

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ABDELLAH ARBAOUI-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat en hydraulique.

THEME DU PROJET:

**ETUDE DE LA RETENUE COLLINAIRE SUR L'OUED AIN
OSMANE**

COMMUNE D'OUED MORRA W.LAGHOUAT

PRESENTE PAR :

M. Rabah AKROUR

Devant les membres du jury :

Nom et prénom	Grade	Qualité
<i>M. A.HADJ SADOK</i>	<i>Maitre de Conférences (A)</i>	<i>Président</i>
<i>M. S.TOUMI</i>	<i>Maitre de Conférences (B)</i>	<i>Examineur</i>
<i>M. M.BOUZIANE</i>	<i>Maitre-Assistant (A)</i>	<i>Examineur</i>
<i>M. M.BOUKHELIFA</i>	<i>Maitre-Assistant (A)</i>	<i>Examineur</i>
<i>M. I.ZAIBAK</i>	<i>Maitre-Assistant (B)</i>	<i>Promoteur</i>

Session 2016

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ABDELLAH ARBAOUI-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat en hydraulique.

THEME DU PROJET:

**ETUDE DE LA RETENUE COLLINAIRE SUR L'OUED AIN
OSMANE**

COMMUNE D'OUED MORRA W.LAGHOUAT

PRESENTE PAR :

M. Rabah AKROUR

Devant les membres du jury :

Nom et prénom	Grade	Qualité
<i>M. A.HADJ SADOK</i>	<i>Maitre de Conférences (A)</i>	<i>Président</i>
<i>M. S.TOUMI</i>	<i>Maitre de Conférences (B)</i>	<i>Examineur</i>
<i>M. M.BOUZIANE</i>	<i>Maitre-Assistant (A)</i>	<i>Examineur</i>
<i>M. M.BOUKHELIFA</i>	<i>Maitre-Assistant (A)</i>	<i>Examineur</i>
<i>M. I.ZAIBAK</i>	<i>Maitre-Assistant (B)</i>	<i>Promoteur</i>

Session 2016

Remerciements

- ☞ Je tiens à exprimer mes plus grands louanges et remerciements à Dieu le tout puissant pour la volonté, la patience, la santé, les épreuves, les tests et tous les dons que je n'ai pu mentionner faute de leur non dénombrabilités, qu'il m'a donné durant toutes ma vie et sans lesquels ce mémoire serait néant.
- ☞ Un grand merci à mon promoteur M I.ZAIBAK qui a accepté de diriger ce travail et qui m'a aidé et orienté, ainsi qu'aux membres du Jury et professeurs de l'ENSH.
- ☞ J'exprime ma gratitude aussi à ma mère, mon père, mes oncles et tantes maternelles, qui ont été un exemple pour moi, mon frère et ma sœur, et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin au bon déroulement de ce modeste travail, surtout A.Boufedji, A.GUELFY, H.DERDJINI, A.MOUBIENNE.
- ☞ En dernier, j'aimerais remerciée toute personne devant être remerciée.

Dédicaces

☞ Je dédie ce modeste travail à Ma mère NOUNOUS et Mon père Arezki mes grand-mères Dahbia et Ouardia, mes grand-pères Ahmed et Joule et à Wayou et Jedi Achour Allah Yarhamhoum.

ملخص :

في إطار الاستراتيجية الوطنية المتعلقة بتعزيز الموارد المائية و بناء أكبر عدد ممكن من السدود والخزانات التلية، ومن أجل تحقيق ذلك قمنا بدراسة تقنية معمقة تهدف لتصميم خزان تلي بواد عين عصمان الواقع بمنطقة افلو ولاية لأغواط. يسعى هذا السد لسقي 10 هكتار من الأراضي الزراعية وتلبية متطلبات ماشية الفلاحين القانطين في المنطقة.

Résumé :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de la promotion des ressources en eau, l'Agence Nationale des Barrages et des Transferts a opté pour la réalisation de plusieurs barrages et retenues collinaires. Ce travail représente une étude technique approfondie qui vise à dimensionner une retenue collinaire sur l'oued Ain Osmane située dans la région d'Aflou, wilaya de Laghouat. Cette retenue est destinée à irriguer 10 ha de culture céréalière et l'abreuvement du cheptel des fellahs vivant dans cette région.

Abstract :

Within the framework of the national strategy aimed at promoting water resources, the National Agency for dams and transfers builds the largest possible number of dams and hill dams. This work represents a deep technical study aiming for designing a hill dam on the stream called Ain Osmane localized in the region of Aflou, Wilaya of Laghouat. This small dam is intended for the irrigation of 10 Ha of cereal culture and supplying the livestock of the fellahs living in the region with water.

Sommaire

<i>Introduction générale</i>	1
Chapitre I : ETUDE TOPOGRAPHIQUE	
<i>I.1. Introduction</i>	4
<i>I.2. Localisation du projet</i>	4
<i>I.3. Choix du site de la retenue</i>	5
<i>I.4. Accès au site et localisation</i>	6
<i>I.5. Conclusion</i>	7
Chapitre II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE	
<i>II.1. Introduction</i>	9
<i>II.2. Géologie régionale</i>	9
<i>II.2.1. Généralité</i>	9
<i>II.3. Stratigraphie</i>	10
<i>II.3.1. Lequaternaire(q1-2)</i>	10
1. <i>Quaternaire ancien</i>	10
2. <i>Quaternaire moyen</i>	11
<i>II.3.2. Cretce (n₂₋₄, n₅, n₆)</i>	11
1. <i>Valanginien-Barremein (formation de grés à Dragees Inferieur)</i>	11
2. <i>Turonien (Barresolomitique)</i>	11
3. <i>Cenomamien (Formation des argiles à gypse)</i>	11
4. <i>Albien supérieur (Calcaire fin blanc)</i>	12
5. <i>Albien inférieur (formation de Grés à dragées supérieur)</i>	12
<i>II.4. Tectonique</i>	12
1. <i>Zone anticlinale de KEF Mimouna – Djebel ZETREG</i>	12
2. <i>Synclinal d'Ed Dor</i>	12
3. <i>Axe anticlinal de Djebel ZLARH</i>	12
4. <i>Zone complexe d'Aflou / Djebel Gourou – Djebel Mimouna</i>	12
<i>II.5. Accident cassants</i>	12
<i>II.6. Hydrogéologie</i>	13
<i>II.7. Conclusion Géologie</i>	13
<i>II.8. Etude géotechnique</i>	13
<i>II.9. Essais de laboratoire</i>	15
<i>II.9.1. Essai d'identification physique</i>	15
<i>II.9.2. Essais mécaniques</i>	18

<i>II.10. Sismicité</i>	19
<i>II.10.1. Caractéristiques de la sismicité algérienne</i>	19
<i>II.10.2. Sismicité de la retenue et accélération à prendre en compte</i>	20
<i>II.10.3. Valeurs du coefficient d'accélération</i>	21
<i>II.11. Conclusion</i>	22

Chapitre III : ETUDE HYDROLOGIQUE

<i>III.1 Introduction</i>	24
<i>III.2 Le bassin versant et son complexe</i>	24
<i>III.2.1 Définition du bassin versant</i>	24
<i>III.2.2 Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant</i>	25
<i>III.2.3 Caractéristiques géographiques du bassin versant</i>	25
<i>III.2.4 Caractéristiques physiques</i>	26
<i>III.2.5 Les caractéristiques géométriques [1]</i>	26
<i>III.2.5.1 Superficie</i>	26
<i>III.2.5.2 Périmètre</i>	26
<i>III.2.6.1 Indice de compacité de Gravelius K_c [1]</i>	27
<i>III.2.6.2 Rectangle équivalent [1]</i>	28
<i>III.2.6.3 Courbe et répartition hypsométrique [1]</i>	29
<i>III.2.6.4. Altitude médiane:</i>	31
<i>III.2.6.6. Pente moyenne du bassin versant :</i>	31
<i>III.2.6.7 Les Indices de pentes</i>	32
<i>III.2.7 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant</i>	33
<i>III.2.7.1 Le chevelu hydrographique</i>	33
<i>III.2.7.2 Profil en long de l'axe de l'oued</i>	35
<i>III.2.7.3 Pente moyenne de cours d'eau principal I_c</i>	36
<i>III.2.7.4 Densité de drainage D_d</i>	36
<i>III.2.7.5 Densité du thalweg élémentaire [1]</i>	36
<i>III.2.7.6 Le coefficient de torrentialité C_t [1]</i>	37
<i>LP : Longueur du talweg principal (Km)</i>	38
<i>III.2.7.8 Vitesse de ruissellement</i>	39
<i>III.3 Caractéristiques climatiques du bassin versant</i>	41
<i>III.3.1 Climat</i>	41
<i>III.3.1.3 Température de l'air</i>	41
<i>III.3.1.4 Vitesse du vent</i>	42

III.3.1.5 Evaporation.....	42
III.3.2 Précipitations	43
III.3.2.1 Données disponibles.....	43
III.3.Etude des précipitations.....	44
III.3.1 Combler les lacunes des séries observées :	45
III.3.2 Détection des valeurs singulières.....	46
III.4 Homogénéisations des données.....	49
III.5 Etude fréquentielle des pluies maximales journalières.....	52
III.6 Ajustement des pluies maximales journalières	53
III.6.1 Ajustement à la loi log normal (GALTON).....	53
III.6.2 Ajustement à la loi GUMBEL	54
III.7. Etudes des apports	57
III.7.1. Apports liquides	57
III.7.1.1 Apport moyen interannuel (A0).....	57
III.7.1.2. Caractéristiques de l'écoulement	58
III.7.1.2.1. Module de l'écoulement (Me).....	58
III.7.1.2.2. Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M0).....	59
III.7.1.2.3. Lamme d'eau écoulée	59
III.7.1.2.4. Coefficient de l'écoulement	59
III.7.1.2.5. Coefficient de variation: [19]	60
III.7.1.3. Irrégularité des apports	62
III.7.1.3.1. Estimation fréquentielle des apports:-	62
III.7.1.3.2. Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%	62
III.7.2. Apports solides et l'estimation du volume mort	62
III.8 Transport solide	63
III.8.1 Formule de FOURNIER [15].....	63
III.8.2 Formule de TIXERONT (1960) [2] :	64
III.8.3 Méthode GAVRILLOVIC	64
III.9 Durée de vie de la retenue	65
III.10 Calcul du volume mort.....	66
III.10.1 Méthode liée à l'érosion spécifique :	66
III.10.2 Formule de TIXERONT [2]	67
III.10.3 Formule de GAVRILLOVIC :	67

<i>III.11 Etude des crues</i>	68
<i>III.11.1. Formules empiriques pour la détermination du débit de la crue</i>	69
<i>III.11.1.a Formule de MALLET - GAUTHIER [17]</i>	69
<i>III.11.1.b Formule de BBOUZIANE (1997) [17]</i>	70
<i>III.11.1.c Formule de SOKOLOVSKY[20]</i>	71
<i>III.11.1.d Formule de TURRAZA [20]</i>	72
<i>III.11.2. Hydrogramme de crues</i>	73
<i>III.12 Choix de la crue projet</i>	77
<i>III.13. Régularisation des débits</i>	77
<i>III.14. Détermination de la garantie de la restitution :</i>	78
<i>III.14.2. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes [2]:</i>	79
<i>III.15. Laminage des crues et optimisation [2]</i>	86
<i>III.15.1. Procédés de calcul :</i>	87
<i>III.15.1.1. Méthode de KOTCHERINE [2]</i>	87
<i>III.15.2 Etude d'optimisation</i>	90
<i>III.15.2.1. Calcul du coût approximatif de la digue</i>	90
<i>III.15.2.2 Calcul de la revanche :</i>	90
<i>III.15.2.3 Hauteur de la retenue :</i>	91
<i>III.15.2.4 Largeur en crête :</i>	92
<i>III.15.2.5 Coût du déversoir</i>	94
<i>III.8.2.6. Coût du coursier</i>	96
<i>III.15.3 Laminage des crue par la méthode de Hildenblat pour b=16.2 m:</i>	97
<i>15.4 Coefficient de rentabilité</i>	100
<i>III.16 Conclusion :</i>	101

Chapitre IV : CHOIX ET ETUDE DES VARIANTES

<i>IV.1. Introduction</i>	103
<i>IV.2. Variantes susceptibles à projeter sur le site</i>	104
<i>IV.2.1 Les géomembranes</i>	104
<i>IV.2.3. Paroi moulé (Diaphragme)</i>	108
<i>IV.3. Conclusion</i>	110

Chapitre V : ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE

<i>V.1. Introduction :</i>	112
<i>V.2. Caractéristique géométrique du corps de la digue et profil général</i>	112

V.3. Etude des infiltrations	113
V.3.1. Introduction.....	113
V.3.2. Hypothèses de calcul de la ligne de saturation :	113
V.4. Stabilité des talus :	119
V.4.1. Introduction.....	119
V.4.2. Méthode de Fellenius	119
V.5. Conclusion.....	124

Chapitre V : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

INTRODUCTION.....	126
VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue :.....	126
VI.1.2 Différents types des évacuateurs de crues.	127
VI.1.3 Choix de la variante :	127
VI.1.4 Dimensionnement hydraulique :	129
VI.1.4.4 Le coursier	134
VI.1.5 Valeurs usuelles des Strickler K [23]	135
VI.1.6 Hauteurs des murs bajoyers:	142
VI.1.7 Conduite de vidange en charge :	143
VI.1.8 Conduites à écoulement libre :	143
VI.1.9 Choix de la variante :	143
VI.1.10 Calcul hydraulique :	146
VI.1.11 Type de prise :	148
VI.1.12 Choix de la variante :	148
VI.4 CONCLUSION:.....	150

CHAPITRE VIII : organisation de chantier

VII.1 Introduction.....	150
VII.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :.....	150
VII.3 Installations destinées au personnel :	150
VII.4 Installations destinées au stockage des matériaux :	150
VII.5 Installations destinées à la réparation des engins :.....	151
VII.6 Installation destinée pour la préfabrication :	151
VII.7 Les moyens de chantier :.....	151
VII.8 Planification :.....	151

VII.9	<i>Définition :</i>	151
VII.10	<i>Techniques de la planification :</i>	152
VII.11	<i>Méthodes basées sur le réseau :</i>	152
VII.12	<i>les étapes de la planification :</i>	153
VII.13	<i>Les paramètres de la méthode C.P.M :</i>	154
VII.14	<i>Les plannings :</i>	155
VII.15	<i>Plan de travail au plus tôt :</i>	155
VII.16	<i>Plan de travail au plus tard : (PTPP).....</i>	155
VII.17	<i>Plan de travail intermédiaire :</i>	155
VII.18	<i>Délai de construction et programme des travaux</i>	155
VII.19	<i>Symboles des différentes opérations :</i>	156
VII.20	<i>Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes :</i>	159
VII.21	<i>Conclusion.....</i>	161
 <i>Conclusion générale.....</i>		 163
<i>Références bibliographiques.....</i>		164
<i>Annexe</i>		167

Liste des figures

- Figure I.1. Localisation du site dans : Google Earth 5
- Figure I.2. Vue zoomée avec les deux cours d'eau principaux. 6
- Figure I.3. Rive gauche 7
- Figure I.4. Rive droite 7
- Figure I.5. Vue d'ensemble avec croquis de la retenue 7
- Figure I.6. Talweg principal 7
- Figure II.1. Carte géologique Régionale (Nord d'Afrique) 9
- Figure II.2. Extrait de la carte géologique de la région d'Aflou. 10
- Figure II.3. Courbe granulométrique. 16
- Figure II.4. Mesure de la limite de liquidité avec l'essai de la boîte de Casagrande. 17
- Figure II.5. Type de sol suivant l'abaque de Casagrande 18
- Figure II.6. Résultat de l'essai Proctor. 19
- Figure II.1. Sismicité de la retenue et accélération à prendre en compte 21
- Figure II.7. Classification sismique des Wilayas et commune d'Algérie 21
- Figure III.2. Rectangle équivalent du BV d'Oued d'Ain Osmane 78
- Figure III.3. Topographie de bassin versant à l'aide de logiciel AutoCAD 79
- Figure III.4. Courbe hypsométrique de BV 80
- Figure III.5. Réseau hydrographique du bassin versant (classification du Schumm) 85
- Figure III.6. Profil en long du cours d'eau principal 85
- Figure III.7. Réseau hydrographique du bassin versant sur Google Earth 90
- Figure III.8. situation des stations pluviométriques (extrait de la carte du réseau hydro-climatologique et de la surveillance de la qualité des eaux (échelle 1 : 500000)) 93

<i>Figure III.9. Retenue envasée d'Oued Chebab</i>	115
<i>Figure III.10. Hydrogramme de crue (la méthode de Sokolovsky)</i>	80
<i>Figure III.11. III.7.1. Besoin de la région :</i>	81
<i>Figure III.12. Mois</i>	82
<i>Figure III.13. Besoin (%)</i>	82
<i>Figure III.14. Besoin (m³)</i>	82
<i>Figure III.15. Graphique d'exploitation pour la 1^{ère} consigne</i>	85
<i>Figure III.16. les courbes du débit en fonction de la charge déversante</i>	75
<i>Figure III.17. profil en travers suivant l'axe de l'oued au lieu du barrage de la digue et les différentes coupes.</i>	87
<i>Figure III.18. Exemple de profil pour H=0.78 m</i>	88
<i>Figure III.19. la courbe d'optimisation</i>	90
<i>Figure III.20. La courbe des débits déversants.</i>	91
<i>Figure III.21. Hydrogramme des débits entrant et sortant</i>	93
<i>Figure IV.1. Types de barrage en remblais [10]</i>	100
<i>Figure IV.2. Schéma général du barrage à paroi moulée (à gauche) et à masque amont (à droite).</i>	102
<i>Figure IV.3. Exemple de mise en place d'une géomembrane bitumineuse</i>	104
<i>Figure IV.4. Schéma général de la variante en terre avec membre d'étanchéité central.</i>	106
<i>Figure V.1 Ligne phréatique dans le cas d'un barrage avec drain pour le cas de différents emplacements de défections dans la géomembrane. [12]</i>	106

<i>Figure V.2</i>	<i>Ligne phréatique dans le cas d'un barrage avec drain pour le cas de Différents Emplacements De Défections Dans La Géomembrane. [12]</i>	<i>107</i>
<i>Figure Vi.1</i>	<i>Nomogramme De Choix Du Type Et Variantes De Trace De L'axe De L'évacuateur Des Crues De Barrage Fixe En Remblai [13]</i>	<i>110</i>
<i>Figure Vi.2</i>	<i>Profil Greager</i>	<i>113</i>
<i>Figure Vi.3</i>	<i>Ligne D'eau</i>	<i>127</i>
<i>Figure Vii.1</i>	<i>Réseau A Nœuds</i>	<i>139</i>
<i>Figure Vii.</i>	<i>Diagramme De Gant</i>	<i>138</i>

Liste des tableaux

<i>Tableau II.1. Résultat de l'analyse granulométrique</i>	23
<i>Tableau II.2. Résultats des limites d'Atterberg</i>	40
<i>Tableau III.2: Répartition en % de la surface élémentaire.</i>	79
<i>Tableau III.3: Evaluation de la pente moyenne</i>	81
<i>Tableau III.4: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)</i>	82
<i>Tableau III.5: Détermination de la pente de M Roche Ip</i>	82
<i>Tableau III.6: Récapitulatif des Temps de concentration</i>	88
<i>Tableau III.7 : récapitulatif des caractéristiques hydro-morphométriques du Bassin</i>	89
<i>Tableau III.10: Caractéristiques des stations pluviométriques</i>	93
<i>Tableau III.12: Moyennes mensuelles interannuelles des précipitations en mm dans la station de Sidi Bouzid.</i>	95
<i>Tableau III.15 : Caractéristiques empiriques et statistiques de la série des $P_{j,max}$ faites avec XLSTAT[3]</i>	102
<i>Tableau III.18 : Récapitulatif de calcul des Apports moyen interannuel</i>	107
<i>Tableau III.19 : récapitulatif des résultats des coefficients des variations.</i>	111
<i>Tableau III.21 : Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.</i>	112
<i>Tableau III.23 : Récapitulatif des résultats du volume mort.</i>	118
<i>Tableau III.24 : Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation.</i>	82
<i>Tableau III.23: Répartition mensuelle de la consommation.</i>	82
<i>Tableau III.26 : résultat du calcul de régularisation sans prendre en compte les pertes</i>	84
<i>Tableau III.27: valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.</i>	86

Tableau III.29: résultat des itérations du calcul de régularisation avec prise en compte des pertes 88

Tableau III.36: Résultats de calculs du coût de la digue pour largeurs déversantes pour une variante 86

Tableau III.37 : Volumes et coûts de la digue pour différentes largeurs de déversoir 87

Tableau III.38 : Résultats de calcul du coût de Déversoir. 88

Tableau III.43 : Caractéristique du futur barrage 94

Liste des planches

- ❧ *SHEMA DU CALCUL DE LA STABILITE*
- ❧ *COUPE EN TRAVERS DES VARIANTES POUR LA RETENUE D'AIN OSMANE
COMMUNE D'OUED MORRA W.LAGHOUAT*
- ❧ *PLAN D'AMÉNAGEMENT DE LA RETENUE SUR L'OUED AIN OSMAN COMMUNE
OUED MORRA W.LAGHOUAT*
- ❧ *PROFIL TYPE ET DETAILS DE LA DIGUE DE LA RETENUE D'AIN OSMANE
COMMUNE OUED MORRA W.LAGHOUAT*
- ❧ *COUPE GEOLOGIQUE DE LA FONDATION DE LA RETENUE SUR L'OUED D'AIN
OSMANE COMMUNE OUED MORRA W.LAGHOUAT*
- ❧ *VUE EN PLAN, PROFIL EN LONG ET DÉTAILS DE L'EVACUATEUR DE CRUES DE
LA RETENUE AIN OSMANE W.LAGHOUAT*

Introduction

Générale

Introduction Général

Depuis l'antiquité l'homme a compris que pour satisfaire ses besoin en eau il fallait la mobiliser, l'extraire, la chercher, ainsi les plus ancien ont pétri la terre pour en faire des digues soit le long des cours d'eau en vue de limiter les zones d'inondation, soit en travers pour créer des retenues d'eau potable ou d'eau destinée à l'irrigations.

Ce mémoire de fin d'étude, vise à dimensionner la retenue collinaire entravant le cours de l'oued d'Ain Osmane, qui a été trouvé à la base de l'étude topographique, d'autres aspects géotechniques et géologiques vont jugée sur la faisabilité de cet ouvrage concernant la qualité de la fondation et la zone d'emprunt. L'aspect hydrologique nous renseignera sur les quantités d'eau estimé à être retenue pendant toute l'année et ainsi que leurs gestions et aussi les hauteurs respectives de chaque niveau du barrage. A ce niveau plusieurs variante de type de digue vont être proposées, nous choisiront la meilleur en fonction de critère de disponibilité de matériaux de construction et aussi des critère économique estimatif, l'exploitation d'un barrage nécessite des différentes ouvrages annexes qui doivent être projetés dans le corps ou bien loin de la digue, L'ouvrage annexe le plus important est l'évacuateur de crues, car il assure la protection du barrage contre les crues et fournit la continuité du cours d'eau en cas de remplissage de la retenue, sans faire de dégâts, d'où l'utilité de l'étude des ouvrages annexes, ainsi qu'une étude d'organisation de chantier et d'ergonomie qui sera très importante pour bien organisé les taches mais aussi de savoir le temps total nécessaire au projet d'exécution de cette retenue.

Chapitre I.

ETUDE

TOPOGRAPHIQUE

I.1. Introduction

La topographie est un élément tranchant dans le choix du site de la retenue et est considéré comme le facteur principal décidant des caractéristiques de la future retenue. L'étude topographique a pour but de connaître la configuration du site et de tester 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. Localisation du projet

Le site Ain Osmane choisi pour la construction de ce petit barrage est situé au Nord-Ouest de la wilaya de LAGHOUAT dans le territoire de la Daïra d'OUED Morra, commune Ain Osmane comme montré sur la figure 1.

La zone d'étude est située au cœur de l'atlas saharien, proche de la ville d'Aflou, capitale du Djbel Amour. Elle est à environ 500 kilomètres de la capitale Alger et se trouve presque à mi-chemin de quatre grandes villes, Laghouat, Djelfa, Tiaret et El Bayadh.

La zone d'implantation de la digue de la retenue projetée est située à 80 Km au Nord-Ouest de la ville de Laghouat chef-lieu de la wilaya et à 27Km à l'Est de la ville d'Aflou et environ 5 Km au Nord du chef-lieu de la commune Ain Osmane.

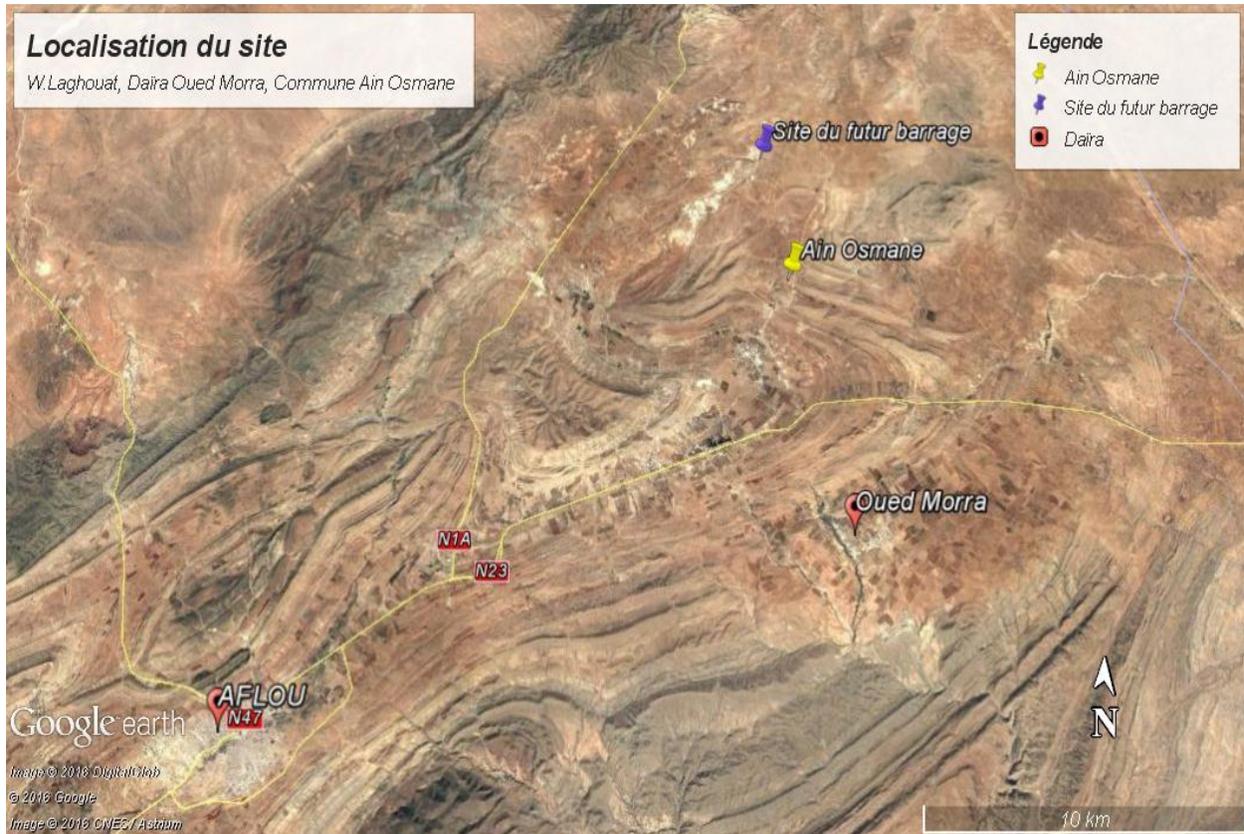


Figure I.1. Localisation du site dans : Google Earth

I.3. Choix du site de la retenue

Dans la zone considérée plusieurs choix de sites peuvent être pris en compte et ceci suivant plusieurs critères qui sont :

- ☞ Garantir une quantité d'eau qui sera piégée dans la retenue ;*
- ☞ Bonne Géologie pour l'emplacement de la retenue ;*
- ☞ Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume de la digue sera minimum.*
- ☞ Choisir l'emplacement rapproché des zones d'accès existantes faciles afin d'éviter la création d'autres voies importantes pour les engins et la main d'œuvre ;*
- ☞ Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.*

En tenant compte des points énumérés ci-dessus, on trouve plusieurs sites dans la Daira d'Oued Moura, parmi eux, le site: Ain Osmane qui fera l'objet d'une étude de dimensionnement détaillé dans ce document (Aperçu Figure I.2).

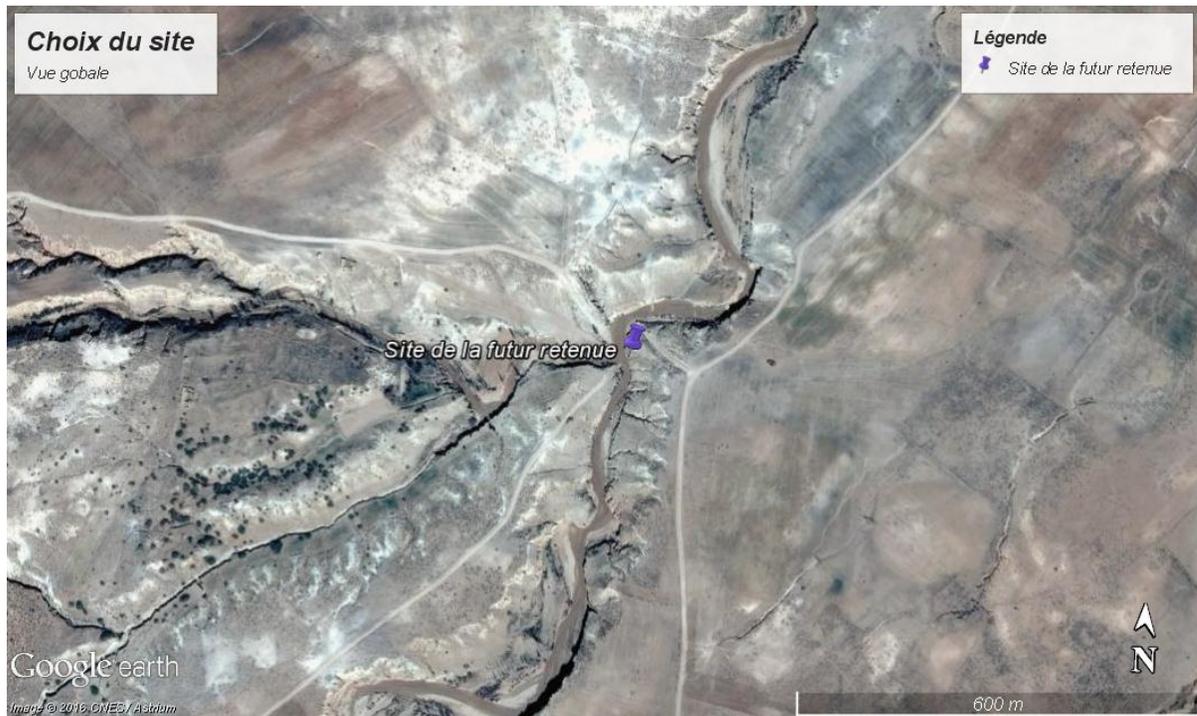


Figure I.2. Vue zoomée avec les deux cours d'eau principaux.

Les coordonnées du site de la retenue sont:

Coordonnée UTM Fuseau 31	Site Ain Osmane	Coordonnée Degré géographique	Site Ain Osmane
UTM - X (m)	31 435 472.26	Longitudes	2°17'14.04"E
UTM - Y (m)	3 796 135.89	Latitudes	34°17'12.67"N
NGA - Z (m)	1211	NGA (m)	1211

I.4. Accès au site et localisation :

Pour accéder au site en partant d'Aflou, il faut prendre la RN47 qui mène vers la daïra d'Oued Morra puis à 7 Km à l'intersection on prend la RN 1A. Après 17 Km de route on prend la piste carrossable en temps sec à droite pendant 5 Km pour se retrouver enfin en plein site.



Figure I.1. Rive droite [16]



Figure I.1. Rive gauche [16]



Figure I.1. Talweg principal [16]



Figure I.1. Vue d'ensemble avec croquis de la retenue [16]

I.5. Conclusion

La confluence entre deux Oued donne naissance de l'Oued Ain Osmane qui est un bon choix pour la réalisation de la digue d'une part la fermeture topographique au niveau de son encrage peu large pas plus de 100 m et aussi pour les formations de tendance argileuse qui constituent les deux berges. Toutefois, il faut garantir l'imperméabilisation et la confirmé par l'étude géotechnique. D'autres facteurs du bon choix, c'est l'accessibilité à ce site par une piste carrossable.

Chapitre II.

ETUDE

GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

II.1. Introduction

Cette étude géologique a pour but d'étudier la géologie du barrage et de définir les caractéristiques géologiques principales; ainsi que la perméabilité et la stabilité de fondation de la digue et de la cuvette, et de rechercher les zones d'emprunts etc.

II.2. Géologie régionale

II.2.1. Généralité

L'atlas saharien forme la dernière barrière topographique, que nous rencontrons avant d'atteindre la plateforme saharienne et dont les caractères géologique sont assez semblables d'Est à l'Ouest.

L'atlas saharien s'est formé à l'emplacement d'un sillon subsidient intercalé entre les haut plateaux et la plate-forme saharienne ;

Il est constitué de trois ensembles principaux :

- ☞ *Les Monts de Ksours à l'Ouest.*
- ☞ *Les Monts des Djbel Amour au centre.*
- ☞ *Les Monts des Ouled Nails à l'Est.*

La limite Sud correspond géologiquement à la flexure saharienne et la limite Nord est moins nette, manqués par un jeu de cassures importantes entre les hautes plaines et l'atlas.

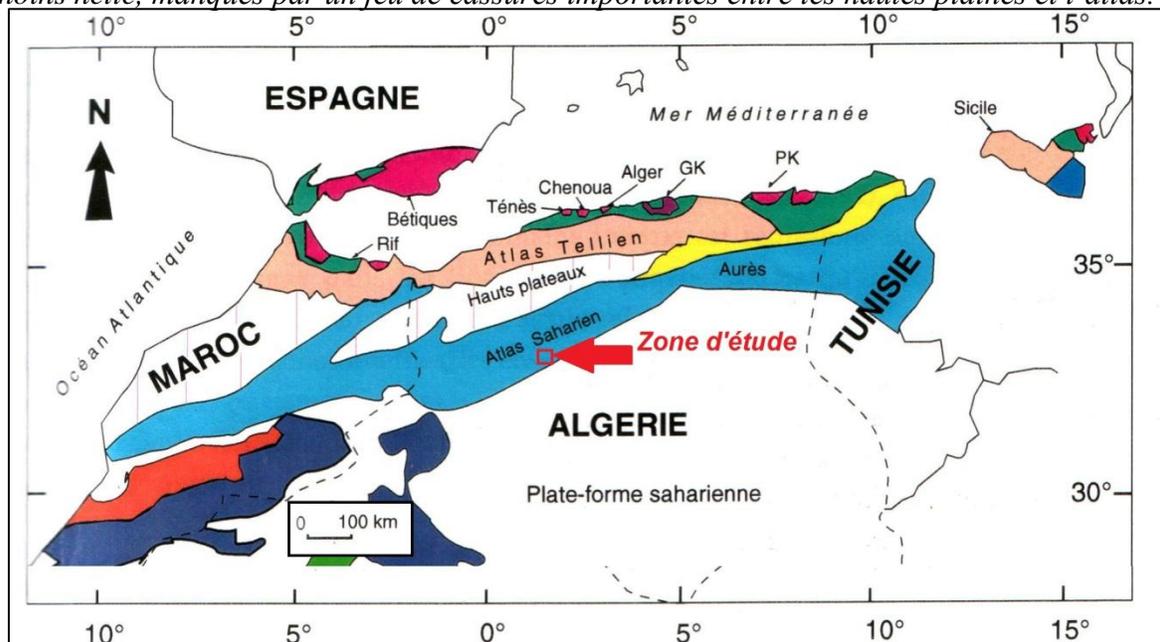


Figure II.1 : Carte géologique Régionale (Nord d'Afrique) [21]

II.3. STRATIGRAPHIE

La stratigraphie est une discipline des sciences de la Terre qui étudie la succession des différentes couches géologiques ou strates, dans notre cas notre étude stratigraphique est basée principalement sur la carte géologique de la région qui est illustrée en partie dans la figure suivante :

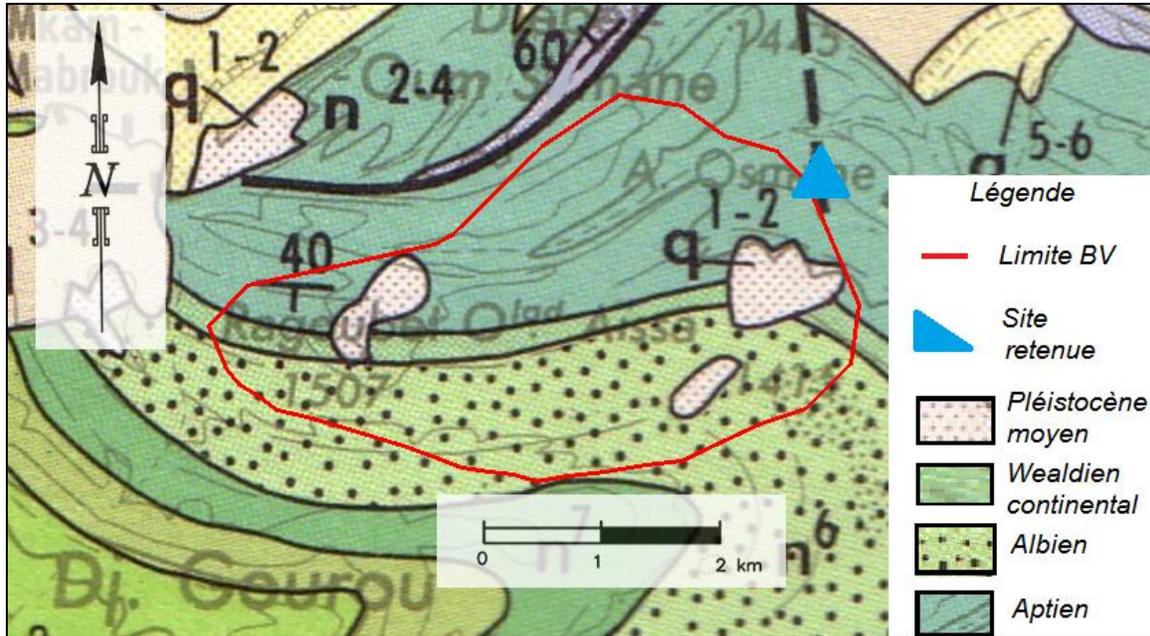


Figure II.2. Extrait de la carte géologique de la région d'Aflou.

Cette étude nous permettra de connaître quelques caractéristiques de notre cuvette et nous permettra de conclure partiellement sur la faisabilité de notre retenue.

Le bassin versant de notre retenue comporte principalement les formations stratigraphiques suivantes :

II. 3. 1. Le quaternaire (q1-2)

1. Quaternaire ancien

Il comporte deux niveaux morphologiques

- La haute surface : elle se présente sous forme de lanières avec des blocs de 30 à 60cm fortement encroûtés par des calcaires.

- *Le Glacis : c'est un encroûtement de calcaire pulvérulent par endroit, surmonté d'une dalle de croûte qui consolide une mousse de galets (30cm au maximum), son épaisseur varié de 3 à 5m.*

2. Quaternaire moyen

Deux topographies de glacis étagés ont été aménagées au cours de cette période :

- *Le premier Glacis : c'est un encroûtement diffus d'où identification délicate. Il se présente en lambeaux, rares, subsistent autour du djebel Gourou et du djebel Mimouna. Il est épais, grossier, hétérométrique (Blocs de 1m³).*
- *Le deuxième Glacis : il est bien entendu, bien conservés et bien fossilisées par une croûte calcaire, c'est un glacis d'érosion, formé de galets hétérométrique, bien émoussés et fortement encroûtés et surmonté par une croûte calcaire.*

II. 3. 2. Crétacé (n₂₋₄, n₅, n₆)

1. Valanginien-Barremein (formation de grés à Dragees Inferieur)

Il est présent dans tous les synclinaux, de la région. C'est une série monotone, argilo-gréseuse, mal définie sur les terrains de foret de la médiocrité des affleurements, nous rencontrons, parfois en alternance avec les grés, des conglomérats à dragées de quartz. C'est une série très puissante, dépassant parfois 1000m.

2. Turonien (Barresolomitique)

Cette formation est constituée de deux unités :

- *une barre massive de calcaire*
- *une alternance de calcaire avec marnes*

Ces unités ont une épaisseur de presque 30m.

3. Cenomamien (Formation des argiles à gypse)

C'est une formation essentiellement argilo-gypseuse et calcaire avec un chargement de faciès de Djebel Sidi Okba par rapport au djebel Gourou.. Sa puissance dépasse la soixantaine de mètre.

4. Albien supérieur (Calcaire fin blanc)

C'est une formation calcaireo-gréso-marneuse avec une épaisseur très variable.

5. Albien inférieur (formation de Grés à dragées supérieur)

La transmission entre l'albien et l'aptien est mal définie sur le terrain. La puissance de cette formation gréseuse varie de 120 à 180m.[16]

II.4. Tectonique

La région d'Ain Osmane est une zone complexe où se distinguent des unités anticlinales, séparées par de larges aires synclinales.

1. Zone anticlinale de KEF Mimouna – Djebel ZETREG

Elle comporte un petit synclinal ; en son sein large de 1 à 2km. C'est le synclinal d'El Rhicha, il commence aux environs d'El Rhicha et se termine près de l'Oued Moudjahidine. Il a une orientation Nord Est – Sud ouest.

2. Synclinal d'Ed Dor

C'est un vaste synclinal qui s'étale vers le Sud Ouest, sur un vaste plateau de grés à pendage horizontaux à subhorizontaux. Il est profondément disséqué par l'érosion. Il est situé dans une région montagneuse et on y trouve un seul village Ennfous.

3. Axe anticlinal de Djebel ZLARH

Le Djebel Zlarh, constitue la partie la plus élevée de l'anticlinal. Des grés du Kimméridgien dessinent une voûte anticlinale affectée de failles transverses, jalonnées par une injection de trias. Cet anticlinal est très feuillée (Décrochement d'extré).

4. Zone complexe d'Aflou / Djebel Gourou – Djebel Mimouna

La zone d'Aflou est située sur un axe synclinal dont le turonien du Djebel Gourou occupe le cœur, ce synclinal se divise en deux axes à l'Est du Djebel Gourou, l'anticlinal feuillé du Djebel Mehassel les sépare, au Sud Ouest, par l'anticlinal de Haoudh El Fkarine.[16]

II.5. Accidents cassants [16]

La description des structures de la région d'Aflou fait apparaître en plus des plis, qui sont les formes dominantes, des systèmes de cassures. Le jeu de ces accidents est le plus souvent en décrochement transverse.

La direction la plus apparente et la plus fréquente montre des feuilles orientées Est Ouest, en relais et jouant presque partout en décrochement dextre.

II.6. Hydrogéologie

Presque toutes les formations géologiques sont susceptibles d'être aquifères, donc peuvent être des réservoirs d'eau souterraine. Malheureusement on ne dispose pas de données sur l'aquifère mais quelque document mentionne que le niveau piézométrique a été mesuré dans les années 1958 et ont montré que le niveau piézométrique tourne aux environs de 450 m NGA[25]. Concernant le flux de l'aquifère vers l'Oued, il est inexistant comme la définition de général d'oued indique et c'est ce qui fait la différence avec une rivière.

II.7. Conclusion Géologie

La zone d'étude comporte des formations stratigraphiques formées entre le Crétacé et de Quaternaire moyen et qui sont âgées de 2 à 140 Ma.

Les synclinaux sont occupés par des formations du Crétacé inférieurs alors que les anticlinaux sont garnis de terrains du jurassique supérieur.

C'est une région qui est très affectée par la tectonique, puisque nous rencontrons, en très grand nombre d'axes anticlinaux synclinaux, des plis-failles et une multitude de failles.

Nous notons, d'autre part, une alternance grés-argileuse. Il est presque négligeable et est contourné à l'intérieur des synclinaux qui sont plus au moins plats et au niveau des talwegs.

II.8. Etude géotechnique :

L'étude géotechnique consiste à :

- ☞ Etablir une reconnaissance de la nature des sols et de leurs caractéristiques géologiques et géotechniques de la zone d'emprunt et de lieu de la digue.*

- ☞ Définir, d'une part, le degré d'attaque et d'autre part les mesures à prendre pour éviter l'agressivité du sol et de l'eau qu'il contient par rapport au béton.
- ☞ Et enfin constater et recenser les risques naturels éventuels.

L'étude géotechnique de ce site s'est basée sur :

- ☞ Quatre (04) sondages qui ont pour but de nous permettre d'identifier la nature de la couche de fondation ainsi que la détermination de la succession lithologique du site.
- ☞ des essais de laboratoire, comprenant les essais d'identification, des essais physiques et quelques essais mécaniques.

Ces essais nous permettent de mieux décrire et connaître la nature, les caractéristiques géotechniques des couches traversées et en particulier ceux de la couche de fondation.

Résultats des sondages :

☞ **Digue**

☞ **Sonde S1 Rive droite :**

De 0.00 m à 8.00 m : Argiles Sableuse rougeâtre avec présence de Bloc gréseux entre 5m à 8m.

☞ **Sonde S4 Rive gauche :**

De 0.00 m à 4.00 m : Argiles Sableuse limoneuse marron avec présence de cailloux gréseux.

De 4.00 m à 6.00 m : Argiles Sableuse limoneuse rougeâtre avec présence de Cailloux gréseux.

☞ **Sonde S3 Axe de l'oued :**

De 0.00 m à 4.00 m : Argiles Sableuse limoneuse marron avec Présence de cailloux gréseux.

De 4.00 m à 6.00 m : Argiles Sableuse limoneuse rougeâtre avec présence de Cailloux gréseux.

0.00 m 2.00 m

☞ **Zone d'emprunt**

☞ **Sonde S2 Zone d'emprunt :**

De 0.00 m à 2.00 m : Sable peu argileux avec cailloux.

De 2.00 m à 7.00 m : Grés moyennement grossier de couleur marron claire.

II.9. Essais De Laboratoire

Les analyses ont été réalisées dans le but de permettre une étude plus précise du sol et une meilleure identification des horizons géotechniques.

II.9.1. Essai D'identification Physique

☞ **Granulométrie**

L'analyse granulométrique permet de détecter et miner la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant l'échantillon et nous permet d'identifier des sols, les classer et même également les nommer. L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis, emboîtés les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis.

Résultat de l'essai pour le Sondage : S4, et pour le sol extrait à une profondeur de 1.3 m jusqu'à 1.6 m.

Tableau II.1. Résultat de l'analyse granulométrique

Analyse Granulométrique	
Tamis (mm)	Tamisât (%)
4.00	98.55
2.00	94.77
1.00	90.70
0.40	79.65
0.20	68.02
0.10	54.94
0.08	47.67

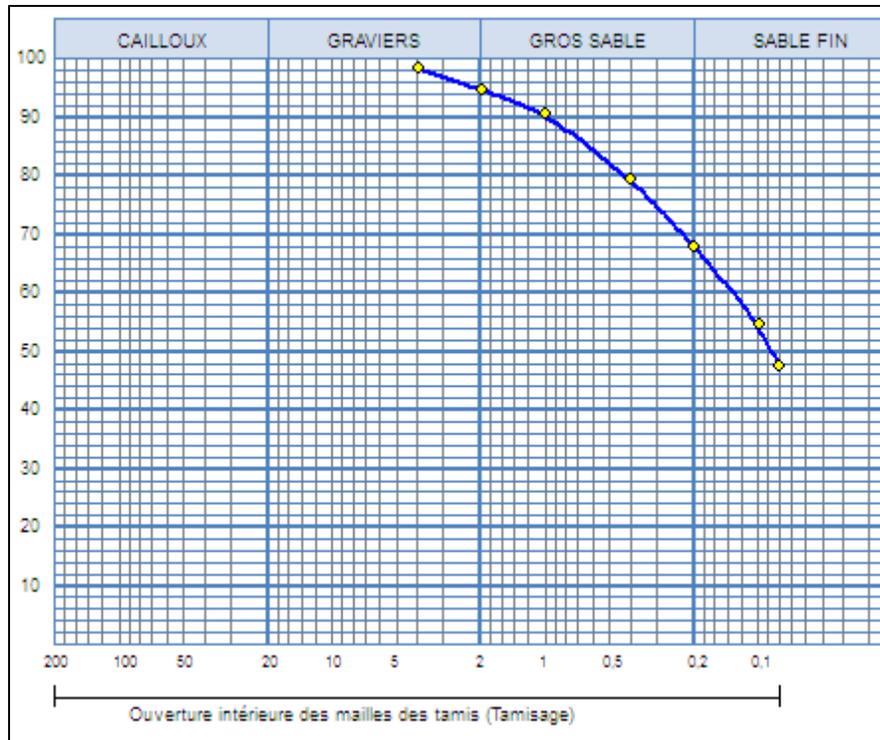


Figure II.3. Courbe granulométrique.

On constate que plus de 47.67% des éléments présents dans le sol ont un diamètre inférieur à 0.8mm ce qui traduit un sol argilo limoneux avec une fraction plus ou moins importante de sable fin.

☞ **Limites d'Atterberg :**

La détermination de W_L et W_P nous donnent une idée approximative des propriétés du matériau étudié, elle permet de le classer grâce à l'abaque de plasticité de Casagrande.

Les résultats de ces essais ont donné les valeurs suivantes pour la sonde S2:

Tableau II.2. Résultats des limites d'Atterberg

Id du puits	Profondeur (m)	W_L (%)	W_P (%)	I_p (%)
S2	1.5/1.7	26.44	19.86	6.58

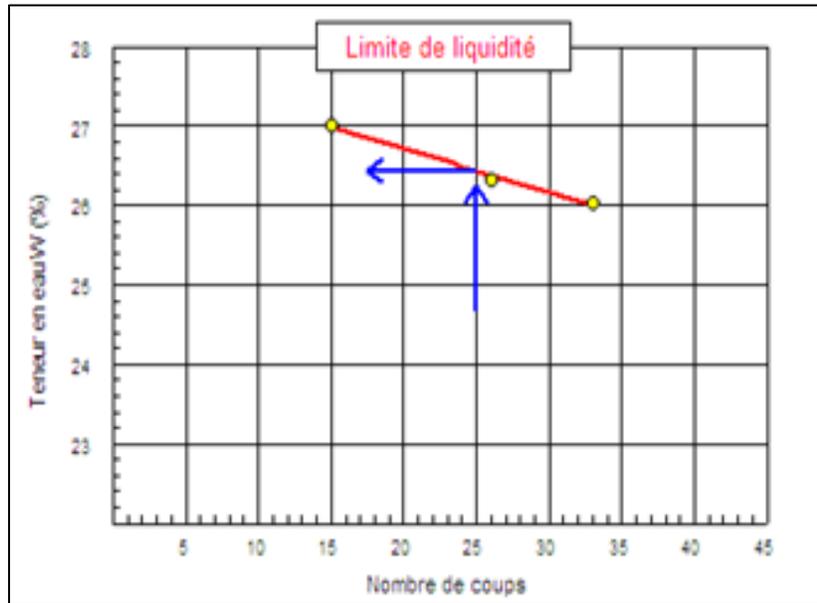


Figure II.4. Mesure de la limite de liquidité avec l'essai de la boîte de Casagrande.

Selon l'abaque de CASAGRANDE sur la figure II.5, cette formation appartient au domaine des sols limons peu plastiques.

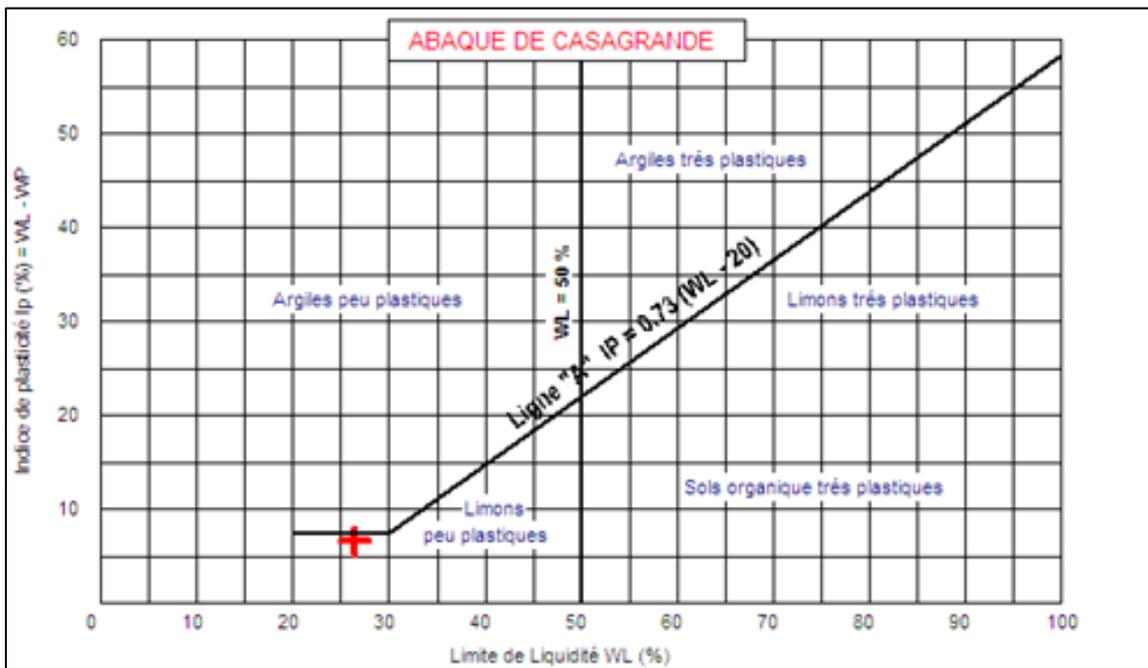


Figure II.5. Type de sol suivant l'abaque de Casagrande

II.9.2. Essais Mécaniques :

↪ Essais Proctor modifié :

Le compactage doit être très intense si on choisit une variante de digue en terre, donc cette essaie qui a été réaliser sur le sol de la zone d'emprunta pour but de déterminer les caractéristiques de compactage (teneur en eau optimal, densité sèche maximal) de ce sol, qui correspond en principe au compactage maximum que l'on peut obtenir sur chantier avec les rouleaux à pieds de mouton ou les rouleaux à pneus lourds modernes. Le compactage dans ce cas-là s'effectue en cinq couches successives avec « la dame Proctor modifié » l'énergie de compactage est de 25 coups par couche dans le moule Proctor.[8]

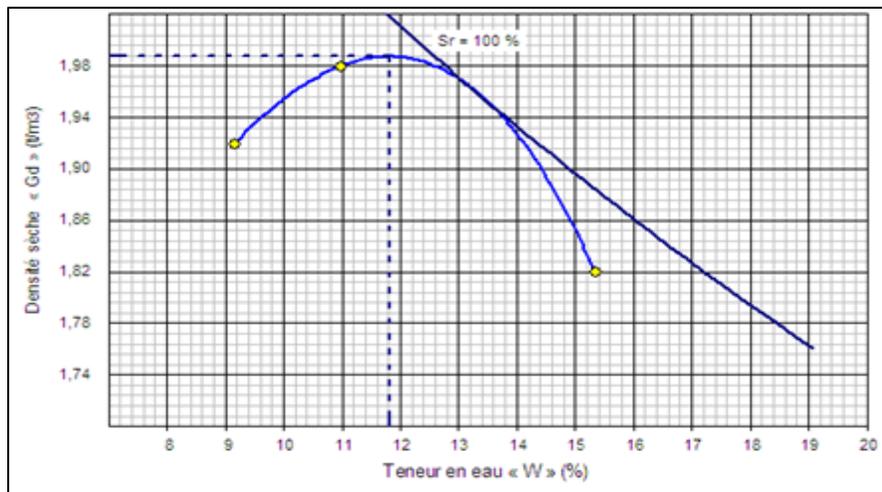


Figure II.6. Résultat de l'essai Proctor.

Par conséquent la teneur en eau optimal pour le meilleur compactage du matériau qui constituerait le futur corps de la retenue est de $W_{opt}=11.8\%$ et une densité sèche maximale de $\gamma_d \max=1.99 \text{ t/m}^3$. Sur les chantiers de stabilisation, on exige, en général, des densités sèches égales à 90 % ou à 95 % de la densité sèche maximum Déterminée à l'essai Proctor ; d'où l'importance d'avoir au moment du Compactage une teneur en eau très voisine de la teneur en eau optimum. [8]

Remarque : l'ensemble des teste géotechnique physique et mécanique ont été réalisés par le laboratoire E.U.R.L EMSEG.

II.10. Sismicité

Ce chapitre 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.

II.10.1. Caractéristiques de la sismicité algérienne

On peut caractériser la sismicité algérienne sur la base des informations fournies par la sismicité historique, par les études de sismo-tectonique, de sismologie, de paléo sismologie, d'aléa sismique. Le CRAAG possède aujourd'hui des indications importantes sur l'activité sismique en Algérie. Cette activité se concentre essentiellement dans la région Nord du pays. La région tellienne est la plus active.

Le zonage effectué indique que les régions d'El Asnam, Oran et Alger sont les régions les plus menacées puisque dans ces zones, les séismes les plus importants se sont produits. Cette sismicité est liée aux mouvements tectoniques complexes de convergence de la plaque africaine au Sud et de la plaque eurasiennne au Nord. Elle est essentiellement marquée par des séismes superficiels (profondeur inférieure à 20 km) qui causent des dégâts considérables dans les zones épacentrales. Jusqu'au 21 mai 2003, cette activité était localisée dans les régions de l'Ouest algérien, de Chlef et de la Mitidja à l'Ouest d'Alger.

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

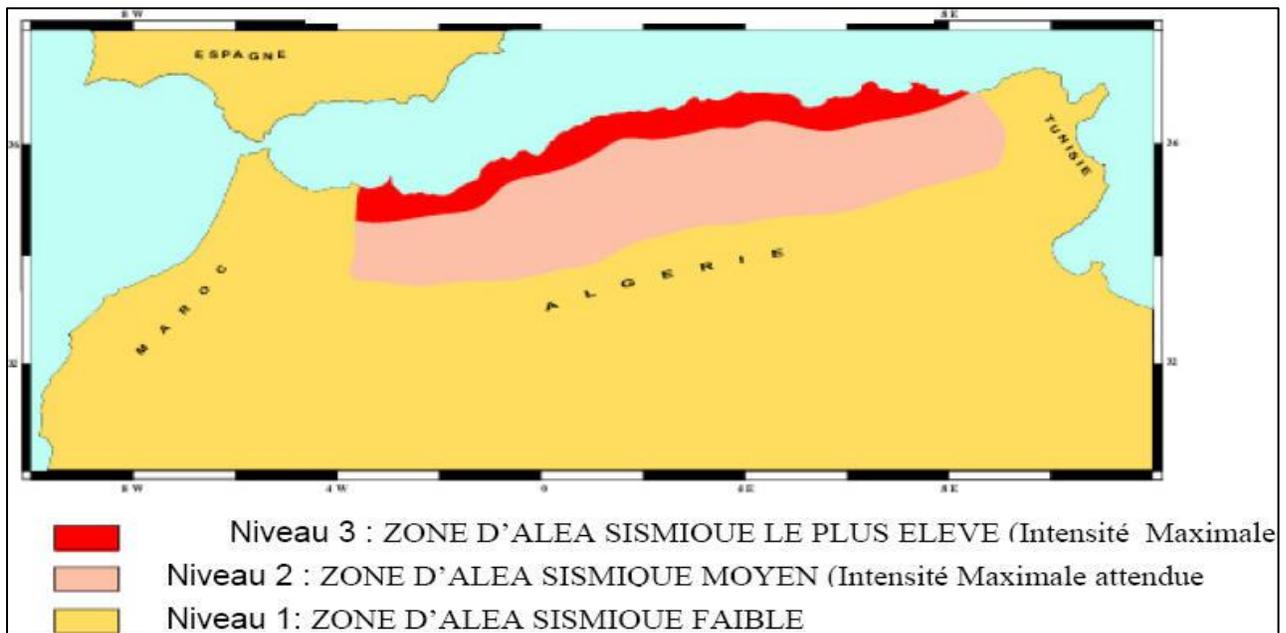


Figure II.7. Carte des zones sismiques du territoire Algérien

II.10.2. 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

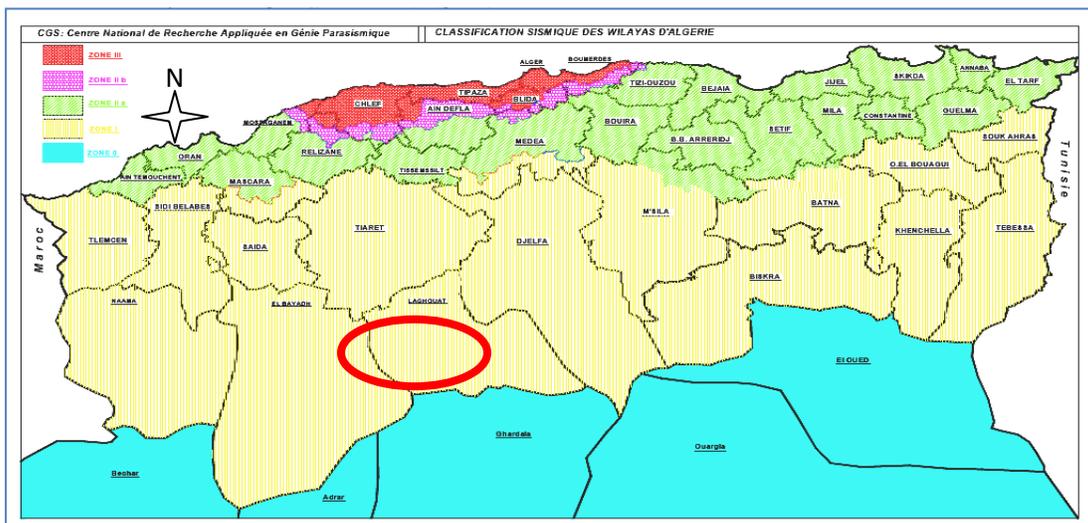


Figure II.8. Carte de zonage sismique du territoire national et localisation de la région d'étude (d'après CGS 2003)

Tableau II.3 : Classification sismique des Wilayas et commune d'Algérie (Addenda 2003 au RPA 99)

N°	Wilaya	Zone sismique
03	Laghouat Daïra d'Oued Morra	I

II.10.3. Valeurs du coefficient d'accélération

Les valeurs du coefficient d'accélération ont été révisées comme suit :

Tableau II.4 : Valeurs du coefficient d'accélération (addenda 2003 au RPA 99)

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

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 Ain Osmane se situe dans une zone historiquement non reconnue par des épacentres à l'exemple de Chlef mais les secousses importantes seront faiblement ressenties.

II.11. Conclusion :

Afin de préserver au maximum l'eau à l'intérieur de la cuvette, et d'éviter des fuites à travers la digue, les considérations préventifs suivantes sont à envisager :

- ↻ Le décapage des dépôts Argilo-Sableuse des rives droite et gauche.*
- ↻ La zone d'emprunt doit être recherchée en dehors du site étudié, ceci est dû par la formation rocheuse de ce dernier, ou envisager des variantes de digue en terre avec masque amont ou bien des digues zonées.*

A ce stade de connaissance des conditions de site, on ne relève aucune contrainte ou problème géologique majeur qui se rapportent à la stabilité des rives ou à l'étanchéité de la retenue, car la cuvette est constituée d'un mélange argile, limon et sable fin sable dont la perméabilité ne dépasse pas les 10^{-6} m/s .

La réalisation du site est potentiellement sans risque car la zone est dépourvue d'habitations. De ce fait, vu les investigations géologiques et géotechniques, la réalisation de la retenue est donc faisable en respectant les mesures préventifs considérées.

Chapitre III.

ETUDE

HYDROLOGIQUE

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.

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 interfluvies 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'Aflou à l'échelle du 1/50000.

III.2.3 Caractéristiques géographiques du bassin versant

La zone d'étude de la future retenue collinaire d'Oued Ain Osmane se trouve dans la Daïra d'Oued Morra.

L'axe proposé de la présente étude de retenue collinaire est défini sur la carte d'état-major d'Aflou à l'échelle du 1/50000. Par les coordonnées Universal Transverse Mercator (UTM)

Tableau III.1 Coordonnée emplacement proposé de la digue.

Coordonnée UTM Fuseau 31	Site Ain Osmane	Coordonnée Degré géographique	Site Ain Osmane
UTM - X (Km)	31 435 472.26	Longitudes	2°17'14.04"E
UTM - Y (Km)	3 796 135.89	Latitudes	34°17'12.67"N
NGA - Z (m)	1211	NGA (m)	1211

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 amontet 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 d'état-major d'Aflou à l'échelle du 1/50000, Nous avons trouvées :

III.2.5 Les caractéristiques géométriques [1]

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 l'utilisation du logiciel AutoCAD et de la carte d'Aflou à l'échelle du 1/50000, la surface du bassin est : **S= 11.3826Km²***

III.2.5.2 Périmètre

*Il correspond à la longueur de la limite extérieure du bassin on est déterminé à l'aide du même logiciel, on trouve : **P= 13.8611Km***

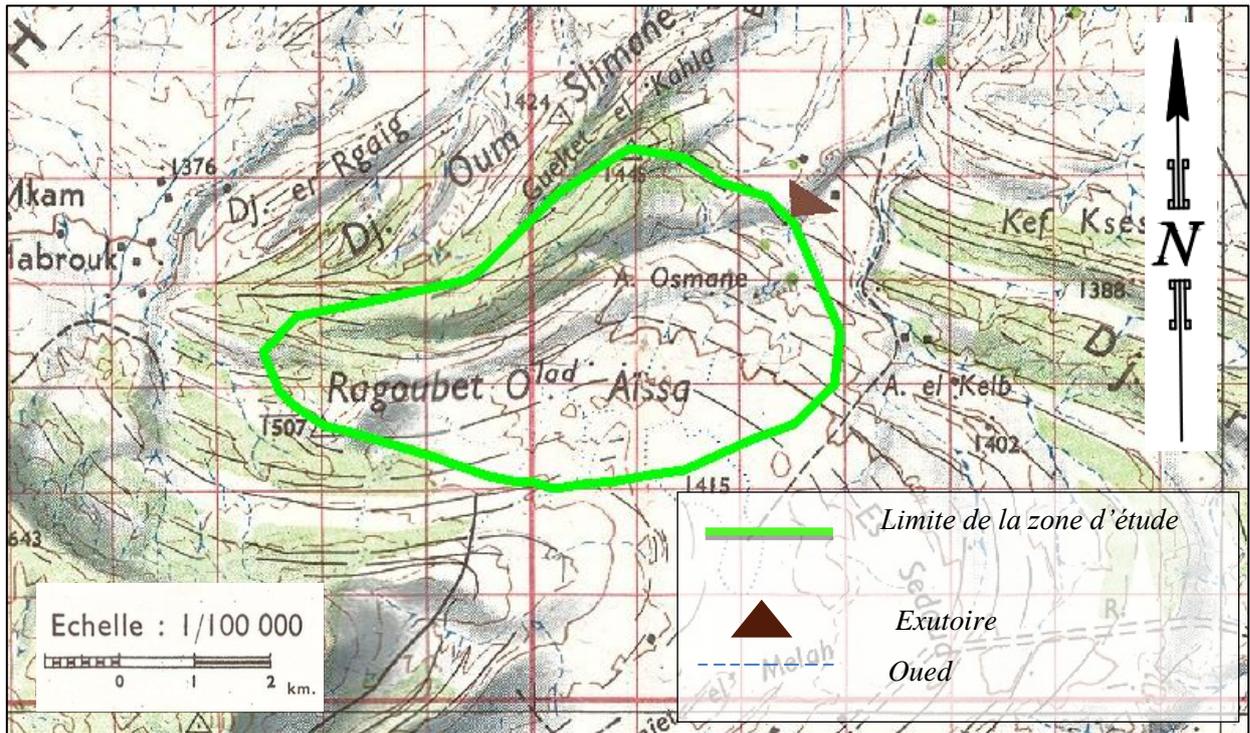


Figure III.1: Délimitation de Bassin versant d'oued Ain Osmane extrait carte d'état-major d'Aflou à l'échelle du 1/50000.

III.2.6 Caractéristiques hydro morphométriques

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 [1]

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 :

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

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

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

Avec : P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

$$AN : K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} = 0.28 \frac{19.071}{\sqrt{10.689}} = 1.150$$

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 [1]

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 :

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

AN :

$$L = 1.150 \frac{\sqrt{11.3826}}{1.128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{1.150} \right)^2} \right) = 4.2559 \text{ Km}$$

$$l = 1.150 \frac{\sqrt{10.689}}{1.128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{1.150} \right)^2} \right) = 2.674 \text{ Km}$$

On obtient : **L = 4.2559 km** et **l = 2.674 km**

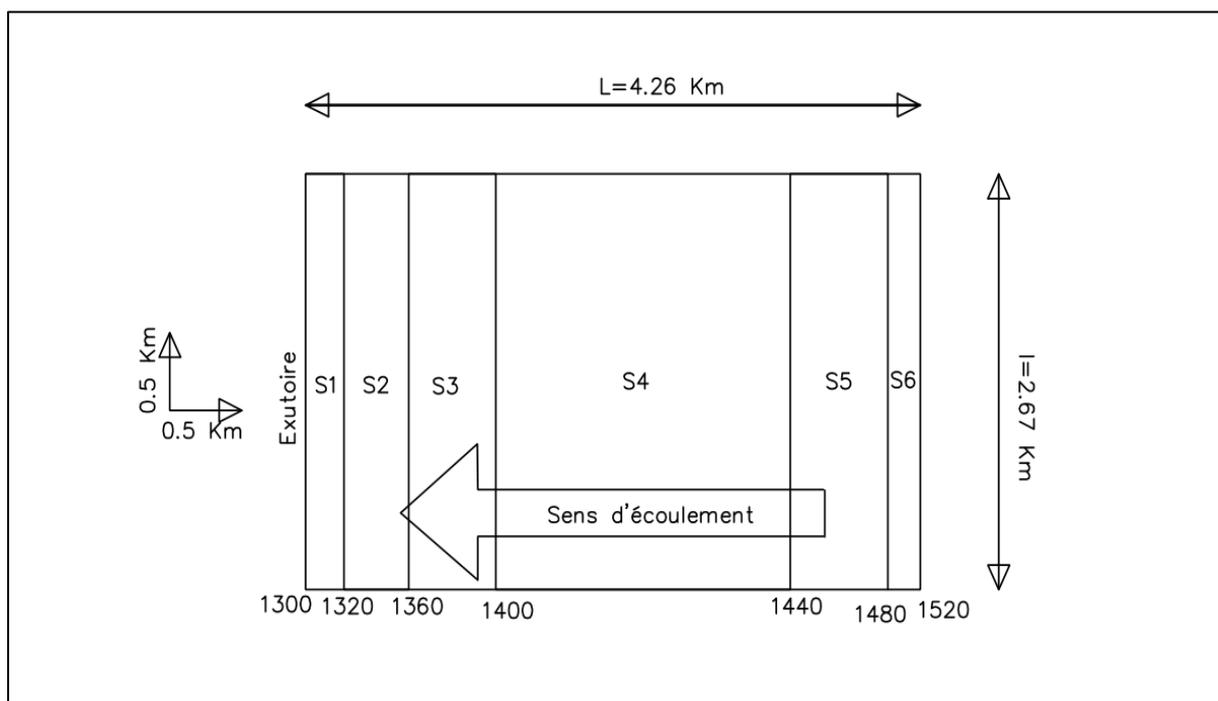


Figure III.2: Rectangle équivalent du BV d'Oued d'Ain Osmane

III.2.6.3 Courbe et répartition hypsométrique [1]

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.1) à l'échelle 1/50000, sont résumées dans le (Tableau III.2)

Tableau III.2: Répartition en pourcentage de la surface élémentaire.

Altitude (m)	H moyennes (m)	surfaces partielles (km ²)	surfaces cumulées (Km ²)	surfaces partielles (%)	surfaces cumulées (%)
1342 - 1360	1351	1.55365	1.9081844	13.6502754	16.7640469
1360 - 1400	1380	1.96645	3.52044021	17.2772139	30.9282608
1400 - 1440	1420	5.4544	8.97536737	47.9233844	78.8516452
1440 - 1480	1460	1.805	10.7805418	15.8590695	94.7107148
1480 - 1520	1500	0.602	11.3826	5.28928524	100

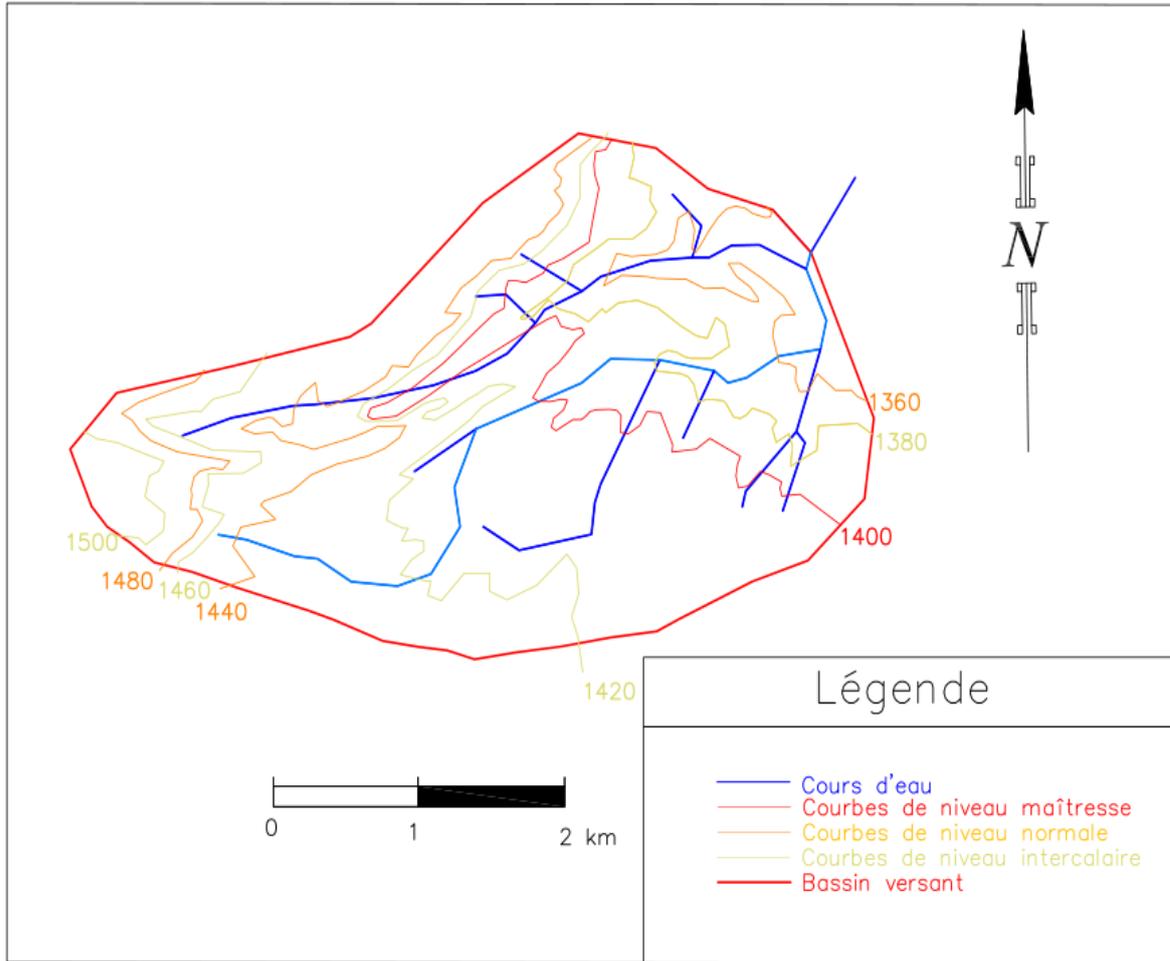


Figure III.3: Topographie de bassin versant à l'aide de logiciel AutoCAD

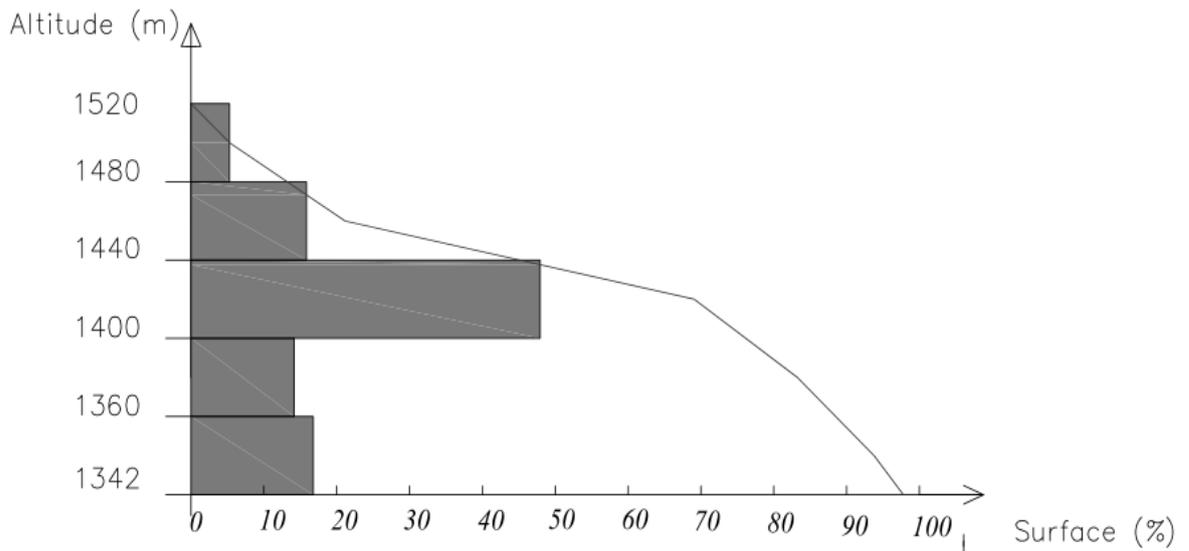


Figure III.4: Courbe hypsométrique de BV

III.2.6.4. Altitude médiane:

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

$$H_{med} = H_{50\%} = 1435.9 \text{ m}$$

III.2.6.5. Altitude moyenne:

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

S_i : Surface partielle comprise entre deux courbes de niveaux consécutives en (Km^2)

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

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

$$H_{moy} = 1409.5 \text{ m}$$

III.2.6.6. Pente moyenne du bassin versant :

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

Avec :

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives(m)

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

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

Les résultats des mesures sont illustrés dans le tableau III.3

Tableau III.3: Evaluation de la pente moyenne.

N°	Courbes de niveau (m.NGA)	Longueur Li (m)	ΔH (m)
1	1342	5.2509	20
2	1360	6.531	40
3	1400	8.3774	40
4	1440	7.229	40
5	1480	2.545	40

$I_m = 0.365967$ A.N : la pente moyenne de bassin est : $I_m = 36.6 \%$

III.2.6.7 Les Indices de pentes

III.2.6.7.a Indice de pente globale [1]

Cet indice est déterminé par la formule suivante:

$$I_g = \frac{D}{L}$$

Avec:

$D = H_{5\%} - H_{95\%}$ ou ($H_{5\%}$, $H_{95\%}$ sont tirés d'après la courbe hypsométrique)

$$H_{5\%} = 1502.21 \text{ m}$$

$$H_{95\%} = 1334.07 \text{ m}$$

$$D = 168.13 \text{ m.}$$

L : la longueur du rectangle équivalent. Km

$$I_g = 39.5053 \text{ m/km} = 0.0395 \text{ m/m} = 3.95\%$$

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

III.2.6.7.b Indice de pente moyenne I_{pm} [1]

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L}$$

$$I_{pm} = 51.69294 \text{ m/km} = 0.051692943 \text{ m/m} = 5.17\%.$$

III.2.6.7.c Dénivelée spécifique [1]

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 :

$$Ds = I_g \sqrt{S}$$

Tableau III.4: 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 = 13.32=13.3 m ; Dans notre cas le relief est faible

III.2.6.7.d Indice de pente M.ROCHE Ip [1]

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 :
$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i \cdot D_i} = 0.02130 = 2.13\%$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

Tableau III.5: Détermination de la pente de M Roche Ip

Altitude	Si (%)	Di=Hi-Hi-1	$\sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})}$
1342 - 1360	40	10.5372754	20.5302464
1360 - 1400	40	14.1642139	23.8027006
1400 - 1440	40	47.9233844	43.7828206
1440 - 1480	40	15.8590695	25.1865595
1480 - 1520	40	5.28928524	14.5454945

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 humaine :** 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) [1] 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.(voir. figure III.5)

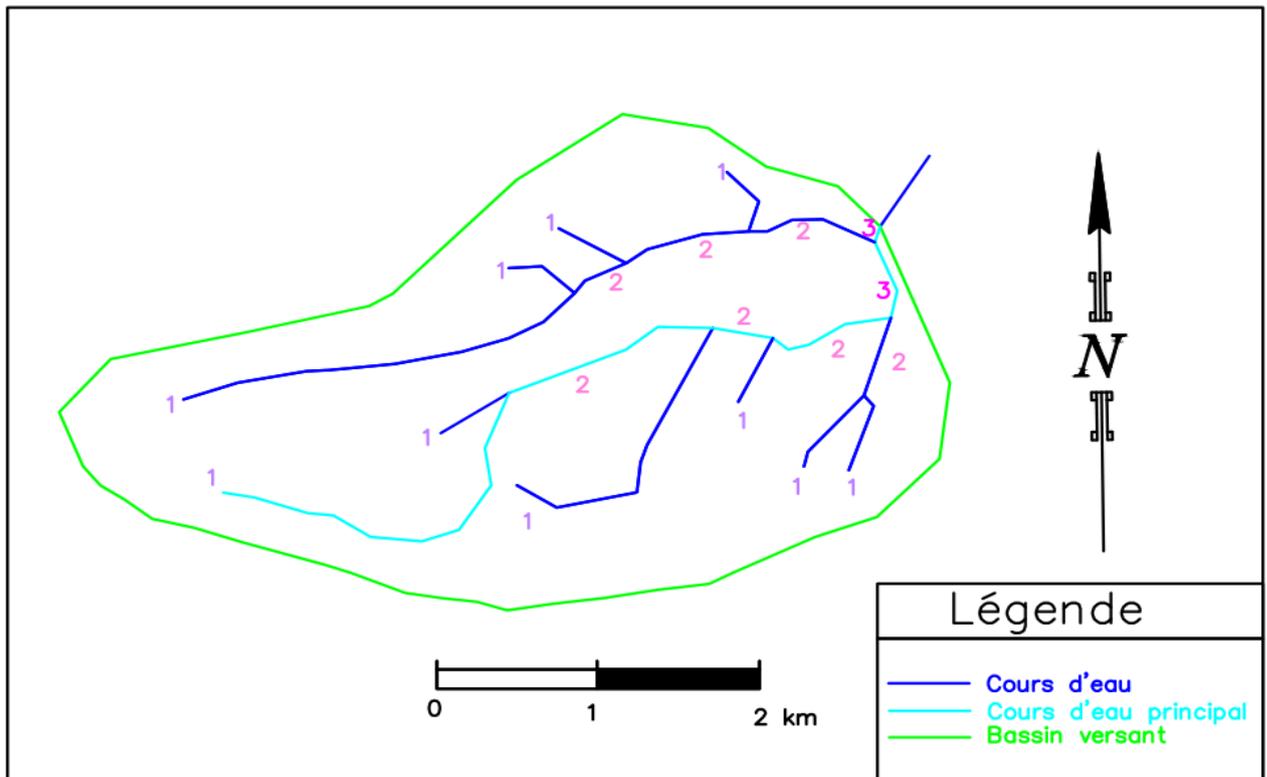


Figure III.5: Réseau hydrographique du bassin versant (classification du Schumm)

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

L'oued Ain Osmane présente un profil en long assez régulier. Ce profil est tracé à partir de la carte topographique d'Aflou à l'échelle du 1/50000, en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau à l'exutoire. Le profil est dessiné dans la figure III.6

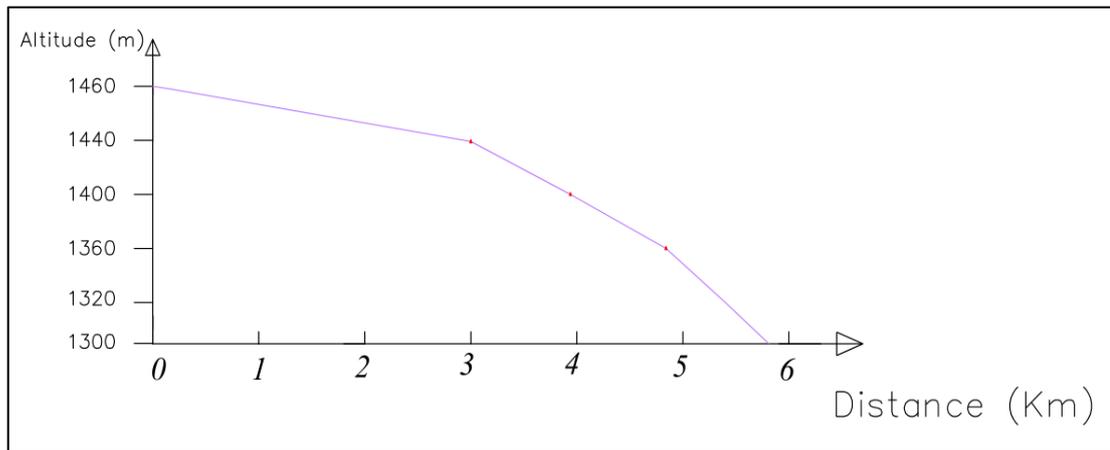


Figure III.6: Profil en long du cours d'eau principal

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

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.

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L}$$

Avec :

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

ΔL : distance du cours d'eau principal (km). = 5764.9m = 5.76 km

$$\Delta H = 1520 - 1300 = 220 \text{ m}$$

$$A.N : I_c = 38.162 \frac{m}{km} = 0.038162 \frac{m}{m} = 3.8162 \%$$

III.2.7.4 Densité de drainage D_d

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.

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S}$$

Avec :

Li : somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre *i* (km) = 13.5343 km.

S : surface du bassin versant (Km²). AN: **Dd = 1.18903 Km/Km²**

III.2.7.5 Densité du thalweg élémentaire [1]

$$F1 = \frac{N}{S}$$

Avec :

N : Nombre de thalwegs d'ordre 1, NI = 10.

S : Superficie du bassin versant.

$$F1 = 0.9 \text{ thalwag/km}^2$$

III.2.7.6 Le coefficient de torrentialité Ct [1]

$$Ct = Dd \cdot F1$$

Avec :

Dd : la densité de drainage.

F1 : Densité du thalweg élémentaire.

$$Ct = 1.19 \times 0.9 = 1.045$$

III.2.7.7 Temps de concentration [17]

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- Méthode des vitesses de ruissellement

Il s'agit de calculer en premier lieu, le temps de parcours des eaux en fonction de la longueur du thalweg principal et de la vitesse d'écoulement, celle-ci est choisie en fonction de la pente du thalweg :

Avec :

$$t_c = \frac{L}{60 \cdot V}$$

L : longueur du thalweg principal en m.

V : vitesse de ruissellement en m/s. Elle varie de 1.0 à 2.5 m/s selon la pente du relief et la longueur du cours d'eau principal.

b. Formule de GIANDOTTI

$$T_C = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_P}{0,8\sqrt{H_{MOY} - H_{MIN}}}$$

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 ANONYME

$$T_C = \left[\frac{\sqrt{SL}}{\sqrt{I_g}} \right]^{0,75}$$

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).

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

$$T_C = \left[\frac{0,87.L_P^3}{H} \right]^{0,385}$$

Avec :

T_C : Temps de concentration (h).

L_P : Longueur du talweg principal (Km).

H : Différence entre les points extrêmes du talweg.

e. Formule de TEMEZ

$$T_C = 0,3 \left[\frac{L}{I^{1/4}} \right]^{0,76}$$

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.6: Récapitulatif des Temps de concentration

Formule	Tc (heure)	Formule	Tc (heure)
Giandotti	2,64	Scs	0.9
Anonyme	1.09	Temez	1.99
Méthode des vitesses de ruissèlement	1.60	Moyenne	1.69
Turraza	1.91		

Commentaire

Afin de minimiser l'erreur commise sur le calcul empirique du temps de concentration et pour la sécurité de l'ouvrage on opte pour la valeur la plus proche de la moyenne et on évite la valeur maximale, et ainsi Tc=1.60 heures, soit 101.4 minutes.

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 :

$$Vr = \frac{Lp}{Tc} \left(\frac{Km}{h} \right)$$

Lp : Longueur du cours d'eau principal (Km)=5.8 → AN : Vr =3.43 Km/h.

Tc : Temps de concentration (h).=1.69 heures

Tableau III.7 : récapitulatif des caractéristiques hydro-morphométriques du Bassin

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	Km ²	11.38
Périmètre		P	Km	13.86
Longueur du thalweg principal		L	Km	5.8
Pente du thalweg principal		I _c	%	3.816
Indice de compacité		KC	-	1.15
Rectangle équivalent	longueur	L _r	Km	4.26
	largeur	l _r	Km	2.67
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1520
	moyenne	H _{moy}	m	1409.5
	médiane	H _{med}	m	1435.9
	minimale	H _{min}	m	1342
Pente	moyenne B.V	I _m	%	36.6
	Indice globale	I _g	%	3.95
	moyenne	I _{pm}	%	5.17
	Indice de M Roche	I _p	%	2.13
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	1.189
Coefficient de torrentialité		C _t	-	1.045
Temps de concentration		T _c	h	1.69
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	3.43
Densité thalweg 1		F ₁	thalweg/Km ²	0.9



Figure III.7: Réseau hydrographique du bassin versant sur Google Earth

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.3.1.3 Température de l'air

Tableau III.8 Températures moyennes mensuelles (°C) A AFLOU

	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	An
T°moy _{max}	16,6	16,6	18,2	20,1	23,5	26,7	30,0	31,6	29,3	26,0	21,2	17,7	23,1
T°moy _{min}	6,9	7	8,4	9,9	13,1	16,5	19,1	20,7	18,8	15,4	11,2	8,3	12,9
T°moy	11,8	11,8	13,3	15,0	18,3	21,6	24,6	26,2	24,1	20,7	16,2	13,0	18,0

(Source : ANRH Agence Nationale des Ressources Hydrauliques)

D'après le tableau III.8, la valeur de la température moyenne est de 18.05 °C, la valeur maximale est enregistrée pendant le mois de aout avec une valeur de 31,6 °C, la valeur minimale est de 6.9 °C.

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

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

III.3.1.4 Vitesse du vent

Les vents dominants qui soufflent dans la région d'Ain Osman sont:

☞ **Le sirocco:** vent chaud et sec, souffle en général du sud, il entre avec le développement des cultures. Il constitue la cause du faible tapis végétal dans la région par ce que les vents chaud sont secs accentuent le dessèchement du substrate limite l'installation de la végétation.

Les vents de la région d'Aflou sont en général modérés, puisque la moyenne de la vitesse des vents est de 4 m/s.

Les valeurs de la vitesse du vent (Valeurs mensuelles et annuelles en m/s) sont présentées dans le tableau III.9.

Tableau III.9 Vitesse du vent moyenne mensuelle

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	An
Vent (m/s)	2,3	2,7	7,3	8,0	4,9	4,9	5,9	4,7	2,7	1,1	1,3	2,0	4,0

(Source : ONM)

Durant la période allant de septembre à février, les vents sont faibles, puisque variant entre 1,1 et 2,7 m/s. De mars à août, les vents sont soit assez forts à forts, avec un pic de 8 m/s en avril avec une direction vers le nord-ouest [7].

III.3.1.5 Evaporation

L'estimation de ce paramètre a été faite en utilisant les données disponibles pour la station d'Aflou. La valeur moyenne annuelle de l'évaporation estimée à 1573mm, avec la

distribution mensuelle présentée dans le Tableau 4. L'évaporation est un paramètre important à quantifier, car il influe sur le volume d'eau régularisé

Tableau III.10 Evaporation moyenne mensuelle

mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aoû	Sep	Oct	Nov	Dec	
Evaporation (mm)	233	262	107	99	159	93	263	109	99	128	31	88	1671

(Source : ANRH Agence Nationale des Ressources Hydrique)

D'après le tableau ci-dessus, on constate que le mois de juillet présente l'évaporation la plus élevée (263 mm), par contre la plus faible moyenne mensuelle est enregistrée pendant le mois de novembre avec une valeur de 31 mm. La moyenne annuelle est de l'ordre de 1671mm.

III.3.2 Précipitations

Les données pluviométriques disponibles dans la région ont été sélectionnées à partir du réseau d'observations de l'agence nationale des ressources hydrauliques (ANRH).

Aucun poste pluviométrique n'est situé à l'intérieur du bassin versant du site d'Oued Osmane, cependant la station pluviométrique de Sidi Bouzid située à proximité de la zone d'étude et possédant une période d'observation de 80 années semble largement représentative à sa durée et à sa composante pluviométrique.

La station de Ain Kebira n'est plus opérationnelle depuis longtemps.

De plus, pour l'étude d'une retenue collinaire comme celle du site El Mroujd, une série pluviométrique de 42 années (1966-2007) est largement suffisante pour représenter localement le régime des pluies comme il a été mentionné dans des nombreux ouvrages tel que " l'inventaire des infrastructures de petite et moyenne hydraulique, retenues collinaires, ministère de l'hydraulique, Alger 1988 ".

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 Sidi Bouzid 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.

Les stations pluviométriques les plus proches du bassin versant sont la station OUED MORRA, et Sidi Bouzid qui possèdent des séries pluviométriques déférentes.

Tableau III.11: Caractéristiques des stations pluviométriques

Code station	Nom station	Cordonnées (Lambert)			Années d'observation	Nb années
		X(km)	Y(km)	Altitude(m)		
01 02 04	SIDI BOUZID	459.7	4116.3	1250	1966-2007	42
06 01 03	OUED MORRA	465.4	3959.2	1300	1969-2007	39

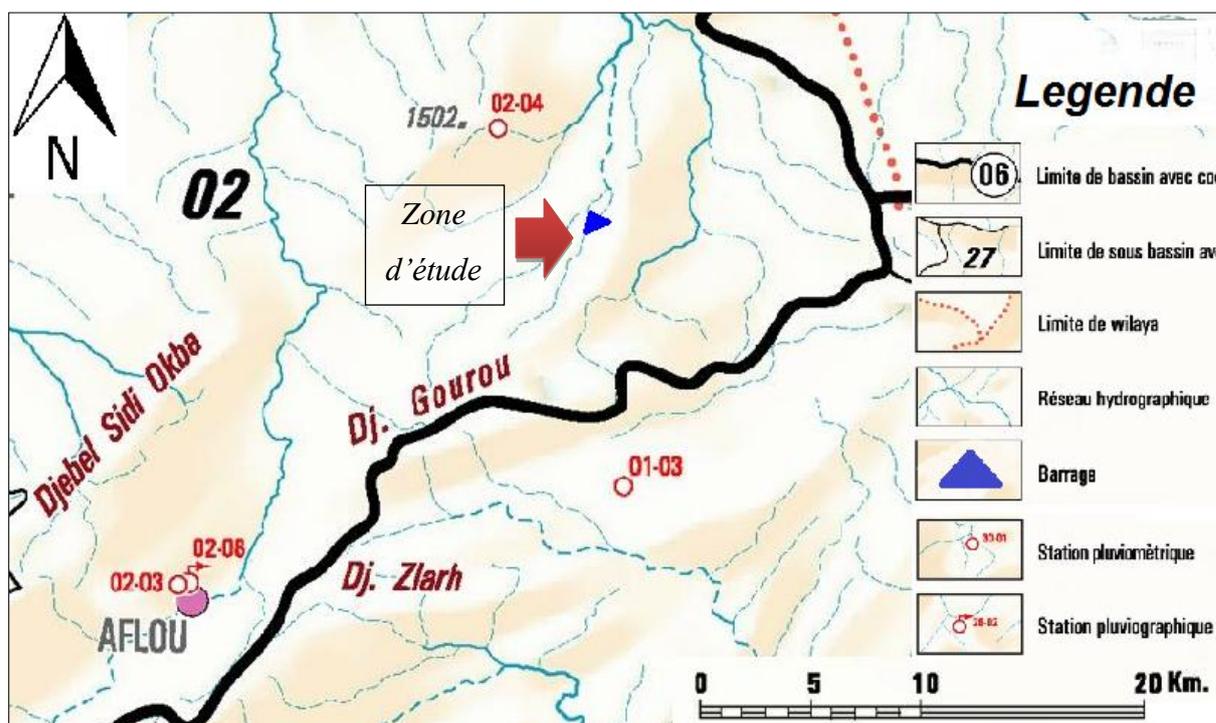


Figure III.8: situation des stations pluviométriques (extrait de la carte du réseau hydro-climatologique et de la surveillance de la qualité des eaux(échelle 1 : 500000))

Source : A.N.R.H

III.3. Etude des précipitations

Afin de garantir la bonne qualité des données et de satisfaire les hypothèses d'utilisation du logiciel Hyfran [4] pour l'ajustement des $P_{j,max}$, ou le calcul des apports avec les P_{moy} , nous devons d'abord suivre les étapes suivantes :

- ☞ *Comblent les lacunes des séries observées si elles existent.*
- ☞ *Détecter et corriger les valeurs douteuses (aberrantes) par des tests statistiques.*
- ☞ *Constituer la nouvelle série de donnée.*
- ☞ *Vérifier l'homogénéité et l'indépendance de cette dernière.*

III.3.1 Comblent les lacunes des séries observées :

Nous pouvons estimer les valeurs manquantes ou erronées d'une station à partir des valeurs provenant des stations voisines soumises aux mêmes conditions climatiques et situées dans la même zone géographique.

Plusieurs méthodes sont proposées pour ceci, comme mentionnées dans plusieurs manuels [1] [6] :

- ☞ *Remplacer la valeur manquante par la moyenne inter-mensuelle des stations voisines. Cette méthode est utilisée dans le cas d'une faible corrélation et lorsque les séries comportent des années d'observations relativement longues.*
- ☞ *remplacer la valeur manquante par la moyenne des stations voisine. Cette méthode est utilisée lorsque les précipitations annuelles de la station à compléter ne diffèrent pas de plus de 10%.*
- ☞ *Les méthodes basées sur l'analyse de régressions simple ou multiple.*

Mais avant de procéder à l'une de ces méthodes on doit d'abord supprimer quelques années d'enregistrements car elles comportent trop de lacunes (qui atteignent parfois jusqu'à 91.67%, plus clairement dit une seule valeur de pluie total mensuelle pendant toute l'année) et surtout les années ou les lacunes se positionne en période d'été (le moins de quantité de pluie implique le moins d'erreurs commises sur le comblement par conséquence le plus les résultats ressemble à la réalité). Et ainsi la nouvelle série comporte que 31 vides avec 29 ans d'enregistrement par rapport à l'ancienne qui comporte 128 vides avec 42 ans d'enregistrement.

La méthode choisit pour le comblement est la 2^{ème}, elle consiste à remplacer la valeur manquante par la moyenne des stations voisine, et est utilisée lorsque les précipitations annuelles de la station à compléter ne diffèrent pas de plus de 10% (la différence entre la moyenne interannuelle des deux stations Sidi Bouzid et Oued Morra est de 8.27%).

Les résultats sont représentés à l'Annexe I (les valeurs comblées sont en gras).

Le tableau III.12 montre la distribution moyenne mensuelle interannuelle des pluies dans le bassin de l'étude selon la station de Sidi Bouzid après le comblement.

Tableau III.12: Moyennes mensuelles interannuelles des précipitations en mm dans la station de Sidi Bouzid.

Mois	Sep	oct	nov	Déc	Jan	Fév	Mar	avr	mai	jui	juill	Aoû	Som
P(mm) Sidi Bouzid	24.26	27.57	23.34	33.2	20.59	21.38	31.23	14.08	15.77	8.23	0.83	7.48	227.9 6
Pourcentage %	10.64	12.09	10.24	14.56	9.03	9.38	13.7	6.18	6.92	3.61	0.36	3.28	100

III.3.2 Détection des valeurs singulières

Il s'agit de vérifier la présence de valeurs extrêmes ou aberrantes (hautes ou bien basses), qui doivent être soit supprimées, corrigées ou bien conservées pour l'ajustement statistique.

Les conséquences de la prise en compte de ces valeurs peuvent résulter en:

- ☞ Des distributions probabilistes irréelles
- ☞ La fausse estimation des paramètres des lois probabilistes
- ☞ Surestimation des dimensions des ouvrages de construction hydraulique qui résulte en d'importants couts de construction.[3]

Et afin de les détectées on utilise le Test de Grubbs:

☞ Test de Grubbs:

Ce test est très utilisé pour sa simplicité, Il assume que l'échantillon suit une loi normal et Il peut détecter les points singuliers de la série en calculant les statistiques suivantes:

$$G = \frac{x_{\max} - \bar{x}}{s} \qquad G_{\text{crit}} = \frac{(n-1)t_{\text{crit}}}{\sqrt{n(n-2+t_{\text{crit}}^2)}}$$

et la compare avec :

avec : x_{\max} : la valeur à tester.

\bar{x} : la moyenne de l'échantillon.

s : l'écart type.

n : taille de l'échantillon.

t_{crit} : valeur critique de la distribution $T(n-2)$

Dans notre cas, la population ne suit pas une distribution normale, mais en appliquant le logarithme naturel à l'échantillon [4], ce dernier suit une loi normale, donc on peut appliquer le test de Grubbs sur le nouvel échantillon sans craindre des résultats qui déforment la réalité.

Le test de Grubbs et la normalité de l'échantillon ont été testée avec le logiciel XLSTAT [3].

A. Pluies moyenne

↪ Résultat normalité

On retient les résultats du Test de Jarque-Bera sur les Logarithme des P_{moy} :

H_0 : La variable dont provient l'échantillon suit une loi Normale.

H_a : La variable dont provient l'échantillon ne suit pas une loi Normale.

Etant donné que la p -value calculée est supérieure au niveau de signification seuil $\alpha=0.05$, on ne peut pas rejeter l'hypothèse nulle H_0 , et le risque de la rejeter alors qu'elle est vraie est de 28.89%.

↪ Résultats du test de Grubbs

Statistiques descriptives de l'échantillon :

Variable	Observations	Minimum	Maximum	Moyenne	Ecart-type
Log $P_{j,max}$	29	2.140	4.248	3.070	0.575

Valeurs caractérisant le test :

G (Valeur max observée)	2.049
G (Valeur critique)	2.893
p -value (bilatérale)	0.997
Alpha	0.05

Hypothèses:

H_0 : Il n'y a pas de valeur extrême dans les données.

H_a : Le minimum ou le maximum est une valeur extrême.

Interprétation:

Etant donné que la *p*-value calculée 99.7% est supérieure au niveau de signification seuil $\alpha=0.05$, on ne peut pas rejeter l'hypothèse nulle H_0 , et le risque de la rejeter alors qu'elle est vraie est de 99.71%, en d'autre mot notre échantillon a de grande chances de ne pas contenir des valeurs extrêmes.

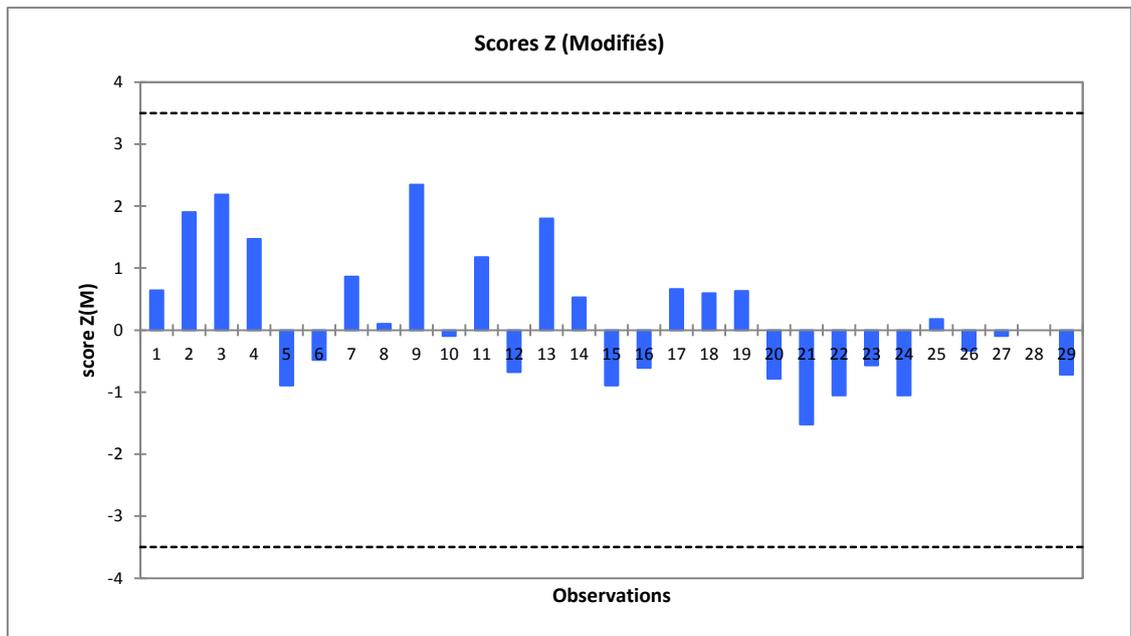


Figure III.9 : Score du test pour les différentes années.

B. Pluies maxima journalières

☞ **Résultats normalité**

On retient les résultats du Test de Jarque-Bera sur les Logarithme des $P_{j,max}$, avec les même hypothèses que celle des $P_{j,max}$:

Etant donné que la *p*-value calculée est supérieure au niveau de signification seuil $\alpha=0.05$, on ne peut pas rejeter l'hypothèse nulle H_0 et le risque de la rejeter alors qu'elle est vraie est de 39.43%.

☞ **Résultats test de Grubbs**

Variable	Observations	Obs. avec données manquantes	Obs. sans données manquantes	Minimum	Maximum	Moyenne	Ecart-type
log($P_{j,max}$)	29	0	29	2.140	4.248	3.070	0.575

☞ Valeurs caractérisant le test

G (Valeur observée)	2.049
G (Valeur critique)	2.893
p-value (bilatérale)	0.997
alpha	0.05

Avec les même hypothèses du même test pour les Pmoy on trouve :

Etant donné que la p-value calculée est supérieure au niveau de signification seuil $\alpha=0.05$, on ne peut pas rejeter l'hypothèse nulle H_0 , Le risque de la rejeter alors qu'elle est vraie est de 99.71%.

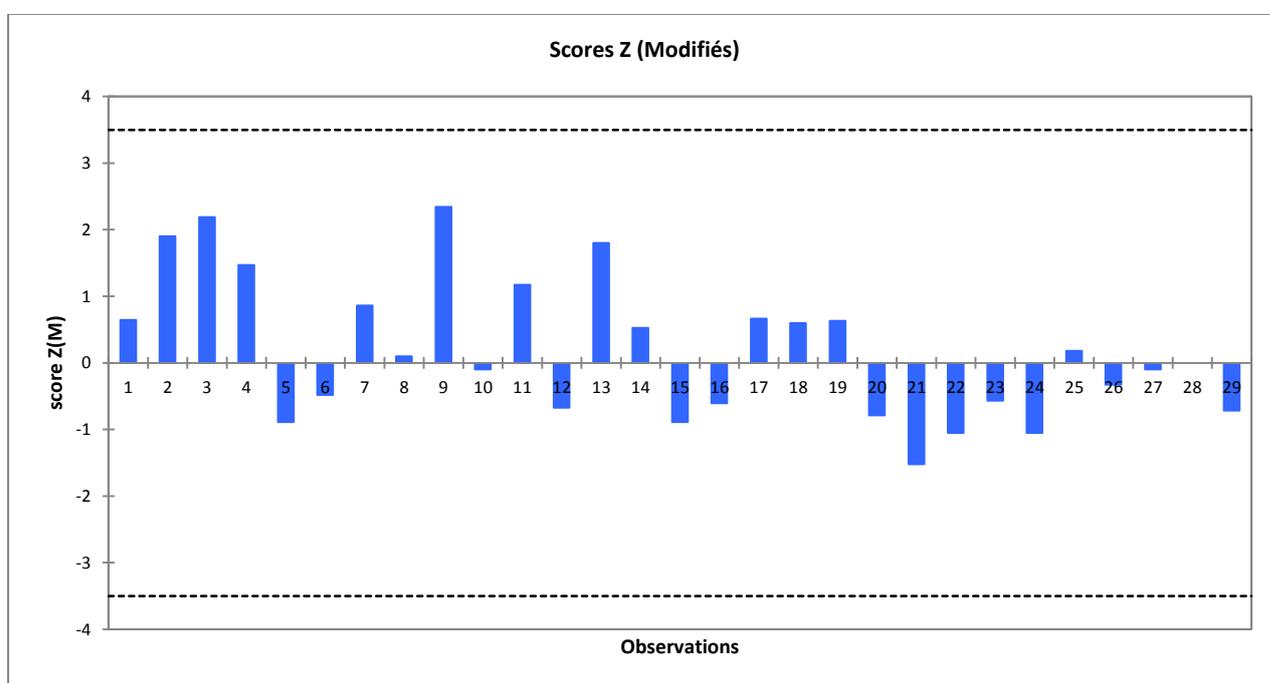


Figure III.10 : Score du test pour les différentes années.

III.4 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.

Les échantillons sont dits homogènes, s'ils sont caractérisés par une même loi de probabilité et par les mêmes paramètres, les données recueillies sont alors considérées comme extraites d'une même population (Lamas, 1993).

➤ **Test de Pettitt pour l'homogénéité**

Le test de Pettitt est un test non paramétrique ne nécessitant aucune hypothèse quant à la distribution des données. Le test de Pettitt est une adaptation du test de Mann-Whitney basé sur les rangs, permettant d'identifier le temps auquel se produit un changement.

Ce test est réalisé avec le logiciel XLSTAT [3], et les résultats sont les suivants :

A. Pour les pluies moyennes

K	106.000
T	1985
p-value (bilatérale)	0.073
Alpha	0.05

Hypothèses :

H₀ : Les données sont homogènes (ou bien suivent la même loi)

H_a : Il y a une date à partir de laquelle il y a un changement dans les données

Etant donné que la p-value calculée est supérieure au niveau de signification seuil $\alpha=0.05$, on ne peut pas rejeter l'hypothèse nulle H_0 , et le risque de la rejeter alors qu'elle est vraie est de 7.28%, on conclut alors que les données sont homogène à un niveau de signification de 5%.

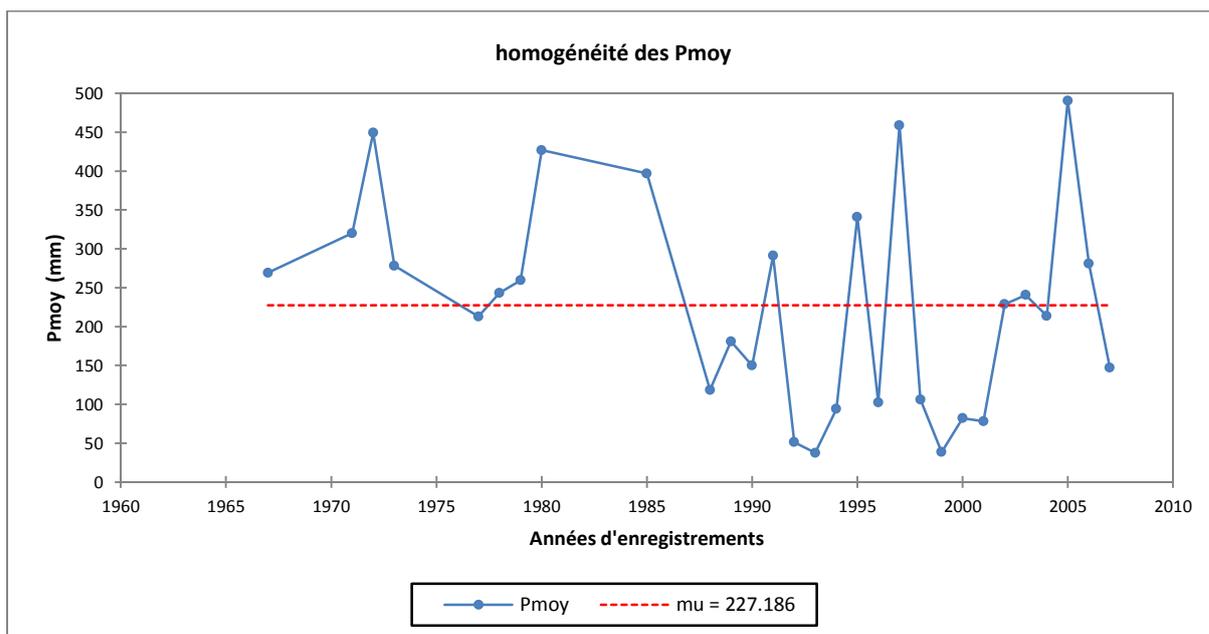


Figure III.11 : Répartition des P_{moy} par rapport à leur moyenne

B. Pour les pluies maximales journalières :

K	110.000
t	1992
p-value (bilatérale)	0.065
alpha	0.05

Hypothèses :

H₀ : Les données sont homogènes

H_a : Il y a une date à partir de laquelle il y a un changement dans les données

Etant donné que la p-value calculée est supérieure au niveau de signification seuil $\alpha=0.05$, on ne peut pas rejeter l'hypothèse nulle H_0 , et le risque de rejeter la alors qu'elle est vraie est de 6.52%.

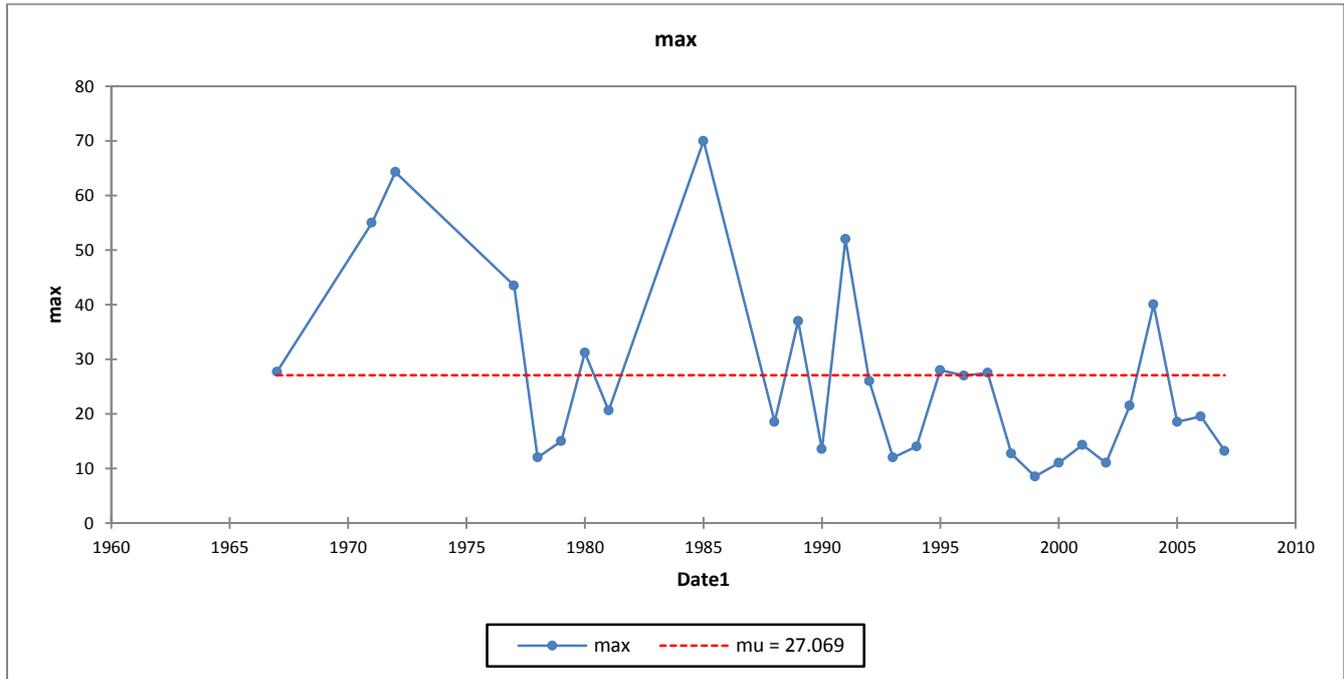


Figure III.12 : Répartition des P_{\max} par rapport à leur moyenne

III.5 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 données.*
- *Reporter les points sur papier à probabilité approprié à chaque loi.*
- *Tracer la droite ou la courbe théorique appropriée.*
- *Calculer les quantiles et leurs intervalles de confiance.*

Tableau III.13 : Caractéristiques empiriques et statistiques de la série des $P_{j,max}$ faites avec XLSTAT[3]

Statistique	Max
Nb. d'observations	29
Somme des poids	29
Minimum	8.500
Maximum	70.000
1er Quartile	13.500
Médiane	19.500
3ème Quartile	28.000
Somme	741.300
Moyenne	25.562
Variance (n)	266.349
Ecart-type (n)	16.320
Coefficient de variation	0.638
Asymétrie (Pearson)	1.344
Asymétrie (Fisher)	1.418
Aplatissement (Pearson)	0.834
Aplatissement (Fisher)	1.237
Moyenne géométrique	21.553
Moyenne harmonique	18.691

III.6 Ajustement des pluies maximales journalières

III.6.1 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:

$$f_x(x) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi\sigma_y^2}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(X - \xi) - \mu_y}{\sigma_y} \right)^2 \right]$$

Le quantile se calcul en appliquant :

$$x_p = \xi + \exp[\mu_y + \sigma_y u(p)]$$

L'ajustement aux lois statistiques et le calcul des pluies de pointe propre aux différentes périodes de retour ont été calculé avec le logiciel XLSTAT [3] et Hyfran plus [4]

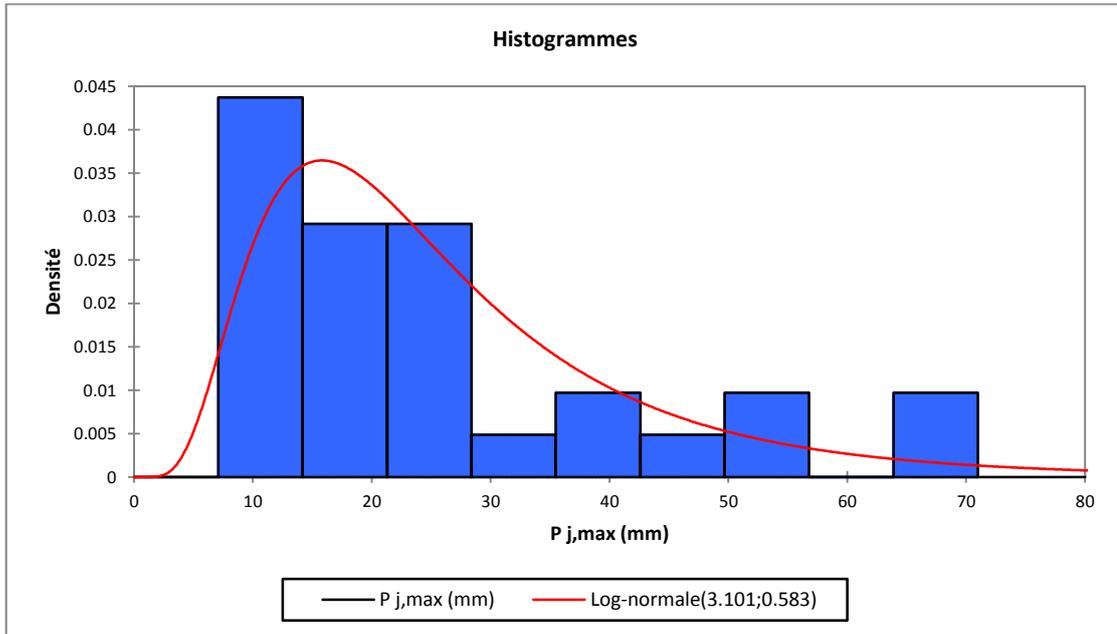


Figure III.13 : Examen visuelle de l'ajustement à la loi de log normal (X^2).

➤ Résultat du test d'adéquation du X^2

Hypothèses :

H_0 : L'échantillon suit une loi Log-normale

H_a : L'échantillon ne suit pas une loi Log-normale

Etant donné que la p-value calculée est supérieure au niveau de signification seuil $\alpha=0.05$, on ne peut pas rejeter l'hypothèse nulle H_0 , et le risque de la rejeter alors qu'elle est vraie est de 19.91%.

$$X^2_{calculée} = 6 < X^2 \text{ théorique} = 14.067 \text{ (Degré de liberté} = 4 \text{)}.$$

Donc on conclut alors que l'adéquation à la loi est bonne à un seuil de signification de 5%.

III.6.2 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 : $X = \alpha \times Y + x_0$

L'ajustement de la loi de Gumbel a donné des résultats médiocres avec une P-value de 7.75% qui est relativement faible par rapport à la loi Log-normal donc l'ajustement choisit est celui de la distribution Log-normal.

❖ Estimation fréquentielle des pluies de pointe pour la loi Log-normale

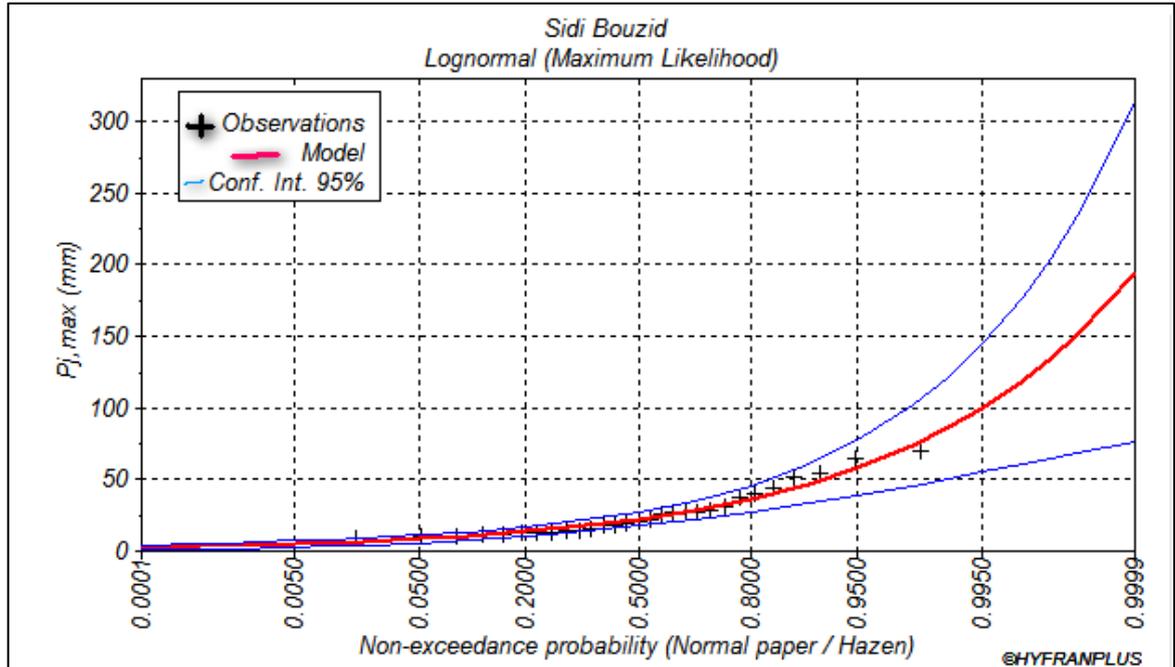


Figure III.14 : Graphique de l'estimation fréquentielle des $P_{j,max}$ (Hyfranplus).

Tableau III.14 : Résultats Estimation des pluies maximales pour différentes périodes de retour Log-normal.

Période de retour (ans)	Fréquence	$P_{j,max}$ (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	195	60.2	76.5 – 313
2000.0	0.9995	152	42.2	68.8 – 234
1000.0	0.9990	135	35.6	65.0 – 205
500.0	0.9980	119	29.7	61.0 – 177
200.0	0.9950	99.9	22.8	55.2 – 145
100.0	0.9900	86.4	18.3	50.6 – 122
50.0	0.9800	73.7	14.2	45.8 – 102

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 Montanari [18]

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

Avec :

$P_{\max,t,p\%}$: 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 $b=0.26$ [5].

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

$$I_t = \frac{P_{\max,p\%}}{t}$$

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

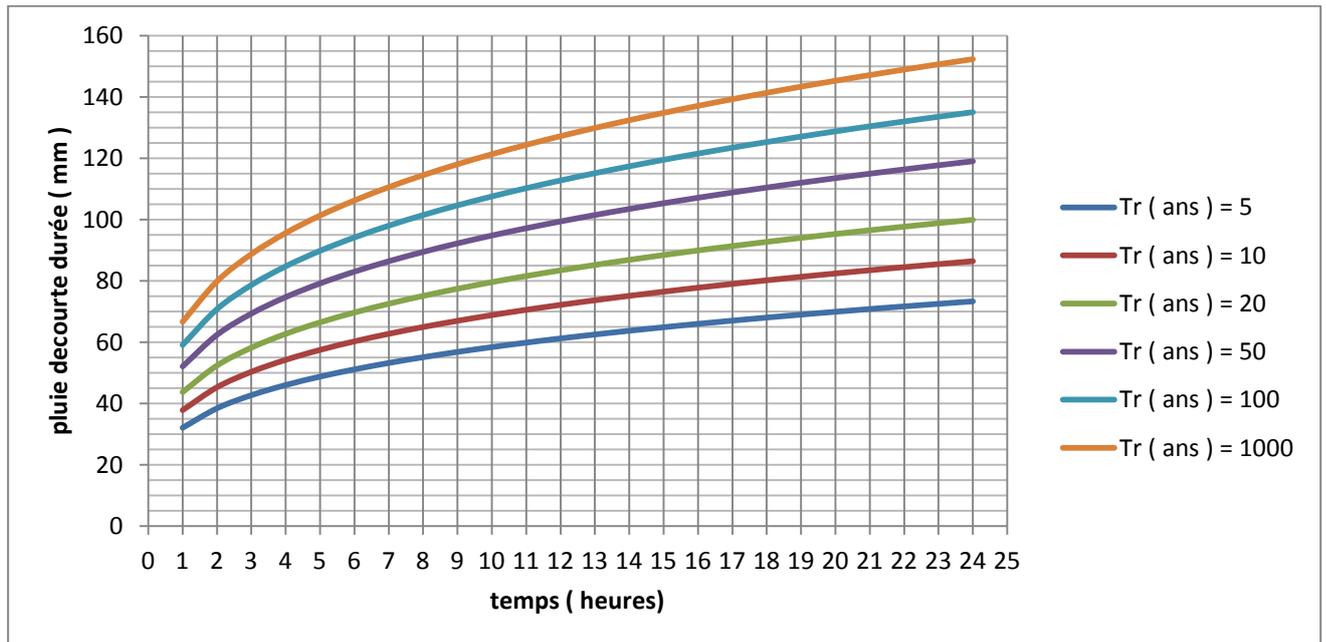


Figure III.15 : Courbe des pluies de courte durée.

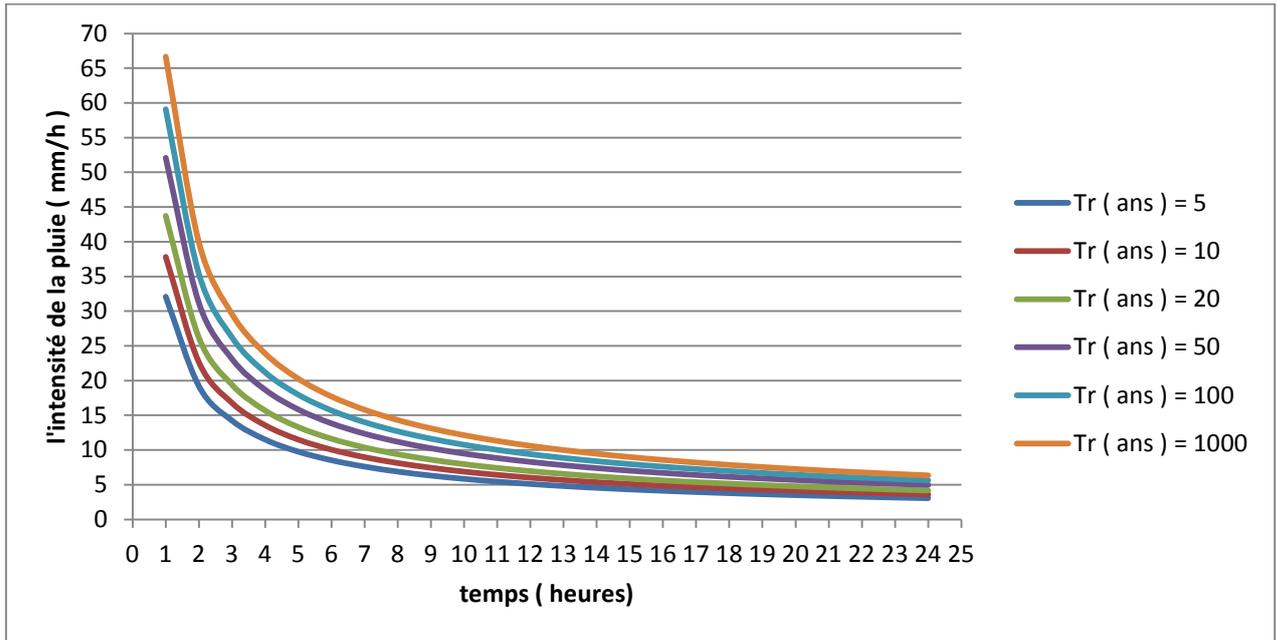


Figure III.16 : Courbes des intensités fréquentielles.

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.7. 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 d'Aflou mais cette station ne représente pas l'écoulement de notre Oued, nous sommes obligés d'estimer les apports à partir des formules empiriques.

III.7.1. Apports liquides

III.7.1.1 Apport moyen interannuel (A_0)

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

a. Formule de l'ANRH [19]

On a :

$$A_0 = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842} [10^6 \text{ m}^3]$$

Avec :

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

S : Superficie du bassin versant [Km^2].

AN:

$$A_0 = 0,915 \cdot 0,228^{2,684} \cdot 11,38^{0,842} = 0,134 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

b. Formule de SAMIE [19]

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

Avec :

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

S : Surface du bassin versant en [km²] ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

A.N :

$$L_e = 0,228^2 (293 - 2,2\sqrt{11,38}) = 14,84 \text{ mm}$$

$$A_0 = L_e \cdot S = 0,169 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

c. Formule de Deri II [19]

$$A_0 = 0,513 \cdot P_{\text{moy}}^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} \quad [10^6 \text{ m}^3]$$

Avec :

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

S : Superficie du bassin versant [Km²].

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

A.N :

$$A_0 = 0,513 \cdot 0,228^{2,683} \cdot 1,19^{0,5} \cdot 11,38^{0,842} = 0,082 * 10^6 \text{ m}^3$$

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

Tableau III.15 : Récapitulatif de calcul des Apports moyen interannuel

Formule	A_0 (M m ³)
ANRH	0.134
SAMIE	0.169
Deri II	0.082

L'apport considéré pour le reste de l'étude est la moyenne de toute les formules considérées parce que en les valeurs sont relativement proches ainsi $A_0=0.13 \text{ Mm}^3$

III.7.1.2. Caractéristiques de l'écoulement

III.7.1.2.1. Module de l'écoulement (Me)

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T}$$

Avec :

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

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

AN :

$$M_e = \frac{0.13.10^9}{31,536.10^6} = 4.12 \text{ l/s}$$

III.7.1.2.2. Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M_0)

On a :

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

Avec :

M_0 : Module de l'écoulement ([l/s]).

S : Superficie du bassin [Km^2].

AN :

$$M_0 = \frac{4.12}{11.38} = 0.362 \text{ l/s/km}^2$$

III.7.1.2.3. lame d'eau écoulée

On a :

$$L_e = \frac{A_0}{S}$$

Avec :

S : Superficie du bassin.

AN :

$$L_e = \frac{0.13.10^6}{11.3826.10^6} = 0,01141\text{m} = 11.41 \text{ mm}$$

III.7.1.2.4. Coefficient de l'écoulement

Il est donné par :

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

Avec :

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

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

AN :

$$C_e = \frac{11.41}{227.96} = 0.049$$

III.7.1.2.5. Coefficient de variation: [19]

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 :

$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1)$$

Avec :

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

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

AN : → $a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (0.362) = 0.908$

AN : → $C_v = 0,908 - (0,063 \log_{10} (11.38 + 1)) = 0.839$

b. Formule de l'ANRH [19]

$$C_v = \frac{0,7}{M_0^{0,127}}$$

Avec :

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

A.N : → $C_v = \frac{0,7}{0.362^{0,127}} = 0.79$

c. Formule de L'ANTONOV

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}}$$

Avec :

S : Superficie du bassin en $[km^2]$.

$$A.N \rightarrow C_v = \frac{0.7}{(11.38 + 1000)^{0.097}} = 0.3577$$

d. Formule de KRISTEKLY MENKEL

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

Avec :

M_0 : module de l'écoulement relatif $[l/s/km^2]$.

S : Superficie du bassin en $[km^2]$.

$$A.N \rightarrow C_v = \frac{0,83}{(11.38^{0,06} \cdot 0.362^{0,27})} = 0.73$$

e. Formule Algérienne de N. PADOUN

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 :

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23}$$

Avec :

K : coefficient de réduction on prend $K=0.67$

M_0 : module spécifique du bassin versant en $(l/s/km^2)$.

$$AN : \quad C_v = 0.787$$

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

Tableau III.16 : récapitulatif des résultats des coefficients des variations.

Formule	C_v
---------	-------

SOKOLOVSKY	0.839
ANRH	0.79
L'ANTONOV	0.35
KRISTEKLY MENKEL	0.73
Formule algérienne de N,PADOUN	0.787

On choisit les formules algériennes (ANRH et Formule algérienne de N,PADOUN) car elle sont plus adapté par rapport aux autres sont égale au dixièmes pré, donc : $C_v=0.79$.

III.7.1.3. Irrégularité des apports

III.7.1.3.1. Estimation fréquentielle des apports:-

Pour l'estimation fréquentielle des apports on utilise soit le modèle logarithmique, soit le modèle de Pearson III. Effectivement, en Algérie les apports suivent cette loi de façon adéquate.

Pour l'estimation des apports liquides mensuels pour le dimensionnement d'un barrage on se base sur la loi Pearson III, qui est comme suit :

$$A_{80\%} = [(C_v \cdot F_{p\%}) + 1] \cdot A_0 \text{ avec : } A_0 = Q_0 \cdot t$$

Sachant que :

C_v : est le coefficient de variation.

$F_{p\%}$ est la fonction de Rybkine-Foster pour une fréquence donnée tirée de la table

Pour une fréquence de 80% = -0.85

Donc $A_{80\%} = [(0.7 \cdot -0.85) + 1] \cdot 0.082 = 0.053 \text{ Mm}^3$

III.7.1.3.2. 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 III.21 et la répartition des pluies tableau III.12

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

mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avri	Mais	Juin	Juille	Août	Total
$A_{80\%}(\text{m}^3)$	5639.2	6407.7	5427.2	7716.8	4785.9	4971.4	7261	3275.4	3667.6	1913.3	190.8	1738.4	53 000
Pourcent age %	10.64	12.09	10.24	14.56	9.03	9.38	13.7	6.18	6.92	3.61	0.36	3.28	100

III.7.2. 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.8 Transport solide

L'estimation des apports solides est primordiale puisqu'elle intervient dans le dimensionnement des ouvrages hydrotechniques.

Ces apports solides dépendent en premier lieu de l'agressivité climatique (pluies intenses), de l'étendue du relief du bassin, de la résistance à l'érosion de sol, liée elle-même à la végétation par la présence des racines et à la nature géologique des roches et au régime des pluies et des températures. Pour l'estimation de l'érosion, on s'est référé sur les formules empiriques les plus utilisées :

III.8.1 Formule de FOURNIER [15]

Dans cette formule, le transport solide se calcule comme suit :

$$T_0 = 91.78 \cdot \frac{P_m^2}{P_{moy}} - 737.62$$

Avec :

P_m : est la pluie maximale du mois le plus pluvieux = 70 mm,

P_{moy} : est la pluie annuelle moyenne (mm) = 227.96 mm;

S: Surface du bassin versant (km^2)=11.37 Km^2

AN:

$$D'où Ta= 1235.19 t/Km^2 /an$$

III.8.2 Formule de TIXERONT (1960) [2] :

Elaborée pour les bassins Algériens et tunisiens, elle tient compte de la répartition du bassin Versanten fonction de sa perméabilité et s'écrit :

$$Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15}.$$

Avec:

Q_s : le transport solide en ($t/Km^2/an$)

L_e : la lame écoulée en (mm).

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

Soit :

$$Q_s=470.617 (t/Km^2/an)$$

III.8.3 Méthode GAVRILLOVIC

Très appliquée en Algérie, cette équation prend en considération plusieurs paramètres :

$$Ts = 3,141664 * Pa * \left(\left(\frac{Ta}{10} \right)^{0.5} + 0,1 \right) * Z^{3/2} * \frac{P^{0.5} * Hmoy}{(L + 10) * 0,2}$$

Avec :

Ts = Taux de transport solide.

Pa = Précipitation annuelle moyenne (mm).

Ta = Température moyenne du Bv.

Z = Coefficient d'érosion (il varie entre 1.5 pour une érosion élevée, et 0.2 pour une faible érosion), dans notre cas $Z=0.45$.

P = Périmètre du BV (Km).

L = longueur du thalweg principale (km).

$Hmoy$ = Altitude moyenne du BV.

AN $Es=518.22 (t/Km^2/an)$

Les résultats de calcul par les différentes méthodes sont donnés par le tableau **III.18**

Tableau III.18: Calcul du transport solide (Tonnes/an)

Formules	TIXERONT	FOURNIER	GAVRILLOVIC
Débit solide (tonnes/an)	5350.92	14044.11	5892.16

❖ **Conclusion**

*La formule de Fournier surestime le transport solide pour des bassins inférieurs à 50 km², elle ne sera pas prise en compte. On remarque que les deux valeurs obtenues par Tixeront et Gravillovic sont relativement proches, on conclue que leurs moyenne arrondie est la valeur retenue pour le transport solide ie : **Qs est de 5500 T/an.***

III.9 Durée de vie de la retenue

Une évaluation correcte de la durée de vie (délai de service) de la retenue s'impose Pour exemple dans le cas d'un barrage on prend T= 50 ans. Dans le cas de retenues collinaires, le délai de service ne dépasse pas 20 ans.



Figure III.17: retenue envasée d'Oued Chebab [16]

Mais dans notre cas la région d'Aflou, elle est connue pour avoir des cours d'eau qui transportent beaucoup de sédiments, ainsi le risque d'envasement est très élevé, comme

c'est déjà arrivée au site de la retenue sur oued Chebab (à proximité de 15 Km de notre projet) et comme montré sur la figure III.18 qui s'est complètement envasée et détérioré non seulement à cause de facteur naturelle mais aussi à cause du facteur humain qui intervient par le mauvais mode de gestion et d'exploitation.

*Mais dans notre cas la durée de vie prise en compte est de dix ans **T=10 ans**.*

III.10 Calcul du volume mort

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits, et accumule les sédiments au pied de la retenue barrage. L'estimation de cet envasement (tranche morte) est indispensable pour un dimensionnement rigoureux de l'ouvrage.

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 qui dépendent de la durée de vie de l'ouvrage.

III.10.1 Méthode liée à l'érosion spécifique :

Le volume des sédiments pour un délai de service, est donné par la formule suivante (Touaibia,2005):

Avec :
$$V_m = \frac{E_s \cdot S \cdot T \cdot m}{\tau}$$

T : Durée de vie du barrage (10 ans)

τ : Poids spécifique des sédiments (1 t/m³)

S : Surface du bassin versant 11.37 Km²

E_s : Erosion spécifique= 483.73 (t/Km² /an)

m: % d'alluvions qui reste dans la cuvette=1

D'où $V_m = 36\ 666.66\ m^3$

III.10.2 Formule de TIXERONT [2]

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = \frac{Q_s \cdot S \cdot T}{\delta_s}$$

Avec :

$$Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15}$$

Avec :

Q_s : Débit solide en [tonne/an].

δ_s : Poids spécifique des sédiments [1,5 t/m³].

T : temps d'exploitation [$T = 10$ ans].

α : Caractéristique de perméabilité pris 100 (Faible à moyenne perméabilité)

A.N.:

$$V_m = \frac{134,46 \cdot 11 \cdot 37 \cdot 10}{1} = 15288.34\ m^3$$

III.10.3 Formule de GAVRILLOVIC :

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

On a :

$$V_m = \frac{T_0 \cdot T \cdot S}{\delta_s}$$

Tel que :

$$T_0 = T_{sp} * G_{rm}$$

Avec :

$$T_{sp} = T \cdot P_{moy} \cdot \pi \cdot \sqrt{Z^3}$$

Tel que :

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

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

Et :

T_0 : taux d'abrasion [t/Km²/an].

T_{sp} : le taux de la production annuel des matériaux en $[m^3/km^2/an]$.

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 :

$$T = \sqrt{\frac{18.05}{10}} + 1 = 2.344 \Rightarrow T_{sp} = 2.344 \cdot 227.96 \cdot \pi \cdot \sqrt{0.45^3} = 506.63 m^3 / km^2 / an$$

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{13.86 + 1409,5 * 0,001})}{0,2(5.8 + 10)} = 1,236.t/m^3$$

$$T_0 = 506.63 * 1.236 = 624.5.t/km^2 / an$$

$$V_m = \frac{624.5 \cdot 10 \cdot 11.37}{2,40} = 29\ 680.1\ m^3$$

❖ Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau III.23.

Tableau III.19 : Récapitulatif des résultats du volume mort.

Formule	Volume mort par (m ³)
TIXERONT- SOGREAH	15 288.34
GAVRILLOVIC	29 680.1
Méthode liée à l'érosion spécifique	36 666.66

La formule la plus proche de la moyenne est la formule de Gavrillovic, en arrondissant la moyenne on prend $V_m = 27\ 000 m^3 = 0.027 Mm^3$

III.11 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. A cause de la non existence d'une station hydrométrique dans le cas de notre retenue c'est à dire on n'a pas des données hydrométrique de l'oued Ain Osman, nous sommes obligés à ce stade 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.11.1. Formules empiriques pour la détermination du débit 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.11.1.a Formule de MALLET - GAUTHIER [17]

On a:

$$Q_{\text{maxp}\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}}$$

Avec :

$Q_{max,p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s).

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

S : Superficie du bassin versant [Km^2].

L : Longueur du talweg principal [Km].

K : 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].

$$Q_{max,p\%} = 34.54 \cdot \sqrt{4 \log T - 0.029}$$

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

Tableau III.20 : Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.

Période de retour (ans)	50	100	200	1000
Q_{max} (m3/s)	89.86	97.53	104.64	119.52

III.11.1.b Formule de BBOUZIANE (1997) [17]

Avec : $Q_T = (4 \cdot \frac{N}{300})(1 + a \log T)(A^{0.8} + 8/3 A^{0.5})$

QT : débit de pointe en m^3/s de période de retour Tannées

A : superficie du bassin versant en km^2

N : coefficient généralement pris égal à 80 en plaine et 100 en montagne

a : coefficient variant entre 0.7 et 1.7 et pouvant dépasser 2 dans les régions arides A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30 [$A = 20$].

T : période de retour [an].

$$Q_T = 18.115 \cdot (1 + 2 \log T)$$

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

Tableau III.21 : Récapitulatif des résultats de la formule Bouziane.

Période de retour (ans)	50	100	200	1000
Q_{max} (m3/s)	79.67	90.57	101.48	126.8

III.11.1.c Formule de SOKOLOVSKY[20]

On a :

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

Avec :

S : Superficie du bassin [Km²].

T_c : temps de concentration[h].

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

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

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

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{X_p} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_p} + \sqrt{H_0}}$$

Avec :

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

H_0 : perte d'eau initiale

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

On prend : $\gamma = 2D$ 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.33

Tableau III.22: Tableau Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovski.

Période de retour (ans)	50	100	200	1000
Fréquence	2%	1%	0.5%	0.1%
P_{ct} (mm)	38.41	45.28	52.36	70.75
$\alpha_{p\%}$	0,420	0,463	0,491	0,564
$Q_{\max p\%}$ (m ³ /s)	28.53	37.69	47.63	75.15

III.11.1.d Formule de TURRAZA [20]

On a :

$$Q_{\text{max}\%} = \frac{C \cdot I_{tc} \cdot S}{3.6}$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant (Km²).

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la période de retour donnée.

I_{ct} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration [mm/h]. Le tableau III.35 résume les calculs de cette formule

Tableau III.23 : Tableau Récapitulatif des résultats de la formule TURRAZA.

Période de retour (ans)	50	100	200	1000
Fréquence (%)	2	1	0.5	0,1
C	0.65	0.7	0.72	0.8
I _{tc} (mm/h)	19.20820822	22.64105308	26.17871762	31.18385783
Q _{max} (m ³ /s)	35.96470209	45.65316786	54.29466035	71.86146793

➤ Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le tableau III.24

Tableau III.24: Récapitulatif des résultats de débit de crue.

	Q _{2%} (m ³ /s)	Q _{1%} (m ³ /s)	Q _{0.5%} (m ³ /s)	Q _{0.1%} (m ³ /s)
Période de retour (ans)	50	100	200	1000
BOUZIANE	79.67	90.57	101.48	126.8
SOKOLOVSKY	28.53	37.69	47.63	75.15
TURRAZA	35.96	45.65	54.29	71.86
Formule de MALLET - GAUTHIER	89.86	97.53	104.64	119.52

Les formules de Bouziane et de Mallet – Gauthier prennent en compte la période de retour qui résultent en des débits un peu trop gonflé, contrairement à la formule la plus

intéressante qui est celle de SOKOLOVSKY, dont le débit a été calculé en fonction de la période considérée, et la pluie moyenne journalière, ainsi les caractéristiques générale du bassin versant, donc on retiens les débits calculés par la formule de SOKOLOVSKY.

III.11.2. Hydrogramme de crues

L’Hydro gramme de crue sera établit selon la méthode de SOKOLOVSKY. Cette méthode assimile l’Hydrogramme (voir la figure III.19) de crue à deux équations paraboliques l’une pour la montée de la crue et l’autre pour la décrue.

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x$$

Pour la montée de la crue
(III-40)

$$Q_d = Q_{max} \left[\frac{(t_d - t)}{t_d} \right]^y$$

Pour la décrue
(III-41)

Avec :

Q_m : débit instantané de la montée (m^3/s) ;

Q_d :débit instantané de la décrue (m^3/s) ;

t_m : temps de la montée de la crue en heures ;

t_d : temps de la décrue en heures ;

Q_{max} : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m^3/s) ;

x, y : Puissance des courbes ;

$x= 2$ pour la montée de la crue.

$Y= 3$ pour la décrue.

Pour les crues d’averses, c’est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

➤ $t_m = t_c=1.69 h$ (pour les petits bassins versants), avec t_c est le temps de concentration du bassin versant (heures).

➤ $td =\delta t_m$;

Où :

δ : coefficient de forme de l’hydrogramme de crue

($\delta =4$; voir le Tableau III-23) ;

$td =4. 1.69 =6.76$ heures ;

Tableau III.25 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

Description du cours d'eau	Valeur de δ	
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0	-2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3,0	-4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0	-7,0

Les hydrogrammes de crues pour différentes période de retour sont donnés par la Figure III.18.

Tableau III.26: Tableau récapitulatif des résultats de calcul pour tracé l'Hydrogramme de 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

Chapitre III : ETUDE HYDROLOGIQUE

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

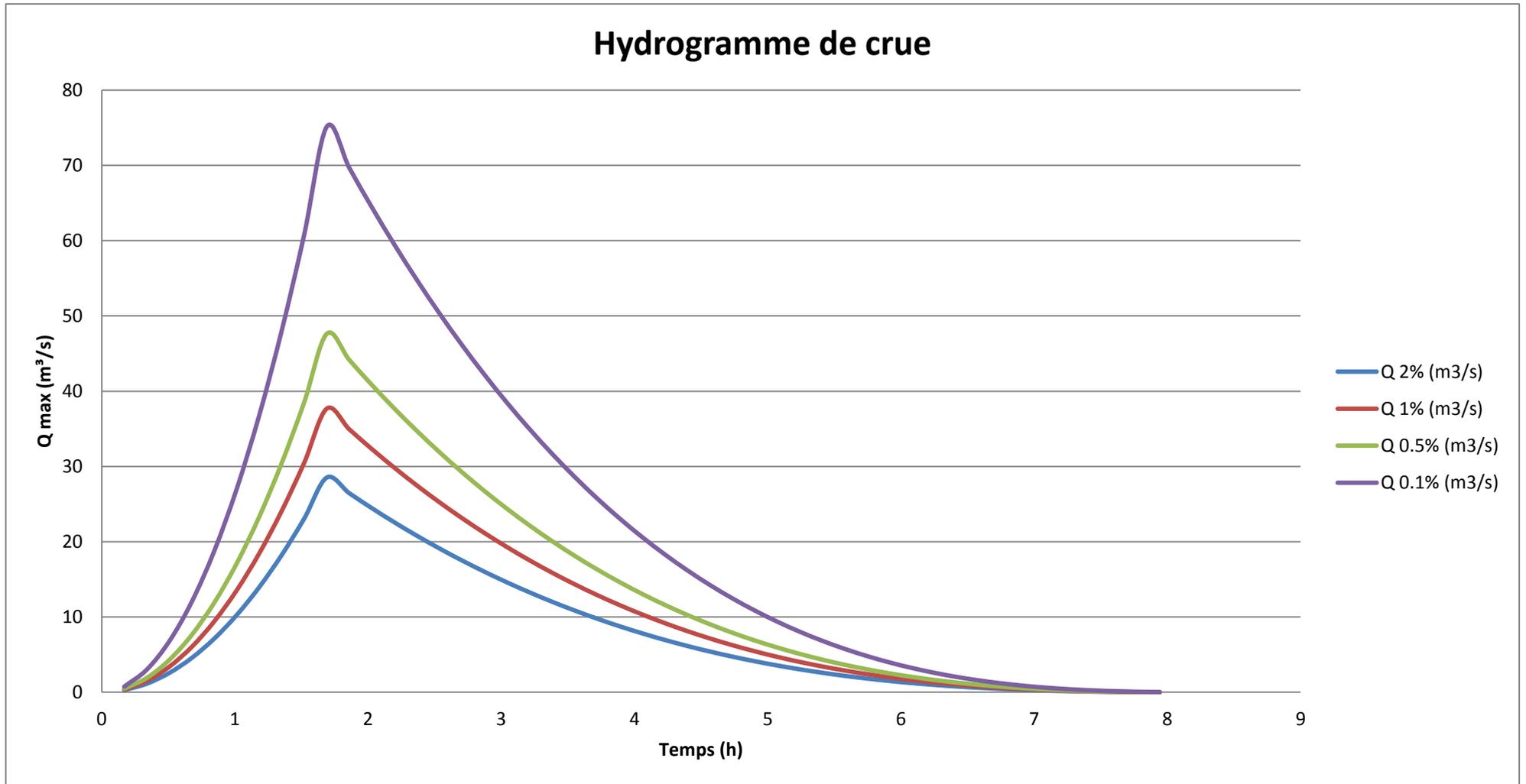


Figure III.18 : hydrogramme de crue (la méthode de SOKOLOVSKY)

III.12 Choix de la crue projet

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer les Plus Hautes Eaux (PHE) et dimensionner l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités de laminage. Souvent, la crue de projet considérée est la crue de débit de pointe maximale. Il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crue. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre 100 ans et 10 000 ans (fréquence 10^{-2} à 10^{-4}). Le choix de la période de retour dépend du degré du risque induit par la rupture du barrage et l'importance des dégâts que peut induire une rupture.

Afin de déterminer la crue projet, nous nous appuyons sur les recommandations du Comité international des Grands Barrages.

Tableau III.27 : Crues de projet recommandées (Bulletin de DECIGB, Evaluation de crue de projet)

Catégorie de dommages	Crue de projet recommandée
Elevés : Perte de vie Dommages très Importants	1/100000 à 1/10000
Important : pas de pertes de vies dommage Faibles	1/10000 à 1/1000
Faible : pas de perte de vies dommages légers	1/1000 à 1/100

Pour le cas de notre retenue, qui est dégagée et inhabitée en aval, nous constatons que le risque d'avoir des pertes en vies humaines dans le cas d'une rupture est très faible ainsi que pour les dommages matériels, donc nous avons opté pour une crue de projet de probabilité de 1 % ($T = 100$ ans), en prenant une marge de sécurité, le débit de projet est pris égal à $Q1\% = 40 \text{ m}^3/\text{s}$.

III.13. 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 (A80% en M m³).*
- *La consommation totale (M m³).*
- *Les infiltrations et l'évaporation.*
- *Les courbes caractéristiques de la retenue (voir annexe).*

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.14. Détermination de la garantie de la restitution :

Les volumes mobilisés des retenues collinaires sont destinés pour l'irrigation dont la garantie de restitution est généralement prise égale à $P = 80\%$ (4 années sur 5) qui répond à une marge des risques pondérés qui sont liés à un ou plusieurs facteurs influent directement ou indirectement sur le développement optimum de la culture. Dans notre cas la retenue aura comme but la réalisation d'un stock d'eau pour l'irrigation.

III.14.1. Besoin de la région :

Notre retenue est destinée pour l'irrigation des périmètres aval (céréaliculture et arboriculture). 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 an)

A partir de la planimétrie des périmètres à proximité de la retenue en se basant sur l'image satellitaire de Google Earth pro (voir l'annexe III.4)

On trouve $P_{total} = 15 \text{ ha}$

On a **15 ha** des terre à irriguer et la norme d'irrigation de notre retenu collinaire est de **3000 m³/ha**

Alors :

$$U_{80\%} = 3000 * 15 = 45\ 000\ m^3 = 0.045\ Mm^3$$

Tous ces besoins mensuels sont répartis dans le tableau suivant :

Tableau III.28 : Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation.

Mois	Besoin (%)	Besoin (m ³)
Septembre	8	3600
Octobre	5	2250
Novembre	0	0
Décembre	0	0
Janvier	0	0
Février	0	0
Mars	0	0
Avril	7	3150
Mai	10	4500
Juin	20	9000
Juillet	25	11250
Août	25	11250
Total	100	45 000

La répartition de ces besoins se base principalement sur les besoin de céréaliculture et secondairement d'arboriculture.

La répartition mensuelle de la consommation et les apports sont données dans le Tableau III.29

Tableau III.29: Répartition mensuelle de la consommation.

mois	sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mais	Juin	Juillet	Aout	Total
A80% (m3)	5639.2	6407.7	5427.2	7716.8	4785.9	4971.4	7261	3275.4	3667.6	1913.3	190.8	1738.4	53 000
U_{80%} (m3)	3600	2250	0	0	0	0	0	3150	4500	9000	11250	11250	45 000

III.14.2. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes [2]:

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

La période à bonne hydraulité est celle du mois de septembre jusqu'au mois de mars.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau III.26 et.

$$V_s = 36359.2 \text{ m}^3 \quad \text{et} \quad V_d = 28364.5 \text{ m}^3.$$

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

$$V_u = V_d = 28364.5 \text{ m}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 28364.5 + 27000 = 55364.5 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = 0,0553645 \text{ Mm}^3$$

Tableau III.30 : résultat du calcul de régularisationsans prendre en compte les pertes

Mois	W (hm3)	U (hm3)	W-U (hm3)	Iere consigne		
				Vrf (hm3)	Vri (hm3)	S (hm3)
Septembre	5639.2000	3600	2039.2		27000.00000	
				29039.20000	29039.20000	0
octobre	6407.7000	2250	4157.7			
				33196.90000	33196.90000	0
nov	5427.2000	0	5427.2			
				38624.10000	38624.10000	0
decembre	7716.8000	0	7716.8			
				46340.90000	46340.90000	0
jan	4785.9000	0	4785.9			
				51126.80000	51126.80000	0
fevr	4971.4000	0	4971.4			
				56098.20000	55364.50000	733.7
mars	7261.0000	0	7261			
				62625.50000	55364.50000	7261
avril	3275.4000	3150	125.4000			
				55489.90000	55364.50000	125.4
mai	3667.6000	4500	-832.4			
				54532.10000	54532.10000	0
juin	1913.3000	9000	-7086.7			
				47445.40000	47445.40000	0
juil	190.8000	11250	-11059.2			
				36386.20000	36386.20000	0
aout	1738.4000	11250	-9511.6			
				27000.00000	27000.00000	0
Total	53000.000	45000.00	8000.000			
						8120.100

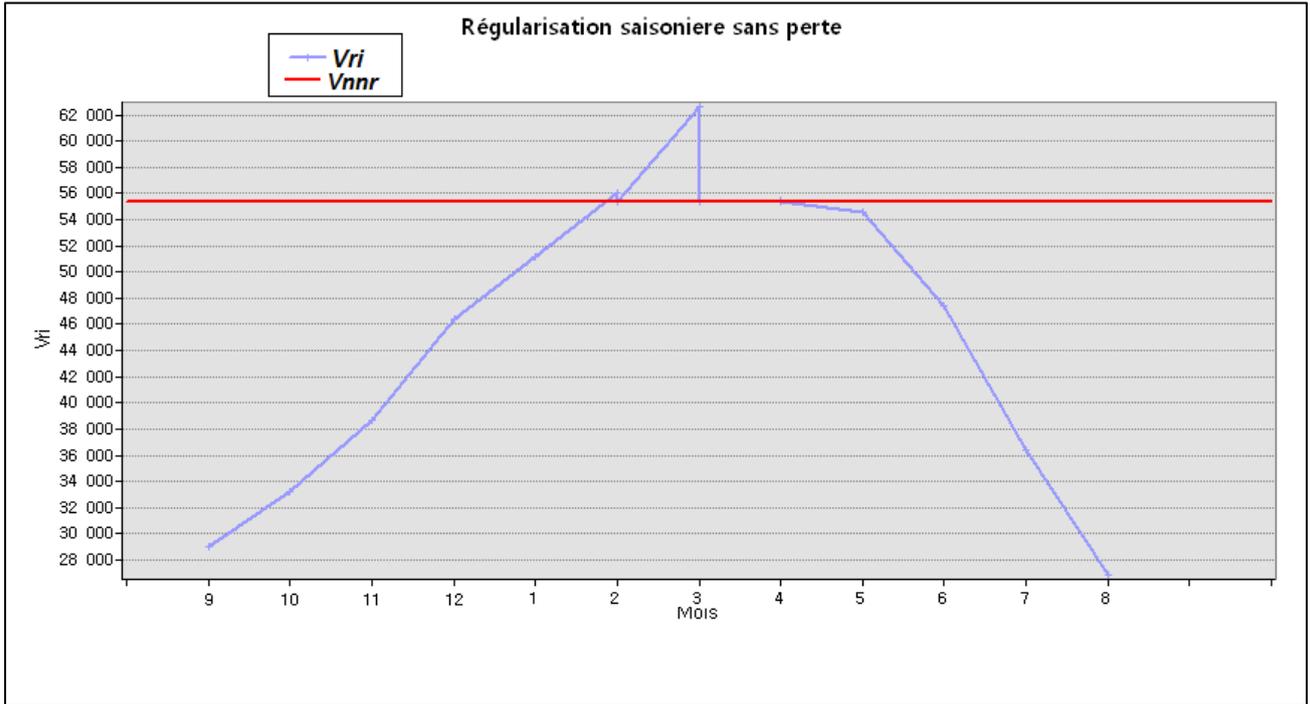


Figure III.19 : Graphique d'exploitation pour la 1^{ère} consigne

III.14.3. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes [2]

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

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

A) Pertes par évaporation

On a :

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

Avec :

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

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

Avec :

$V_{rf,i}$ 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 :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100}$$

Avec :

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau III.27.

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

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

Tableau III.31: 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 Solde notre bassin versant à faible perméabilité on prend $\delta = 0.5$

Tableau III.32: Récapitulatif des résultats d'estimation des pertes

Mois	$V_{mgy} [m^3]$	$S_{mgy} [m^2]$	$Es [mm]$	$V_{ep} [m^3]$	$V_{inf} [m^3]$	Perte totale $[m^3]$
Septembre	2417	29039.2	9.9	287.49	145.2	432.68
Octobre	25246	33196.9	12.8	424.92	165.98	590.9
Novembre	26386	38624.1	3.1	119.73	193.12	312.86
Décembre	29765	46340.9	8.8	407.8	231.7	639.5
Janvier	31157	51126.8	23.3	1191.25	255.63	1446.89
Février	32556	55731.35	26.2	1460.16	278.66	1738.82
Mars	36214	58995	10.7	631.25	294.98	926.22
Avril	32426	55427.2	9.9	548.73	277.14	825.87
Mai	31248	54532.1	15.9	867.06	272.66	1139.72
Juin	29262	47445.4	9.3	441.24	237.23	678.47
Juillet.	25615	36386.2	26.3	956.96	181.93	1138.89
Août	23695	26874.6	10.9	292.93	134.37	427.31

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

$$V'_s = 31523.54 \text{ Mm}^3 \quad \text{et} \quad V'_d = 31372.28 \text{ m}^3.$$

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

$$V'_u = V'_d = 31523.54 \text{ m}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 27000 + 31523.54 = 58372.28 \text{ m}^3$$

$$V'_{\text{NNR}} = 0,0707182 \text{ Mm}^3$$

C) stabilisation des pertes et estimation de l'erreur:

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

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100$$

Avec :

$$1\% < \varepsilon < 2\%$$

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 vérifié on doit faire des itérations.

$$\varepsilon = \frac{31523.54 - 28364.5}{28364.5} \cdot 100 = 11.1\% :$$

Alors on a fait une seul itération de plus voir tableau III.29 on trouve :

$$V''_s = 33748.07 \text{ m}^3 \quad \text{et} \quad V''_d = 29969.2283 \text{ m}^3.$$

Le temps de fonctionnement à un seul temps ne change pas par rapport au cas sans pertes, on remarque que l'excédent d'eau et plus grand que la déficit donc :

$$V''_u = V''_d = 29969.228 \text{ m}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V'_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 29969.23 + 27000 = 56969.23 \text{ m}^3$$

$$V'_{\text{NNR}} = 56969.23 \text{ m}^3 \Rightarrow \text{NNR} = 1353 \text{ m.NGA}$$

$$\varepsilon = \frac{29969.23 - 28364.5}{28364.5} \cdot 100 = 1.87\%$$

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

Tableau III.33: résultat des itérations du calcul de régularisation avec prise en compte des pertes

Mois	W (hm3)	U (hm3)	W-(U+P) (m3)	1ere consigne		
				Vrf (hm3)	Vri (hm3)	S (hm3)
Septembre	5639.2000	3600	1722.6727		27000.00000	
				28722.67272	28722.67272	0
octobre	6407.7000	2250	3699.5828			
				32422.25550	32422.25550	0
nov	5427.2000	0	5268.8412			
				37691.09669	37691.09669	0
decembre	7716.8000	0	7262.6592			
				44953.75587	44953.75587	0
jan	4785.9000	0	3543.5188			
				48497.27463	48497.27463	0
fevr	4971.4000	0	3455.5073			
				51952.78191	51952.78191	0
mars	7261.0000	0	6570.7585			
				58523.54041	58372.27985	151.26056
avril	3275.4000	3150	-478.7565			
				57893.52337	57893.52337	0
mai	3667.6000	4500	-1753.9925			
				56139.53088	56139.53088	0
juin	1913.3000	9000	-7575.3876			
				48564.14326	48564.14326	0
juil	190.8000	11250	-11059.2			
				37504.94326	37504.94326	0
aout	1738.4000	11250	-10504.9433			
				27000.00000	27000.00000	0
Total	53000.000	45000.00	8000.000			151.261

Mois	W (hm3)	U (hm3)	W-(U+P) (m3)	Iere consigne		
				Vrf (hm3)	Vri (hm3)	S (hm3)
Septembre	5639.2000	3600	1818.7265		27000.00000	
octobre	6407.7000	2250	3865.9841	28818.72648	28818.72648	0
nov	5427.2000	0	5323.1386	32684.71054	32684.71054	0
decembre	7716.8000	0	7460.9135	38007.84916	38007.84916	0
jan	4785.9000	0	4154.0067	45468.76266	45468.76266	0
fevr	4971.4000	0	4233.2949	49622.76938	49622.76938	0
mars	7261.0000	0	6892.0132	53856.06427	53856.06427	0
avril	3275.4000	3150	-186.8411	60748.07743	56969.22826	3778.84917
mai	3667.6000	4500	-1284.4067	56782.38714	56782.38714	0
juin	1913.3000	9000	-7351.8547	55497.98048	55497.98048	0
juil	190.8000	11250	-11059.2	48146.12580	48146.12580	0
aout	1738.4000	11250	-10086.9258	37086.92580	37086.92580	0
Total	53000.000	45000.00	8000.000	27000.00000	27000.00000	0
						3778.849

III.15. Laminage des crues et optimisation [2]

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.15.1. Procédés de calcul :

Il existe plusieurs procédés de calcul du laminage, dans notre cas on travaillera qu'avec la méthode de:

- Méthode de Kotcherine.
- Méthode de Hidenblat (après calcul d'optimisation).

III.15.1.1. Méthode de KOTCHERINE [2]

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

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

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

Les résultats de calcul de laminage sont représentés dans les trois tableaux suivants qui résument les différentes étapes de calcul du laminage :

Tableau III.34. Données initiales

Vnnr	56969.23
vf=vphe-vnnr	variable
Vcr=0,5.Qmax.T(m3)	121680.00
Tcr=Tm (h)	1.69
Qmax (m3/s)	40
m	0.49

Tableau III.35 Estimation du débit laminé

Hd(m)	Cote (m)	Vphe(Mm ³)	Vch(m ³)	qmax=Qmax(1-vf/vcr)(m3/s)
0	1351.9	56969.23	0	40.00
0.2	1352.1	62670	5700.77	38.13
0.4	1352.3	68490	11520.77	36.21
0.6	1352.5	71150	14180.77	35.34
0.8	1352.7	76030	19060.77	33.73
1	1352.9	80820	23850.77	32.16
1.2	1353.1	86300	29330.77	30.36
1.4	1353.3	91780	34810.77	28.56
1.6	1353.5	96580	39610.77	26.98
1.8	1353.7	101710	44740.77	25.29
2	1353.9	107705	50735.77	23.32
2.2	1354.1	113700	56730.77	21.35
2.4	1354.3	119180	62210.77	19.55
2.6	1354.5	126370	69400.77	17.19
2.8	1354.7	133560	76590.77	14.82
3	1354.9	138870	81900.77	13.08
3.2	1355.1	144180	87210.77	11.33
3.4	1355.3	151030	94060.77	9.08
3.6	1355.5	157880	100910.77	6.83
3.8	1355.7	163400	106430.77	5.01
4	1355.9	169180	112210.77	3.11
4.2	1356.1	177440	120470.77	0.40

Tableau III.36 Calcul du débit laminé en fonction de la largeur et du débit entrant

Q(m3/s)	Hd(m)	qmax=m.b.v(2g).hd ^{3/2}						
		b=8	b=10	b=12	b=14	b=16	b=18	b=20
40.00	0	0	0	0	0	0	0	0
35.34	0.6	8.06979	10.0872	12.1047	14.1221	16.1396	18.157	20.1745
30.36	1.2	22.8248	28.531	34.2372	39.9434	45.6496	51.3559	57.0621
25.29	1.8	41.9319	52.4148	62.8978	73.3808	83.8638	94.3467	104.83
19.55	2.4	64.5584	80.6979	96.8375	112.977	129.117	145.256	161.396
13.08	3	90.223	112.779	135.335	157.89	180.446	203.002	225.558
6.83	3.6	118.601	148.252	177.902	207.552	237.203	266.853	296.503
0.40	4.2	149.455	186.818	224.182	261.546	298.909	336.273	373.637

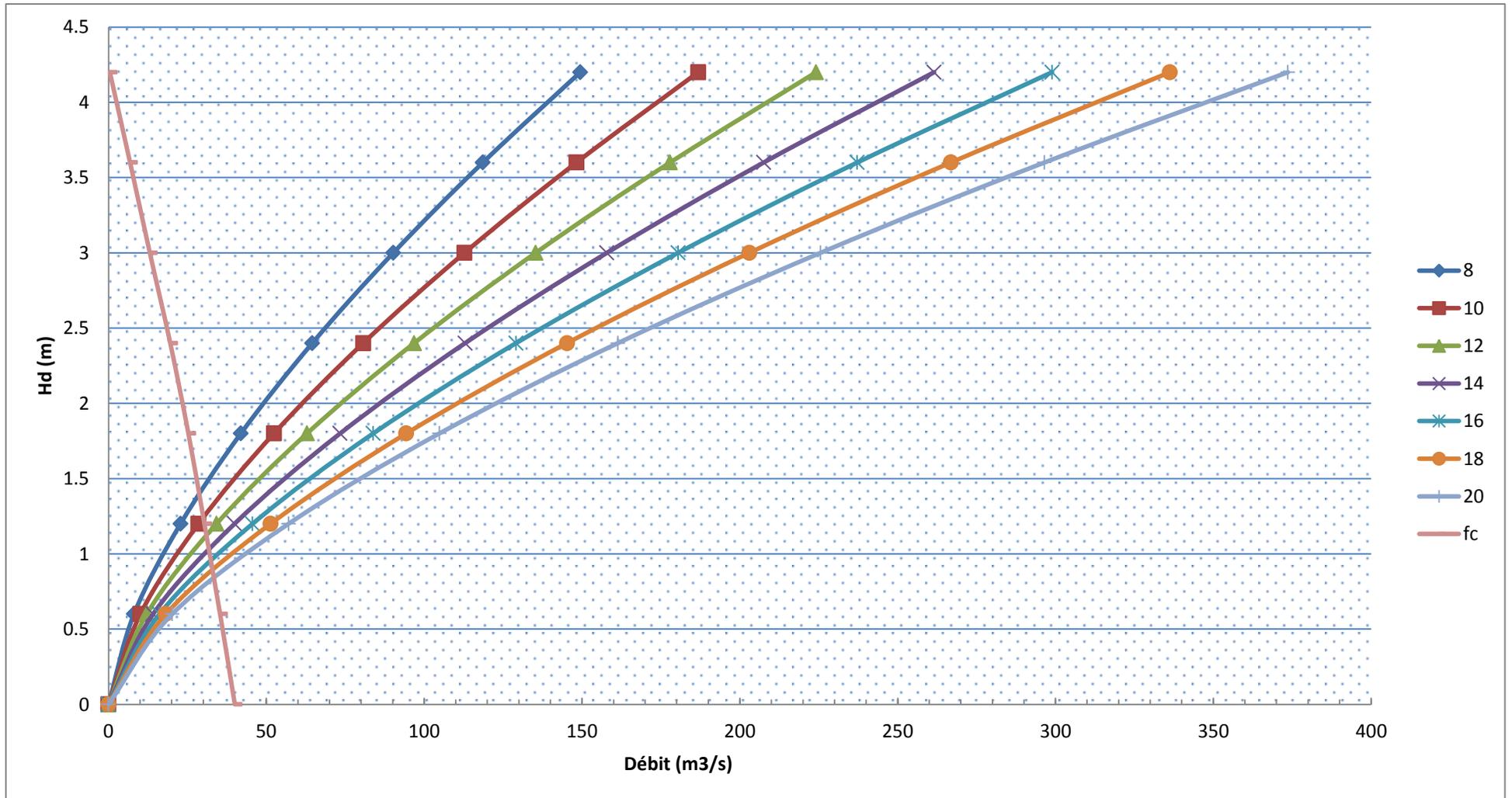


Figure III.20 : les courbes du débit en fonction de la charge déversante

III.15.2 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.15.2.1. 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.

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

On a :

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. ($m_1=2.5, m_2=2.5$) voir tableau suivant.

bcr : Largeur en crête (m).

H i : Hauteur de la tranche au point *i*

Hb : Hauteur de barrage

Hauteur du barrage (m)	m ₁	m ₂
5	2.0	2.5
5 : 10	2.5	2.0
10 : 20	2.5	2.5
20 : 30	3.0	2.5
≥30	3.0	2.0

III.15.2.2 Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a. Formule de STEVENSON et GAILLARD [9]

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 :

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

H : hauteur des 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 : Fetc, h largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment dans notre cas les vents dominant souffle vers sud-ouest [] donc $F=3.8 \text{ Km}$

A.N : $H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{3.8} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{3.8} = 1.05 \text{ m}$

D'où : $V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 1.05 = 3.6 \text{ m/s}$

Donc : $R = 0.75 \cdot 1.05 + \frac{3.6^2}{2 \cdot 9,81} = 1.45 \text{ m}$

b. Formule de MALLET et PAQUANT [11]

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec : } H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} .$$

A.N : $H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{3.8} = 1.14 \text{ m}$

$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 1.14 = 3.79 \text{ m/s}$

Donc : $R = 0.75 \cdot 1.14 + \frac{3.79^2}{2 \cdot 9,81} = 1.59 \text{ m}$

c. Formule Simplifiée [11]

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \quad \text{A.N : } R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{3.8} = 1.58 \text{ m}$$

Pour la suite de l'étude nous adoptons la moyenne des revanches calculées, soit unerevanche de **R=1.54 m**.

III.15.2.3 Hauteur de la retenue :

$$H_b = \text{NNR} - C_f + R + h_{\text{dév}} = 1351.9 - 1343 + 1.54 + h_{\text{dév}} = 10.44 + h_{\text{dév}} \text{ m}$$

Avec : H_b : Hauteur du barrage ;

On admet une valeur de ($t = 0.3 \text{ m}$) pour le tassement de la retenue.

Tableau III.36 Calcul de la hauteur de la retenue

b [m]	h_d [m]	H_b [m]
08	1.32	11.76
10	1.25	11.69
12	1.18	11.62
14	1.07	11.51
16	0.90	11.34
18	0.78	11.22

III.15.2.4 Largeur en crête :

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

↻ **Formule de KNAPPEN [11]:**

$$b_{cr} = 1,65 \sqrt{H_b}$$

↻ **Formule de E- F-PREECE [11]:**

$$b_{cr} = 1,1 \sqrt{H_b + 1}$$

↻ **Formule Anonyme (simplifiée) [11]:**

$$b_{cr} = 3,6^3 \sqrt[3]{H_b} - 3$$

Tableau III.37: Calcul de largeur en crête

b	H_d	H_b	Largeur en crête du barrage		
			Formule de KNAPPEN	Formule de PREECE	Formule simplifiée
08	1.32	11.7	5.66	4.77	5.19
10	1.25	11.6	5.57	4.71	5.1
12	1.18	11.6	5.51	4.68	5.05
14	1.07	11.5	5.49	4.66	5.03
16	0.90	11.3	5.46	4.64	4.99
18	0.78	11.2	5.66	4.77	5.19

Puisque les valeurs sont très rapprochées indépendamment de H_b alors on prend $b_{cr}=5\text{m}$ qui est très proche de la moyenne. La longueur de la crête est tirée à partir du levé topographique. Pour $b=18 \text{ m}$ et $h_d=0.74 \text{ m}$, $L_{cr}= 94 \text{ m}$
 Nous avons choisi 9 coupes le long de l'axe d la digue et À partir du profil

longitudinal de l'axe du barrage représenté par la figure III.21, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment.

Tableau III.37: Résultats de calculs du coût de la digue pour largeurs déversantes pour une variante

Digue N°01 (b=18m) Hd= 0.74 m						
Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m ²)	Wm (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
0	0	5	0	10.075125	10	100.75125
1	2.01	15.05	20.15025	40.577125	10	405.77125
2	4.04	25.2	61.004	102.214	10	1022.14
3	6.64	38.2	143.424	184.943125	10	1849.43125
4	8.57	47.85	226.46225	261.85925	10	2618.5925
5	9.95	54.75	297.25625	336.490625	10	3364.90625
6	11.3	61.5	375.725	328.657	10	3286.57
7	9.66	53.3	281.589	227.115625	10	2271.15625
8	7.37	41.85	172.64225	116.44625	10	1164.4625
9	4.01	25.05	60.25025	30.125125	8	241.001
Somme					98	16324.7823
					Coût total	8162391.13

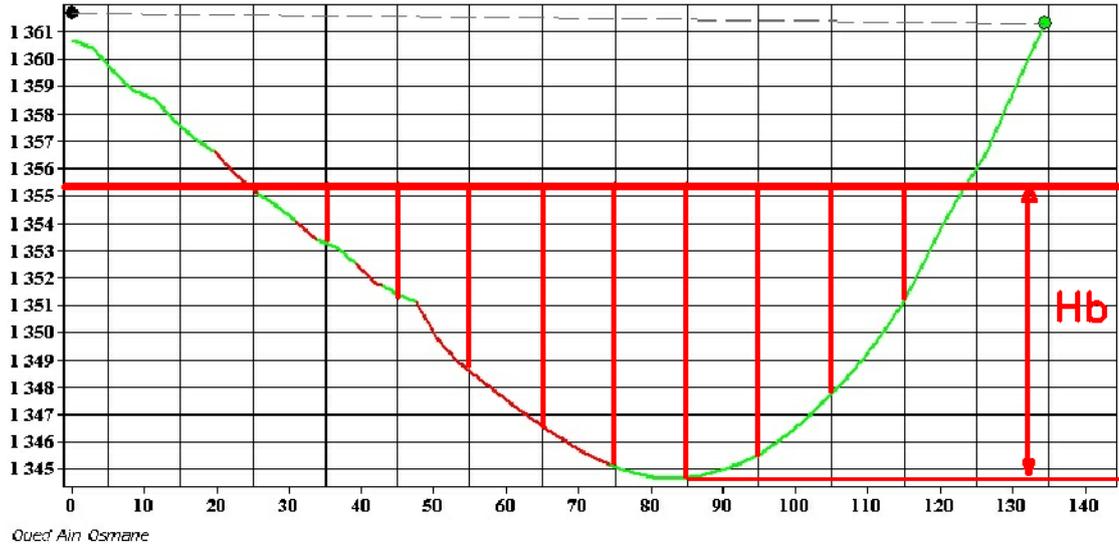


Figure III.21 : profil en travers suivant l'axe de l'oued au lieu du barrage de la digue et les différentes coupes.

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 (9000 DA) .

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

Tableau III.38 : Volumes et coûts de la digue pour différentes largeurs de déversoir

digue	b(m)	h_a (m)	V(m ³)	montant (DA)	en million (DA)
1	8	1.32	18361.5813	9180790.63	9.18079063
2	10	1.25	18089.8203	9044910.13	9.04491013
3	12	1.18	17820.3623	8910181.13	8.91018113
4	14	1.07	17401.5813	8700790.63	8.70079063
5	16	0.9	16765.5603	8382780.13	8.45654465
6	18	0.78	16324.7823	8162391.13	8.32651166

III.15.2.5 Coût du déversoir

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

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

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

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

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

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.

En fixant le mètre cube de béton à 42 000 DA (Source Bureau d'étude SOTHYR)

Le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes seront :

Tableau III.39 : Résultats de calcul du coût de Déversoir.

Profil n°	B(m)	Hdev (m)	S (m²)	V (m³)	couts en DA	cout en million DA
1	8	1.32	0.82	6.55	275159.808	0.27515981
2	10	1.25	0.77	7.71	323922.398	0.3239224
3	12	1.18	0.65	7.85	329831.712	0.32983171
4	14	1.07	0.54	7.53	316404.564	0.31640456
5	16	0.9	0.38	6.09	255830.4	0.2558304
6	18	0.78	0.29	5.14	216176.688	0.21617669

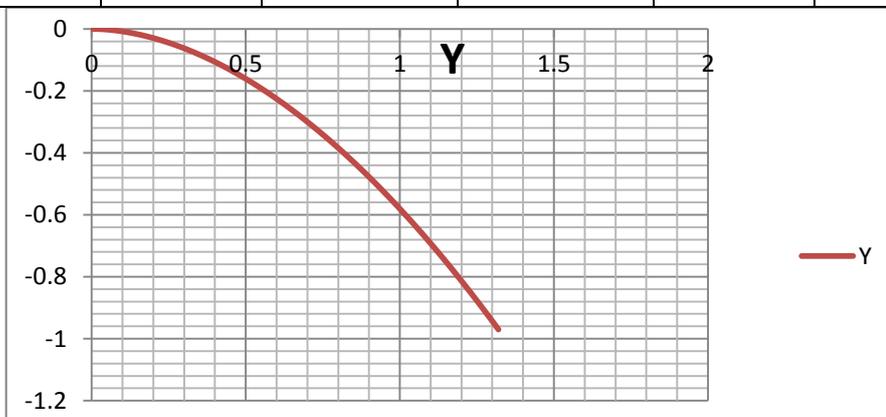


Figure III.22 Exemple de profil pour H=0.78 m

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire afin d'assurer les bonnes conditions de l'écoulement. La longueur approximative du coursier est de 120 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} * L_{\text{cou}}$ Avec L'épaisseur du radier et celle des murs bajoyers est égale à 0,4 mètre.

La largeur du coursier est donnée par : $L_{\text{cal}} = Q_{\text{max}}^{0.4}$

Tableau III.40: Coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes

b(m)	H(m)	q (m3/s)	b cou (m)	Vbét (m3)	Montant en Million (Da)
8	1.32	29.65244	3.88	186.237	7.821944
10	1.25	30.012851	3.90	187.139	7.959835
12	1.18	30.95954	3.95	189.478	8.058080
14	1.07	31.26555	3.96	190.225	8.189451
16	0.9	31.86592	3.99	191.678	8.221655
18	0.78	32.21356	4.01	192.512	8.335565

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

Tableau III.41 : tableaux Récapitulatif des coûts totaux.

b (m)	H _d (m)	cout digue (M DA)	Déversoir (M DA)	Coursier (M DA)	cout totale (M DA)
8	1.32	9.18079063	0.27515981	7.821944	17.28
10	1.25	9.04491013	0.3239224	7.95983499	17.33
12	1.18	8.91018113	0.32983171	8.05808049	17.30
14	1.07	8.70079063	0.31640456	8.18945136	17.21
16	0.9	8.45654465	0.2558304	8.22165516	16.93
18	0.78	8.32651166	0.21617669	8.33556546	16.88

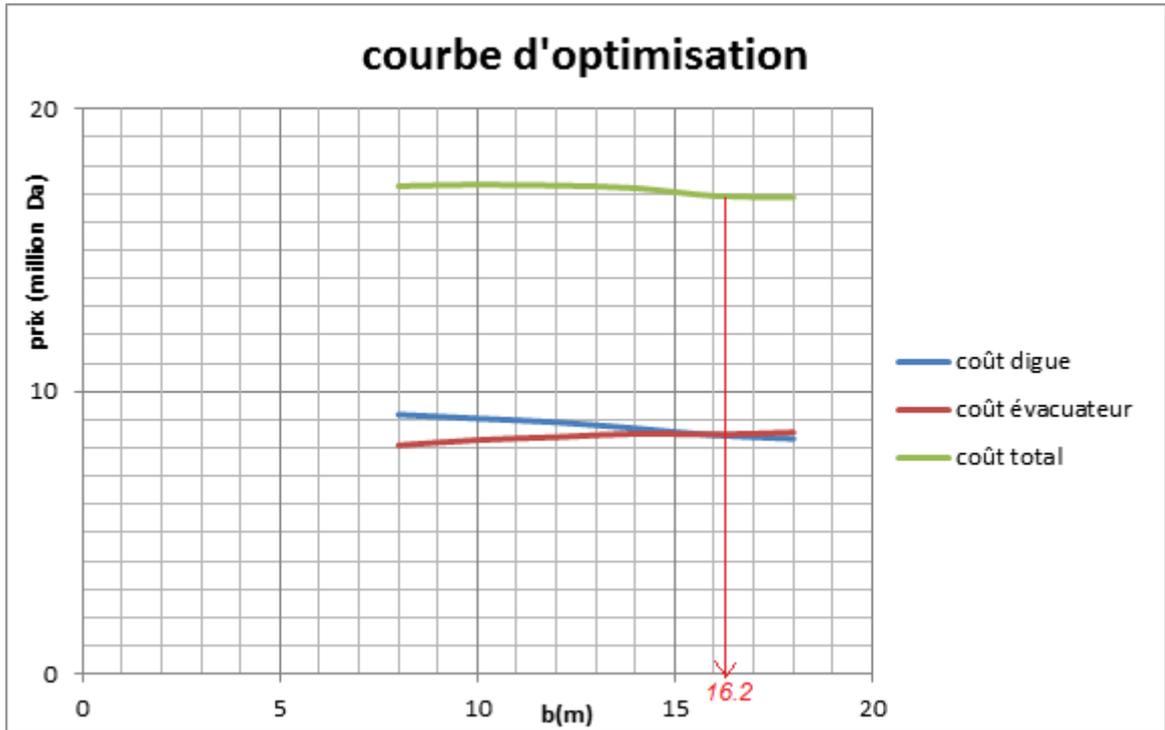


Figure III.23 : la courbe d'optimisation

D'après la courbe d'optimisation représentée sur la Figure II.23, la largeur déversante qui a le coût minimum correspond à une largeur du déversoir de **16.2 mètres**.

Avec

$h = 0.94$ m.

III.15.3 Laminage des crues par la méthode de Hildenblat pour $b=16.2$ m:

Connaissant cette largeur, on va calculer et tracer la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir.

$H_d = 0.94$ m

$dt = 0.169$ h

$b = 16.2$ m

Tableau III.42 Débits déversant

côte (m)	H_d (m)	q (m ³ /s)	$1/2 q \Delta t$ m ³	V m ³	$V + 1/2 q \Delta t$ (m ³)
1351.9	0	0	0	56969.23	56969.23
1352.15	0.2	3.14489094	5660.80369	62670	68330.80369
1352.4	0.4	8.89509484	16011.1707	68490	84501.17072
1352.65	0.6	16.3413327	29414.3988	71150	100564.3988
1352.9	0.8	25.1591275	45286.4296	76030	121316.4296
1353.15	1	35.1609496	63289.7093	80820	144109.7093
1353.4	1.2	46.2202686	83196.4835	86300	169496.4835
1353.65	1.4	58.2441953	104839.552	91780	196619.5516
1353.9	1.6	71.1607587	128089.366	96580	224669.3657
1354.15	1.8	84.9120554	152841.7	101710	254551.6998
1354.4	2	99.4501837	179010.331	107705	286715.3306

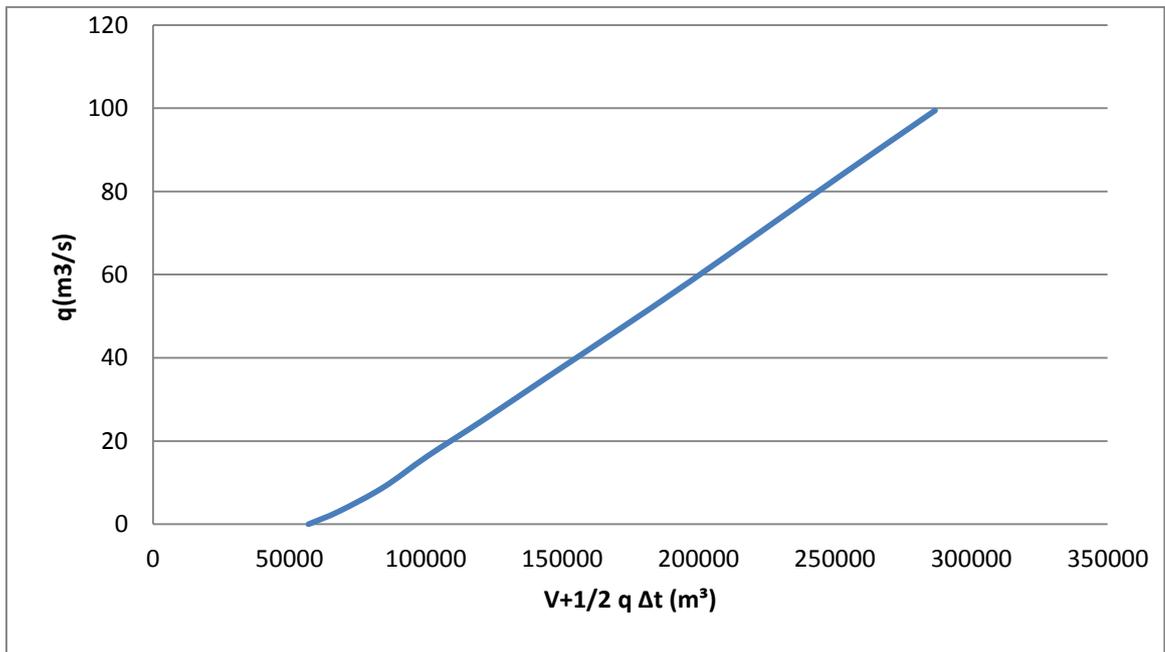


Figure III.24 la courbe des débits déversant

Le laminage se fait comme suit :

- ✓ Pour $t=0$ on a $V_1=V_{NNR}$.
- ✓ de la courbe $q=f(V+1/2 q \Delta t)$ on tire q_1 .
- ✓ On calcule $(\bar{Q}_1 - q_1)$ et $(\bar{Q}_1 - q_1)\Delta t$
- ✓ $V_2 = V_1 + (\bar{Q}_1 - q_1)\Delta t$
- ✓ on suit les mêmes procédures pour calculer les autres volumes et débits.
- ✓ on arrête à l'obtention de V_{NNR} à nouveau.

Tableau III.43 Les résultats de la méthode de Hildenblat

temps(h)	Q(m³/s)	Qmoy(m³/s)	Qmoy-q	(Qmoy-q)Δt	V+1/2qΔt	q(m³/s)
0	0.4	1	1	0	56969.23	0
0.169	1.6	2.6	1.577345	959.656698	56969.23	1.022655
0.338	3.6	5	3.45185875	2100.11086	57928.8867	1.54814125
0.507	6.4	8.2	5.5017302	3347.25265	60028.99756	2.6982698
0.676	10	12.2	7.404735	4505.04077	63376.25022	4.795265
0.845	14.4	17	10.937348	6654.28252	67881.29099	6.062652
1.014	19.6	22.6	14.637349	8905.36313	74535.57351	7.962651
1.183	25.6	29	18.6236253	11330.6137	83440.93664	10.3763747
1.352	32.4	36.2	21.2913799	12953.6755	94771.5503	14.9086201
1.521	40	38.5371875	18.4470972	11223.2139	107725.2258	20.0900903
1.69	37.074375	35.6846875	11.1053116	6756.47158	118948.4397	24.5793759

Chapitre III : ETUDE HYDROLOGIQUE

1.859	34.295	32.9765625	5.69459797	3464.59341	125704.9113	27.2819645
2.028	31.658125	30.4090625	1.74126061	1059.38295	129169.5047	28.6678019
2.197	29.16	27.9784375	-1.1131177	-677.22073	130228.8877	29.0915551
2.366	26.796875	25.6809375	-3.1397298	-1910.2119	129551.6669	28.8206668
2.535	24.565	23.5128125	-4.5437696	-2764.4952	127641.4557	28.0565823
2.704	22.460625	21.4703125	-5.4804975	-3334.3395	124877.0261	26.9508105
2.873	20.48	19.5496875	-6.0673897	-3691.3945	121542.6912	25.6170765
3.042	18.619375	17.7471875	-6.3933299	-3889.7048	117851.2917	24.1405167
3.211	16.875	16.0590625	-6.525536	-3970.1598	113961.5902	22.5846361
3.38	15.243125	14.4815625	-6.5150101	-3963.7320	109991.4313	20.9965725
3.549	13.72	13.0109375	-6.4001417	-3893.865	106027.6992	19.4110797
3.718	12.301875	11.6434375	-6.2101037	-3778.2271	102133.8527	17.8535411
3.887	10.985	10.3753125	-5.9669377	-3630.2844	98355.62567	16.3422503
4.056	9.765625	9.2028125	-5.6873239	-3460.168	94725.34073	14.8901363
4.225	8.64	8.1221875	-5.3838167	-3275.5561	91265.17294	13.5060692
4.394	7.604375	7.1296875	-5.0661603	-3082.2518	87989.61933	12.1958477
4.563	6.655	6.2215625	-4.7413844	-2884.6582	84907.36744	10.962947
4.732	5.788125	5.3940625	-4.4150215	-2686.0987	82022.70913	9.80908365
4.901	5	4.6434375	-4.0912066	-2489.0905	79336.61026	8.7346441
5.07	4.286875	3.9659375	-3.77307056	-2295.5361	76847.52016	7.73900806
5.239	3.645	3.3578125	-3.46298111	-2106.8771	74551.98403	6.82079361
5.408	3.070625	2.8153125	-3.16273003	-1924.2049	72445.10632	5.97804253
5.577	2.56	2.3346875	-2.87367305	-1748.3428	70520.90137	5.20836055
5.746	2.109375	1.9121875	-2.59683598	-1579.9150	68772.55869	4.50902348
5.915	1.715	1.5440625	-2.33299497	-1419.3941	67192.64368	3.87705747
6.084	1.373125	1.2265625	-2.08273732	-1267.1373	65773.24954	3.30929982
6.253	1.08	0.9559375	-1.84650736	-1123.4150	64506.11216	2.80244486
6.422	0.831875	0.7284375	-1.62464133	-988.43176	63382.69708	2.35307883
6.591	0.625	0.5403125	-1.41739362	-862.34227	62394.26529	1.95770612
6.76	0.455625	0.3878125	-1.22495671	-745.2636	61531.92302	1.61276921
6.929	0.32	0.2671875	-1.04747624	-637.28454	60786.65936	1.31466374
7.098	0.214375	0.1746875	-0.88506242	-538.47197	60149.37481	1.05974992
7.267	0.135	0.1065625	-0.73779863	-448.876688	59610.90283	0.84436113
7.436	0.078125	0.0590625	-0.60574796	-368.537057	59162.02614	0.66481046
7.605	0.04	0.0284375	-0.48895813	-297.482129	58793.48909	0.51739563
7.774	0.016875	0.0084375	-0.38996528	-237.254878	58496.00696	0.39840278
7.943	0	0	-0.30350083	-184.649906	58258.75208	0.30350083
8.112	0	0	-0.22964087	-139.713505	58074.10217	0.22964087
8.281	0	0	-0.17375547	-105.712826	57934.38867	0.17375547
8.45	0	0	-0.13147034	-79.9865529	57828.67584	0.13147034
8.619	0	0	-0.09947572	-60.5210254	57748.68929	0.09947572
8.788	0	0	-0.07526731	-45.7926286	57688.16826	0.07526731
8.957	0	0	-0.05695025	-34.6485345	57642.37563	0.05695025
9.126	0	0	-0.04309084	-26.2164672	57607.7271	0.04309084
9.295	0	0	-0.03260425	-19.8364277	57581.51063	0.03260425

9.464	0	0	-0.02466968	-15.0090347	57561.67421	0.02466968
9.633	0	0	-0.01866607	-11.356436	57546.66517	0.01866607
9.802	0	0	-0.01412349	-8.59273373	57535.30873	0.01412349
9.971	0	0	-0.0106864	-6.50160605	57526.716	0.0106864
10.14	0	0	-0.00808576	-4.9193752	57520.2144	0.00808576
10.309	0	0	-0.00611801	-3.72219605	57515.29502	0.00611801
10.478	0	0	-0.00462913	-2.81636242	57511.57282	0.00462913
10.647	0	0	-0.00350258	-2.13097246	57508.75646	0.00350258
10.816	0	0	-0.0026502	-1.612379	57506.62549	0.0026502
10.985	0	0	-0.00200524	-1.21999045	57505.01311	0.00200524
11.154	0	0	-0.00151725	-0.92309357	57503.79312	0.00151725
11.323	0	0	-0.00114801	-0.69844952	57502.87003	0.00114801

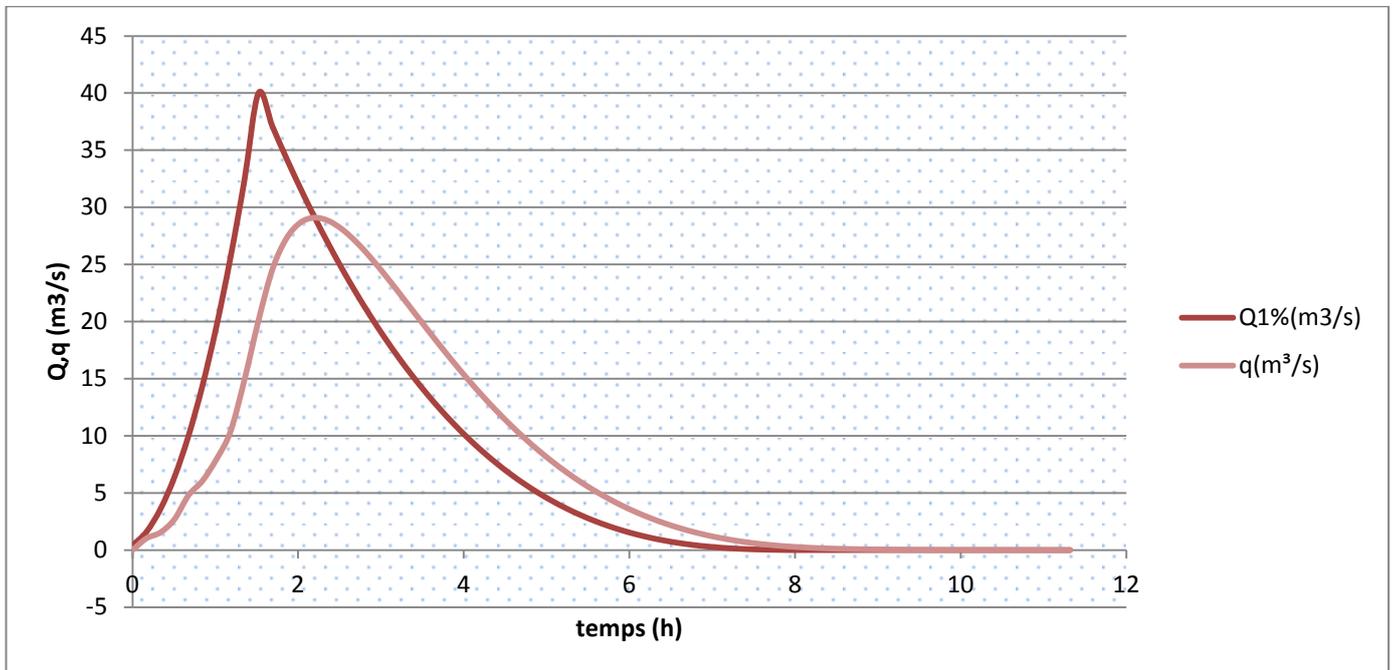


Figure III.25 Hydrogramme des débits entrant et sortant

15.4 Coefficient de rentabilité

$$R = \frac{\text{Volume d'eau stocké dans la retenue}}{\text{Volume de terre utilisé dans le corps du barrage}} = \frac{56\,969.23}{16\,324.78} = 3.49$$

Coefficient qui donne une idée sur la rentabilité de la retenue, et dont la limite de rentabilité est de 20 (i.e. chaque m³ de terre utilisé dans le barrage correspond à 20 m³ stocké d'eau), donc dans notre cas la limite n'est pas dépassé donc le projet n'est pas rentable.

III.16 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-morphométriques du bassin versant ainsi que les caractéristiques la future retenue.

On peut dire aussi que la quantité d'eau destiné à remplir le barrage qui vient principalement de la pluviométrie sont suffisante pour l'irrigation des parcelles avoisinantes, mais malheureusement le coefficient de rentabilité indique clairement que construire cette retenue n'est pas économique, malgré ce résultat on peut dire qu'il n'y pas d'autre solution pour cette région même avec l'un des meilleurs étranglement de vallée de cette région et bien évidemment on peut rien faire pour la faible pluviométrie sauf la prière de demande de pluie.

Et ainsi toutes les caractéristiques du barrage futur de notre retenue sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.44 : Caractéristiques du futur barrage

DENOMINATION	UNITE	QUANTITE
volume mort	m ³	27 000
volume utile	m ³	29 969.23
volume au niveau normal de la retenue	m ³	56 969.23
côte du fond (▼ fond)	m	1342.92
côte au niveau mort (▼NVM)	m	1350.80
Hauteur niveau mort	m	7.88
côte au niveau normal de retenue (▼NNR)	m	1351.9
Hauteur niveau normal de retenue	m	8.98
côte de plus hautes eaux (▼NPHE)	m	1352.72
Hauteur plus hautes eaux	m	9.8
côte en crête de la digue (▼crête)	m	1354.3
largeur du déversoir	m	16.2
la hauteur de la charge déversée.	m	0.94
le débit évacué 1%	m ³ /S	40
La hauteur de la digue	m	11.38
Largeur en crête	m	5
Longueur en crête de la digue	m	96

Chapitre IV.

CHOIX ET 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 terme terre (ou remblais) couvre tout une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que les latérites, des schistes et grès tendres...etc.

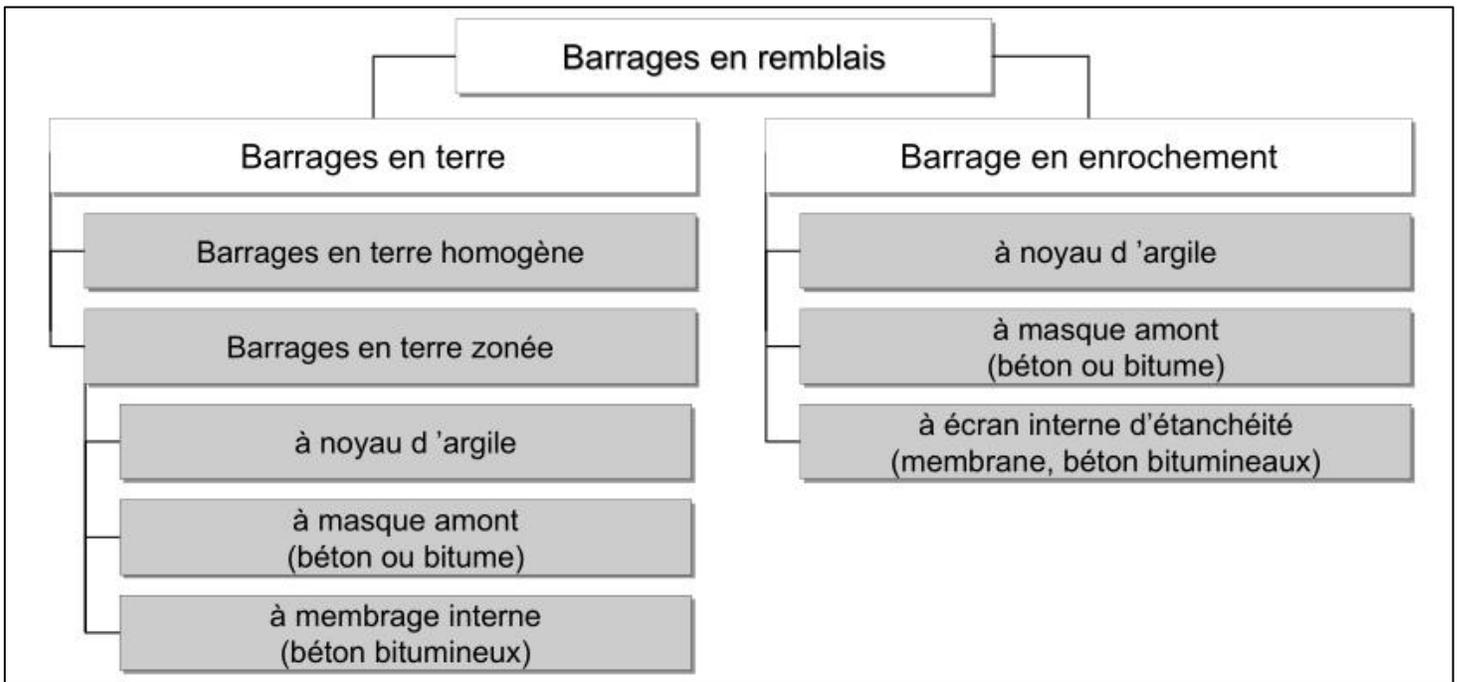


Figure IV.1. Types de barrage en remblais [10]

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 la vallée, de son étude géotechnique et celle de la zone d'emprunt, 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 :

Sur la base des études précédentes, l'absence des matériaux fins en qualité et en quantité très limité dans la cuvette et dans la zone d'emprunt de la retenue collinaire et la disponibilité des matériaux des sables et silts nous a obligé à rejeter la variante de digue en matériaux fin (digue homogène et zonée). Et l'absence de matériaux très grossiers en quantité nous a obligé à rejeter la variante de la digue en enrochement, et même chose pour les variantes de barrages en béton car les fondations sont en roche meuble, et c'est ce qui nous à pousser à adapter les variantes qui font recourir à une étanchéité artificielle.

Les techniques qui sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages en matériaux perméables (sable, grave, cailloux, tout-venant) munis d'un dispositif d'étanchéité artificielle sont :

- ☞ la géomembrane (masque)
- ☞ paroi moulée (Diaphragme) [9]

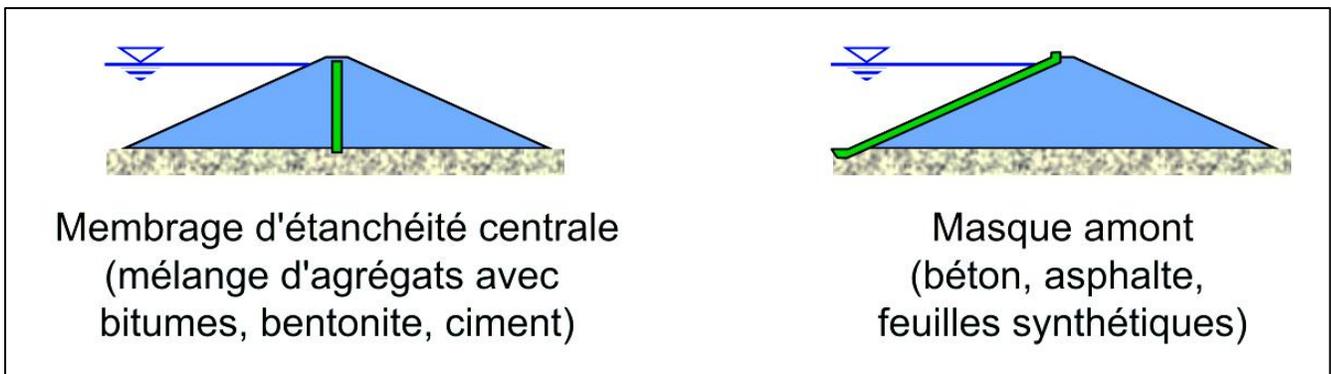


Figure IV.2. Schéma général du barrage à paroi moulée (à gauche) et à masque [10]

IV.2.1. Les géomembranes

Les géomembranes sont des produits étanches, minces, souples, continus dont l'épaisseur est d'un mm au minimum. Les produits commercialisés sont très variés. Les principales catégories sont :

- ☞ les géomembranes bitumineuses (bitumes soufflés ou modifiés par ajout de polymères)

☞ les géomembranes plastomères : PVC (polychlorure de vinyle), PEHD (polyéthylène haute densité)

☞ les géomembranes élastomères : butyle, EPDM (éthylène propylène diène monomère)

Une bonne conception et une pose soignée permettent d'assurer une bonne tenue dans le temps de ce produit dont les premières applications datent de la fin des années 60.

Les géomembranes sont fabriquées en usine et livrées en rouleaux (appelés lés) de quelques mètres de largeur ou en panneaux préassemblés en atelier de 200 à 1 000 m. Leurs raccordements sont réalisés sur le site par soudure ou par coulage. Cette opération doit être réalisée avec grand soin en respectant certaines règles selon les produits (exemple : limites de température). Sur un parement de barrage, les joints horizontaux sont à proscrire à cause de leur plus faible résistance vis-à-vis des efforts de traction susceptibles de se développer.

En ce qui concerne le support de la géomembrane, deux éléments sont à considérer :

☞ le risque de poinçonnement, de déchirure, dû à un support trop agressif, soit dès la pose, soit ultérieurement sous l'effet du poids de l'eau ; en plus d'une recherche d'amélioration de la surface du support granulaire, il est souvent ajouté un géotextile de protection, indépendant ou bien associé en usine à la géomembrane ;

☞ le risque de sous-pressions lors d'une vidange dû à des fuites toujours possibles et à un matériau de remblai insuffisamment perméable ; une couche bien drainante continue sous la géomembrane et des exutoires à la base du remblai permettent l'évacuation des eaux au pied aval du barrage.

Dans le cas des bassins étanchés à l'aide d'une géomembrane, il faut aussi mettre en place un dispositif d'évacuation des gaz susceptibles de se former sous cette dernière.

La protection superficielle contre le rayonnement ultraviolet et contre le piétinement, le batillage, les corps flottants et le vandalisme est assurée par des

enrochements ou des dalles en béton. Une transition est nécessaire pour protéger la géomembrane, des géotextiles remplissant bien cette fonction.

Il est important de bien s'assurer de la stabilité au glissement des différentes interfaces et d'éviter toute mise en traction de la géomembrane.

Il est tout à fait envisageable de ne pas protéger superficiellement les géomembranes des petits barrages, ce qui implique toutefois un minimum de surveillance ; les réparations sont aisées mais les géomembranes sont plus vulnérables, leur vieillissement est plus rapide et toute sortie de l'eau d'une personne ou d'un animal tombé accidentellement peut être très difficile. Une clôture est donc nécessaire. Cette solution facilite énormément la surveillance et la réparation.



Figure IV.3. Exemple de mise en place d'une géomembrane bitumineuse [9]

IV.2.2. Coût estimatif de la Géomembrane :

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 à recouvrir de la digue égale à :

$$S_{amont} = h_b \cdot \sqrt{1 + m_1^2} * L$$

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.

$$S_{amont} = 11.38 \times \sqrt{1 + 2.5^2} \times 96 = 2941.59 \text{ m}^2$$

Prix unitaire de la géomembrane : 200 DA/ m²

Prix unitaire de la pose : 400 Da/m² (Source Bureau d'étude SOTHYR)

Prix de la géomembrane : $cout = S_{amont} \times 200 = 2941.59 \times 200 = 588\,318 \text{ DA}$

Prix de sa pose : $cout = S_{amont} \times 400 = 2941.59 \times 400 = 1\,176\,636 \text{ DA}$

TVA = 17 % Prix de la géomembrane TTC (Da) = 1 376 664.12 DA

↻ Cout estimatif des remblais à utiliser dans le corps de la digue :

En prenant en compte l'extraction, transport et mise en remblais des terres par couches successives de 20cm, pour construction du corps de la digue, y compris arrosage et compactage et toutes sujétion de bonne exécution, le prix unitaire des remblais est 400 Da. Le calcul du volume de terre à utiliser dans le corps de la digue est calculé suivant les mêmes étapes dans le paragraphe III.8.2.1. et les résultat sont représentés dans le tableau suivant :

Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m ²)	Wm (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
0	0.12	5.6	1.056	11.524125	<i>10</i>	<i>115.24125</i>
1	2.13	15.65	21.99225			
				43.028125	<i>10</i>	<i>430.28125</i>

2	4.16	25.8	64.064			
				106.054	10	1060.54
3	6.76	38.8	148.044			
				190.142125	10	1901.42125
4	8.69	48.45	232.24025			
				268.05125	10	2680.5125
5	10.07	55.35	303.86225			
				342.261625	10	3422.61625
6	11.38	61.9	380.661			
				334.341	10	3343.41
7	9.78	53.9	288.021			
				232.860625	10	2328.60625
8	7.49	42.45	177.70025			
				120.49625	10	1204.9625
9	4.13	25.65	63.29225			
				31.646125	8	253.169
				Somme	98	16740.7603
					coût total (Da)	6 696 304.12

☞ **Coût total de la variante de la géomembrane :**

Le coût de la recharge de la digue en terre + géomembrane TTC (tout taxe compris) soit égale à : 1 376 664.12 + 6 696 304.12 = 8 072 968.24 DA.

IV.2.3. Paroi moulé (Diaphragme)

Le principe général consiste à mettre en place, une fois le remblai achevé, une paroi moulée centrale. Celle-ci traverse l'ensemble du remblai et la partie meuble de la fondation. La tranchée, large de 0,80 à 1 mètre, est emplie d'un coulis auto-durcissable (bentonite, ciment, eau).

Cette technique nécessite que le matériau qui entoure la paroi ne soit pas trop perméable pour éviter de trop fortes pertes de coulis avec les risques correspondants d'éboulement de la paroi. On pourra donc être amené à réaliser un pseudo-noyau en

matériaux peu grossiers à granulométrie continue au centre d'un barrage en matériaux grossiers.

Ce type d'étanchéité artificielle peut s'avérer avantageux comparé aux géomembranes, si les appuis du barrage sont très raides car le chantier de traitement de la fondation est alors compliqué.

Il faut cependant concevoir le remblai pour qu'il puisse supporter une crue sans dommage avant que la paroi ne soit construite. La dérivation provisoire doit donc être dimensionnée de sorte que le remblai ne soit pas mis en charge. Si cela n'est pas possible, les filtres et drains doivent être largement dimensionnés pour éviter toute érosion interne lors d'une crue de chantier.

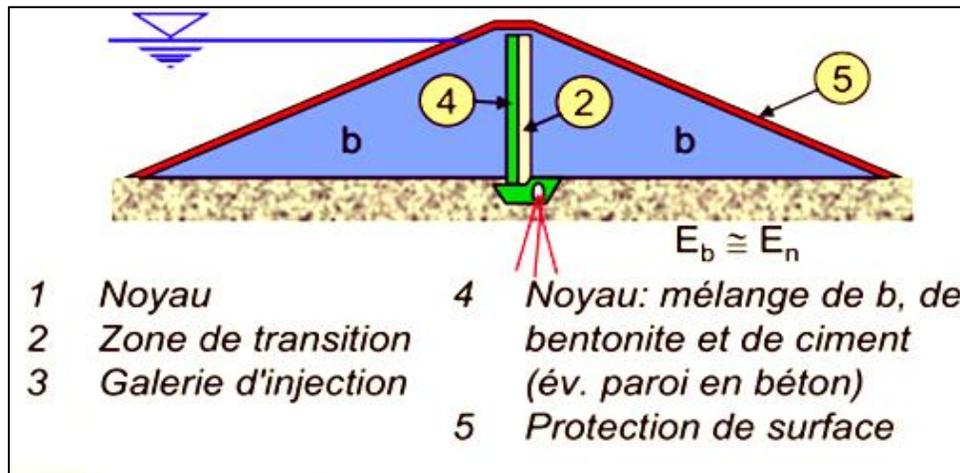


Figure IV.4. Schéma général de la variante en terre avec membre d'étanchéité central. [10]

Estimation du cout de cette variante :

Dimension de la paroi moulée :

$$\text{Hauteur} = H_b = 11.38 \text{ m}$$

$$\text{En respectant la condition } \frac{H}{e} \leq 120 \quad [10]$$

On prend l'épaisseur de 1 mètre on aura un volume de moule égale à :

$$V_{\text{paroi}} = 1 \cdot 11,38 \cdot 96 = 1092.48 \text{ m}^3$$

Pour un béton dosée de 350 kg/m^3 le prix unitaire est estimé 20 000 DA (Source Bureau d'étude SOTHYR) donc le prix de la paroi moulé sera estimé à 21 849 600 DA .

Le volume du remblais est le même que celui de la première variante sauf qu'on soustrait le volume de la paroi, donc le volume du remblais est de :

$$V_{\text{remblais}} = 16740.7603 - 1092.48 = 15648.28 \text{ m}^3$$

*Prix total des remblais serais égale à : $15648.28 * 400 = 6\,259\,312.12$ DA*

☞ Coût total de la variante de la paroi moulé :

Le coût de la recharge de la digue en terre + géomembrane TTC (tout taxe compris) soit égale à : $21\,849\,600 + 6\,259\,312.12 = 28\,108\,912.12$ DA.

IV.3. Conclusion :

En dernier le critère économique tranche sur le choix de variante et nous donne un barrage en remblais avec une géomembrane sur le talus amont, dont la coupe détaillée est représentée sur la planche N=°3, l'étude de stabilité de cette variante sera abordée dans le chapitre suivant.

Chapitre V

ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE

V.1. Introduction :

La stabilité des ouvrages en terre (déblais, remblais, digues) et des pentes naturelles est un problème qui préoccupe les géotechniciens et les hydrauliciens en général. Les désordres engendrés par la rupture des pentes sont généralement spectaculaires, souvent destructifs et par-fois meurtriers. De nombreuses méthodes de calcul de stabilité existent dans la littérature. Celles-ci se différencient par les hypothèses admises par leurs auteurs (méthodes de calcul en équilibre limite, méthodes de calcul à la rupture, méthodes de calcul en déformations) et par la facilité de leur mise en œuvre (calculs à l'aide d'abaques, calculs automatiques à l'aide de logiciels), mais elles s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global en fonction duquel la stabilité du talus étudié est considérée comme assurée ou compromise, ou par des coefficients de sécurité partiels affectant, d'une part, les sollicitations appliquées et, d'autre part, les propriétés mécaniques des sols.

V.2. Caractéristique géométrique du corps de la digue et profil général

↻ Hauteur de barrage: $H_b=11.38\text{ m}$

↻ Largeur en crête : $B_{\text{crête}}=5\text{ m}$

↻ Longueur en crête : $L_{\text{crête}}=96\text{ m}$

↻ Talus amont : Une berme est projetée au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, sa longueur est prise égale à 3 m et aussi pour les même raison on prend un fruit de talus égale $m_1=3$.

↻ Talus aval : Pour un fruit de talus de $m_2=2.5$, on a opté aussi pour la réalisation d'une berme au talus aval qui servira à l'évacuation des eaux de ruissellement, et dont la largeur est de 3 m. Une couche de gravillons est proposée avec une épaisseur de 20cm qui servira de couche de protection.

↻ Afin de casser l'énergie des vagues la pose d'enrochement comme couche de protection sur le talus amont est inévitable, pratiquement pour calculer l'épaisseur de la couche et le D50 minimal, Les ingénieurs de l'US Army utilisent de préférence le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction des hauteurs des vagues.

Tableau V.1 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur de la vague (m)	Épaisseur de la couche (m)	D50 minimal (m)
0,0 ÷ 0,30	0,30	0,20
0,30 ÷ 0,60	0,40	0,25
0,60 ÷ 1,20	0,45	0,30
1,20 ÷ 1,80	0,55	0,40
1,80 ÷ 2,40	0,70	0,45
2,40 ÷ 3,00	0,80	0,55

Pour notre cas : $0.6 < H < 1.2$; $e = 0,5m$; $D_{min} = 0,3m$.

V.3. Etude des infiltrations

V.3.1. Introduction

Le corps de la digue reste toujours perméable malgré les organes d'étanchéité ou les matériaux imperméables du remblai qu'il dispose. En cette raison, il est impératif d'étudier les infiltrations et de déterminer la ligne de saturation du massif du barrage et d'évaluer la pression de l'eau interstitielle dans le corps de la digue et les fondations afin d'établir correctement le calcul de stabilité. Il est aussi important de déterminer le débit de fuite dû aux infiltrations qui peut être déduit à partir du réseau hydrodynamique de l'écoulement sous terrain. [11]

L'objectif de cette partie est de déterminer :

- ☞ La zone submergée du corps de la digue.
- ☞ Les pressions interstitielles.
- ☞ Le tracé de la ligne de saturation.
- ☞ Le débit de fuite à travers le corps.

V.3.2. Hypothèses de calcul de la ligne de saturation :

Il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul suppose les hypothèses suivantes :

- ☞ Que le sol est homogène et isotrope, c'est-à-dire que la perméabilité horizontale est identique à celle verticale.

- ☞ Que la ligne de saturation suit la loi de la parabole de Kozeny.
- ☞ Que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

La parabole de la courbe de Kozeny s'écrit comme suit:

$$Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0 \Rightarrow Y = \sqrt{Y_0^2 + 2XY_0}$$

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

Avec :

d : Largeur en base du barrage diminuée de $0,7b$ ($d = 51.29m$).

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont $b=21.03 m$
(Déterminé graphiquement).

h : La hauteur d'eau en amont ($h=8.98m$).

On trouve $Y_0 = 0.78m$.

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny on raccorde celui-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

L'équation de la parabole s'écrit :

$$Y = \sqrt{0.6 + 1.56X}$$

Tableau V.2 : coordonnées de la parabole de Kozeny.

x	y
0	0.77
2	1.93
4	2.62
6	3.16
8	3.62
10	4.02
12	4.40
14	4.74
16	5.06
18	5.36
20	5.64
22	5.91
24	6.17
24,13	0.77

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

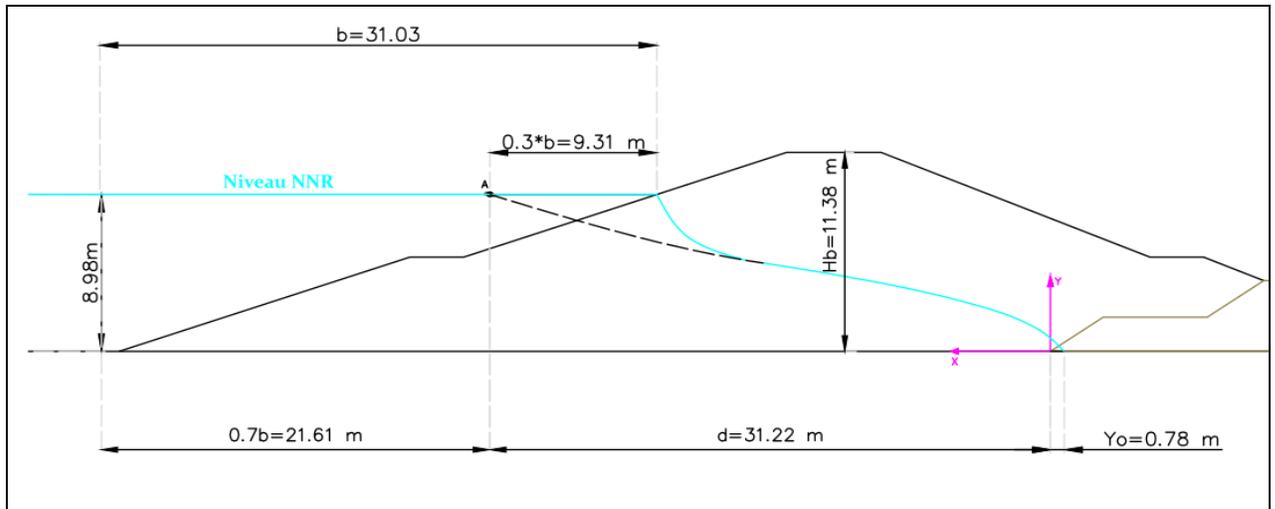


Figure V.1: Ligne phréatique dans le cas d'un barrage avec drain pour le cas de différents emplacements de défections dans la géomembrane. [12]

↻ Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite) :

Le débit de fuite à travers le barrage est déterminé par la formule suivante :

$$q_n = K.I.A$$

q_n : débit d'infiltration ($m^3 /s/ml$).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité.

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dy}{dx}$ et : $A = y.I$

Donc :
$$q_n = Ky \frac{dy}{dx}$$

Avec :
$$y \frac{dy}{dx} = y_0$$

D'où : $q_n = K \cdot y_0 \text{ m}^3/\text{s/ml}$.

Sachant que :

$K = 10^{-06} \text{ m/s}$

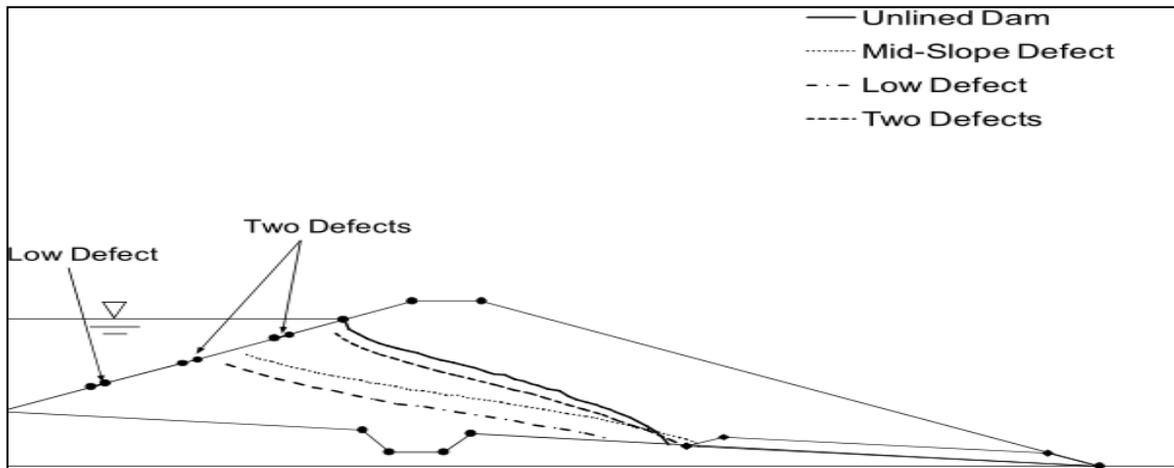
$q = 7.8 \cdot 10^{-07} \text{ m}^3/\text{s/ml}$

Le débit total à travers le barrage sera :

$Q = q \cdot L = 5.69 \cdot 10^{-05} \text{ m}^3/\text{s}$

Le débit de perte en une année sera : $Q_{an} = 1800.82 \text{ m}^3/\text{an}$

Figure V.2 : Ligne phréatique dans le cas d'un barrage avec drain pour le cas de différents emplacements de défections dans la géomembrane. [12]



Cette valeur de débit de fuite est vraie dans le cas où il n'existe pas de géomembrane (unlined Dam), et en temps de fonction normal i.e. sans défection, le risque de fuite est très négligeable. En cas de défection la ligne phréatique se localisera en dessous de la ligne phréatique qu'on vient de calculée comme montré dans la figure suivante en fonction de l'emplacement des défections.

❖ **Corps du barrage :**

La vérification de la résistance d'infiltration dans le corps du barrage n'est pas effectuée d'après la condition :

$$I = \frac{\Delta H}{l} \leq I_{adm}$$

l : largeur indiquée sur le schéma ci-dessous : $l = 24,16m$.

ΔH : Perte de charge à travers le barrage $\Delta H = h = 10,08m$

I : Gradient hydraulique admissible tiré du tableau ($I_{adm} = 1,8$), voir la figure ci-après:

On trouve $I = 0,42 < 1,8$. Donc la condition est vérifiée.

La résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

❖ **Fondation du barrage :**

Cette vérification s'effectue en utilisant l'expression suivante :

$$J_f \leq \frac{I_{cr}}{K_s}$$

J_{cr} : Gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de fondation d'après le tableau ci-dessous

Tableau V.3 : Détermination du gradient d'infiltration admissible :

Sol de fondation	I _{cr}
Argile	0,9
Limon	0,45
Sable grossier	0,40
Sable moyen	0,28
Sable fin	0,22

K_s : Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage d'après le tableau suivant :

Tableau V.4 : Détermination du coefficient de sécurité.

Classe du barrage	I	II	III	IV
Ks	1,25	2	1,15	0,29

J_f : Gradient d'infiltration dans la fondation du barrage déterminé par la formule suivante :

$$J_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \leq \frac{I_{cr}}{K_s}$$

T_c : Profondeur de calcul de la zone d'infiltration.

$$T_c = T_{réel} \text{ si } T_{réel} \leq T_{ac}$$

$$T_c = T_{ac} \text{ si } T_{réel} > T_{ac}$$

$T_{réel}$: profondeur de la couche imperméable ;

T_{ac} : profondeur de la zone active.

$$T_{réel} = 8m ; T_{ac} = m ; \text{ on voit bien que } T_{réel} \leq T_{ac} \text{ donc } T_c = T_{réel} = 8m$$

L : Largeur du barrage à la base $L = 89.35 \text{ m}$.

ΔH : La différence du niveau d'eau à l'amont et à l'aval ($\Delta H = 11.38m$)

Notre barrage appartient à la IV^{ème} classe ce qui donne ($K_s = 0,29$)

La fondation argileux, donc: $J_{cr} = 0,9$.

Pour cela on trouve:

$$J_f = \frac{11.38}{89.35 + 0.88 \cdot 8} = 0,13 < 0,9$$

La condition est vérifiée, la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée.

V.5. Stabilité des talus :

V.5.1. Introduction

La rupture par glissement d'un talus se manifeste habituellement par un déplacement en bloc d'une partie du massif. L'analyse de la stabilité des talus est l'une des importants problèmes en géotechnique. L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues.

L'étude d'un talus comporte, outre la connaissance du site (la géométrie, le surcharges au sommet et au pied, et les effets dynamiques ou sismiques), et le choix des caractéristiques mécaniques des sols et hydrauliques, un calcul de stabilité.

V.4.2. Méthode de Fellenius

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacté de la retenue collinaire d'Oued Ain Osmane, et la vérification des valeurs des fruits des parements adoptés, nous avons utilisé la méthode des tranches (Méthode de FELLENIUS). Cette vérification a fait l'objet d'un calcul détaillé effectué manuellement.

Quatre cas doivent être vérifiés :

Parement amont : *cas fin de construction et vidange rapide.*

Parement aval : *cas fin de construction et fonctionnement normal.*

Pour réaliser cette étude nous avons tenu compte des données suivantes :

- ☞ De la géométrie de la digue*
- ☞ Des caractéristiques des matériaux utilisés*
- ☞ Des différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage (niveau de retenue normale et vidange rapide).*
- ☞ Du niveau piézoélectrique dans les différentes couches.*
- ☞ De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme.*

Principe de la méthode :

- ☞ Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- ☞ Détermination du talus moyen.
- ☞ Tracer deux lignes au milieu du talus, l'une verticale et l'autre faisant un angle 85° avec le talus moyen.

☞ Détermination de la zone du centre du cercle de glissement, pour cela Fandeev recommande de disposer le centre du cercle du glissement dont les limites définis par deux cercles de rayons, R_{min} et R_{max} donnés par le tableau suivant :

Tableau V.5 : Les différentes valeurs de K_1 et K_2 .

<i>Pente de talus</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Pour notre cas :

Tableau V.6 : Résultat de choix des coefficients de stabilité.

<i>Talus</i>	<i>Pente du talus</i>	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
<i>Amont</i>	3	1,0	2,3	11.38	26.17
<i>Aval</i>	2,5	0,875	2,025	10	23.04

Tableau V.7 : Coefficient de stabilité admissible des talus

Combinaison des charges	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	<i>I</i>	<i>II</i>	<i>III</i>	<i>V</i>
Et des actions				
Fondamentales	1,30-1,20	1,20-1,15	1,15-1,10	1,10-1,05
Singulières	1,10-1,05	1,10-1,05	1,05	1,05

La ligne de glissement éventuelle est un arc de cercle à trois paramètres inconnus : rayon, abscisse et ordonnée du centre. La partie instable du talus (au-dessus du cercle de glissement) est divisée en certain nombre de tranches verticales de largeur égale.

Le coefficient de sécurité est égale à : $K_S = \frac{M_{resis}}{M_{mot}}$

Avec :

M_{resist} : les moments résistants.

M_{mot} : les moments moteurs.

La valeur minimale du facteur de sécurité est caractérisée par un centre de cercle critique qui définit en fin de compte la valeur à prendre en considération, cette valeur du facteur de sécurité définie doit être supérieure du moins égale à la valeur admissible.

Cas les plus défavorables :

a) Vidange rapide (talus amont) :

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

☞ Sans séisme $K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P) \text{tg } \phi + \sum CdL}{\sum T_n}$

☞ Avec séisme $K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) \text{tg } \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n}$

Où:

C: Cohésion.

dL: Longueur déployée de la surface de rupture.

a : Coefficient d'intensité sismique de la zone $a = 0,2$.

d_n : Bras de levier (en m).

R : Rayon du cercle de glissement.

N : Contrainte normale.

$$N_n = G_n \cdot \cos \alpha_n$$

α_i : angle vertical de la tranche.

$$G_n = b_n(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3)$$

Avec :

b_n : Largeur de la tranche.

γ_1 : Densité humide utilisée au-dessus de la ligne phréatique.

γ_2 : Densité saturée utilisée au-dessous de la ligne de saturation.

γ_3 : Densité du massif de la fondation.

Remarque:

γ_{sat} : Densité saturée utilisée au-dessous de la ligne de saturation.

γ_h : Densité humide utilisée entre la ligne de saturation et le niveau NNR.

γ_d : Densité sèche utilisée entre le niveau NNR et PHE.

γ' : Densité déjaugée utilisée pour le cas de vidange rapide.

T : Contrainte tangentielle.

$$T_n = G_n \cdot \sin \alpha_n$$

φ : Angle de frottement interne.

P : Pression interstitielle.

$$P = \gamma_w \cdot h_n \cdot l_n$$

Où :

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w = 1(t/m^3)$.

h_n : Hauteur de la tranche n .

l_n : Longueur de l'arc délimitant la base de la tranche n , tel que :

$$l_n = \frac{b_n}{\cos \alpha_n}$$

b) Fin de construction (talus amont et aval) :

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

- Sans séisme $K_{ss} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n}$
- Avec séisme $K_{as} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n}$

c) Retenue normale (talus aval) :

De même que pour la fin de construction, le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

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

- Sans séisme $K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P) \text{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n}$
- Avec séisme $K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) \text{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n}$

Tableau V.8 : Les caractéristiques géotechniques.

Paramètres	Unité	Corps du barrage
ϕ	Degré (°)	30
C	T/m ²	5
γ_{sat}	T/m ³	2,05

γ_d	T/m^3	1,69
γ'	T/m^3	1,05

Pour la fondation : $\gamma_{sat}=2,05 (t/m^3)$

Les coefficients admissibles de stabilité :

$K_{adm} = (1,1 - 1,05)$ (sans séisme).

$K_{adm} = 1,05$ (avec séisme).

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : différents coefficients de sécurité.

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Avec séisme	Sans séisme
Fonctionnement <i>normal</i>	Talus aval $R= 16.24 m.$	1,6	2,68
	$R= 26.45 m.$	1,52	2,57
	$R= 28.50 m.$	1,55	2,62
Fin de construction	Talus aval $R= 16.24m.$	1.33	2.42
	$R= 26.45m.$	1.89	2.32
	$R= 28.50m.$	1.25	2,62
Vidange rapide	Talus amont $R= 14.91 m.$	1,61	3
	$R= 22.59 m.$	1,61	2,98
	$R= 28.36 m.$	1,64	3,03

V.5. Conclusion

Puisque les résultats obtenus pour le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissibles avec et sans séisme, la stabilité des talus est vérifié, ainsi que la stabilité envers l'infiltration dans le corps du barrage et sa fondation.

Le profil général est représenté sur la planche n°=5.

Chapitre VI

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

VI.1 Introduction :

Pendant d'élaboration d'un projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenants à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue seront.

- *L'ouvrage de vidange de fond.*
- *L'ouvrage de prise d'eau.*
- *L'ouvrage de l'évacuateur de crues.*
- *L'ouvrage de la dérivation provisoire.*

le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre retenue.

VI.2 Évacuateur des crues :

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans crée d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

VI.2.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue :

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

- 1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement.*
- 2. les difficultés de réalisation.*
- 3. les exigences typographiques du site.*
- 4. les exigences géologiques du site.*
- 5. la facilité d'entretien.*
- 6. la facilité de modification.*
- 7. le coût de l'ouvrage.*

VI.2.2 Différents types des évacuateurs de crues.

a) L'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral :

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

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

b) L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal :

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages :

↻ Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.

↻ Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

↻ Le coût peu élevé.

↻ La difficulté de modification.

VI.2.3 Choix de la variante :

Différentes solutions été envisagées, mais; nous avons retenu l'évacuateur de surface qui présente plus d'avantages surtout sur le plan économique

Mais en utilisant le nomogramme de la méthode de V.M.Semenkov qui consiste à choisir le type d'évacuateur des crues de barrage fixe dans un intervalle d'utilisation préférentielle défini en fonction de la puissance correspondante au débit à évacuer $N=0,0098QZ$ (en kilowatt) et de la largeur relative H et L de la vallée au droit de l'axe du barrage[13].

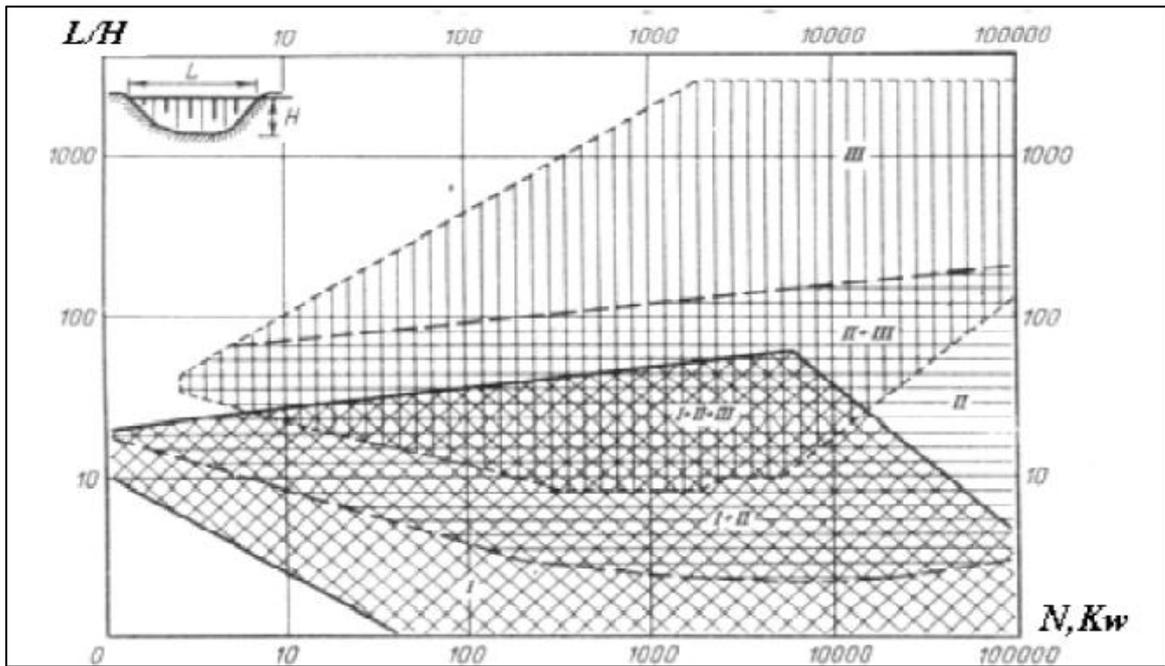


Figure VI.1 Nomogramme de choix du type et variantes de tracé de l'axe de l'évacuateur de crues de barrage fixe en remblai [13]

Dans notre cas $L/H=9.89$ et $N=2.84$ Kw.

Ainsi d'après ce nomogramme on peut projeter soit le type I ou le II qui sont respectivement I- E.C en galerie (tunnel) ; II- E.C latéral (de surface ou de fond).

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

Dans ce type de déversoir le déversement est effectué par plusieurs ouvrages.

Ces derniers sont :

- ☞ Canal d'entrée (d'amenée)
- ☞ Déversoir
- ☞ Chenal
- ☞ convergeant
- ☞ Coursier
- ☞ Élément de dissipation
- ☞ Un canal de restitution

VI.2.4 Dimensionnement hydraulique :

Données initiales:

- Longueur déversant : $L = 16.2 \text{ m}$
- Débit évacué : $Q_{\text{dév}} = 40 \text{ m}^3/\text{s}$
- Charge hydraulique : $H_o = 0.94 \text{ m}$
- Côte de la retenue normale : $NNR = 1351.9 \text{ m}$

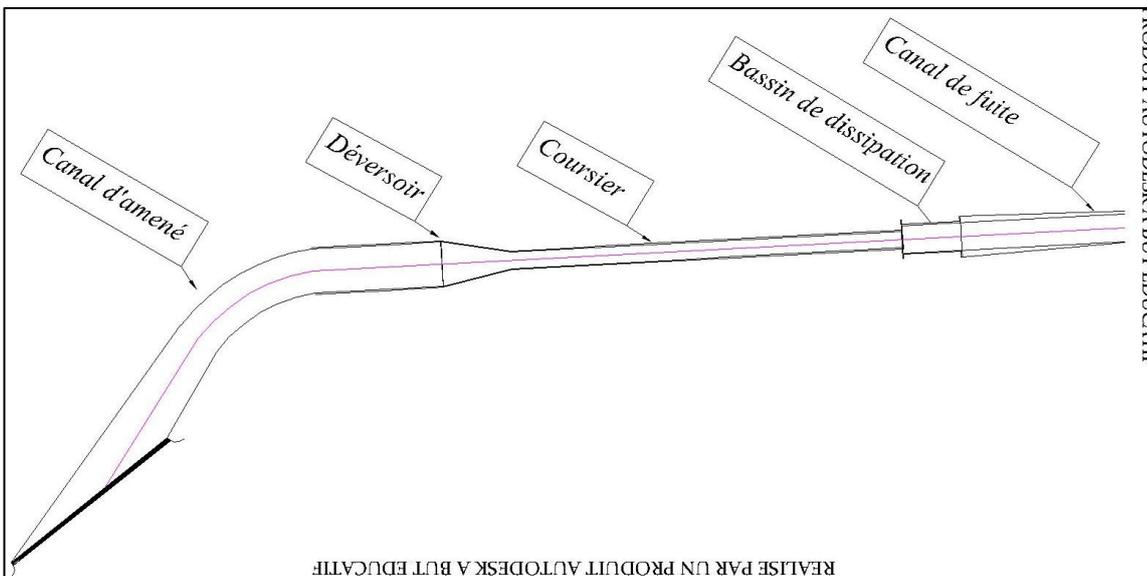


Figure VI.2 Eléments évacuateur de crue

VI.2.4.1 Canal d'amenée :

Le canal d'amenée (canal d'approche) permet de guider l'écoulement de la crue vers le seuil déversant.

Le canal de rapprochement doit conduire l'eau jusqu'au déversoir dans des conditions tranquilles sans turbulence.

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

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

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}}$$

Q : Débit à évacuer [m^3/s].

S_{can} : Section du canal en [m^2] et $S_{can} = H * b$.

H : Charge d'eau [m] et $H = h + P$.

P : Hauteur de pelle en [m].

h : Lamme déversante en [m].

On va prendre : $P/H=0,75$ et $H = 0,94$ m. donc $P=0,8$ m

A.N :

$$V_{ap} = \frac{29.1}{12.5 \cdot (0.94 + 1)} = 1.2 \text{ m/s}$$

$V_{ap} \leq V_{adm}$ tel que V_{adm} compris entre 1,8 et 2,20 m/s donc pas de risque de l'érosion.

VI.2.4.2 Déversoir :

Le déversoir est à seuil profilé (Creager), il est le mieux adapté pour l'écoulement de sorte que la lamme d'eau déversante épouse le profil du déversoir.

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation :

$$Y = \frac{-X^{1,85}}{2 \cdot H^{0,85}}$$

H : Charge sur le déversoir en [m].

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau si dessous et le profil du déversoir est représenté si dessous.

Tableau n° VII.01 : Coordonnés de profil de Greager.

coordonnées graphiques	
y	x
0.01	-9.88 E-05
0.1	-0.01
0.2	-0.02
0.3	-0.05
0.4	-0.09
0.5	-0.14
0.6	-0.19
0.7	-0.25
0.8	-0.33
0.9	-0.41
1	-0.49
1.1	-0.59

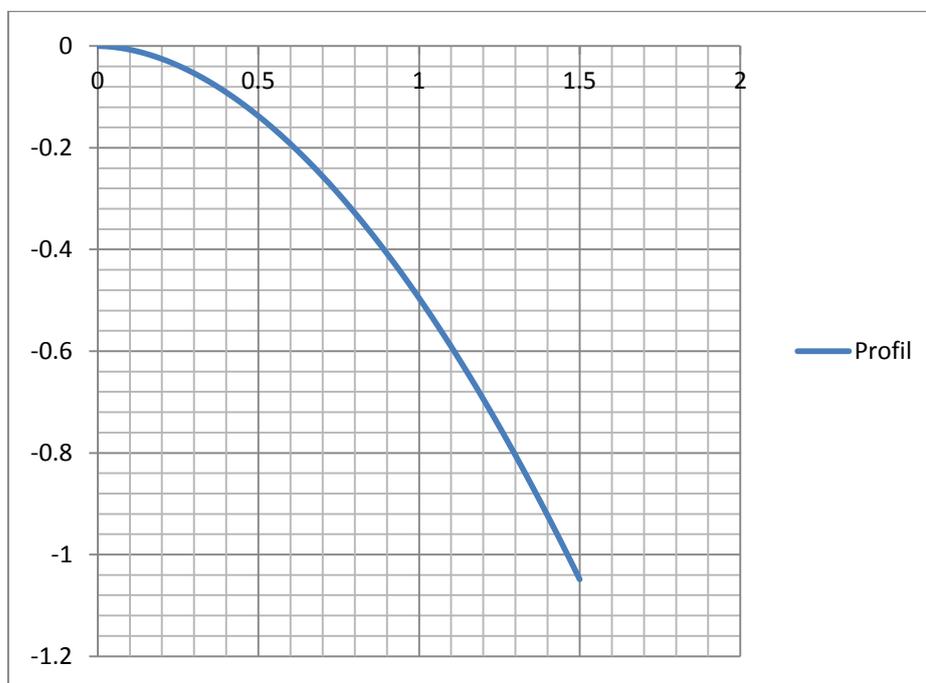


Figure VI 3:Profil Creager

VI.2.4.3 Chenal d'écoulement :

La trace du chenal doit être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial.

La longueur du chenal est égale à 13m.

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

A. profondeur critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2}$$

Ou :

Q : débit de projet lamine (Q = 29.1 m³/s);

b : la largeur de déversoir 16.2 m

A.N :

Y_c=0.69 m

B. pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en [m];

I : pente en [m/m];

S : section mouillée;

K : coefficient de Manning –Strickler (K = 71)

Pour une section rectangulaire

$$I_{cr} = \left[\frac{q \cdot (b + (2 \cdot y_c))^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2$$

$$\underline{\text{A.N.}}: I_{cr} = \left[\frac{29.1 \cdot (16.2 + (2 \cdot 0.85))^{2/3}}{71 \cdot (12,6,0,85)^{5/3}} \right]^2 \cdot 100\% = 0.833\%$$

$I_{cr} = 0,57\% > 0.1\%$, donc la condition est vérifiée

C. La profondeur normale (h_n):

La profondeur normale h_n est la profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme. Cette profondeur se déduit de la formule de Chézy :

$$Q = S \times C \times \sqrt{R \times I}$$

S : Section du chenal d'écoulement en m^2 .

C : Coefficient de Chézy (caractérise le frottement) en $\frac{m^{1/2}}{s}$

$$C = \frac{R^{1/6}}{n}$$

n : Coefficient de rugosité de Manning en $\frac{s}{m^{1/2}}$.

Le tableau représenté en annexe N°IV.03 donne quelques valeurs de n en fonction du type du canal. On prend : $n = 0.013 \text{ s}/m^{0.5}$ (béton).

R : Rayon hydraulique en m.

$$R = \frac{S}{P} = \frac{b \times h_n}{2 h_n + b}$$

P : Le périmètre mouillé en m.

b : La largeur du chenal d'écoulement en m.

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante :

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

La résolution de cette équation se fait par la méthode des itérations. Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant.

Par itération on trouve : $h_n = 1.01m$.

D. Hauteur des murs bajoyers

A l'amont du chenal d'écoulement la hauteur des murs bajoyers va atteindre le niveau de la crête de la digue (Ncr= 1354.3 m).

A l'aval la hauteur est déterminée par : $H_m = Y_{av} + R$

Avec : $R = 0,6 + 0,05V_{av} \sqrt{Y_{av}}$

$Y_{av} = 1.895$ m et $V_{av} = 4,31$ m/s

$R = 0,9$ m Donc $H_{baj} = 1,895 + 0,90 = 2,79$ m.

VI.2.4.4 Le coursier :

En général, le coursier commence par un convergent amenant à la section de contrôle (section où atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente, sa largeur est calculée et estimée à:

$$b = 3 \text{ m}$$

1. Calcul du convergent :

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

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2)$$

Ou : l_1 : est la largeur au plafond du bief amont $l_1 = 8$ m

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle $l_2 = 3$ m

La longueur du convergent est de 12.5 m.

⚡ La profondeur critique :

On fait le même calcul que celui du chenal d'écoulement.

Pour $b = 3$ m $h_{cr} = 1.51$ m

☞ **La pente critique :**

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

Pour calculer I_{cr} on associera donc la relation du régime uniforme

$$Q = Sc.C.\sqrt{R_c.I_{cr}}$$

Avec celle du régime critique.

$$\frac{Q^2.b}{g.S_c^3} = 1$$

L'élimination de Q entre les deux expressions pour une section rectangulaire ($S=h.b$) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g.h_c}{C_c^2.R_c}$$

Avec : I_{cr} : pente critique ;

Sc : section critique $Sc=b.h_{cr} =6.8m^2$;

R_c : rayon critique $R_c=Sc/P_c=0.90$;

P_c : périmètre critique $P_c=2.h_{cr}+b=2.1,51+4.5=7.52$

C_c : coefficient de Chézy $C_c = R_c^{1/6} / n =60$ (béton moyen)

La pente critique est: $I_{cr}=0,33\%$

VI.2.5 Valeurs usuelles des Strickler K [23]

Type de cours d'eau	Valeurs usuelles de K ($m^{1/3}/s$)
Canal bétonné, très lisse	75 à 100
Canal bétonné, état moyen	50 à 75
Canal en terre	30 à 50
Cours d'eau régulier, bien entretenu	40 à 50
Cours d'eau ordinaire	30 à 40
Cours d'eau avec embâcles	20 à 30

☞ **Calcul de la profondeur normale :**

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (c'est-à-dire la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes) elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy).

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}$$

Avec : S : section du coursier $S=b.h_n=4,5.h_n$;

I : pente du coursier $I=13.5\%$ (voir le profil) ;

C_n : coefficient de Chézy $C_n = R^{1/6} / n = 70$ (béton)

$$R : \text{rayon hydraulique } R = \frac{S}{P} = \frac{b.h_n}{2.h_n + b};$$

En substituant De la même manière que pour le chenal d'écoulement, on aura:

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

Par itération successive on aura : $h_n=0.72 \text{ m}$, $V_n = \frac{q}{b.h_n}$, $V_n=9.03 \text{ m/s}$

☞ **Classification du mouvement et du régime d'écoulement :**

$I=135\%$ ($h_n=0,72\text{m}$), $I_{cr}= 0,33\%$ ($h_{cr}=1.51 \text{ m}$)

En analysant ces résultats, on constate que $I > I_{cr}$ ($h_n < h_{cr}$) donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal est à forte pente.

☞ **Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :**

Le calcul de la ligne d'eau est effectué à l'aide d'un logiciel appelé « CANAL21 ».

Sur le tableau suivant on présente les différents paramètres de calcul suivant des sections distantes de 10m (le pas).

Les données de départ sont:

- Largeur du canal $b=3 \text{ m}$.
- Débit à évacuer: $Q=29.1 \text{ m}^3/\text{s}$.

- La pente du coursier: $I=0,135 \%$
- La longueur du coursier: $L=70 \text{ m}$.
- Coefficient de Strickler (70).

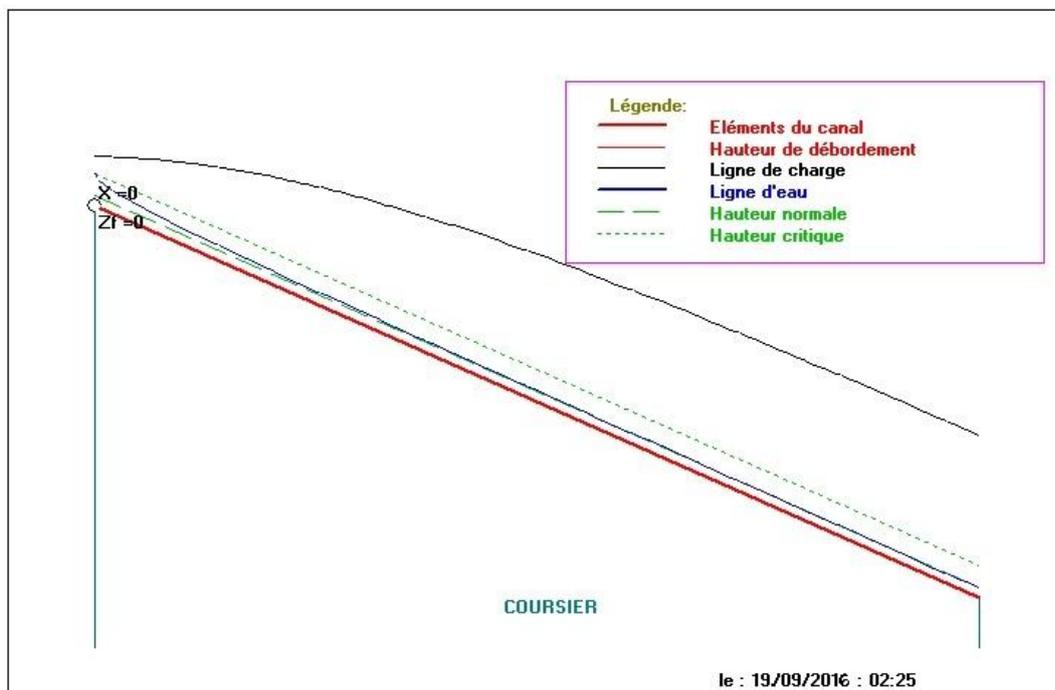


Figure n° VI.4 : Ligne d'eau dans le coursier

Tableau VI.2 Tableau de calcul de la ligne d'eau

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)
Amont	0.00	5.00	2.45	0.97	3.46
1	5.00	5.00	1.96	1.45	3.70
2	10.00	5.00	1.51	1.95	4.29
3	15.00	5.00	1.46	2.36	4.94
4	20.00	5.00	1.26	3.04	6.19
5	25.00	5.00	1.01	4.56	9.5
Aval	30	5.00	0.72	3.45	11.3

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est : $y=0,71\text{m}$.

La vitesse à la fin coursier est:

$$V = \frac{Q}{b \cdot y} = 9.2 \text{ m/s} \quad F_r = \frac{V}{\sqrt{gy}}$$

$$\text{Donc : } F_r = \frac{V}{\sqrt{gy}} = 3,45$$

$$F_r = 3,45$$

VI.2.5.1 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).

Le nombre de Froude est inférieur à 4,5 et supérieure 2,5, donc il aura formation d'un ressaut oscillant.

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.

$2,5 < Fr \leq 4,5$ alors le bassin qui convient est de type I.

↪ Détermination des caractéristiques du bassin :

On a $F = 3,45$, $y_1 = 0,71 \text{ m}$

Donc de l'abaque $\frac{y_2}{y_1} = 4.15$, d'où

$$y_2 = 2.95 \text{ m.}$$

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

Longueur du bassin On a; de l'abaque $\frac{L}{Y_2} = 5.42$

Donc : $L = 15.99$ m. On prend. : $L = 16$ m

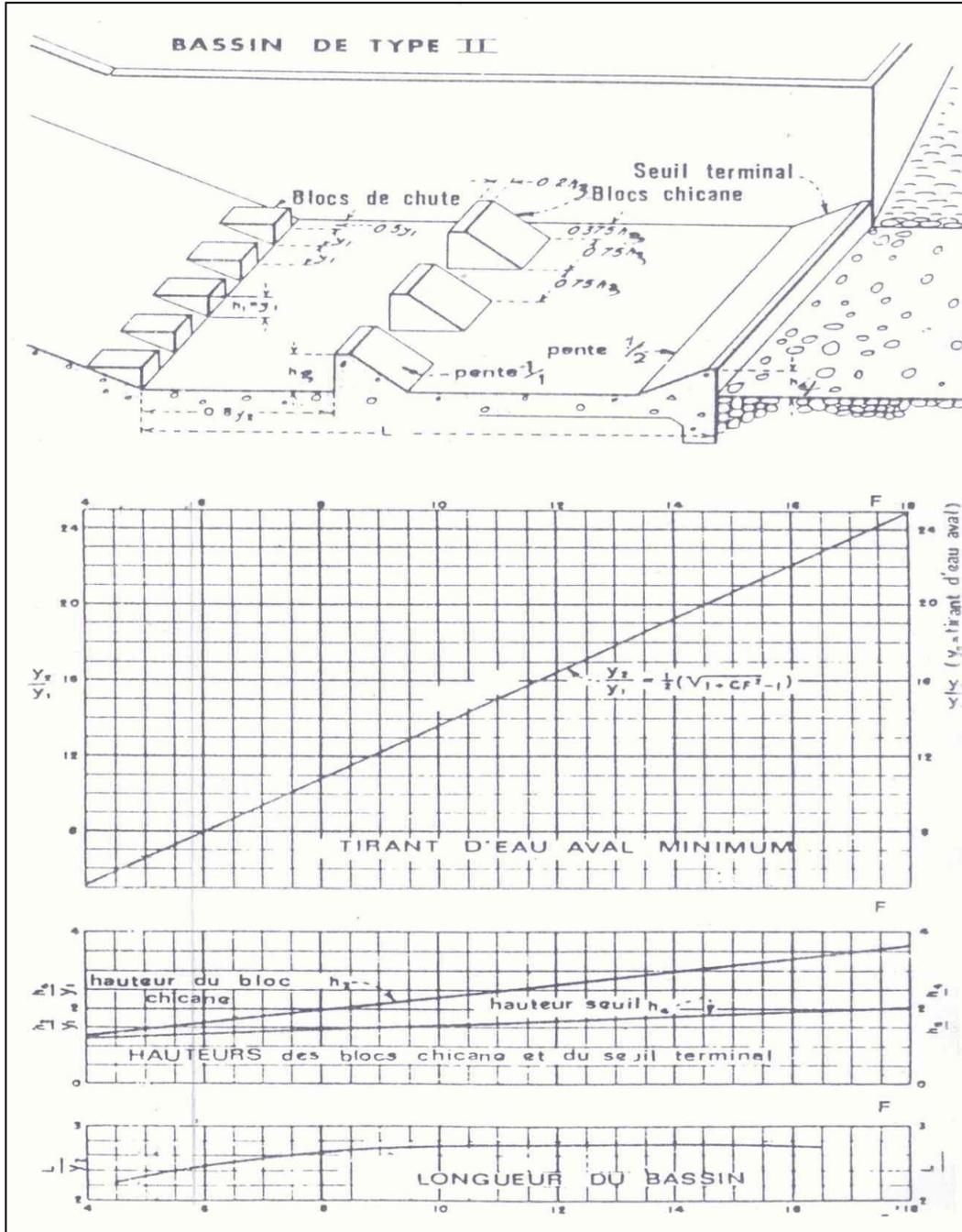


Figure VI.8. Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE supérieur à 4,5 et une vitesse de l'eau à l'entrée inférieure à 15 m/s [24]

∞ **Dimensionnement des blocs Chicanes :**

- La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = 2 mY_1 = 0,76 m.$
- La largeur des blocs de chutes : $l_1 = 2 m$
- épaisseur des blocs de chutes: $e_1 = Y_1 = 0,76m.$
- Espacement entre deux dents : $e_2 = 2,5 Y_1 = 1.9 m.$
- Le nombre de dents déflectrices : $n=5$

VI.2.5.2 Canal de restitution :

Le canal de restitution a pour but d'acheminer les eaux évacuées vers le l'oued après la dissipation de son énergie; selon les conditions topographiques, cette partie est constituée par un tronçon de 5m de longueur environ, de forme trapézoïdale avec un fruit de talus de 1/1, a une pente du canal de $I_c=0,3 \%$ et il est en enrochement.

➤ **La hauteur critique :**

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

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105 \sigma_{cr}^2 \right)$$

$$\text{Avec : } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} = 1.62$$

$$\text{Et } \sigma_{cr} = \frac{K \cdot m}{b} = 3.6$$

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

Ce qui donne $h_{cr} = 1.44 m.$

➤ **La pente critique :**

$$\text{Elle est donnée par : } I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C^2 \cdot R_c}$$

Avec : I_{cr} : pente critique ;

$$\text{Sc : section critique } Sc = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr} = 8.61 m^2;$$

Rc : rayon critique $Rc = Sc / Pc = 1m$;

$$P_c : \text{périmètre critique } P_{cr} = b + 2.h_{cr} \sqrt{1+m^2} = 8.57m$$

$$C_c : \text{coefficient de Chezy } C_c = R_c^{1/6} / n = 50$$

$$n : \text{coefficient de rugosité du sol } n=0,02$$

Ce qui donne La pente critique :

$$I_{cr} = 0,56 \%$$

➤ **Profondeur normale dans le canal :**

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}$$

Pour la hauteur normale on a :

- $S_c = m.h_n^2 + b.h_n$
- $P_n = b + 2.h_n \sqrt{1+m^2}$
- $R = S_n / P_n$
- $C_n = R^{1/6} / n$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

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

Le résultat du calcul par itération donne :

$$h_n = 1,59m$$

➤ **Vitesse dans le canal :**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m.h_n^2 + b.h_n} \quad D'où$$

$$V = 3 \text{ m/s}$$

VI.2.6 Hauteurs des murs bajoyers:

A. Hauteur des murs à l'entrée du déversoir :

On a :
$$h_m = h_e + r$$

h_m : Hauteur des murs bajoyers en [m].

h_e : Lamme d'eau sur le déversoir [m].

r : Revanche de sécurité (m) donnée par $[r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}]$

A.N:

donc: $r = 0,82 \text{ m}$.

$$h_m = 0,94 + 0,8 = 1,75 \text{ m}$$

B. Hauteur des murs du chenal :

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête du retenue.

C. Le coursier :

Pour des raisons d'ordre économiques et compte tenu de la ligne d'eau présentée, on partage le coursier en deux tronçons dont les hauteurs des murs bajoyers différent.

➤ Hauteur au début du coursier :

$$H_m = h_e + r = 1,75 \text{ m}$$

Hauteur à la fin du coursier:

On procède de même manière que précédemment.

$h_e = 0,94 \text{ m}$ on aura $V = 12,8 \text{ m/s}$, $r = 1,4 \text{ m}$, $H_m = 1,4 \text{ m}$

D. Le bassin de dissipation :

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du canal de restitution

Le canal de restitution :

$h_e = 0,65 \text{ m}$ On aura $V = 2,64 \text{ m/s}$, $r = 0,8 \text{ m}$ $H_m = 1,45 \text{ m}$

On prend ; $H_m = 1,45 \text{ m}$.

VI.3 OUVRAGE DE VIDANGE:

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- ✓ *D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus amont).*
- ✓ *De vider la tranche morte en fin saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).*
- ✓ *De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).*

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

VI.3.1 Conduite de vidange en charge :

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est en fonction du débit à évacuer.

VI.3.2 Conduites à écoulement libre :

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- ✓ *Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.*
- ✓ *La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1-2) m de hauteur.*

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulement instable à forts débits.

VI.3.3 Choix de la variante :

Pour des raisons pratiques et économiques, il a été préférable d'associer l'ouvrage de vidange à celui de prise d'eau.

Le tracé de la vidange de fond empruntera celui de la dérivation provisoire

Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite :

- ✓ *Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements.*
- ✓ *Prévoir une bonne assise pour la conduite.*
- ✓ *Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leurs diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.*

Quelques dispositifs minimums de vidange qu'on doit tenir en compte sont donnés dans le tableau (VI-1).

Tableau n°VI.1 : les paramètres de la conduite en fonction de $H^2\sqrt{V}$

$H^2\sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
≤ 30	P V C ou Acier	(160 – 200) 300 en Acier	Une vanne en aval
30 – 100	Acier	300 -- 400	
100 – 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	Une vanne de garde amont et une vanne aval.
300 – 700		600 – 800	
700 – 1500		800 - 1200	
≥ 1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne réglable en aval.

H : Hauteur du barrage (m)=11.38 m. V : Volume d'eau stocké (Hm^3)=0.057 Hm^3

Donc : on va opter pour une conduite en acier avec un diamètre de 300 mm

Afin d'édifier le barrage à l'abri de l'eau courante dans l'oued ou d'une éventuelle crue, il est nécessaire de prévoir un chemin d'écoulement aux débits quel que soit leur provenance .Ce chemin d'écoulement ne doit pas entraver ni gêner les travaux de construction de la digue et des ouvrages annexes.

Dans cette forme simplifiée de calcul, on ne tient pas compte de l'apport naturel de l'oued par rapport à la période d'évacuation. Les débits qu'évacuent la prise d'eau et la vidange de fond sont calculés par la formule suivante:

$$Q = \mu.W. (2 g Z)^{1/2} \text{ où:}$$

μ = coefficient de débit du système qui est déterminé par la relation: 0.48

g = accélération de la gravité, (m/s²).

H = pertes de charge totales, égales à la différence des niveaux d'eaux en amont et en aval, (m).

W = surface de la section transversale de la conduite, (m²); $W = \pi d^2/4$

d = diamètre de la conduite, (m).

La vidange de fond qui est une conduite en charge (aspect économique), est mise dans la galerie de dérivation provisoire pour minimiser les coûts de déblai pour l'installation de cette dernière.

On a prévu une protection amont pour cette conduite contre le colmatage, on l'a équipé aussi de vannes ; à l'amont d'une vanne batardeau et une autre à l'aval.

N°	Côte du plan	H	V retenue	H moy	V tranchées	Q moy	T partiel	T cumulé	T vidange
	(m)	(m)	(m ³)	(m)	(m ³)	(m ³ /s)	(s)	(s)	(jours)
1	1351.9	1.1	56 969.23						
2	1351.7	0.9	52 165.16	1	54567.195	0.15949352	342127.969	38558.33	0.44627697
3	1351.5	0.7	46 165.48	0.8	49165.32	0.14426732	340793.19	379351.52	4.39064259
4	1351.3	0.5	41 584.76	0.6	43875.12	0.12723182	344843.933	724195.453	8.38189181
5	1351.1	0.3	37 155.63	0.4	39370.195	0.10753051	366130.455	1090325.91	12.6195128
6	1350.9	0.1	33 684.96	0.2	35420.295	0.08329278	425250.506	1515576.41	17.5413937
7	1350.8	0	27 000.00	0.05	30342.48	0.04808911	630963.688	2146540.1	24.8442141

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{Vu}{T}$$

Où:

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (pris égal au débit moyen annuel).

V : volume utile ($V= 29\ 969.23\text{m}^3$).

T : temps de vidange égal 29 jours

T : temps de vidange **Tableau VI.10** : Le temps de vidange

La vidange de la retenue collinaire d'oued Tamesoult du niveau normal (NNR = 1 100,55 m) au niveau mort (NVM = 1 095,08 m) se fera en quatre jours, dix-sept heures et quarante-six minutes.

$$Q_{vf} = \frac{29\,969.23}{2505600} = 0.012 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{vf} = 0.012 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet.

Dans notre cas la meilleure des solutions est une vidange de fond en acier.

L'axe de la vidange de fond est choisi suivant l'axe de la dérivation provisoire et le plan d'aménagement hydraulique compte tenu de la vidange maximale de la retenue, et la possibilité de passage des débits de chantier.

VI.3.4 Calcul hydraulique :

Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}}$$

$\sum \xi_s$: somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille}$$

$$\xi_{va} = 0,5$$

$$\xi_{ent} = 0,1$$

$$\xi_{sor} = 1$$

$$\xi_{grille} = 0,25$$

Donc: $\sum \xi_s = 1,85$

$\sum \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\Sigma \xi_L = \frac{\lambda L}{d}$$

L: longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 74 m.

d: diamètre de la conduite de vidange 300mm.

λ : Coefficient de perte de charge calculé par la formule de Strickler:

$$\lambda = \frac{124.6n^2}{d^{1/3}}$$

n: rugosité de la conduite en acier ($n=0,013$).

On trouve: $\lambda = 0.0314 \Rightarrow \Sigma \xi_L = 7.76$

Ce qui nous donne: $\mu = 0.307$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à $d=103\text{mm}$

On adopte la valeur de: $D_{vf} = 100 \text{ mm}$.

La conduite étant en acier d'un diamètre de 100mm. Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes: $V_s = Q_{vf} / S_{con}$

Ça donne $V_s = 1.42 \text{ m/s}$

VI-4 La prise d'eau:

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau de la retenue et celui des plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

VI.3.5 Type de prise :

a) Prise d'eau en charge :

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton .Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de command au pied aval de la digue. En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

b) Prise d'eau flottante :

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle ci et celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

c) Tour de prise :

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

VI.3.6 Choix de la variante :

Vu la destination du retenue (irrigation des parcelles adjacentes), le prélèvement des eaux peut être effectué à un niveau unique, la qualité des eaux n'est pas d'une grandes turbidité vu les apports solides faibles. L'ouvrage de prise en conduite permet la prise avec faible perte de charge, et un coût relativement faible par rapport aux deux autres variantes (flottantes, tour de prise), cela rend celle-ci la variante la plus adéquate.

Le but de cet ouvrage est d'assurer un débit exigé à l'aval mais aussi une eau qui soit compatible à sa destination (de qualité).

La variante choisie pour la prise d'eau est celle prise d'eau et vidange de fond son tracé sera implanté dans la galerie de dérivation provisoire.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

La consommation maximale est en mois de juillet : $V_{max} = 23606 \text{ m}^3$.

Donc : $Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T}$ avec : T : temps de prise ($T=31$ jours).

D'ou : $Q_{\max} = 0,0088 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$Q = \mu S \sqrt{2g.H} \quad (\text{m}^3/\text{s}).$$

μ : coefficient de débit $\mu=0,2$.

S : section de la conduite en m^2 .

H : charge d'eau minimale $H=7.6\text{m}$.

On trouve : $S=0,0036\text{m}^2$

Donc : $d=60 \text{ mm}$

- Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}}$$

$\sum \xi$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

On suppose que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda.L}{D}.$$

Avec $\lambda = 0,03$.

AN : $\sum \xi = 43,125\text{m}$.

$\mu=0,15$. Donc : $S=0,0048 \text{ m}^2$. On trouve : $d = 0,078 \text{ m}$.

On prend $d=90 \text{ mm}$

2. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

On a : $V=Q/S$

$V= 1,83\text{m/s}$.

VI.4 Conclusion:

L'évacuateur de crue est l'élément le plus essentielle pour la garantie de la sécurité de la retenue, son dimensionnement s'est fait sur la base de formule pratique ,empirique et hydraulique.

Dans ce chapitre, et après avoir analysé la topographie du site, nous avons opté pour un évacuateur de crues latéral à entonnement frontal qui présente des avantages importants.

Chapitre VII

ORGANISATION DE CHANTIER

VII.1 Introduction

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle 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 ;*
- *Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;*
- *Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter 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 ;*

VII.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, poste fixes de travail.

On peut distinguer les installations suivantes :

VII.3 Installations destinées au personnel :

En général, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII.4 Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciment nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

VII.5 Installations destinées a 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.

VII.6 Installation destinée pour la préfabrication :

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VII.7 Les moyens de chantier :

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci après :

- ☞ Les compacteurs à pneus ;*
- ☞ Les rouleaux à pieds dameurs pour le compactage des sols fins ;*
- ☞ Les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux*

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- ☞ La décapeuse automotrice (Moters scraper) ;*
- ☞ La pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou a un relief très marqué.*

VII.8 Planification :

VII.9 Définition :

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- ☞ Installation des postes de travail ;*

- ↻ Observations instantanées ;
- ↻ Analyse des tâches ;
- ↻ Le chronométrage ;
- ↻ Définition des objectifs et des attributions ;
- ↻ Simplification des méthodes ;
- ↻ Stabilisation des postes de travail.

VII.10 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- ↻ Méthodes basées sur le réseau ;
- ↻ Méthodes basées sur le graphique.

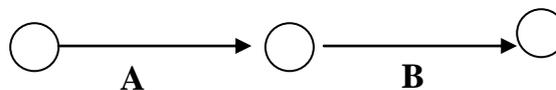
VII.11 Méthodes basées sur le réseau :

↻ Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

↻ Réseau à flèches :

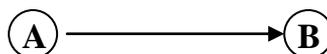
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

↻ Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

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 ;**

- **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 pour jour, selon l'unité de temps retenue ;*

3^{ème} phase : *adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.*

VII.12 Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

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.

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.

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.

VII.13 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 :
$$\begin{cases} \mathbf{DFP} = \mathbf{DCP} + \mathbf{TR} \\ \mathbf{DCPP} = \mathbf{DFPP} - \mathbf{TR} \end{cases}$$

VII.13.1 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 :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

VII.13.2 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, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q.N}{n}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VII.14 Les plannings :

Il existe trois types de plan de travail :

VII.15 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.16 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).

VII.17 Plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII.18 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne escient 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 asservie par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VII.19 Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau (VII.1) : symboles des opérations

Phases des Travaux	Opérations	Duré (jours)
<i>-Décapage et réalisation de la portion de clé d'étanchéité au droit de la conduite de vidange</i>	<i>A</i>	<i>15</i>
<i>-Déboisement de la cuvette.</i>	<i>B</i>	<i>60</i>
<i>-Dérivation provisoire du cours d'eau et construction du batardeau pour dévier correctement les eaux de l'oued.</i>	<i>C</i>	<i>15</i>
<i>-Préparation des zones d'emprunt.</i>	<i>D</i>	<i>20</i>

-Remblai des fondations.	<i>E</i>	10
-Approvisionnement des filtres.	<i>F</i>	45
-Mise en place du système de drainage (prisme de drainage).	<i>G</i>	10
-Remblai soigneusement compacté.	<i>H</i>	60
- Construction de l'évacuateur de crue	<i>I</i>	30
-Revêtement des talus.	<i>J</i>	20
-Equipements hydrauliques.	<i>K</i>	15
-Finitions.	<i>L</i>	20

La retenue peut être réaliser au bout de 5,6 mois si le planning qui suivre sera respecté sur le chantier. Le commencement des travaux sera au début du mois de Mai qui correspond au début de la saison estivale. C'est la saison favorable pour l'exécution d'un barrage en terre.

Le schéma du réseau à noeuds de l'organigramme des opérations est donné

Par la figure VII.1.

❖ **Détermination du/des chemin(s) critique(s) :**

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné a une durée de :

$$DTR = \sum TR = 15 + 15 + 30 + 10 + 60 + 20 + 20 = 170 \text{ jours}$$

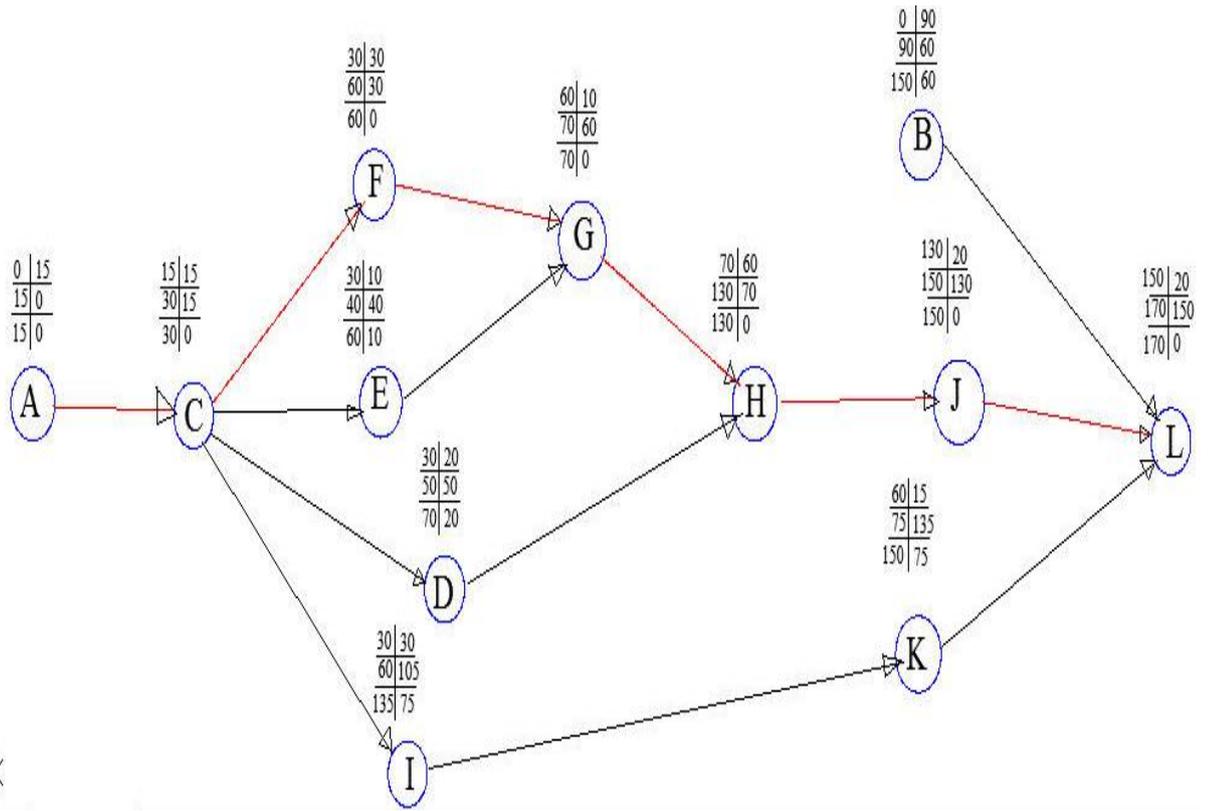


Figure n° VII. 1 : Réseau a nœuds

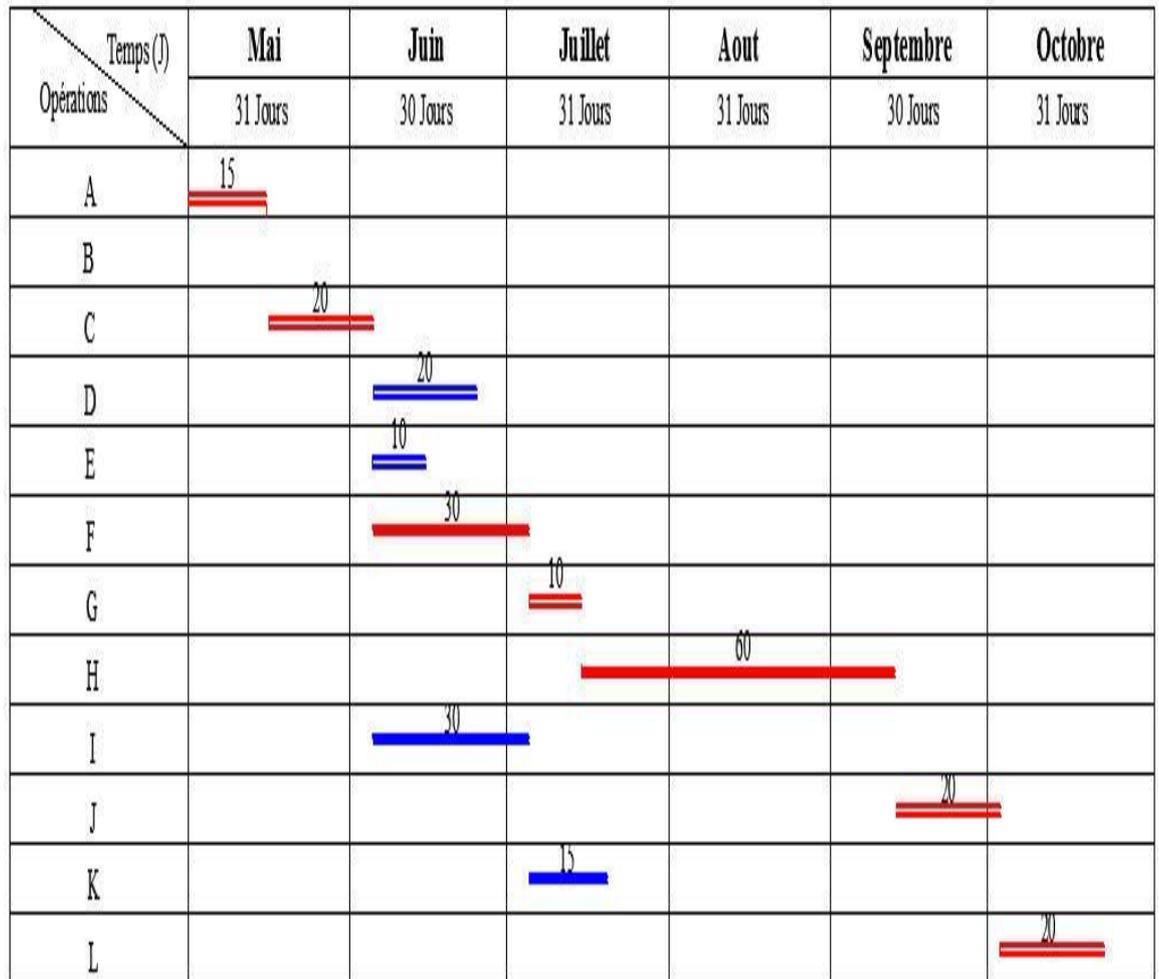


FIG VII.2: DIAGRAMME DE GANT

VII.20 Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes :

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et la dérivation provisoire. Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages:

Tableau VII-2 : devis estimatif;

↪ **La digue:**

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m ³	(DA)	(DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m ³	2961	400	1184400
Enrochement	m ³	2393	2200	5264600
Sable	m ³	1945	600	1167000
Gravier	m ³	2420	600	1452000
Remblai en argile compacte	m ³	40085	400	16034000
Géomembrane à base de bentonite	m ³	2 942	600	1 765 200
Montant total = 26867 200 (Da)				

↪ **L'évacuateur de crues:**

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m ³	(DA)	(DA)
Déblai	m ³	4000	300	1200000
Remblai	m ³	300	500	150000
Béton armé 350 kg/m ³	m ³	710	22000	15620000
Enrochements	m ³	84	2200	184800
Montant total = 17794800 (Da)				

↪ **Dérivation, vidange de fond et prise d'eau:**

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m ³	(DA)	(DA)
Déblai	m ³	690	250	172500
Remblai	m ³	560	500	280000
Béton armé 350 kg/m ³	m ³	1150	22000	25300000
Béton de propreté 250 kg/m ³	m ³	180	8000	140000
Enrochements	m ³	10	2200	22000
Conduite métallique 200 mm	ml	75	20000	1500000
Vannes 200mm	u	1	36000	36000
Vannes 100mm	u	1	28000	28000
Montant total = 27678500 (Da)				

Le coût total de l'ouvrage est de: soixante-dix million et neuf cent trente-cinq milles et trois cent de dinars Algérien 72 340 500 dinars Algérien

VII.21 Conclusion

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet.

Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens. Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Ceci est normalement pris en charge lors de l'étude de l'organisation d'un chantier

Conclusion générale

Chapitre I. Conclusion générale

Depuis l'antiquité l'homme a compris que pour satisfaire ses besoin en eau il fallait la mobiliser, l'extraire, la chercher, ainsi les plus ancien ont pétri la terre pour en faire des digues soit le long des cours d'eau en vue de limiter les zones d'inondation, soit en travers pour créer des retenues d'eau potable ou d'eau destinée à l'irrigations.

Ce mémoire de fin d'étude, vise à dimensionner la retenue collinaire entravant le cours de l'oued d'Ain Osmane, qui a été trouvé à la base de l'étude topographique, d'autres aspects géotechniques et géologiques vont jugée sur la faisabilité de cet ouvrage concernant la qualité de la fondation et la zone d'emprunt. L'aspect hydrologique nous renseignera sur les quantités d'eau estimé à être retenue pendant toute l'année et ainsi que leurs gestions et aussi les hauteurs respectives de chaque niveau du barrage. A ce niveau plusieurs variante de type de digue vont être proposées, nous choisiront la meilleur en fonction de critère de disponibilité de matériaux de construction et aussi des critère économique estimatif, l'exploitation d'un barrage nécessite des différentes ouvrages annexes qui doivent être projetés dans le corps ou bien loin de la digue, L'ouvrage annexe le plus important est l'évacuateur de crues, car il assure la protection du barrage contre les crues et fournit la continuité du cours d'eau en cas de remplissage de la retenue, sans faire de dégâts, d'où l'utilité de l'étude des ouvrages annexes, ainsi qu'une étude d'organisation de chantier et d'ergonomie qui sera très importante pour bien organisé les taches mais aussi de savoir le temps total nécessaire au projet d'exécution de cette retenue.

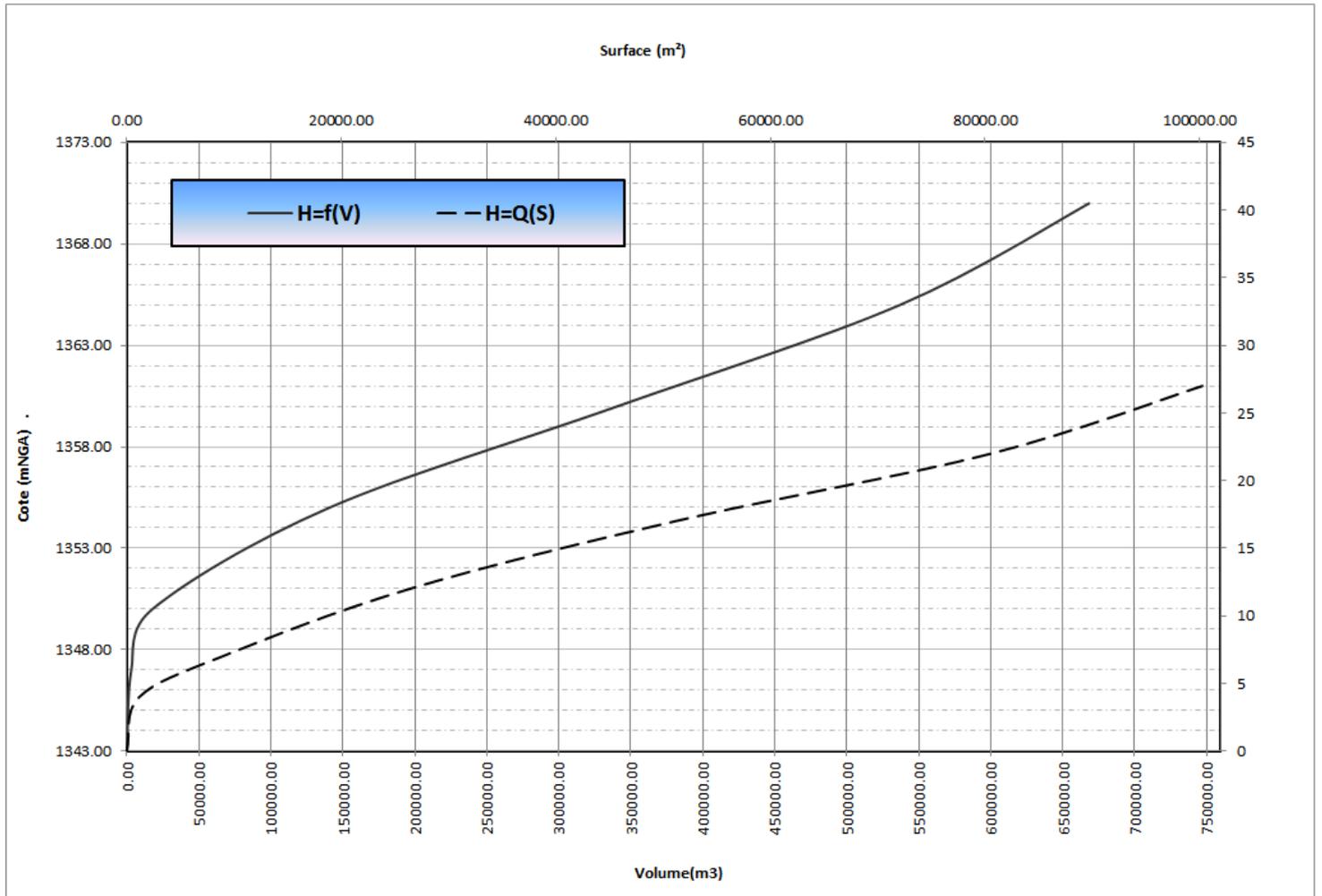
Références bibliographiques

- [1] TOUAIBIA B (2004) : *Manuel pratique d'hydrologie*. ENSH Blida.
- [2] TOUAIBIA B : *les retenues 2 impression janvier 2001*, ENSH Blida.
- [3] Addinsoft. 2007. *XLSTAT, Analyse de données et statistique avec MS Excel*. Addinsoft, NY, USA.
- [4] "Those values are not outliers! They are the tail of a lognormal distribution." GraphPad Software, Inc. Accessed 19 August 2016.
<http://www.graphpad.com/support/faqid/1341/>
- [5] « *Analyse fréquentielle des pluies journalières maximales Cas du Bassin Chott-Chergui* » Brahim Habibi et .al 2011
- [6] El Jabi et al., 1987. *Hydrologie fondamentale*, Presses Polytechnique de Montréal; Édition : 2^{eme} (1 janvier 1987).
- [7] *Météo pour Laghouat, DZ (Station météorologique)*
<Http://www.meteocentrale.ch/fr/afrique/algerie/temps-laghouat/details/S605450/>
Accédé le 31/08/2016
- [8] *Essai de Proctor* <http://essai-laboratoire.blogspot.com/2013/03/essai-de-proctor.html>
accéder le 03/09/2016.
- [9] *PETITS BARRAGES Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi (1997) Coordination : Gérard DEGOUTTE (ENGREF) ISBN 2-85362-551-6*
- [10] *Barrage en remblais types et matériaux, Laboratoire de construction hydraulique, EPFL*
- [11] *Manuel de dimensionnement d'un barrage réservoir en remblai, Mustapha Kamel MIHOUBI 2008*
- [12] C.T. Weber et al. *Numerical Analysis of Leakage through Geomembrane Lining Systems for Dams, The First Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition 2-5 March 2008, Cancun, Mexico.*
- [13] *les ouvrages annexes du barrage (EXTRAIT DU COURS D'OUVRAGES HYDROTECHNIQUES) Par M.HASSANE [Version 2006]*
- [14] Bobée B, Fortin V, Perreault L, et al. (1999) *Hyfran 1.0(hydrological software: Chair in statistical hydrology CRNSG/Hydro-Québec), INRS-Water, Earth and Environment, university of Quebec.*

- [15] ANRH, *Données pluviométriques, Document interne, Direction régionale d'Alger, Algérie.*
- [16] *Etude préliminaire d'une retenue à Oued Morra W.Laghouat. Société des Techniques Hydrauliques et Routières Eurl SOTHYR 2015.*
- [17] *Synthèse des méthodes simples de régionalisation, Novembre 2001 : Taha B.M.J. Ouarda et al, ISBN: 2-89146-471-0.*
- [18] *Quantification de l'érosion à partir d'implantation de quatre retenues collinaires dans la zone des marnes. Mme (B.Touai'bia et al) 1995*
- [19] *Hydrologie appliquée, procédures méthodologiques pour l'exécution d'études des retenues collinaires et petits barrages. Buján César M et al Avril 2004*
- [20] *contribution à l'étude du régime des crues dans les bassins semi-arides Algériens cas du bassin versant du Hodna en Algérie, HASBAIA MAHMOUD et ADOUI HAHLIMA 2011*
- [21] *Djelloul Belhai Histoire de la Géologie de l'Algérie. ANEP 2012. ISBN 978-9947-21-573-9*
- [22] *Technique des barrages en aménagement rural. Ministère de l'agriculture 1977*
- [23] *"Hydraulique pour le génie rural", J.-P. Baume, G. Belaud, P.-Y. Vion (Avril 2006)*
- [24] *'Design of small dams' [United States. Bureau of Reclamation](#), U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation, 1987*
- [25] *Système aquifère du Sahara septentrional, OBSERVATOIRE DU SAHARA ET DU SAHEL 2003. ISBN : 9973-856-00-7*

Annexes

Courbe capacité-Hauteur



Série comblé des P moy Sidi Bouzid 010204

	septembre	octobre	novembre	décembre	janvier	février	mars	avril	mai	juin	juillet	août
1967	45.800	5.500	39.000	23.000	0.000	23.000	59.200	17.768	16.000	28.500	0.000	7.493
1971	44.400	23.244	15.000	50.500	5.000	11.000	101.800	19.000	22.500	11.824	4.632	7.493
1972	22.240	95.100	23.220	130.700	17.926	54.500	51.000	7.100	0.000	52.700	0.000	0.000
1973	22.240	4.000	21.000	93.900	17.926	19.200	15.000	10.900	35.000	30.000	4.632	7.493
1977	22.240	9.400	48.700	33.935	48.000	10.400	2.300	19.000	10.100	11.824	4.632	7.493
1978	0.000	27.000	48.100	44.700	18.500	21.600	22.100	17.500	18.100	13.500	0.000	12.300
1979	17.300	35.000	23.200	23.300	24.400	38.100	53.200	21.000	20.500	0.000	0.000	3.500
1980	84.300	5.300	103.900	85.300	17.926	44.100	16.600	17.768	2.500	12.500	2.200	33.400
1985	22.240	23.244	23.220	23.340	37.000	19.000	235.000	4.000	7.200	8.800	0.500	11.000
1988	0.000	18.500	24.000	5.000	21.500	0.000	21.000	13.500	0.000	0.000	0.000	15.000
1989	5.800	8.700	0.500	0.500	47.500	0.000	38.000	38.800	33.500	7.500	0.000	0.000
1990	7.000	5.500	4.500	14.000	14.000	18.500	43.400	13.600	23.900	0.000	0.000	5.500
1991	34.700	88.500	1.500	29.000	13.500	6.500	60.000	6.500	39.500	2.500	0.217	0.000
1992	0.000	0.000	4.200	0.000	0.000	29.000	11.000	0.000	3.000	4.000	0.000	0.000
1993	11.000	12.000	0.000	0.000	6.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.500	5.700
1994	10.500	53.000	6.000	0.000	7.000	3.000	11.500	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1995	46.000	63.000	52.000	51.000	12.500	33.500	44.000	20.500	18.500	0.000	0.000	0.000
1996	48.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	54.000
1997	72.500	98.000	74.500	57.500	25.500	48.000	7.500	12.500	58.500	0.000	0.000	4.500
1998	9.500	0.000	8.000	7.000	24.800	23.200	31.200	0.000	0.000	0.000	0.000	2.500
1999	11.500	11.000	0.000	0.000	16.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2000	30.800	11.900	0.000	0.000	20.100	0.000	0.000	5.500	13.800	0.000	0.000	0.000
2001	13.000	0.000	0.000	22.300	2.500	0.000	4.500	24.900	0.000	0.000	0.000	11.000
2002	0.000	11.000	25.100	57.400	55.000	12.900	12.400	0.000	19.065	11.824	4.632	7.493
2003	18.500	90.000	26.800	12.500	16.500	4.000	13.300	59.100	0.000	0.000	0.000	0.000
2004	18.000	36.000	30.500	23.340	50.400	39.600	0.000	0.000	0.000	26.500	0.000	0.000
2005	55.500	37.500	41.300	91.400	77.300	87.900	0.000	37.000	62.700	0.000	0.000	0.000
2006	30.000	6.000	14.000	83.300	0.000	40.000	34.000	35.000	38.500	0.000	0.000	0.000
2007	0.000	21.000	18.500	0.000	0.000	33.000	17.700	4.500	14.500	16.700	0.000	21.000

Série comblé des P max Sidi Bouzid 010204

	septembre	octobre	novembre	décembre	janvier	février	mars	avril	mai	juin	juillet	août	max
1967	10.700	5.500	8.000	6.000	0.000	10.000	27.700	6.370	7.500	8.500	0.000	4.429	27.700
1971	9.900	11.774	7.500	15.000	5.000	5.000	55.000	9.000	15.000	3.352	0.217	4.429	55.000
1972	10.331	30.300	10.265	64.300	7.744	15.000	8.500	4.600	0.000	10.000	0.000	0.000	64.300
1977	10.331	5.200	43.500	10.856	9.400	4.600	2.300	7.100	5.100	3.352	0.217	4.429	43.500
1978	0.000	10.100	11.900	12.000	5.600	8.400	6.000	5.000	5.500	7.500	0.000	5.200	12.000
1979	5.500	9.300	11.600	15.000	8.100	10.000	15.000	7.000	5.000	0.000	0.000	2.000	15.000
1980	25.400	2.300	31.200	24.000	7.744	18.000	8.300	6.370	2.500	12.200	2.200	16.600	31.200
1981	20.600	10.800	10.265	10.856	18.900	16.600	10.300	16.600	5.993	3.352	0.217	4.429	20.600
1985	10.331	11.774	10.265	10.856	16.000	15.000	70.000	4.000	2.000	8.300	0.500	10.000	70.000
1988	0.000	18.500	18.000	5.000	10.000	0.000	11.000	7.000	0.000	0.000	0.000	13.500	18.500
1989	5.500	4.500	0.500	0.500	20.000	0.000	37.000	16.000	16.000	7.500	0.000	0.000	37.000
1990	7.000	5.500	4.500	9.000	8.000	4.500	13.500	7.500	10.900	0.000	0.000	5.500	13.500
1991	14.000	52.000	1.500	9.500	5.500	6.500	32.000	4.000	16.000	2.500	0.217	0.000	52.000
1992	0.000	0.000	4.200	0.000	0.000	26.000	6.500	0.000	2.000	4.000	0.000	0.000	26.000
1993	11.000	12.000	0.000	0.000	4.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.500	2.500	12.000
1994	5.500	14.000	4.000	0.000	7.000	3.000	6.000	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	14.000
1995	18.000	16.000	25.000	28.000	8.500	9.000	12.000	8.500	12.500	0.000	0.000	0.000	28.000
1996	22.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	27.000	27.000
1997	23.500	27.500	21.500	15.500	9.000	20.500	7.500	9.000	14.000	0.000	0.000	4.500	27.500
1998	9.500	0.000	8.000	4.500	8.500	9.200	12.700	0.000	0.000	0.000	0.000	2.500	12.700
1999	6.500	8.500	0.000	0.000	6.700	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	8.500
2000	11.000	6.100	0.000	0.000	8.500	0.000	0.000	5.500	10.300	0.000	0.000	0.000	11.000
2001	13.000	0.000	0.000	14.300	2.500	0.000	4.500	12.900	0.000	0.000	0.000	6.000	14.300
2002	0.000	11.000	8.000	9.500	11.000	5.500	7.900	0.000	5.993	3.352	0.217	4.429	11.000
2003	12.000	21.500	8.000	5.500	6.500	2.500	13.300	16.300	0.000	0.000	0.000	0.000	21.500
2004	7.500	16.300	12.000	10.856	14.000	10.000	0.000	0.000	0.000	11.000	0.000	0.000	16.300
2005	18.500	15.500	13.000	14.300	16.000	13.000	0.000	14.000	16.000	0.000	0.000	0.000	18.500
2006	12.000	3.500	14.000	19.500	0.000	13.000	9.000	12.000	14.000	0.000	0.000	0.000	19.500
2007	0.000	12.000	11.000	0.000	0.000	8.000	13.200	4.500	7.500	12.300	0.000	11.000	13.200

Stabilité pour le cas de fin de construction (R= 17,43m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	1.624	1.37	0	0	-0.3	0.954	3.337	-1.001	3.184	1.702	0.000	0.58	1.838	16.000	5.340
-2	1.743	2.41	0	0	-0.2	0.980	6.301	-1.260	6.174	1.779	0.000	0.58	3.564	15.900	10.019
-1	1.624	3.21	0	0	-0.1	0.995	7.820	-0.782	7.780	1.632	0.000	0.58	4.492	14.000	10.947
0	1.624	3.5	0	0	0	1.000	8.526	0.000	8.526	1.624	0.000	0.58	4.922	13.000	11.084
1	1.624	3.48	0	0	0.1	0.995	8.477	0.848	8.435	1.632	0.000	0.58	4.870	12.000	10.173
2	1.624	3.32	0	0	0.2	0.980	8.088	1.618	7.924	1.657	0.000	0.58	4.575	13.000	10.514
3	1.624	2.85	0	0	0.3	0.954	6.943	2.083	6.623	1.702	0.000	0.58	3.824	12.000	8.331
4	1.624	2.1	0	0	0.4	0.917	5.116	2.046	4.689	1.772	0.000	0.58	2.707	12.000	6.139
5	1.624	1.34	0	0	0.5	0.866	3.264	1.632	2.827	1.875	0.000	0.58	1.632	11.000	3.591
somme								5.183			0.000		32.424		76.136
Kss	2.42														
Kas	1.33														

Stabilité pour le cas de fin de construction(R= 26.45 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2.645	4.72	0	0	-0.30	0.954	18.727	-5.618	17.864	2.773	0.000	0.577	10.314	19.510	36.536
-2	2.645	7.03	0	0	-0.20	0.980	27.892	-5.578	27.328	2.700	0.000	0.577	15.778	19.720	55.002
-1	2.645	7.76	0	0	-0.10	0.995	30.788	-3.079	30.633	2.658	0.000	0.577	17.686	19.100	58.805
0	2.645	8.3	0	0	0.00	1.000	32.930	0.000	32.930	2.645	0.000	0.577	19.012	18.600	61.250
1	2.645	8.75	0	0	0.10	0.995	34.716	3.472	34.542	2.658	0.000	0.577	19.943	18.320	63.599
2	2.645	8.83	0	0	0.20	0.980	35.033	7.007	34.325	2.700	0.000	0.577	19.818	17.490	61.273
3	2.645	9	0	0	0.30	0.954	35.708	10.712	34.063	2.773	0.000	0.577	19.666	16.500	58.917
4	2.645	8.87	0	0	0.40	0.917	35.192	14.077	32.254	2.886	0.000	0.577	18.622	15.970	56.201
5	2.645	8.42	0	0	0.50	0.866	33.406	16.703	28.931	3.054	0.000	0.577	16.703	15.060	50.310
6	2.645	8.01	0	0	0.60	0.800	31.780	19.068	25.424	3.306	0.000	0.577	14.678	14.850	47.193
7	2.645	7.56	0	0	0.70	0.714	29.994	20.996	21.420	3.704	0.000	0.577	12.367	13.250	39.742
8	2.645	6.75	0	0	0.80	0.600	26.781	21.425	16.068	4.408	0.000	0.577	9.277	11.010	29.485
somme								20.992			0.000		140.838		451.583
Kss	2.32														
Kas	1.89														

Stabilité pour le cas de fin de construction (R=28.5 m)

<i>N°Tr</i>	<i>bi</i>	<i>h1</i>	<i>Sin α</i>	<i>Cos α</i>	<i>Gn</i>	<i>T=Gn*Sin α</i>	<i>N=Gn*Cos α</i>	<i>dli</i>	<i>C*dli</i>	<i>tangφ</i>	<i>N*tangφ</i>	<i>dn</i>	<i>a*Gn*dn</i>
-5	2.85	2.8	-0.385	0.923	11.970	-4.604	11.049	3.088	0.000	0.577	6.379	21.200	25.376
-4	2.85	4.08	-0.308	0.951	17.442	-5.367	16.596	2.995	0.000	0.577	9.582	20.680	36.070
-3	2.85	4.7	-0.231	0.973	20.093	-4.637	19.550	2.929	0.000	0.577	11.287	20.500	41.190
-2	2.85	5.16	-0.154	0.988	22.059	-3.394	21.796	2.884	0.000	0.577	12.584	20.180	44.515
-1	2.85	5.11	-0.077	0.997	21.845	-1.680	21.781	2.858	0.000	0.577	12.575	19.700	43.035
0	2.85	4.8	0.000	1.000	20.520	0.000	20.520	2.850	0.000	0.577	11.847	19.310	39.624
1	2.85	4.54	0.077	0.997	19.409	1.493	19.351	2.858	0.000	0.577	11.172	19.045	36.963
2	2.85	4.08	0.154	0.988	17.442	2.683	17.234	2.884	0.000	0.577	9.950	18.483	32.238
3	2.85	3.42	0.231	0.973	14.621	3.374	14.226	2.929	0.000	0.577	8.213	18.805	27.494
4	2.85	2.1	0.308	0.951	8.978	2.762	8.542	2.995	0.000	0.577	4.932	18.885	16.954
<i>somme</i>						-9.369			0.000		98.522		343.460
Kss	2.62												
Kas	1.25												

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale (R=16.24m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	1.743	1.73	0	0	-0.25	0.97	4.52	-1.13	4.38	1.80	2.74	0.57	2.50	0	0	0.000	17.230	7.79
-2	1.743	2.54	0	0	-0.167	0.99	6.64	-1.11	6.55	1.77	2.69	0.57	3.73	0	0	0.000	16.970	11.27
-1	1.743	3.94	0	0	-0.083	1.00	10.30	-0.86	10.27	1.75	2.66	0.57	5.85	0	0	0.000	16.860	17.37
0	1.743	4.43	0	0	0	1.00	11.58	0.00	11.58	1.74	2.65	0.57	6.60	0	0	0.000	16.690	19.33
1	1.743	4.82	0	0	0.0833	1.00	12.60	1.05	12.56	1.75	2.66	0.57	7.16	0	0	0.000	16.270	20.50
2	1.743	5.03	0	0	0.1667	0.99	13.15	2.19	12.97	1.77	2.69	0.57	7.39	0	0	0.000	16.090	21.16
3	1.743	5.07	0	0	0.25	0.97	13.26	3.31	12.83	1.80	2.74	0.57	7.32	0	0	0.000	16.720	22.16
4	1.743	4.98	0	0	0.3333	0.94	13.02	4.34	12.28	1.85	2.81	0.57	7.00	0	0	0.000	15.900	20.70
5	1.743	4.95	0	0	0.4167	0.91	12.94	5.39	11.76	1.92	2.91	0.57	6.71	0	0	0.000	14.720	19.05
6	1.743	4.67	0	0	0.5	0.87	12.21	6.10	10.57	2.01	3.06	0.57	6.03	0	0	0.000	13.730	16.76
7	1.743	3.62	0	0	0.5833	0.81	9.46	5.52	7.69	2.15	3.26	0.57	4.38	0	0	0.000	13.050	12.35
8	1.743	1.9	0	0	0.6667	0.75	4.97	3.31	3.70	2.34	3.55	0.57	2.11	0	0	0.000	11.010	5.47
somme								28.130			34.413		66.769			0.000		193.924
Kss	2.68																	
Kas	1.60																	

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale (R=26.45m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	2.137	2.5	0	0	-0.40	0.917	8.014	-3.206	7.345	2.332	3.544	0.57	4.186	0	0	0	15.900	12.742
-3	2.137	3.44																
-2	2.137	4.2	0	0	-0.20	1	13.463	-2.693	13.191	2.181	3.315	0.57	7.519	0	0	0	15.340	20.652
-1	2.137	4.8	0	0	-0.10	0.995	15.386	-1.539	15.309	2.148	3.265	0.57	8.726	0	0	0	14.850	22.849
0	2.137	5.24	0	0	0.00	1.000	16.797	0.000	16.797	2.137	3.248	0.57	9.574	0	0	0	14.440	24.255
1	2.137	5.5	0	0	0.10	0.995	17.630	1.763	17.542	2.148	3.265	0.57	9.999	0	0	0	14.140	24.929
2	2.137	5.46	0	0	0.20	0.980	17.502	3.500	17.148	2.181	3.315	0.57	9.775	0	0	0	13.960	24.433
3	2.137	5.45	0	0	0.30	0.954	17.470	5.241	16.665	2.240	3.405	0.57	9.499	0	0	0	13.900	24.283
4	2.137	5.06	0	0	0.40	0.917	16.220	6.488	14.866	2.332	3.544	0.57	8.473	0	0	0	13.960	22.643
5	2.137	4.45	0	0	0.50	0.866	14.264	7.132	12.353	2.468	3.751	0.57	7.041	0	0	0	14.160	20.198
6	2.137	3.42	0	0	0.60	0.800	10.963	6.578	8.770	2.671	4.060	0.57	4.999	0	0	0	14.480	15.874
7	2.137	1.8	0	0	0.70	0.714	5.770	4.039	4.121	2.992	4.548	0.57	2.349	0	0	0	14.980	8.643
8	2.137	3.42	0	0	0.80	0.600	10.963	8.770	6.578	3.562	5.414	0.57	3.749	0	0	0	15.460	16.949
9	2.137	2.57	0	0	0.90	0.436	8.238	7.414	3.591	4.903	7.452	0.57	2.047	0	0	0	16.540	13.626
somme								43.489			52.126		87.937			0		252.076
							Kss	2.57										
							Kas	1.52										

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale (R=28.50 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	3.3	1.04	0	1.48	-0.4	0.917	13.159	-5.263	12.060	3.588	5.453	0.570	6.874	1	5	0.844	25.830	33.989
-3	3.3	2.02	0	2.18	-0.3	0.954	21.790	-6.537	20.786	3.447	5.239	0.570	11.848	2	8	1.243	25.050	54.583
-2	3.3	2.85	0	2.3	-0.2	0.980	26.534	-5.307	25.998	3.356	5.101	0.570	14.819	2	8	1.311	24.420	64.796
-1	3.3	3.83	0	2.46	-0.1	1	32.236	-3	32.074	3.305	5.023	0.570	18.282	2	8	1.402	24.130	77.784
0	3.3	4.82	0	2.03	0.0	1.000	34.785	0.000	34.785	3.288	4.998	0.570	19.828	2	7	1.157	23.910	83.172
1	3.3	5.94	0	1.63	0.1	0.995	38.139	3.814	37.948	3.305	5.023	0.570	21.630	2	5	0.929	23.600	90.008
2	3.3	6.92	0	1.48	0.2	0.980	42.159	8.432	41.307	3.356	5.101	0.570	23.545	1	5	0.844	23.470	98.947
3	3.3	7.35	0	0.63	0.3	0.954	39.668	11.900	37.841	3.447	5.239	0.570	21.569	1	2	0.359	23.500	93.220
4	3.3	6.76	0	0	0.4	0.917	33.340	13.336	30.557	3.588	5.453	0.570	17.417	0	0	0.000	23.820	79.417
5	3.3	5.71	0	0	0.5	0.866	28.162	14.081	24.389	3.797	5.771	0.570	13.902	0.000	0.000	0.000	24.290	68.405
Kss	2.62																	
Kas	1.55							31.232			52.400		169.715			8.088		744.321

Stabilité pour le cas du Vidange Rapide R=14.91 m

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \emptyset	N*tang \emptyset	dn	a*Gn*dn
-3	2.2	0	0.880	0	-0.30	0.954	5.265	-1.579	5.022	2.331	3.544	0.57	2.863	23.950	12.609
-2	2.2	0	2.970	0	-0.20	0.980	17.768	-3.554	17.409	2.270	3.450	0.57	9.923	23.288	41.379
-1	2.2	0	4.640	0	-0.10	0.995	27.759	-2.776	27.620	2.235	3.398	0.57	15.743	22.774	63.219
0	2.2	0	5.910	0	0.00	1.000	35.357	0.000	35.357	2.224	3.380	0.57	20.153	22.427	79.295
1	2.2	0	6.780	0	0.10	0.995	40.562	4.056	40.358	2.235	3.398	0.57	23.004	22.261	90.295
2	2.2	0.000	7.210	0	0.20	0.980	43.134	8.627	42.263	2.270	3.450	0.57	24.090	22.285	96.125
3	2.2	0.000	7.240	0	0.30	0.954	43.314	12.994	41.319	2.331	3.544	0.57	23.552	22.503	97.469
4	2.2	1.650	6.760	0	0.40	0.917	45.947	18.379	42.111	2.427	3.688	0.57	24.003	22.911	105.268
5	2.2	3.980	4.070	0	0.50	0.866	37.626	18.813	32.585	2.568	3.903	0.57	18.574	23.499	88.418
6	2.2	1.330	0	0	0.60	0.800	4.437	2.662	3.550	2.780	4.226	0.57	2.023	24.310	10.786
somme								57.622			35.981		163.928		684.861
											Kss	3.00			
											Kas	1.61			

Stabilité pour le cas du Vidange Rapide R=22.59 m

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	3.393	0.00	2.020	0	-0.40	0.917	18.437	-7.375	16.898	3.702	5.627	0.57	9.632	32.990	60.823
-3	3.393	0.00	4.230	0	-0.30	0.954	38.608	-11.582	36.830	3.557	5.406	0.57	20.993	31.890	123.121
-2	3.393	0.00	6.060	0	-0.20	0.980	55.311	-11.062	54.193	3.463	5.264	0.57	30.890	30.940	171.131
-1	3.393	0.00	7.540	0	-0.10	0.995	68.819	-6.882	68.474	3.410	5.183	0.57	39.030	30.170	207.627
0	3.393	0.00	8.670	0	0.00	1.000	79.133	0.000	79.133	3.393	5.157	0.57	45.106	29.600	234.232
1	3.393	0.00	9.150	0	0.10	0.995	83.514	8.351	83.095	3.410	5.183	0.57	47.364	29.500	246.365
2	3.393	0.00	9.360	0	0.20	0.980	85.430	17.086	83.704	3.463	5.264	0.57	47.711	29.420	251.336
3	3.393	0.00	9.360	0	0.30	0.954	85.430	25.629	81.495	3.557	5.406	0.57	46.452	29.590	252.788
4	3.393	0.00	8.950	0	0.40	0.917	81.688	32.675	74.868	3.702	5.627	0.57	42.675	30.000	245.065
5	3.393	2.19	5.860	0	0.50	0.866	64.631	32.316	55.972	3.918	5.955	0.57	31.904	30.650	198.095
6	3.393	4.21	2.360	0	0.60	0.800	42.967	25.780	34.374	4.241	6.447	0.57	19.593	62.510	268.586
7	3.393	4.29	0.000	0	0.70	0.714	21.834	15.284	15.593	4.751	7.222	0.57	8.888	32.550	71.070
8	3.393	0.77	0	0	0.80	0.600	3.919	3.135	2.351	5.655	8.596	0.57	1.340	21.687	8.499
somme								123.3553			76.338		391.5784		2338.7373
											Kss	2.89			
											Kas	1.61			

Stabilité pour le cas du Vidange Rapide R=28.36 m

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \emptyset	N*tang \emptyset	dn	a*Gn*dn
-4	3.521	0	2.92	0.81	-0.4000	0.9165	32.3626	-12.945	29.661	3.842	5.839	0.57	16.907	17.636	57.075
-3	3.521	0	4.09	1.91	-0.3000	0.9539	49.8348	-14.950	47.539	3.691	5.610	0.57	27.097	17.200	85.716
-2	3.521	0	5.14	2.63	-0.2000	0.9798	63.9628	-12.793	62.671	3.594	5.462	0.57	35.722	16.657	106.543
-1	3.521	0	6.25	2.99	-0.1000	0.9950	76.5677	-7.657	76.184	3.539	5.379	0.57	43.425	16.201	124.047
0	3.521	0	7.36	2.99	0.0000	1	87.0810	0.00	87.081	3.521	5.352	0.57	49.636	15.845	137.980
1	3.521	0	8.48	2.64	0.1000	0.9950	95.6557	9.566	95.176	3.539	5.379	0.57	54.250	15.604	149.261
2	3.521	0	9.59	1.92	0.2000	0.9798	101.9861	20.397	99.926	3.594	5.462	0.57	56.958	15.488	157.956
3	3.521	0	10.7	0.81	0.3000	0.9539	106.0508	31.815	101.166	3.691	5.610	0.57	57.665	15.502	164.400
4	3.521	0	11.08	0	0.4000	0.9165	104.9441	41.978	96.183	3.842	5.839	0.57	54.824	15.649	164.227
5	3.521	1.62	8.53	0	0.5000	0.8660	89.3478	44.674	77.377	4.066	6.180	0.57	44.105	15.926	142.295
6	3.521	3.67	4.95	0	0.6000	0.8000	66.2670	39.760	53.014	4.401	6.690	0.57	30.218	16.328	108.201
7	3.521	5.85	0.42	0	0.7000	0.7141	34.8748	24.412	24.906	4.930	7.494	0.57	14.196	16.840	58.729
8	3.521	2.63	0	0	0.8000	0.6000	13.8903	11.112	8.334	5.868	8.920	0.57	4.750	17.444	24.230
somme								175.36960			79.2176		489.75376		35.251000
								Kss	3.03						
								Kas	1.64						

