment	1260.1031

VII.2.contrainte sous radier :

Avec : $N = 1645.86 \text{ kN}$; $S = 11.50 \text{ m}^2$; $V = 5.75 \text{ m}$; $I = 126.7 \text{ m}^4$; $M/G = 1260.2 \text{ kN.m}$

$$\sigma_{\max} = 200 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{\min} = 85.9 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 171.5 \text{ kN/m}^2 = 1.72 \text{ bars}$$

L'ouvrage soit stable au poinçonnement sont :

$$\begin{cases} \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \geq 0 \text{ bars} \\ \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} \end{cases}$$

2.2.2 Ferrailage du Parois :

$$\text{Ferrailage minimum : condition non fragilité } A_{CNF} = \frac{0.23bd f_{28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 1 \cdot 0.9 \cdot 0.4 \cdot 2.1}{400} = >$$

$$A_{CNF} = 4.35 \text{ cm}^2 \text{ On adopte 5 barres de } \varnothing 12/\text{ml} \text{ dans les deux sens}$$

2.2.3 Ferrailage du Radier :

$$\text{Ferrailage minimum : condition non fragilité } A_{CNF} = \frac{0.23bd f_{28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 1 \cdot 0.9 \cdot 0.5 \cdot 2.1}{400} = >$$

$$A_{CNF} = 5.43 \text{ cm}^2 \text{ On adopte 5 barres de } \varnothing 12/\text{ml} \text{ dans les deux sens}$$

2.3-bassin de dissipation

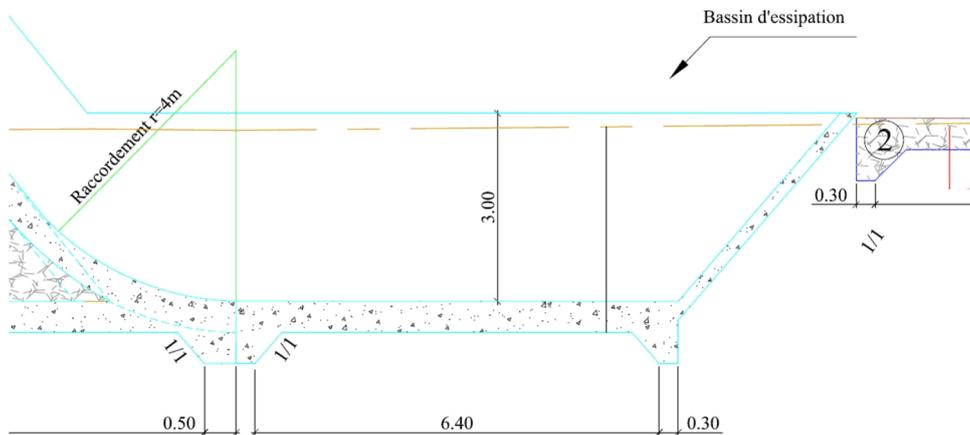


Figure VII.11 : schéma du bassin dissipation

Poussée due aux terres :

$$\sigma_h = K_0 \gamma_h Z$$

$$K_0 = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

Avec :

σ_h : contrainte horizontale.

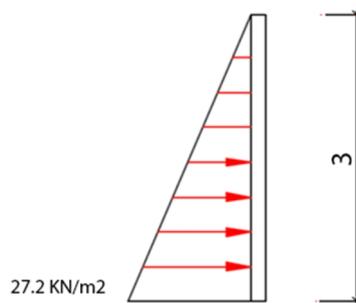
γ_h : poids volumique du sol humide ; $\gamma_h = 18 \text{ KN/m}^3$.

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos ; $K_0 = 0,5$.

$0 \leq Z \leq 3 \text{ m}$:

$$\begin{cases} Z = 0 \Rightarrow \sigma_h = 0. \\ Z = 3,3m \end{cases} \Rightarrow \sigma_h = 27,20 \frac{KN}{m^2}$$

Le ferrailage sera calculé pour un bassin vide en flexion simple avec une fissuration très préjudiciable, le calcul se fait pour une bande de 1 m.



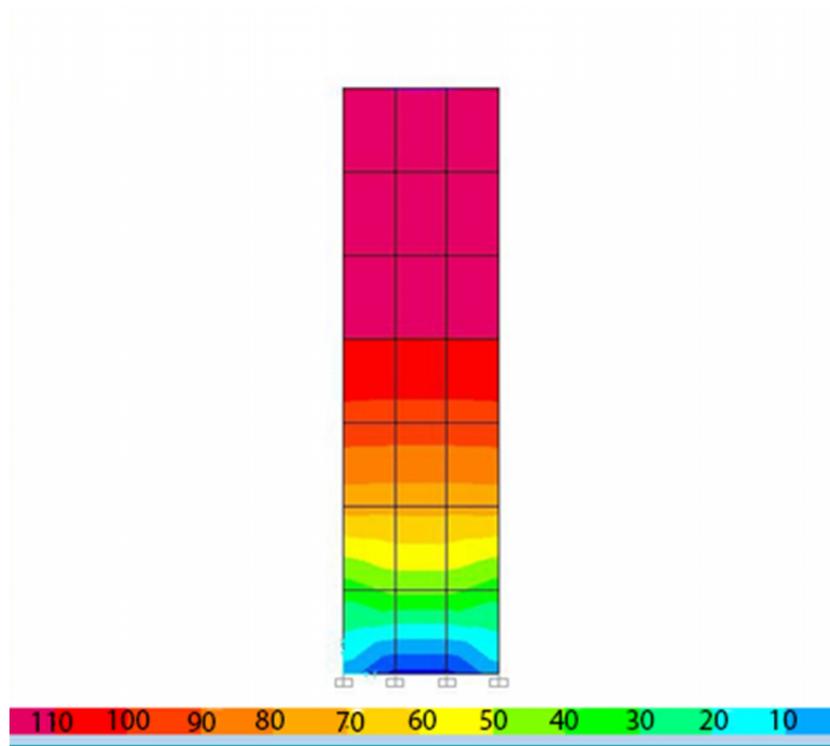


Figure VII.12 : Diagramme du moment MY en ELU du bassin

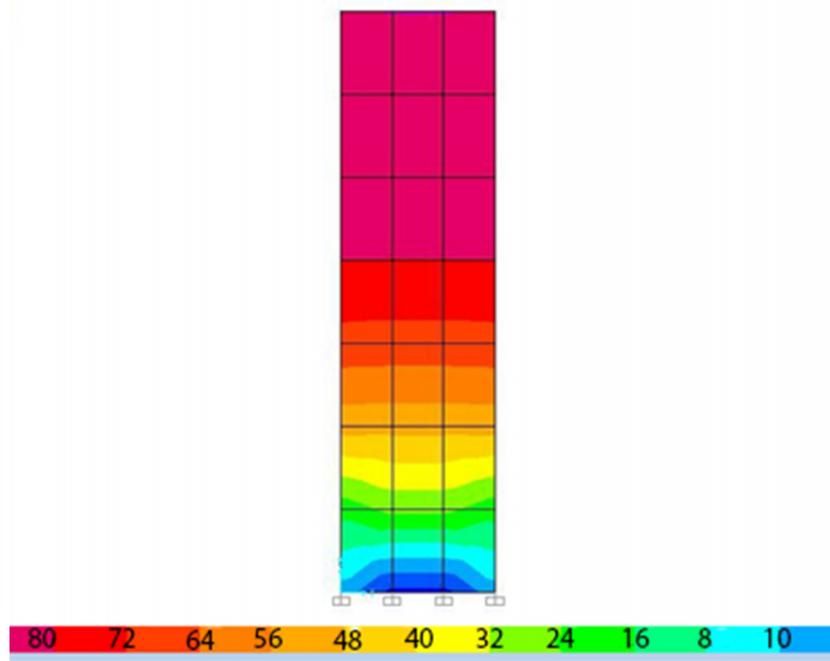
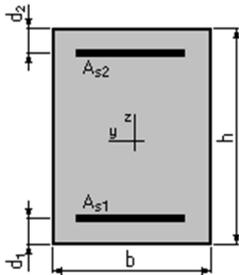


Figure VII.13 : Diagramme du moment MY en ELS du du bassin

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa) Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- * Fissuration très préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Calcul suivant BAEL 91

2. Section:

$b = 100.0$ (cm)
 $h = 40.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués:	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	116.59	0.00
Etat Limite de Service	86.36	0.00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique $A_{s1} = 16.7$ (cm²) **On adopte 7 barres de Ø12/ml+On adopte 7 barres de Ø12/ml chapeau**

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²) **On adopte 7 barres de Ø 12/ml**

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 116.59$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.64 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 5.1$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 32.9$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 1.72$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 347.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 86.36$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
 Position de l'axe neutre: $y = 11.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 31.3$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5.0$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 165.0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 165.0$ (MPa)

Conclusion

La partie génie civil (le ferrailage et plan de coffrage) est très importante dans le plan d'exécution

Chapitre VIII :

Organisation du chantier et planification

VIII.1. Introduction :

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions un projet ou un travail de construction quelconque.

L'organisation de chantier consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Répartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopte une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient ;

VIII.2. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, postes fixes de travail, donc on peut distinguer les installations suivantes :

VIII.2.1. Installations destinées au personnel :

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VIII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux :**✓ Agrégats :**

Les agrégats destinés à la fabrication du béton (sable, graviers) doivent être contrôlés à leur réception ; il convient de vérifier la granulométrie en prélevant des échantillons. Pour le sable il est important de vérifier la teneur en éléments fins par un essai d'équivalent de sable.

Si les agrégats sont sales ou enrobés d'une couche d'argile ou autres, il serait préférable de les laver avec une eau douce avant leur utilisation. Le pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats est donné par le tableau suivant :

Tableau VIII.1 : Le pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats

Matière indésirable	% maximum du poids des plus gros granulats
Argile, limon , vases	1%
Charbon, bois	1%
Matériaux tendres	8%
Autres substances -nuisibles	1%

Les différents sables et les graviers seront stockés en tas mélange. Vu que leurs densités sont différentes un mélange risque de fausser la pesée. La méthode de stockage sera en étoile, la teneur en eau des agrégats doit être contrôlée avant utilisation vu que le degré hydrométrique de l'air en variable ainsi que les éventuelles précipitations ; il faudrait prévoir de légères pentes afin de drainer les eaux de la zone de stockage et cela afin de drainer les eaux de la zone de stockage et cela afin de doser convenablement la quantité d'eau nécessaire au gâchage.

✓ **Le Ciment et les aciers :**

Le ciment sera livré en vrac et stocké dans des silos, A sa réception il est nécessaire de procéder à un contrôle de température et à certaines analyses de laboratoire telle que la résistance, le temps de prise, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

✓ **L'eau de gâchage :**

L'eau destiné au gâchage du béton doit satisfaire aux normes suivant les concentration il faut chercher une source qui à les normes du tableau :

Tableau VIII.2 : Norme d'eau de gâchage

Métiers	Normes en (g/l)
Matières organiques	0,1
Matières en suspension	0,2
Sels dissout	1,5
Sulfates	1,0
Acide humique	0,05
Acide sulfhydrique	0,05
Chlorures	0,1

Ces éléments indésirables risquent de provoquer de fausses prises ou encore altérer le ciment ou attaquer les aciers.

✓ **Le Béton :**

Pour notre chantier Le béton est le matériau est utilisé en grande quantité qui implique la nécessité de prés un soin particulier a ce matériau.

Le béton employé devra avoir une résistance à la compression à 28 jours de 180 bars , il se compose de sable , graviers de différentes granulométrie, d'un liant hydraulique (ciment ou autres) et d'eau , la précision est de plus en plus grande et exigée des travaux de génie civil, particulièrement en ce qui concerne les ouvrages d'arts qui exigent que le béton utilisé soit de caractéristique parfaitement définies telles que la résistance à la compression fixée à l'avance, c'est-à-dire que sa fabrication ne peut être fait d'une manière empirique, on doit d'une part être sur des dosages exacte des différents constituants d'autre part, assurer une fabrication rationnelle et contrôlée.

✓ **Fabrication des granulats :**

Les granulats sont fabriqués dans les stations de concassage situées à la commune de **BEN - SROUR** dont les ballastières d'exploitation sont connues ; ils seront acheminés jusqu'à l'aire de stockage par des moyens de transports telle que des camions a benne.

✓ **L'énergie électrique :**

L'alimentation en énergie électrique sera faite par un groupe électrogène, ne justifier pas l'alimentation a partir d'un réseau de moyenne tension (SONELGAZ), il y' a lieu de signaler également que le délai important demandé pour ces branchements. Suite au plan de charge de cet organisme, ne peut être qu'une source de retard pour l'avancement des travaux.

✓ **L'alimentation en carburant :**

L'alimentation sera assurée par des camions citernes, le stockage sera fait dans des réservoirs enterrés avec un accessoire de pompage. C'est à dire une mini station de carburant.

VIII.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.

VIII.2.4 Installation destinées 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, murettes...etc.

VIII.2.5 les moyens de chantier :

✓ 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.

✓ Les engins de terrassement :

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise de la retenue, l'extraction et / ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (le radier et le rideau et de chaque plot en béton – la mise en place des enrochements pour le béton cyclopien du corps du plot ...).

- Le bulldozer.
- Brise roche
- Pelle mécanique.
- Chargeur à pneu ou à chenilles.
- Décapeuse.
- Les niveleuses et les camions.

✓ Le matériel de bétonnage :

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (dalles en beton ,évacuateur de crue, les fondations).

VIII.2.6 .La succession des travaux :

✓ Travaux préparatoires :

Ils consistent essentiellement en :

- La préparation des accès et de la circulation pour la préparation de chantier.
- Le piquetage d'implantation des ouvrages.
- Déboisement de la cuvette et décapage des fondations.
- Le déboisement et le défrichage de la cuvette.
- La réalisation de l'ouvrage de dérivation qui va servir par la suite à une vidange de fond.

VIII.3 Calcule du volume des travaux

VIII.3.1 Volume de Déblai :

D'après la coupe transversale suivant l'axe de la digue on peut calculer les volume d'excavation des fouilles d'encrage suivant les 7 plots (bloc)

Tableau VIII.3 : Calcul du volume de déblai

Plot (bloc)	Profondeur (m)	Largeur (m)	Longueur(m)	Volume (m)
P1	1,88	3	1,50736	8,52
	2,5	6	2	30
P2	2,5	5	2	25
	2,4	6	1,92	27,65
P3	3,5	10	10,7	374,5
P4	3,5	16,8	16,6	976,08
P5	3,5	10	10,7	374,5
P6	2	6	1,6	19,2
	2,5	5	2	25
P7	2,5	6	2	30
	2,28	5	1,82736	20,87
			volume total	1911,32

VIII.3.2 Volume du béton :

Tableau VIII.4 : Calcule du volume du béton de chaque plot

Plot (bloc)	Hauteur (m)	Largeur (m)	Longueur (m)	Volume du béton radier (m)	volume du béton rideau	Volume cyclopien
P1	1,88	3	1,50736	3,5763	2,29	4,26
	4,38	6	2	14,6526	9,38	46,13
P2	6,88	5	2	18,4605	11,81	94,78
	9,28	6	1,92	29,3526	18,79	206,87
P3	10,38	10	10,7	54,421	42,8	415,37
P4	10,38	16,8	16,6	91,42728	111,55	697,82
P5	10,38	10	10,7	54,421	42,80	415,37
P6	9,28	6	1,6	29,3526	18,79	206,87
	7,28	5	2	19,4605	12,45	106,12
P7	4,78	6	2	15,8526	10,15	54,93
	2,2842	5	1,82736	6,9605	4,45	10,44
			volume total	337,94	285,26	2258,96

Tableau VIII.5 : Calcule du volume du béton de défèrent ouvrage

	Longueur	largeur	Epaisseur	Volume (m ³)
revêtement en crête	80	2	0,2	32
bassin de dissipation	7	17,6	0,5	61,6
déversoir	13,14	17,6	0,5	115,632
mure bajoyer	12	3	0,4	14,4
avant radier	45	5	0,2	45
			volume total	268,63

VII.4 Evaluation économique du projet :

L'estimation du volume des travaux a été effectuée pour chaque ouvrage sur la base des plans (planche N 3, 4, 5 et 6)

Les prix unitaires sont le résultat d'un recoupement entre différentes offres de service pour la réalisation des barrages disponibles auprès de l'Agence Nationale des barrages et adaptés aux conditions du site

Certaines rubriques propres au chantier, et dépendant des moyens et de l'organisation de

L'entrepreneur, n'ont pas été prises en compte telles que :

- L'installation de chantier (y compris les locaux nécessaires)
- L'alimentation du chantier en eau et en énergie
- L'aménagement des voies d'accès
- La remise en état des lieux

Les coûts totaux de construction sont résumés dans le tableau VII.6

Contrairement aux grands barrages pour lesquels d'énormes investissements sont mobilisés et où le degré de rentabilité doit être supérieur à 20 (c'est à dire que chaque m³ de remblai doit correspondre plus de 20 m d'eau stockée dans la retenue), le coût du mètre cube d'eau pour le cas des retenues collinaires et les petits barrages ne représente pas le paramètre prépondérant de la faisabilité du site du fait que :

- La réalisation de retenues collinaires et petits barrages représente souvent une mesure d'urgence pour pallier à l'insuffisance des ressources en eau nécessaires à une région donnée.
- Très souvent, on se contente d'un degré de rentabilité faible $R < 5$ (cas des petits barrages en terrain accidenté), qui se traduit par un coût du mètre cube d'eau assez élevé.
- -L'investissement nécessaire à la réalisation d'un petit barrage est très modeste (facilement mobilisable) par comparaison à celui que requiert la réalisation d'un barrage plus important.
- Le délai de réalisation d'un petit barrage est très court (un étiage) et permet de disposer rapidement d'une source d'eau supplémentaire, réduisant ainsi la tension exercée par les différents utilisateurs sur les services concernés, tout en créant des emplois.

Tableau VIII.6 : Devis estimatif et quantitatif de la retenue collinaire Khermame

N °	Désignation des travaux	U	Quantité	P.U (DA)	Montant (DA)
1	Déblai	m ³	1911,32	350.00	668962.00
2	Béton conventionnel dosé à 250 Kg/m ³	m ³	891,832	15000.00	13377480.00
3	Cyclo béton dosé à 150 Kg/m ³	m ³	2258,96	7000.00	15812720.00
4	Joint bitumineux	ml	151	1000.00	151000.00
5	Enrochement (canal de fuite)	m ³	300	500.00	150000.00
6	Béton vidange	m ³	20	25000.00	500000.00
7	Conduite en acier DN-400	ml	13,37	10000.00	133700.00
8	Conduite en accier DN150	ml	3	6000.00	18000.00
9	Robinet vanne DN-400	U	2	180000.00	360000.00
10	Robinet vanne DN-150	U	1	85000.00	85000.00
11	Grille métallique galvanisé	U	1	18000.00	18000.00
12	Echelons métallique galvanisé prise d'eau	U	11	400.00	4400.00
13	Echelons métallique galvanisé pour chambre des vannes (extérieur)	U	5	400.00	2000.00
14	Echelons métallique galvanisé pour chambre des vannes (intérieur)	U	5	400.00	2000.00
15	Dalle en béton (chambre des vannes	U	1	5000.00	5000.00
				Total général	31288262,00
				TVA (17 %)	5319004,54
				TTC	36607266,54

Afin de pouvoir évaluer les conditions topographiques et économiques du site, nous avons élaboré les indices suivants :

- I1= Volume utile (m³)/Volume de la digue (m³).
- I2= Capacité total (m³) /Volume de la digue (m³).
- I3= Coût estimé du projet (D.A)/(Volume utile (m³)x10.
- I4= Coût estimé du projet (D.A)/(Volume régularisé (m³)x10.
- I5= Coût estimé du projet (D.A)/(Volume totale (m³)x10.

Tableau VIII.6 : indice de rentabilité

Indice	Valeur
I1	15.85
I2	22.7
I3 (D.A/m ³) en H.T	65.8
I4 (D.A/m ³) en H.T	47.2
I5 (D.A/m ³) en H.T	43.73

Au vu des résultats obtenus pour les différents indices, on peut dire que

- Le coefficient d'efficacité I_2 est supérieur à 3. Pour les retenues collinaires, I_2 est compris entre 3 et 10, généralement il est inférieur à 5.

Le prix du m³ d'eau est de 65.8 DA en H.T.

VIII.3. Planification :

VIII.3.1. Définition :

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en :

- installation des postes de travail ;
- observations instantanées ;
- analyse des tâches ;
- le chronométrage ;
- définition des objectifs et des attributions ;
- simplification des méthodes ;
- stabilisation des postes de travail.

VIII.3.2 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

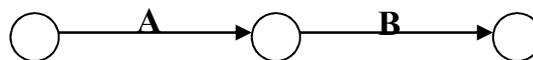
VIII.3.2.1 méthodes basées sur le réseau :

VIII.3.2.1.1 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 :

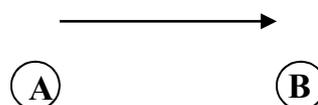
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



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.

VIII.3.2.1.2 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.**

VIII.3.2.1.3. Différentes méthodes basées sur le réseau :**VIII.3.2.1.3.1. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :**

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VIII.3.2.3 les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VIII.3.2.3.1. collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VIII.3.2.3.2. décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VIII.3.2.3.3. relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VIII.3.2.3.4. choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à Construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode du chemin critique C.P.M (Critical Path Method). Dans un tracé de sous réseau les tâches composées qui ont une marge nulle sont généralement situées sur une branche qui s'appelle chemin critique.

VIII.3.3. les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR** : temps de réalisation ;
- DCP** : date de commencement au plus tôt ;
- DCPP** : date de commencement au plus tard ;
- DFP** : date de finition au plus tôt ;
- DFPP** : date de finition au plus tard ;
- MT** : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

VIII.3.3.1. Chemin critique (C.C):

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{C.C}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

VIII.3.3.2. Attribution des durées de chaque opération:

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T,(Centre National d'Etudes et d'Animation de l'Entreprise du Bâtiment, des Travaux Publics et de l'Hydraulique) on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q.N}{n}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VIII.3.4.les plannings:

Il existe trois types de plan de travail :

VIII.3.4.1. plan de travail au plus tôt:

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VII.3.4.2. plan de travail au plus tard:(PTPP) :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VIII.3.4.3. plan de travail intermédiaire:

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date u plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VIII.4.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 taches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne escience la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

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 asservi par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VIII.5.Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.01 : symboles des opérations

l'activité	la durée (jr)	la durée (jr)
Installation de chantier ; ouverture des accès et implantation des ouvrages	A	14
Excavation des parafeuilles et ancrages (rive gauche)	B	21
Préparation des matériaux de construction.	C	15
Excavation des parafeuilles et ancrages (rive droite).	D	21
Génie civil du radier de la digue et le béton cyclopienne (rive droite).	E	21
Génie civil du radier de la digue et le béton cyclopienne (rive gauche).	F	21
Bétonnage du rideau amont étanche des plots de la rive gauche et revêtement de la crête de la digue.	G	15
Bétonnage du rideau amont étanche des plots de la rive droite.	H	15
Mise en place de la conduite de dérivation provisoire, vidange de fond, et les batardeaux amont et aval.	I	15
Génie civil de la tour de prise et la chambre des vannes	J	21
Génie civil de déversoir de crues et le bassin de dissipation.	K	45
Mise en place des équipements hydrauliques	L	15
Finition, lavage de la conduite de vidange, nettoyage du chantier et remise en état du site	M	15

VIII.6. Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

D'après le chemin critique, le temps de réalisation égale à 7 mois.(à l'aide de PRIMAVERA P6)

VIII.7 Conclusion :

Le petit barrage d'Oued Kherrmam est destiné à l'irrigation et doit être réalisé par une entreprise qualifiée. Le chantier débutera en période sèche, le scénario de réalisation se déroulera suivant les phases suivantes :

1. Ouverture d'accès.
2. Installation de chantier.
3. Ouverture des fouilles, (éloignement de la couche végétale, excavation de l'ancrage).
4. Génie civil du radier et des murs d'étanchéité.
5. Pose des conduites de vidange de fond et dérivation provisoire, et réalisation du bassin de réception des eaux de crues de chantier.
6. Mise en place du prisme de drainage et le drain pied.
7. Réalisation de béton cyclopien jusqu'à la côte en crête.
8. Réalisation de déversoir de crues et du bassin de dissipation. Durant la réalisation de l'aménagement hydraulique il faudra veiller à une très bonne exécution des travaux.

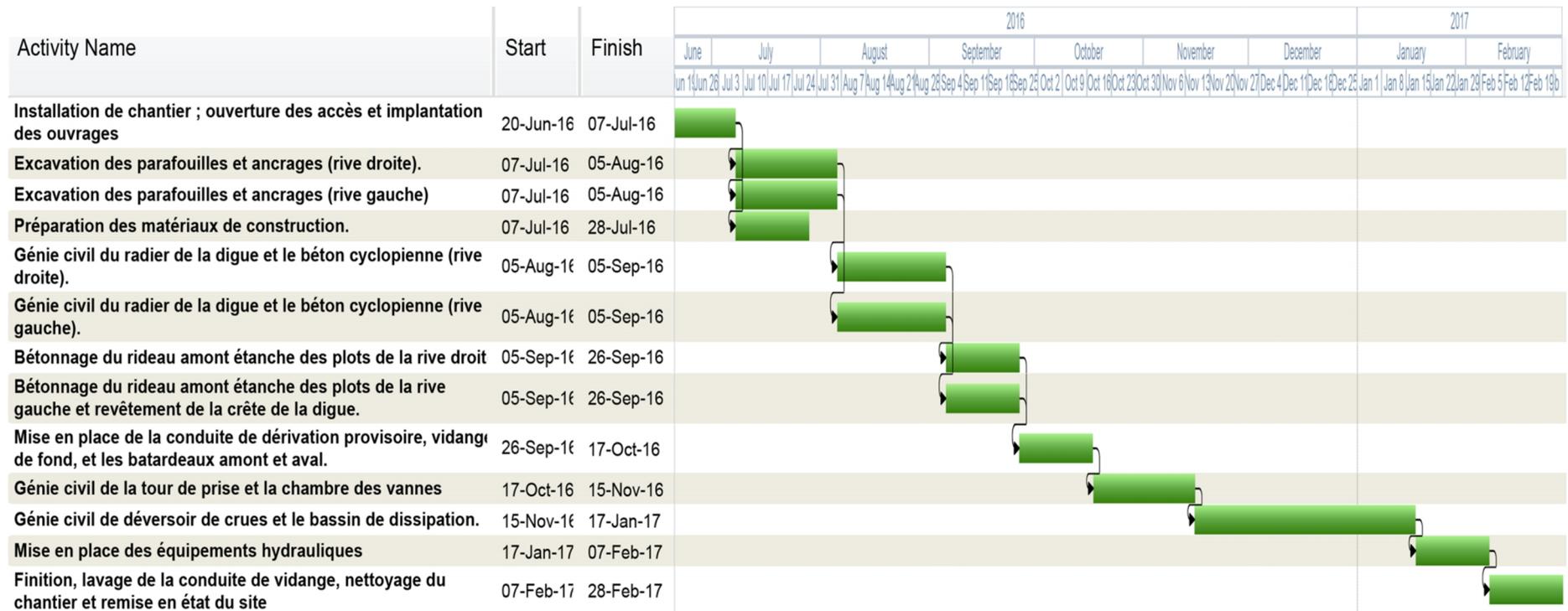


Figure VIII.1 : diagramme de gantt (à l'aide du logiciel Primavera)

Chapitre IX :

Protection et sécurité de travail

IX.1 Introduction :

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 moments, 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.

IX.2 Causes des accidents de travail :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

IX.2.1 Causes humaines :

Ces causes peuvent être :

1. La négligence des travailleurs.
2. La fatigue.
3. La distraction.
4. Les gestes néfastes.
5. Inaptitude mentale ou physique.
6. Adoption de la solution de faciliter.

IX.2.2 Causes techniques :

1. Les mauvaises conditions de travail.
2. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
3. Le manque d'éclairage.

IX.3 Conditions dangereuses dans le chantier :

1. Installation non protégée ou mal protégée.
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
4. Protection individuelle inexistante.
5. Défauts dans la construction.

6. Eclairage défectueux.
7. Facteur d'ambiance impropre.
8. Conditions climatiques défavorables.

IX.4 Actions dangereuses :

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Agir sans prévenir ou sans autorisation.
4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
5. Imprudence durant le travail.
6. Suivre un rythme de travail inadapté.

IX.5 Mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

1. Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
2. Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
3. Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
4. Les abris doivent être aérés et chauffés.

IX.6 Conclusion :

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder davantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

Conclusion :

A la lumière des études topographique et géologique et géotechnique et hydrologique

Nous avons réalisé l'étude hydrotechnique qui constitue l'étude des variantes retenues et l'étude de la variante choisie et l'étude des ouvrages annexes

L'absence des matériaux fins sur site et aux alentours de ce dernier matériaux grossiers (enrochement, graviers et sable) en quantité et en qualité on adopte la variante barrage poids en béton et cyclopien pour le site de Khermame. C'est la seule alternative, à savoir : barrage poids.

L'aménagement retenu pour le site d'oued Khermame est 7.34 m de haut à partir du thalweg. Le volume moyen des matériaux de construction disponible sur le site d'oued Khermam sont :

- Enrochement est de 50.000,00m³
- Matériaux grossiers (sableux et graveleux) est de 300.000m³

La conduite de prise d'eau et de vidange de fond sera une conduite en acier de 400 mm de diamètre

et de 13,37 m de long. Elle servira de dérivation provisoire lors de la réalisation de l'ouvrage.

L'ouvrage d'évacuation est un seuil Creager central, ce choix a été dicté par la topographie du site et le type de barrage. La longueur du seuil Creager est de 16 m.

La capacité totale de la cuvette de l'ouvrage projeté est de 71 550,00 m³ dont 47 550,00 m³ de volume utile et 24 000,00 m³ de volume mort. Le volume régularisé est de 66 300,00 m³.

Le coefficient de rentabilité du projet est de 15.85 ce paramètre est bon, pour les retenues collinaires ce coefficient est compris entre 3 et 10, mais généralement il est inférieur à 5.

Le prix du m³ d'eau est de 65,8 D.A. HT, ce prix est considéré assez élevé pour une durée de vie de dix (10) ans de l'ouvrage.

Si on se réfère à la valeur du coefficient de rentabilité, au prix du m³ d'eau et à la durée de vie de l'ouvrage, on peut dire que le site d'oued Khermam a une rentabilité moyenne et un impact positif pour la région et sa population du fait de la disponibilité de l'eau que va engendrer cet ouvrage pour l'agriculture et le cheptel et pour pallier l'insuffisance des ressources en eau pour la zone d'oued El Khermam. Le site est techniquement faisable et moyennement rentable économiquement.

Références bibliographiques

NOVAC P (2007) : Hydraulic structures

DRE M'sila (2015) : Rapport de l'étude géologique et géotechnique de la retenue collinaire d'oued Khermam (W.M'sila)

FILLIAT G (1981) : La pratique des sols et fondations.

HOUICHI L (2007) : THÈSE DE DOCTORAT EN SCIENCES HYDRAULIQUE
OUVRAGES D'ÉVACUATION

INZAMAC (2015) : Rapports des Résultats des essais de laboratoire Sur les échantillons paraffinés et remaniés d'oued khermam

Kréménetsky N, Shtérenliht D, Alychev V, Yakovleva L (1980) : Hydraulique, MOSCOU

MIHOUBI M.K (1999) : Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir, polycopie
ENSH Blida

MIHOUBI et HASSAN (2000) : Guide de calculs pratique des infiltrations sous les
ouvrages hydrotechniques, polycopie ENSH Blida.

MINOR H.E, HAGER W (2000) : Hydraulics of Stepped Spillway, Zurich.

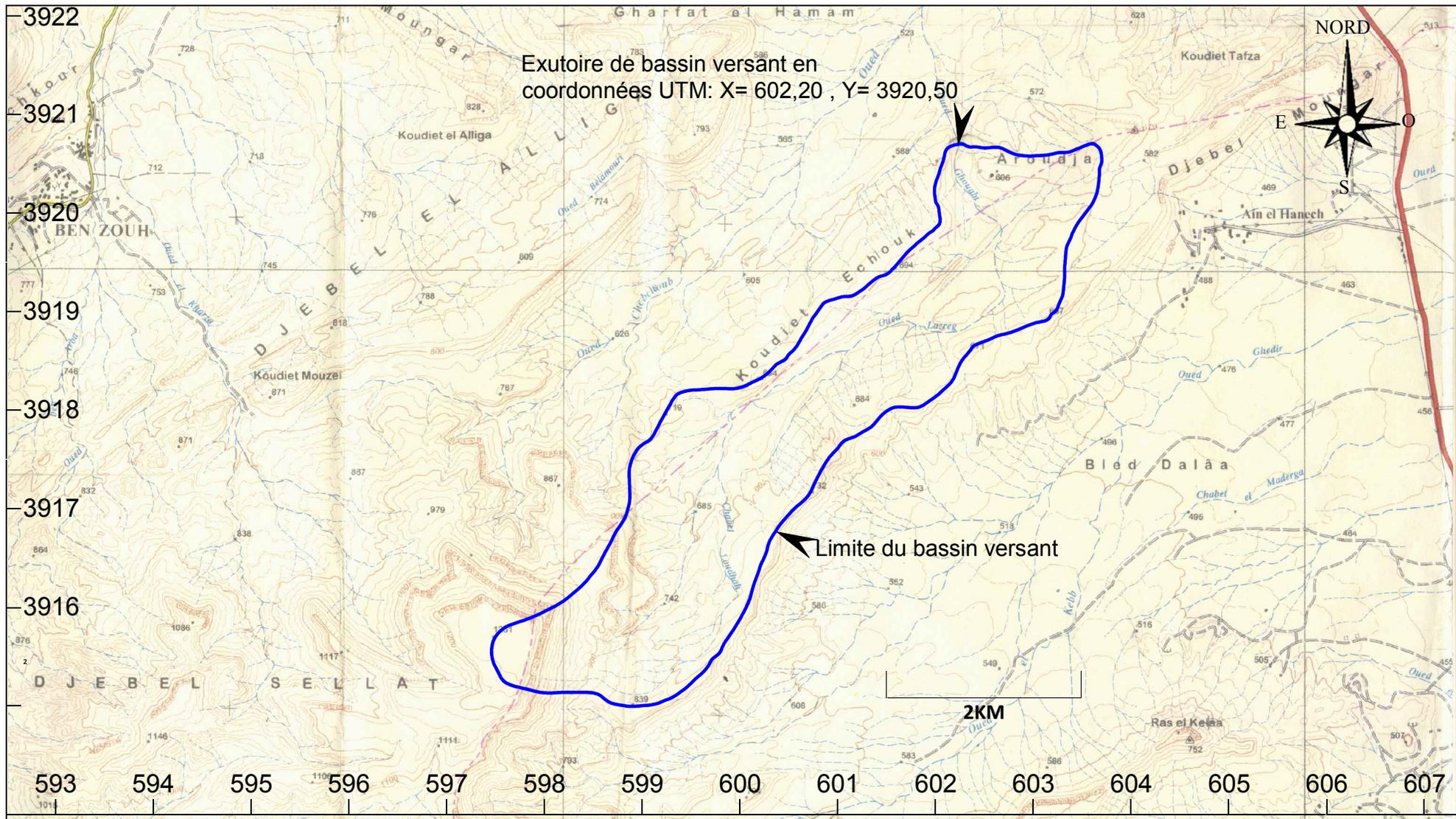
ROLLEY R (1997) : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles.

TOUAIBIA B (2004) : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.

TOUAIBIA B et BENLAOUKLI B (2004) : Introduction au dimensionnement des
retenues collinaires. ENSH Blida.

USBR (1987): DESIGN OF SMALL DAMS . Third Edition

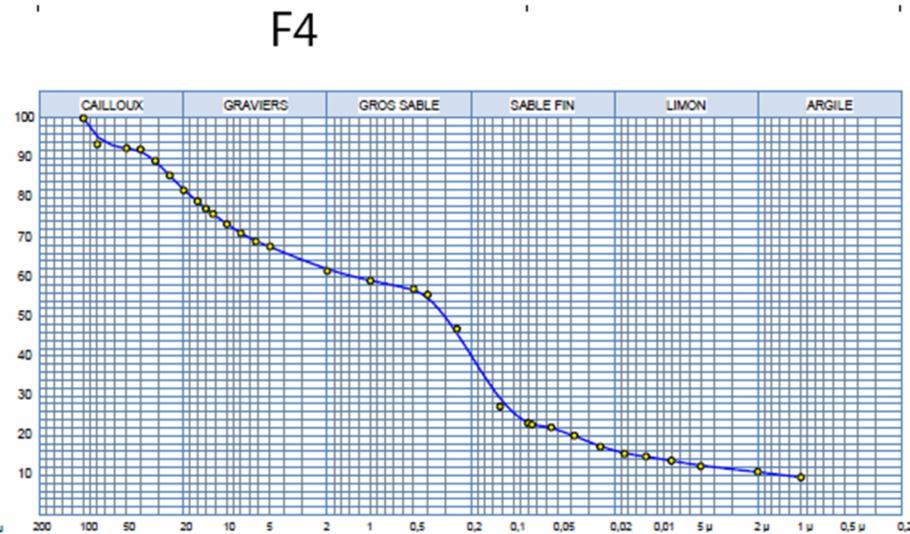
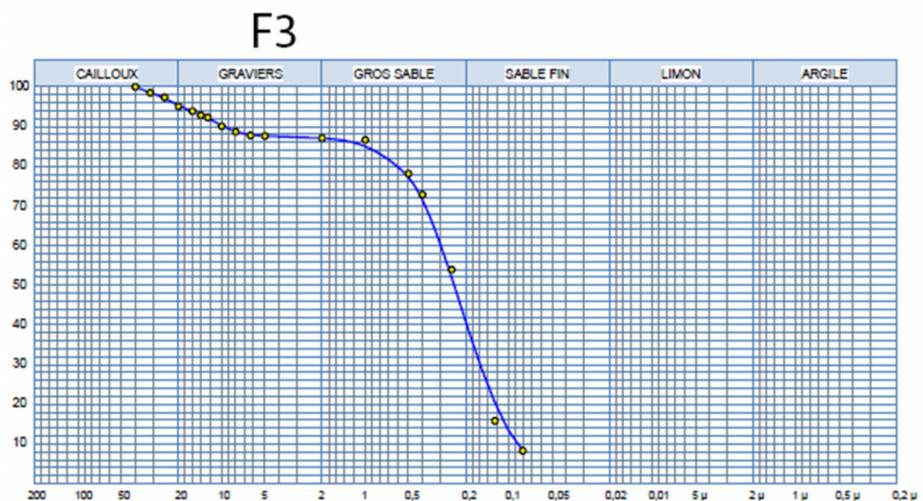
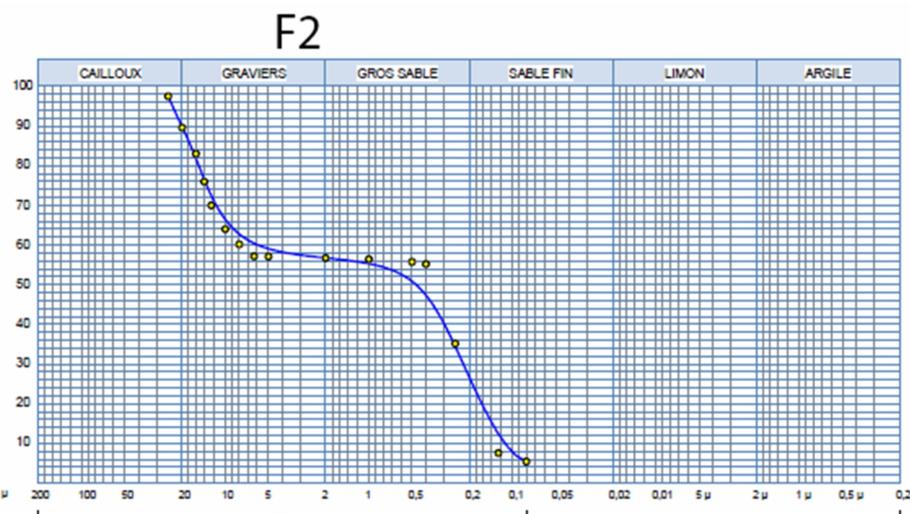
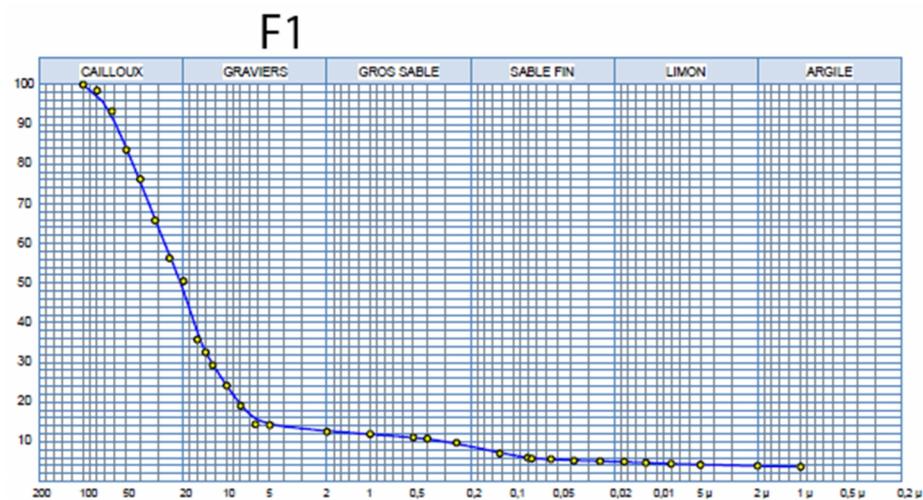
Annexe



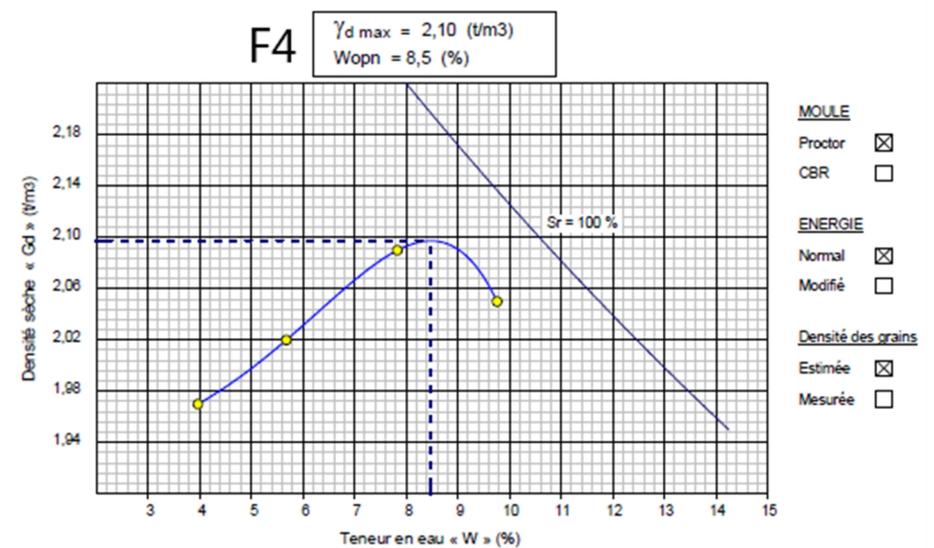
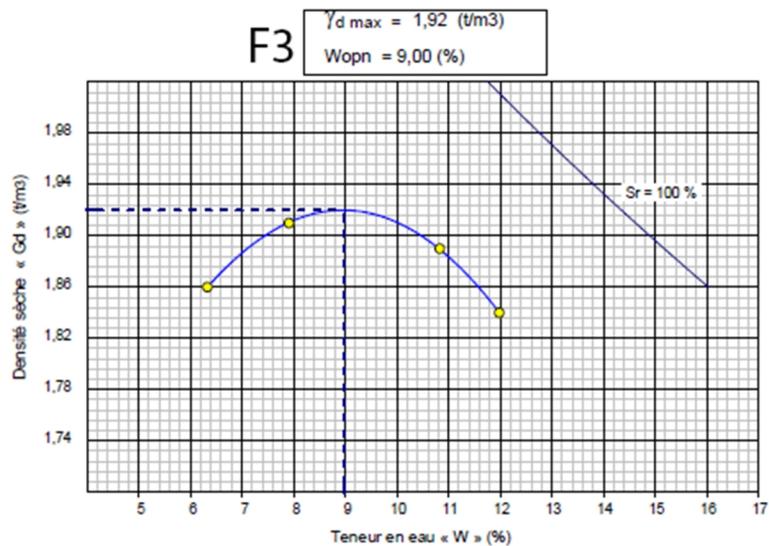
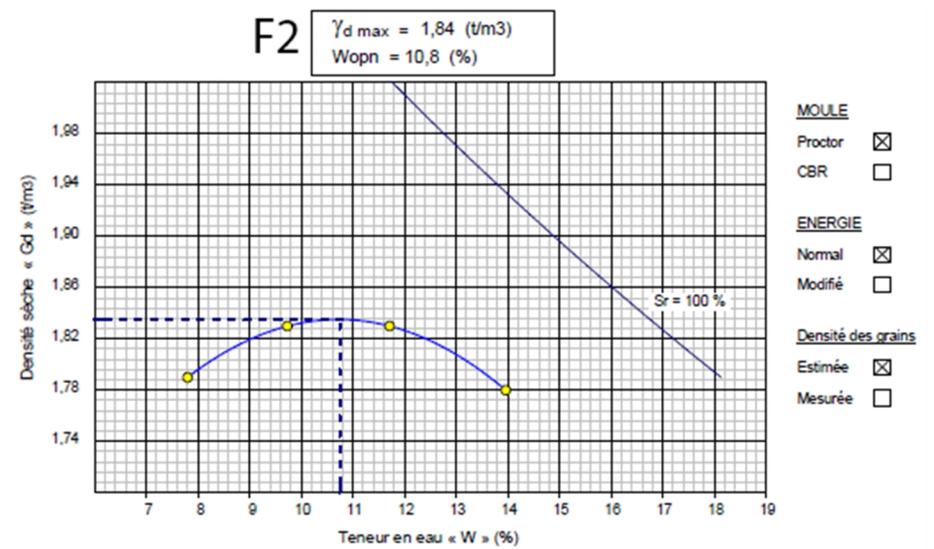
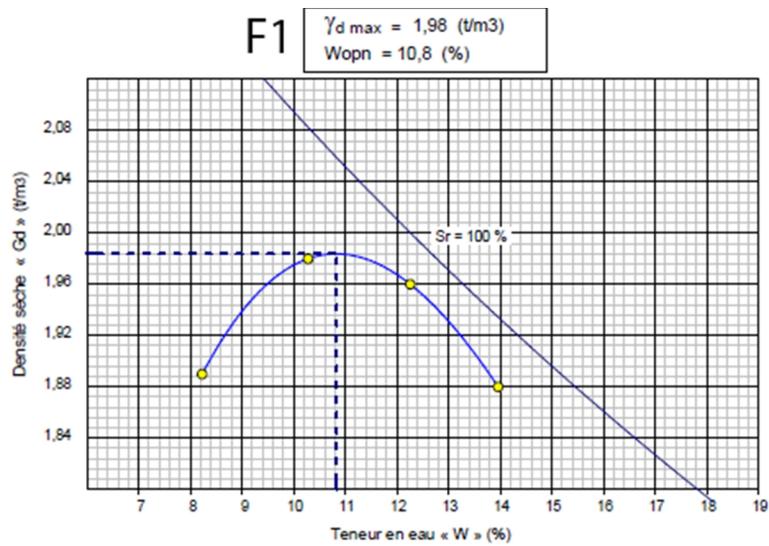
PLAN DE SITUATION DU BASSIN VERSANT AU DROIT DU SITE DE
LA RETENUE COLLINAIRE D'OUED KHERMAM

Extrait de la carte d'état major EDDTS NT-31-XXTTT-5 OUEST

Echelle 1/50 000



ANNEX II.1 : Courbes d'essai d'analyse granulométrique de chaque l'échantillon des fouilles (1-2-3-4)



ANNEXE II.2 : Courbes d'essai proctor de chaque échantillon des fouilles (1-2-3-4)

ANNEXE III.1 : source (ANRH Alger)

Tableau 1 : Précipitations maximales journalière selon stations pluviométriques d'AIN KHERMAM code 50702

	PJ max (mm)												annuel
	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	
1968	2,6	0	5,2	3,3	8,6	8	5,8	23	10,7	2,5	6,6	5,8	23
1969	31,9	32,8	16,3	8,1	16,4	0	18,2	24,6	18,2	2	0	8,9	32,8
1970	8,1	42,8	1,7	2,8	8,6	0	16,4	13	7,9	0	6,2	2,7	42,8
1971	16,9	5,5	53	16,4	29,2	4,5	7,7	3,4	9,2	13,3	4,7	23,7	53
1972	7	13	9,9	12,4	5,2	6,8	10,5	25	6,7	36,1	0	1,9	36,1
1973	11,2	0	10,1	4	0	4,3	25,4	24,2	12,4	8,2	0	1,6	25,4
1974	3,5	24,7	7,6	0	3	14,4	2,1	16,5	14,2	2,5	0	4,8	24,7
1975	18,2	17,6	5,7	9,4	0,7	7,4	5,6	15,8	14,1	8,2	5,5	16,1	18,2
1976	24,8	19	20,9	9,7	50	0	2,6	8,1	15,2	0	1,7	5,7	50
1977	0	0,9	47	2,6	3,2	1,3	3,1	2,6	7,4	0	0	0	47
1978	0,9	20,9	4,8	0	13,8	5,9	1,7	9,6	4,7	1,4	0	5,1	20,9
1979	37,1	7	1,3	2,1	9,8	14,5	11,2	7,8	10,4	2,3	0	4,6	37,1
1980	2	3,9	15,7	24,6	0	13,9	3,5	11,3	0	8,5	3,9	0	24,6
1981	11	6,7	0	15,4	4,2	11,7	17	15,2	15,3	7,8	0	0	17
1982	2,5	8,2	20,9	1,8	0	6,5	0	22,4	4	3,6	0	40,5	40,5
1983	0	2,5	0	0	18,4	2,8	7,2	10,4	6,8	1,3	0	11	18,4
1984	1,2	4,8	15,5	2,8	16,2	4	8,2	3,7	7,5	3,7	2,3	0	16,2
1985	19,4	12,9	7,8	8,2	4,5	4,5	16,2	3,2	3,2	50,4	0	0	50,4
1986	6,7	11,8	8,1	4,3	12,2	11	2,7	5,3	10,2	5,5	23,9	9,2	23,9
1987	0	4,5	11,7	3,2	6,5	0	5,5	18,4	15,7	21,4	0	4,5	21,4
1988	1,6	0	11,2	10,5	0	3,5	0	0	15,7	12,9	3,8	26,1	26,1
1989	6,1	10	8,5	6,7	7,8	0	16,1	17,7	41,3	0	2,5	7,7	41,3
1990	10,5	13,5	4,5	5,5	0	8,2	39,3	4,5	9,3	0,9	5,5	8,9	39,3
1991	15,2	31,7	11,7	4,7	8,4	6,2	6,5	3,9	25,1	8,2	15	0	31,7
1992	0	2	22,4	0	0	8	2,3	3	21,1	0	0	0	22,4
1993	26,4	0	18,7	11,7	2,2	5,8	19	0	0	0	0	4,5	26,4
1994	14	26,1	2,3	0	3,2	2,7	16,7	1,9	1,9	5,7	0	0	26,1
1995	16,6	2,9	2,5	11,4	13,2	10,7	15,7	16,8	37,7	23,1	13,7	2,6	37,7
1996	6,5	0	1,8	12,7	6,7	8,2	1,3	12,7	7,6	3,9	3,5	34,6	34,6
1997	16,5	5	14,7	3,5	22,4	7,8	7,2	7,2	2,9	6	0	2	22,4
1998	11,7	0	1,5	1,8	0	0	3	1	24,6	0	0	0	24,6
1999	8,1	30,3	6	28,2	0	0	3	1	24,6	0	0	26,6	30,3
2000	5,9	2,4	3,4	8,3	7,1	2,5	0	12,8	3	0	3,5	8,2	12,8
2001	7,3	8,2	5,9	7,8	6	0	0	3	12,4	1,3	6,1	6,2	7,3
2002	8,7	20,6	5,8	11,1	32,8	8,2	1,2	6,3	3,5	5,4	1,3	5,2	32,8
2003	5,4	28,2	27,3	8,4	0	1,6	10,2	11,9	24,2	0	0	19,6	28,2
2004	8,3	3,9	13,7	7,1	0,5	10,4	9,9	2,9	0	16,4	9,9	0	16,4
2005	16,7	3,5	11,7	2,3	14,5	46,2	0	14,6	14,1	2	11,5	0	46,2
2006	23,9	0	32,9	8,2	3,9	37	9,5	77,6	24,8	17,7	4,7	3,1	77,6
2007	41	14,4	8,3	0	5,9	4,3	3,5	0	14,5	3,5	4,6	7,7	41
2008	16,5	46,4	2,6	12	8,2	14,8	19,2	21,9	1,2	4,1	3,2	7,7	46,4

**Tableau 2 : Précipitations Totaux (moyenne) selon stations pluviométriques d'AIN
KHERMAM code 50702**

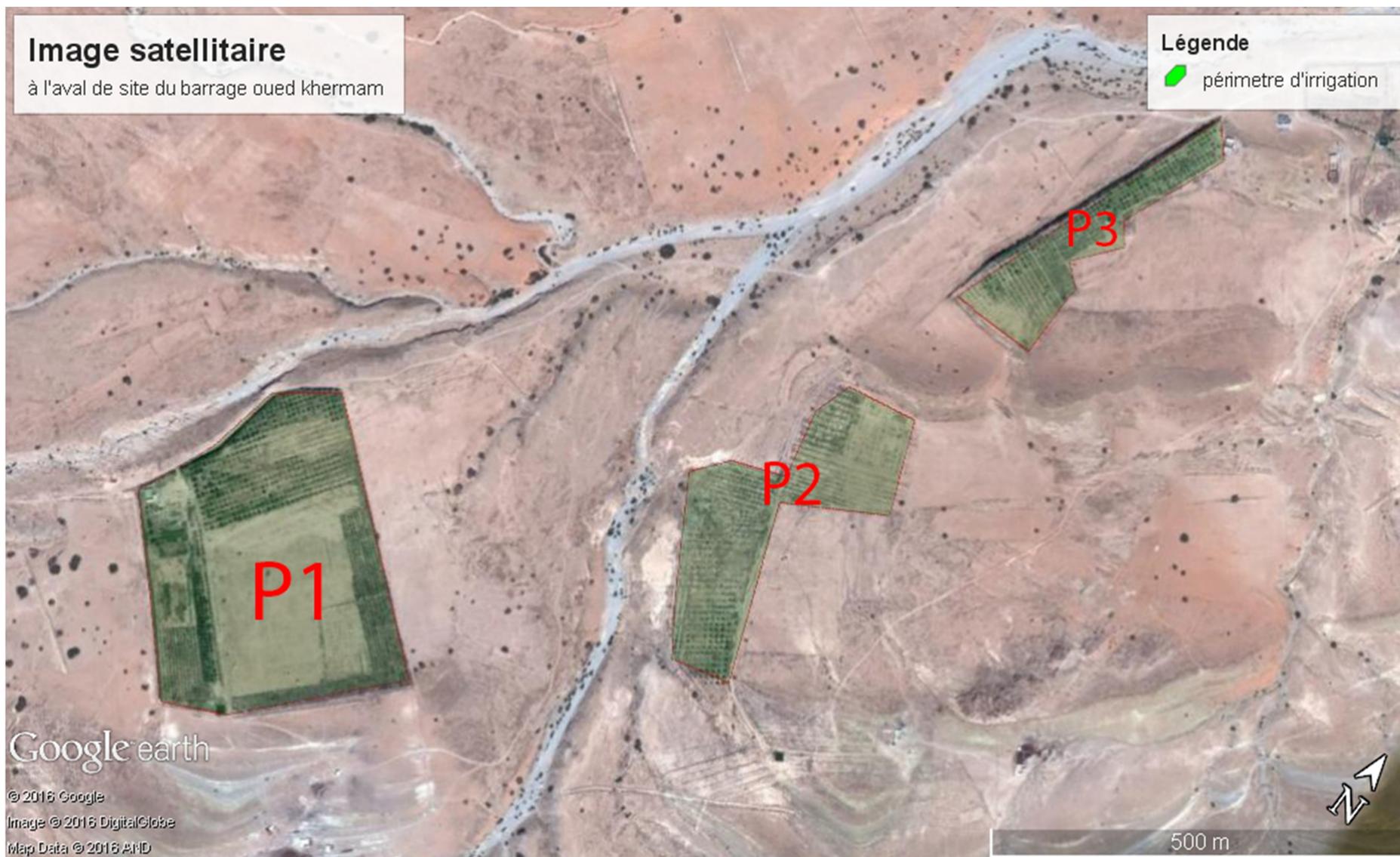
	Totaux (mm)												
	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1968	3,1	0	11,7	12,1	26,2	23,4	20,4	41,7	12	3,6	9,4	5,8	169,4
1969	81,2	111,5	26,8	18,3	38,2	0	29	35,6	25,7	3,5	0	16,1	385,9
1970	8,1	42,8	1,7	7,1	40,4	0	41,3	32,4	26,1	0	10,7	2,7	213,3
1971	41,3	5,5	80,2	36,4	40,4	7,2	35,6	6,3	21,2	22	4,7	23,7	324,5
1972	12	43,9	9,9	12,4	11	26,4	26,7	34,9	6,7	39,5	0	1,9	225,3
1973	11,2	0	14,1	11,3	0	16,3	46,9	35,2	22,3	15,7	0	5	178
1974	5,8	31,3	7,6	0	4,6	34,7	5,5	16,5	33,3	2,5	0	4,8	146,6
1975	61,1	17,6	12,3	16,4	0,7	20,7	11,3	23,4	24,8	18,1	10,7	16,1	233,2
1976	31,8	46,1	40,9	19,4	89,2	0	3,3	15,9	15,2	0	1,7	12,5	276
1977	0	0,9	53,2	4	5	1,3	3,1	5,6	16,4	0	0	0	89,5
1978	0,9	44	4,8	0	24	15,8	2,5	19,3	4,7	1,4	0	5,1	122,5
1979	40,3	23,1	1,3	3,6	11	27,2	26,2	14,8	27,6	3,9	0	4,6	183,6
1980	3,9	3,9	37,9	48,4	0	19,1	3,5	16,6	0	10,4	3,9	0	147,6
1981	26,9	6,7	0	17,9	9,9	12,4	27	48	31,3	9,7	0	0	189,8
1982	2,5	28	52,4	2,7	0	7,8	0	22,4	5,5	3,6	0	40,5	165,4
1983	0	2,5	0	0	18,4	2,8	7,2	15	8	1,3	0	12,8	68
1984	1,2	8,6	15,5	5,5	34,5	4	24,4	3,7	24,1	3,7	3,8	0	129
1985	44,5	18,6	11	12,7	7,3	16,2	38,2	3,2	5,3	50,4	0	0	207,4
1986	9,2	32,6	14,1	4,3	12,2	13,6	3,6	5,3	24,8	5,5	32,9	12,9	171
1987	0	4,5	36	5,4	6,5	0	5,5	24,3	15,7	21,4	0	4,5	123,8
1988	1,6	0	12,9	10,5	0	3,5	0	0	20,7	12,9	3,8	26,1	92
1989	11,6	10	10,7	11,7	19,1	0	16,1	30,7	90,2	0	2,5	9,6	212,2
1990	18,7	13,5	14	11,5	0	14,2	52,6	4,5	11,2	0,9	5,5	14,3	160,9
1991	18,5	67,2	11,7	7,2	10,2	11,5	13,8	6,7	65,9	8,2	23,5	0	244,4
1992	0	2	25,9	0	0	21,2	4,3	5,5	37,6	0	0	0	96,5
1993	26,4	0	30,2	11,7	2,2	13,2	19	0	0	0	0	4,5	107,2
1994	32	44,1	2,3	0	3,2	2,7	45	1,9	1,9	8,6	0	0	141,7
1995	27,3	2,9	2,5	31,1	50	39,5	32,9	29,4	44,1	23,1	13,7	2,6	299,1
1996	6,5	0	1,8	25,1	18,1	10,7	2,5	43,4	7,6	7,4	4,6	47,2	174,9
1997	32,9	11,5	27,4	6	36,2	7,8	13,4	7,2	2,9	7,9	0	2	155,2
1998	22	0	1,5	3,3	0	0	3	1,8	28,4	0	0	0	60
1999	15,8	44,4	9,5	58,4	0	0	3	1,8	28,4	0	0	26,6	187,9
2000	10,9	2,4	3,4	24,4	12,6	3,4	0	20,2	4,2	0	4,6	9,8	95,9
2001	28,1	15,3	8,9	24,7	6	0	0	4,2	4,2	1,3	6,1	15,7	114,5
2002	12,7	20,6	13,6	16,5	58,9	16,3	1,2	13,2	6	5,4	2,3	5,7	172,4
2003	5,4	76,4	30,9	24,7	0	1,6	23,3	15,7	112,9	0	0	36,7	327,6
2004	8,3	8,3	16,2	14	0,5	14,4	13,7	2,9	0	29,4	9,9	0	117,6
2005	38,6	7,3	23	2,3	26,2	69,9	0	22,4	45,5	2	18,2	0	255,4
2006	25,2	0	32,9	26,3	3,9	44,5	30,8	104	33,5	17,7	4,9	3,1	326,8
2007	93,2	27,8	13,5	0	10,2	4,3	5,7	0	19,6	6	7,1	9,6	197
2008	48,3	65,6	2,6	24,7	31,3	25,6	20,2	59,9	1,2	4,1	5,7	9,6	298,8

Tableau 3 : Précipitations mensuelle interannuel

	Totaux mensuel (mm)												
	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
p moy	11,34	10,60	7,27	8,07	7,93	8,04	10,54	12,17	7,65	3,41	8,06	31,09	126,18
P %	6,13	5,73	3,93	4,36	4,28	4,35	5,70	6,58	4,13	1,84	4,36	16,80	100,00

	Tr = 5		Tr = 10		Tr = 20		Tr = 50		Tr = 100		Tr=1000		Tr=10000	
Tr (ans)	Pmax, p%	It												
temps(h)	41,98		51,08		72,7		89,6		103		152,3		210,2	
1	18,97	18,97	23,08	23,08	32,85	32,85	40,48	40,48	46,54	46,54	68,81	68,81	94,97	94,97
2	22,56	11,28	27,44	13,72	39,06	19,53	48,14	24,07	55,34	27,67	81,83	40,91	112,94	56,47
3	24,96	8,32	30,37	10,12	43,23	14,41	53,28	17,76	61,24	20,41	90,56	30,19	124,99	41,66
4	26,82	6,71	32,64	8,16	46,45	11,61	57,25	14,31	65,81	16,45	97,31	24,33	134,31	33,58
5	28,36	5,67	34,51	6,90	49,12	9,82	60,53	12,11	69,59	13,92	102,89	20,58	142,01	28,40
6	29,68	4,95	36,12	6,02	51,41	8,57	63,36	10,56	72,83	12,14	107,69	17,95	148,63	24,77
7	30,85	4,41	37,54	5,36	53,43	7,63	65,85	9,41	75,69	10,81	111,92	15,99	154,47	22,07
8	31,90	3,99	38,81	4,85	55,24	6,91	68,08	8,51	78,26	9,78	115,72	14,47	159,72	19,96
9	32,85	3,65	39,97	4,44	56,89	6,32	70,12	7,79	80,60	8,96	119,18	13,24	164,49	18,28
10	33,73	3,37	41,04	4,10	58,41	5,84	71,99	7,20	82,75	8,28	122,36	12,24	168,88	16,89
11	34,54	3,14	42,03	3,82	59,82	5,44	73,72	6,70	84,75	7,70	125,31	11,39	172,95	15,72
12	35,30	2,94	42,95	3,58	61,13	5,09	75,34	6,28	86,61	7,22	128,07	10,67	176,76	14,73
13	36,01	2,77	43,82	3,37	62,37	4,80	76,87	5,91	88,36	6,80	130,66	10,05	180,33	13,87
14	36,69	2,62	44,64	3,19	63,54	4,54	78,30	5,59	90,02	6,43	133,10	9,51	183,70	13,12
15	37,33	2,49	45,42	3,03	64,64	4,31	79,67	5,31	91,58	6,11	135,42	9,03	186,90	12,46
16	37,93	2,37	46,16	2,88	65,69	4,11	80,96	5,06	93,07	5,82	137,62	8,60	189,94	11,87
17	38,51	2,27	46,86	2,76	66,70	3,92	82,20	4,84	94,49	5,56	139,72	8,22	192,84	11,34
18	39,07	2,17	47,54	2,64	67,65	3,76	83,38	4,63	95,85	5,33	141,73	7,87	195,61	10,87
19	39,60	2,08	48,18	2,54	68,58	3,61	84,52	4,45	97,16	5,11	143,66	7,56	198,28	10,44
20	40,11	2,01	48,80	2,44	69,46	3,47	85,61	4,28	98,41	4,92	145,51	7,28	200,83	10,04
21	40,60	1,93	49,40	2,35	70,31	3,35	86,66	4,13	99,62	4,74	147,30	7,01	203,30	9,68
22	41,08	1,87	49,98	2,27	71,14	3,23	87,67	3,99	100,78	4,58	149,02	6,77	205,68	9,35
23	41,54	1,81	50,54	2,20	71,93	3,13	88,65	3,85	101,91	4,43	150,69	6,55	207,98	9,04
24	41,98	1,75	51,08	2,13	72,70	3,03	89,60	3,73	103,00	4,29	152,30	6,35	210,20	8,76

ANNEXE.II.3 : Calcule Pmax, p% et It (intensité)

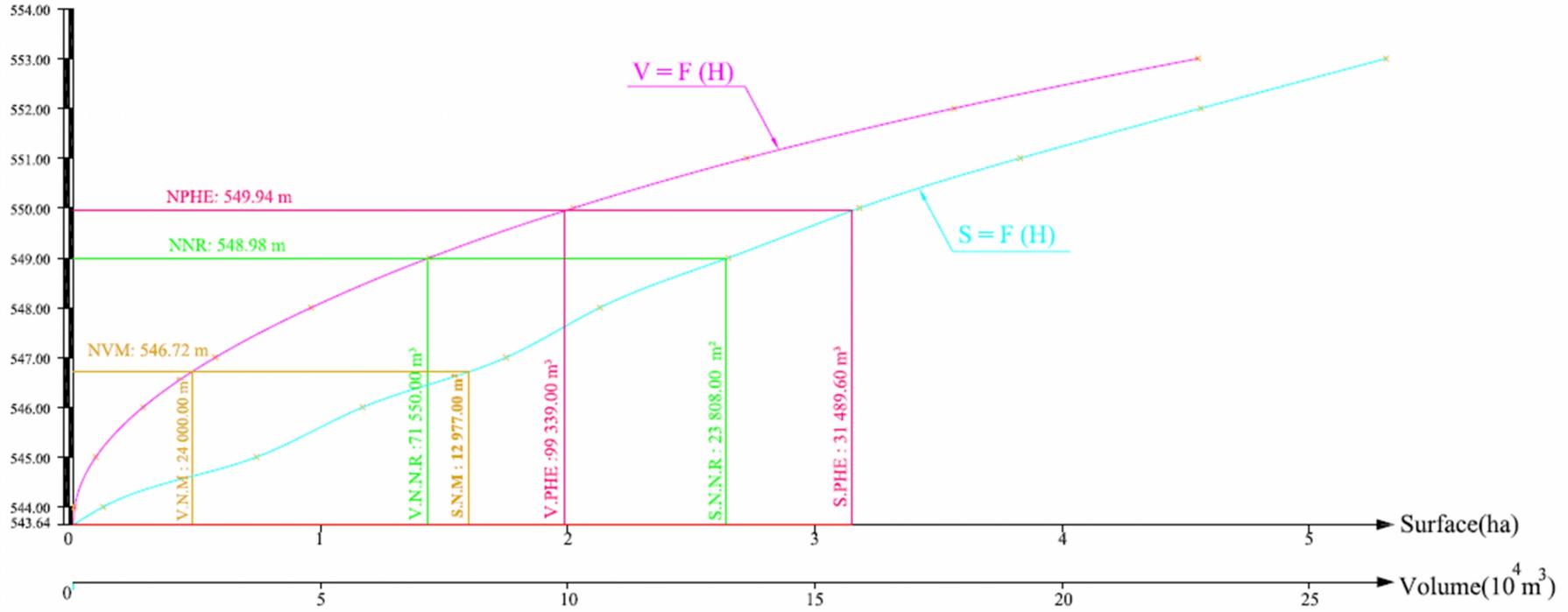


ANNEXE III.4 : vue aérienne du pirimètre d'irrigation
(Source : googel earth pro)

Tableau : calcul de laminage (méthode de kotchirine)

					$Q_{\max,p\%} = m \cdot b \cdot \text{puissance}(H_d, 3/2) \cdot \text{racine}(2 \cdot g)$														
					les valeurs de la largeur de déversoir (b) en m														
H d m	C NGA	V phe(m ³)	Vf m ³	q max,p	5	8	9	10	11	13	15	16	17	18	20	25	30		
0	546,715	71550	0	35,06	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
0,1	546,815	74203	2653	34,88	0,34	0,55	0,62	0,69	0,75	0,89	1,03	1,10	1,17	1,24	1,37	1,72	2,06		
0,2	547,015	79564	5361	34,69	0,97	1,55	1,75	1,94	2,14	2,52	2,91	3,11	3,30	3,49	3,88	4,85	5,82		
0,3	547,315	87688	8124	34,49	1,78	2,85	3,21	3,57	3,92	4,64	5,35	5,71	6,06	6,42	7,13	8,92	10,70		
0,4	547,715	98631	10943	34,30	2,75	4,39	4,94	5,49	6,04	7,14	8,24	8,79	9,33	9,88	10,98	13,73	16,47		
0,5	548,215	112450	13819	34,10	3,84	6,14	6,91	7,67	8,44	9,98	11,51	12,28	13,05	13,81	15,35	19,18	23,02		
0,6	548,815	129203	16753	33,89	5,04	8,07	9,08	10,09	11,10	13,11	15,13	16,14	17,15	18,16	20,17	25,22	30,26		
0,7	549,515	148946	19743	33,69	6,36	10,17	11,44	12,71	13,98	16,52	19,07	20,34	21,61	22,88	25,42	31,78	38,13		
0,8	550,315	171738	22792	33,47	7,77	12,42	13,98	15,53	17,08	20,19	23,30	24,85	26,40	27,95	31,06	38,83	46,59		
0,9	551,215	197636	25898	33,26	9,27	14,83	16,68	18,53	20,38	24,09	27,80	29,65	31,50	33,36	37,06	46,33	55,59		
1	552,215	226697	29061	33,04	10,85	17,36	19,53	21,70	23,87	28,22	32,56	34,73	36,90	39,07	43,41	54,26	65,11		
1,1	553,315	258977	32280	32,81	12,52	20,03	22,54	25,04	27,54	32,55	37,56	40,06	42,57	45,07	50,08	62,60	75,12		
1,2	554,515	294534	35557	32,58	14,27	22,82	25,68	28,53	31,38	37,09	42,80	45,65	48,50	51,36	57,06	71,33	85,59		
1,3	555,815	333427	38893	32,35	16,09	25,74	28,95	32,17	35,39	41,82	48,26	51,47	54,69	57,91	64,34	80,43	96,51		
1,4	557,215	375717	42290	32,12	17,98	28,76	32,36	35,95	39,55	46,74	53,93	57,53	61,12	64,72	71,91	89,88	107,86		
1,5	558,715	421465	45748	31,88	19,94	31,90	35,89	39,87	43,86	51,84	59,81	63,80	67,78	71,77	79,75	99,68	119,62		
1,6	560,315	470734	49269	31,63	21,96	35,14	39,53	43,93	48,32	57,10	65,89	70,28	74,67	79,07	87,85	109,82	131,78		
1,7	562,015	523588	52854	31,38	24,05	38,49	43,30	48,11	52,92	62,54	72,16	76,97	81,78	86,59	96,22	120,27	144,32		

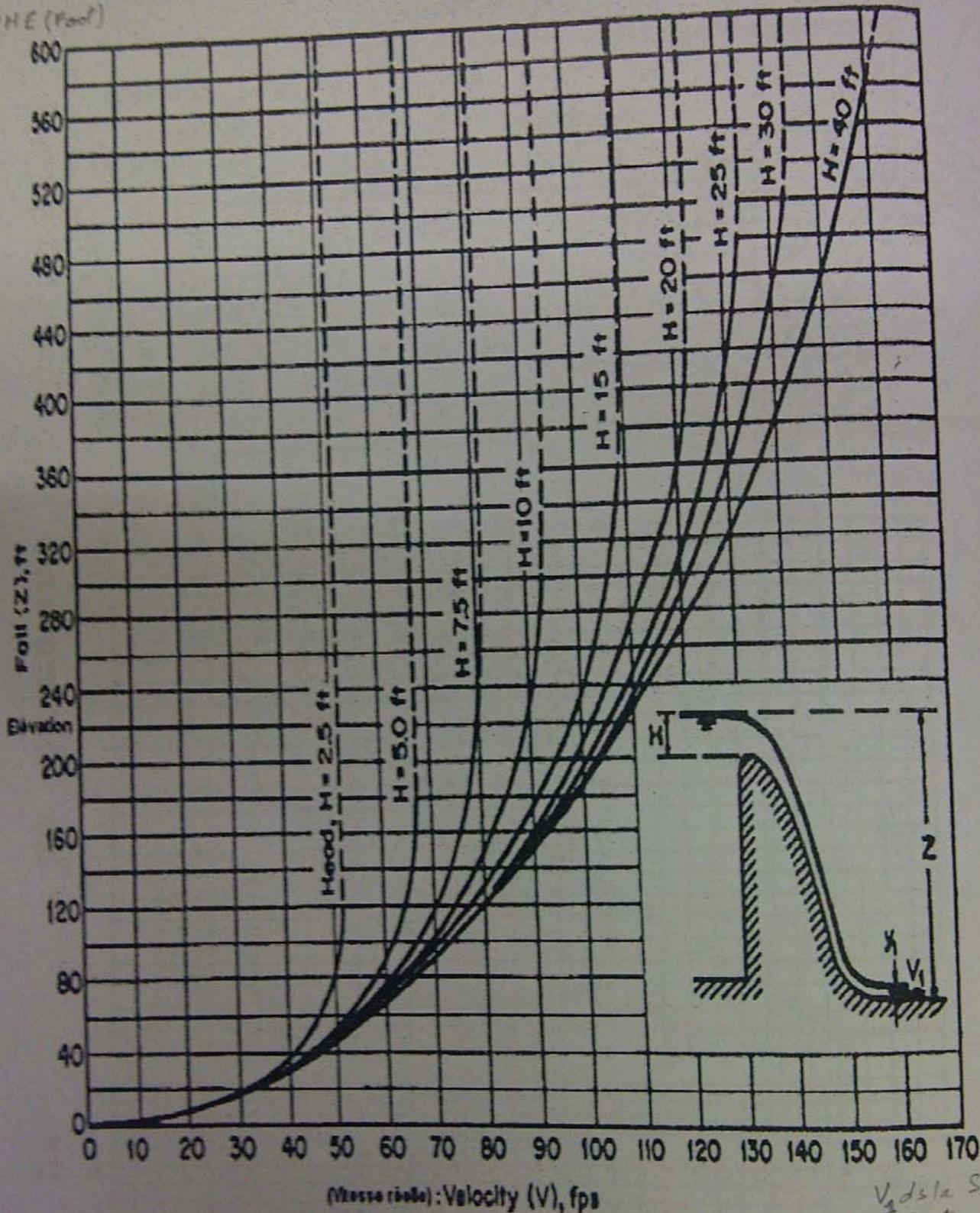
Annexe III.4 : courbe capacité hauteur surface



ANNEXE VI

$\Phi(\tau_c)$	τ_c	τ_c					$\Phi(\tau_c)$	τ_c	τ_c				
		$\varphi = 0,80$	$\varphi = 0,85$	$\varphi = 0,90$	$\varphi = 0,95$	$\varphi = 1,0$			$\varphi = 0,80$	$\varphi = 0,85$	$\varphi = 0,90$	$\varphi = 0,95$	$\varphi = 1,0$
0,01	0,0230	0,074	0,079	0,084	0,088	0,093	0,55	0,134	0,481	0,515	0,549	0,583	0,617
0,02	0,0045	0,105	0,112	0,118	0,125	0,132	0,60	0,147	0,497	0,532	0,567	0,602	0,638
0,03	0,0068	0,128	0,136	0,145	0,153	0,161	0,65	0,160	0,512	0,548	0,585	0,621	0,658
0,04	0,0090	0,147	0,157	0,166	0,176	0,185	0,70	0,174	0,526	0,563	0,601	0,638	0,676
0,05	0,0113	0,165	0,175	0,186	0,196	0,207	0,75	0,188	0,538	0,577	0,615	0,654	0,693
0,06	0,0134	0,179	0,190	0,202	0,213	0,225	0,80	0,202	0,549	0,589	0,629	0,668	0,708
0,07	0,0156	0,193	0,205	0,217	0,230	0,242	0,85	0,217	0,560	0,600	0,641	0,682	0,723
0,08	0,0178	0,205	0,218	0,232	0,245	0,258	0,90	0,232	0,569	0,611	0,653	0,695	0,736
0,09	0,0201	0,217	0,231	0,245	0,259	0,273	0,95	0,247	0,579	0,621	0,664	0,707	0,750
0,10	0,0228	0,227	0,242	0,257	0,272	0,288	1,00	0,263	0,585	0,629	0,672	0,716	0,759
0,12	0,0274	0,248	0,265	0,281	0,297	0,314	1,05	0,279	0,591	0,636	0,680	0,724	0,768
0,14	0,0320	0,266	0,284	0,301	0,319	0,336	1,10	0,296	0,596	0,641	0,686	0,732	0,777
0,16	0,0370	0,283	0,302	0,321	0,340	0,358	1,15	0,313	0,602	0,647	0,693	0,738	0,784
0,18	0,0418	0,299	0,319	0,339	0,357	0,378	1,20	0,330	0,606	0,652	0,698	0,744	0,790
0,20	0,0462	0,316	0,336	0,356	0,377	0,397	1,25	0,350	0,608	0,655	0,701	0,748	0,795
0,22	0,0510	0,324	0,347	0,370	0,392	0,415	1,30	0,370	0,609	0,656	0,704	0,751	0,798
0,24	0,0556	0,341	0,363	0,386	0,409	0,431	1,35	0,391	0,610	0,657	0,704	0,752	0,800
0,26	0,0596	0,352	0,376	0,400	0,424	0,448	1,40	0,412	0,608	0,656	0,704	0,752	0,800
0,28	0,0652	0,364	0,389	0,414	0,438	0,463	1,45	0,436	0,605	0,653	0,701	0,749	0,797
0,30	0,0701	0,375	0,401	0,426	0,452	0,477	1,50	0,461	0,605	0,648	0,696	0,744	0,793
0,35	0,0825	0,401	0,428	0,456	0,483	0,515	1,55	0,490	0,552	0,640	0,688	0,736	0,785
0,40	0,0950	0,424	0,453	0,472	0,501	0,540	1,60	0,523	0,579	0,627	0,675	0,723	0,771
0,45	0,107	0,445	0,476	0,506	0,537	0,568	1,63	0,546	0,569	0,616	0,664	0,711	0,759
0,50	0,120	0,464	0,491	0,518	0,545	0,573	1,66	0,574	0,553	0,601	0,648	0,696	0,742

NPHE (Foot)



V_1 ds la S_1
 1/2 feet/s

Variation des vitesses réelles au pied aval d'un barrage-déversoir à forte pente
 aval en fonction de la côte de la retenue et de la charge sur le déversoir