

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

**ETUDE D'EXECUTION DE LA RETENUE COLLINAIRE
GUEDILI SUR L'OUED TARHIT COMMUNE AIN-ZAATOUT
(W.BISKRA)**

PRESENTE PAR :

M^r ZOGLAMI Hichem

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r B.BENLAOUKLI	MCA	Président
M ^r S.TOUMI	MCB	Examineur
M ^r M.BOUZIANE	MAA	Examineur
M ^r M.BOUKHELIFA	MAB	Examineur
M ^r M.K.MIHOUBI	Professeur	Promoteur

Session – 2015

Dédicace

Je dédie ce travail :

*Avant tout à mes chers parents, qui m'ont soutenue
durant toutes ces années de formation.*

*À toute les meilleures personnes qui m'aiment et qui m'aident
dans ma vie, sans oublier ses familles.*

*Une spéciale dédicace à ma chère sœur Ahlem sans oublié son époux
Adel. ainsi que le petit Dakher , qui je souhaite la réussite en toute
étape de sa vie.*

À mes frère Tarek et Sofian.

À mes chères amis Kheira et Ilyes

À tous mes amies et toute ma famille de l'E.N.S.H.

Et a toute la promotion 2014/2015 de l'hydraulique

H.ZOUGHLAMI

Remerciement

- Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont apportés un soutien pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude, particulièrement ma famille.
- Toute ma gratitude pour mon promoteur M^r MIHOUBI pour ses judicieux conseils ainsi que ses disponibilités tout au long de l'élaboration de ce travail.
- Je tiens à remercier M^{elle} BERDANE qui a m'aidé vraiment et a essayé pour me simplifier toutes les obstacles trouvées tout au long de l'élaboration de mon mémoire.
- Mon respect s'adresse aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.
- Je tiens à présenter par occasion tout mon respect à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire.
- Je n'oublie pas non plus tous mes amis qui m'aiment et les membres de ma famille qui m'ont toujours encouragé pour atteindre mes objectifs.

H.ZOGLAMI

ملخص

الماء ضروري لتطوير الزراعة في سياق سيورته وتأثيره الإيجابي على اقتصاد البلدان وخلق فرص العمل، وتحسين الظروف المعيشية لسكان الريف وذلك بتغطية العجز في مياه السقي والشرب. وفي إطار ذلك تأتي مذكرتنا هذه التي تهدف إلى الدراسة التنفيذية لسد صغير على واد "تارहित" (ولاية بسكرة) من الناحية التقنية والاقتصادية، لسقي ما يقارب 40 هكتارا من الأراضي الفلاحية. ككل دراسة تنفيذية قمنا بدراسة طبغرافية جيولوجية هيدرولوجية وبدراسة للأشكال المطروحة لتحديد الشكل المثالي لجسم السد الذي يتم تصميمه) ارتفاعه 14.5 م سعة تقدر ب 222 ألف متر مكعب) و ذلك من أجل توفير ما يقارب 138 ألف متر مكعب من المياه القابلة للاستعمال.

Résumé

L'eau est essentielle pour le développement de l'agriculture dans le cadre de sa durabilité avec un impact positif sur l'économie d'un pays, la création d'emplois, l'amélioration des conditions de vie des populations rurales.

C'est dans ce contexte et à travers notre projet de fin d'études qui a pour objectif l'exécution d'un petit barrage sur l'oued de Tarhit (W.Biskra) du point de vue technique et économique, ce barrage est destiné à l'irrigation de 40 ha.

Comme toute étude d'exécution, il est impératif de faire une étude topographique, géologique, hydrologique ainsi qu'une étude des variantes afin de fixer le choix du type de la digue à concevoir. Il s'agit d'une digue de 14.5 m de hauteur, d'une capacité de 222 000 m³ permettant d'assurer un volume régularisable de 138 000 m³ d'eau.

Abstract

Water is necessity in our lives. It is also necessary to the development of agriculture, especially for its abundance and its impact on the economy of the country, providing different and multiple jobs and improving living conditions of rural populations. After taking all these in account, and through our graduation project, we will conduct a study on the design and execution of a dam on wadi of Tarhit (W.Biskra) from technical and economic point of view for irrigation of a perimeter of 40 ha. For this, we study the topography geology, hydrology and the study variants in order to repair the choice of the dam to design. Next, it is about a 14.5 height dam, making it possible to ensure a volume usable of 138 000 m³ of water.

Sommaire

Introduction générale

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre 01 : Présentation de la zone d'étude

Introduction	2
I.1 Situation de la commune d'Ain Zâatout	2
I.1.1 Situation géographique de la commune.....	2
I.1.2 Situation Géographique de la Retenue Collinaire.....	3
I.1.3 Caractéristiques morphologiques du site	3
I.2 Choix du l'axe de l'ouvrage.....	4
Conclusion.....	5

Chapitre 02 : Etudes géologique et géotechnique

Introduction	6
II.1. Géologie de la région d'étude.....	6
II.2. Sismicité de la région d'étude.....	10
II.3. Hydrogéologie de la région	12
II.4. Géologie du site de la retenue.....	12
II.4.1. Analyse lithologique de la cuvette	12
II.4.2. Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue	13
II.4.3. Fondation de la digue et ses ouvrages annexes	13
II.4.4. Stabilité des versants de cuvette.....	13
II.4.5. Matériaux de constructions de la retenue collinaire	14
II.5. Hydrogéologie du site de la retenue	14
II.5.1. Analyse hydrogéologie de la cuvette	14
II.5.2. Analyse hydrogéologie de la zone d'emprise de la digue.....	15
Conclusion.....	15
II.6. Etude géotechnique.....	16
II.6.1. Prospection géotechnique de terrain	16
II.6.2. Prospection géotechnique de laboratoire.....	16
II.6.2.1 Nombre des essais.....	16
II.6.2.2. Mode opératoire des essais.....	17

II.6.3. Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation :	17
II.6.3.1 Terrains d'assise et de fondation de la digue :	17
II.6.3.2 Matériaux de construction de la digue :	17
II.6.4. Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue	20
II.6.4.1 Terrains d'assise et de fondation de la digue	20
II.6.4.2 Matériaux de construction de la digue	20
Conclusion	21

Chapitre 03 : Etude hydrologique

Introduction	22
III.1. Situation géographique	23
III.2. Relief et pente	23
III.3. Végétation	23
III.4. Caractéristiques morphologiques du bassin versant	24
III.4.1 Paramètres géométriques	24
III.4.1.1 Superficie du bassin versant	24
III.4.1.2 Périmètre du bassin versant	24
III.4.2 Paramètres de forme	24
III.4.2.1 Indice de compacité de Gravellius "Kc"	24
III.4.2.2 Coefficient d'allongement	24
III.4.2.3 Rectangle équivalent	25
III.4.3 Paramètres du relief	26
III.4.3.1 Répartition et courbe hypsométrique	26
III.4.3.2 Altitudes caractéristiques	27
III.4.3.3 Indice de pente	28
III.4.4 Paramètres hydrographiques	30
III.4.4.1 Le chevelu hydrographique	30
III.4.4.2 Profil en long du cours d'eau principal	30
III.4.4.3 Pente moyenne du cours d'eau principal I_c	31
III.4.4.4 Densité de drainage D_r	31
III.4.4.5 Coefficient de torrentialité C_t	32
III.4.4.6 Temps de concentration T_c	32
III.4.4.7 Vitesse de ruissellement	33
III.5. Données climatologiques	35
III.5.1 Températures	35
III.5.2 L'Evaporation	36

III.5.3 L'Humidité	37
III.5.4 Le Vent	38
III.5.5 Les Précipitations	38
III.5.5.1 Répartition de la pluie moyenne dans l'année	38
III.5.5.2 Estimation des pluies journalières maximales	39
III.5.5.3 Les précipitations maximales journalières	40
III.5.5.4 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences	45
III.5.6. Evaluation des apports liquides	49
III.5.6.1 Apports moyens annuels A_0	49
III.5.6.2 Caractéristiques de l'écoulement	50
III.5.7 Irrégularité des apports	51
III.5.7.1 Les apports fréquents	52
III.5.7.2 Répartition mensuelle de l'apport 80 % :	53
III.5.8 Les apports solides	53
III.6 Etude des crues	55
III.6.1 Méthode Empirique	55
III.6.1.1 Estimation du débit maximum	55
III.6.1.2 Hydrogramme de crue	57
III.6.2 Méthode synthétique (méthode des isochrones)	61
III.6.2.1 Construction d'un réseau d'isochrones	61
III.6.2.2 Calcul des ordonnées de l'hydrogramme synthétique	65
III.6.3 Modalisation à l'aide du logiciel HEC-HMS	67
III.6.3.1 Modélisation du bassin versant	67
III.6.3.2 Modélisation des précipitations	68
III.6.4 Choix de la crue de projet	70
III.6.5 Calcul du volume de la crue	70
III.7 Etude de régularisation	72
III.7.1 Objectifs et méthodologie	72
III.7.2 Répartition mensuelle des besoins	72
III.7.3 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$	73
III.7.4 Courbes « Hauteurs - Capacités - Surface »	73
III.7.5 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	76
III.7.6 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	78
III.7.6.1 Pertes par évaporation :	78
III.7.6.2 Pertes par infiltration	78
III.7.6.3 Estimation de l'erreur	78

III.8 Laminage de crue	81
III.8.1 Méthode de Kotcherine	81
III.8.1.1 Estimation du débit de crue laminée	81
III.8.1.2 Estimation de la charge au-dessus du déversoir	82
III.9 Etude d'optimisation	85
III.9.1 Calcul de la revanche.....	85
III.9.2 Largeur en crête.....	85
III.9.3 Calcul du volume et du coût de la digue.....	85
III.9.4 Calcul du coût de l'évacuateur de crues	88
III.9.4.1 Coût du déversoir.....	88
III.9.4.2 Coût du coursier :	89
III.9.4 Laminage pour un déversoir de largeur $b=14$ m	91
Conclusion.....	93

Chapitre 04 : Etude des variantes

Introduction	94
IV.1. Choix du type du barrage	94
IV.1.1. Digue en terre homogène.....	94
IV.1.2. Digue zoné à noyau étanche	95
IV.1.3. Digue en enrochement.....	95
IV.2. Définition du profil général de la retenue	96
IV.2. 1. Hauteur de la retenue.....	96
IV.2. 2. Largeur en crête.....	96
IV.2. 3. La longueur en crête	96
IV.2.4. Choix des pentes des talus	97
IV.3. Digue en terre homogène	97
IV.3.1. Pentes des talus	97
IV.3.2 Protection des talus.....	97
IV.3.3 Calcul des drains.....	99
IV.7. Digue zoné a noyau d'argile	100
IV.7.1. Pentes des talus	100
IV.7.2. Protection des talus.....	100
IV.7.3. Etanchéité de la retenue.....	101
IV.7.3.1. Noyau.....	101
IV.7.3.2. Dimensionnement du Drain Tapis	103
IV.7.3.3. La clé d'étanchéité.....	103

IV.8. Digue en enrochement a masque en béton.....	104
IV.8.1. Pentes des talus	104
IV.9. Détermination du cout des matériaux pour les différentes variantes	104
IV.9.1. Digue en terre homogène.....	105
IV.9.2. Digue en terre zoné	105
IV.9.3. Digue en enrochement a masque en béton.....	106
IV.9.4. Comparaison des résultats et discussion	107

Chapitre 05 : Etude de la variante retenue

Introduction	125
V.1. Protection des talus.....	125
V.2. Dimensionnement des filtres et drains	125
V.2.1. Dimensionnement de filtre entre le noyau et les recharges	126
V.3 Dispositif d'étanchéité.....	128
V.3.1 Le noyau	128
V.3.2 Clé d'étanchéité	128
V.4. Drainage à l'aval.....	129
V.5. Bermes	129
V.6. Protection de la crête	129
V.7. Etude des infiltrations.....	130
V.7.1. Tracer de la ligne de saturation	130
V.8. Etude de stabilité	132
V.8.1. Méthode de Fellenius.....	132
V.8.2. Détermination de la zone des cercles critiques selon méthode de Fondeev	133
V.8.3. Les forces agissant sur une tranche	134
V.8.4. Classement des forces.....	136
V.8.5. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement.....	137
Conclusion.....	139

Chapitre 06 : Etude des ouvrages annexes

Introduction	140
VI.1. L'évacuateur de crues	140
VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue	140
VI.1.2. Différents types d'évacuateurs de crue	140
VI.1.2.1. Evacuateur central	140
V.1.2.1. Evacuateur latéral	140

VI.1.3. Choix de la variante.....	142
VI.1.4. Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue	142
VI.1.4.1 Canal d'approche	142
VI.1.4.2. Déversoir	143
VI.1.4.3. Chenal d'écoulement.....	145
VI.1.4.4. Calcul du convergeant	146
VI. 1.4.5. Le coursier.....	146
VI. 1.4.7. Dissipateur d'énergie.....	150
VI. 1.4.8. Canal de restitution.....	151
VI. 1.4.9. Hauteurs des murs bajoyers	153
VI.2. Ouvrage de vidange.....	154
VI.2.1. Calcul du débit de vidange	154
VI.2.2. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre	155
VI.2.3. Correction de la valeur de coefficient μ	155
VI.2.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite	156
VI.3. Ouvrage de prise d'eau.....	157
VI.3.1 Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau	157
VI.3.2 Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre.....	157
VI.3.3. Correction de la valeur de coefficient μ	158
VI.3.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite	158
Conclusion.....	158

Chapitre 07 : Organisation de chantier

Introduction	159
VII.1. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise.....	159
VII.1.1. Installations destinées au personnel	159
VII.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux	160
VII.1.3. Installations destinées à la réparation des engins	160
VII.1.4. Installation destinée pour la préfabrication	160
VII.2. Moyens du chantier.....	160
VII.2.1 Moyens humains	160
VII.2.2 Moyens matériels du chantier	160
VII.3. Planification.....	163
VII.3.1. Définition.....	163
VII.3.2. Techniques de la planification.....	163
VII.3.2.1 Méthodes basées sur le réseau.....	163

VII.3.2.2. Relations entre les tâches	164
VII.3.2.3. Plannings des Travaux	166
VII.3.2.4. Symboles des différentes opérations	166
VII.4. Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes.....	167
Conclusion.....	168

Chapitre 08 : Protection et sécurité de travail

Introduction	169
VIII.1. Cause des accidents de travail	169
VIII.1.1. Causes humaines.....	169
VIII.1.2. Causes techniques.....	169
VIII.2. Causes des maladies professionnelles	169
VIII.3. Conditions dangereuses dans le chantier.....	170
VIII.4. Actions dangereuses	170
VIII.5. Mesures préventives	171
VIII.6. Méthode et moyens de prévention.....	171
VIII.7. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation	171
Conclusion.....	173
Conclusion générale.....	174
Références bibliographiques	175

Liste des tableaux

Tableau I. 1: coordonnées de site	3
Tableau II. 1 : Récapitulatif des essais effectués au laboratoire	16
Tableau III. 1 : les paramètres hydromorphométriques du bassin versant	26
Tableau III. 2: Répartition de la surface du BV	26
Tableau III. 3: Détermination de la pente Roche I_p	29
Tableau III. 4: Récapitulatif des Temps de concentration	33
Tableau III. 5 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant....	34
Tableau III. 6: Températures moyennes mensuelles.....	35
Tableau III. 7 : Evaporation station barrage de Foug El Kherza (ANRH 2012)	36
Tableau III. 8: Répartition mensuelle de taux d'humidité (bilan ANRH 1990-2000).....	37
Tableau III. 9: caractéristiques des stations pluviométriques	38
Tableau III. 10 : Moyennes mensuelles des précipitations en mm dans la station de Menaa.	39
Tableau III. 11: Ajustement à la loi de Gumbel.....	41
Tableau III. 12: Caractéristique de la loi Gumbel.....	42
Tableau III. 13: Ajustement à la loi Log-Normale	43
Tableau III. 14: Caractéristique de la loi Gumbel.....	45
Tableau III. 15: Pluies de courtes durées et leur intensité	46
Tableau III. 16: Récapitulatif de l'Apport moyenne interannuelle.	50
Tableau III. 17: Caractéristiques de l'écoulement.....	52
Tableau III. 18: Apports fréquents.....	52
Tableau III. 19: Moyennes mensuelles des apports de fréquence 80%	53
Tableau III. 20: Récapitulatif des résultats des apports solides et volumes morts	54
Tableau III. 21: valeur de α en fonction de la fréquence	56
Tableau III. 22: valeur de C en fonction de la fréquence.....	56
Tableau III. 23: Pluies de courte durée	57
Tableau III. 24: débits maximaux de crue	57
Tableau III. 25: Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour.....	58
Tableau III. 26: Surfaces débitantes (Km^2).....	63
Tableau III. 27: Détermination du débit maximum probable $Q_{\max, p\%}$	64
Tableau III. 28 : Ordonnés de l'hydrogramme de crue.....	65

Tableau III. 29: Résultat de la modélisation avec le code HEC-HMS	68
Tableau III. 30: Répartition mensuelle des besoins.	72
Tableau III. 31: Moyennes mensuelles des apports de fréquence 80%	73
Tableau III. 32: Courbes topographiques et volumétrique	74
Tableau III. 33: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.	77
Tableau III. 34: valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques.....	78
Tableau III. 35: Volumes des pertes dans la retenue	79
Tableau III. 36: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.	80
Tableau III. 37: 1 ère étape de calcul.....	83
Tableau III. 38: Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue.....	83
Tableau III. 39: Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.	83
Tableau III. 40: Récapitulatif des résultats	85
Tableau III. 41: Largeur en crête	86
Tableau III. 42: Calcul du cout de la digue.....	87
Tableau III. 43 : Calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs	88
Tableau III. 44: Coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes	89
Tableau III. 45: Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes.....	89
Tableau III. 46: Caractéristiques du barrage.....	90
Tableau III. 47: Les volumes et les débits déversants	91
Tableau III. 48: Laminage de crue (L =14 m)	92
 Tableau IV. 1: Valeurs indicatives des pentes des talus.....	 97
Tableau IV. 2: Valeurs du coefficient C.....	98
Tableau IV. 3: Epaisseur de l'enrochement et D ₅₀ minimal.....	98
Tableau IV. 4: Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation	102
Tableau IV. 5: Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage	102
Tableau IV. 6: Caractéristiques du noyau	103
Tableau IV. 7: Volume des recharges pour la variante terre homogène	105
Tableau IV. 8: Volume du Rip-Rap pour la variante terre homogène	105
Tableau IV. 9: Volume des recharges pour la variante terre zoné	105
Tableau IV. 10: Volume du Rip-Rap pour la variante terre zoné	106
Tableau IV. 11: Volume d'enrochements pour la variante enrochement a masque en béton...	106
Tableau IV. 12: Volume du masque en béton.....	106
Tableau IV. 13: Cout de différentes variantes de la digue	107

Tableau V. 1: Caractéristiques du revêtement en Rip-Rap	125
Tableau V. 2: Valeurs de D_5 , D_{17} , n_0 et n	127
Tableau V. 3: Caractéristiques du noyau.....	128
Tableau V. 4: Caractéristiques du prisme de drainage	129
Tableau V. 5: Coordonnées de la parabole de Kozeny.....	130
Tableau V. 6: Valeurs des K_1 et K_2	133
Tableau V. 7: Valeurs des R_1 et R_2	133
Tableau V. 8: Valeurs des coefficients de stabilité admissibles.....	137
Tableau V. 9: Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	139
 Tableau VI. 1: Coordonnés du profil de Greager	 144
Tableau VI. 2: récapitulatif des résultats.....	148
Tableau VI. 3 : Récapitulatif des données de départ.....	148
Tableau VI. 4: Calcul de la ligne d'eau.....	149
Tableau VI. 5: Les dimensions des blocs Chicanes du bassin de dissipation	151
Tableau VI. 6: récapitulatif des résultats.....	152
Tableau VI. 7: Coefficients de pertes de charge singulières	156
 Tableau VIII. 1: Plan de sécurité	 172

Liste des figures

Figure I- 1: Localisation de la commune d'Ain Zâatout Ech : 1/50.000	2
Figure I- 2: Vue aérienne du site de la retenue collinaire, Ech : 1/5.000	3
Figure I- 3: site d l'axe de la retenue collinaire.....	5
Figure II- 1: Extrait de la carte géologique régionale de l'est algérien – Éch : 1/500.000	8
Figure II- 2: Extrait de la légende de la carte géologique au 1/500.000	9
Figure II- 3: Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA99	11
Figure III- 1 : Bassin versant Oued Tarhit (cartes d'Etat-major n° 260)	23
Figure III- 2: Rectangle équivalent	25
Figure III- 3: Courbe hypsométrique du Bassin versant LA RC Ain Zâatout	27
Figure III- 4: Réseau hydrographique du BV (cartes d'Etat-major n° 260)	30
Figure III- 5: Profil en long du cours d'eau principal du bassin versant Oued Tarhit	31
Figure III- 6: Histogramme de la répartition mensuelle des températures.....	35
Figure III- 7: Histogramme de la répartition mensuelle d'évaporations.....	36
Figure III- 8: Histogramme de la répartition mensuelle de l'humidité	37
Figure III- 9: Carte Pluviométrique de la région de Biskra (l'ANRH en 1993)	39
Figure III- 10: Répartition mensuelle des pluies station Menaa	39
Figure III- 11: Ajustement à la loi de Gumbel.....	41
Figure III- 12: Ajustement à la loi Log-Normal.....	44
Figure III- 13: La courbe des pluies de courte durée	47
Figure III- 14: La courbe des pluies de courte durée	48
Figure III- 15: Répartition mensuelle des apports de fréquence 80%.....	53
Figure III- 16: Représentation des hydrogrammes des crues pour la méthode empirique...	60
Figure III- 17: le tracé de réseau d'isochrones sur le bassin versant	62
Figure III- 18: Hydrogrammes synthétiques pour différentes périodes de retour.....	66
Figure III- 19: Schéma du modèle de bassin par HEC-HMS.....	67
Figure III- 20: Hydrogramme Synthétique de SCS pour la fréquence 1%	69
Figure III- 21: Hydrogramme synthétique de la crue centennale	71
Figure III- 22: Courbe Capacité –Hauteur	75
Figure III- 23: Courbe Surface –Hauteur	75

Figure III- 24: courbe volumétrique ($S=f(V)$).....	76
Figure III- 25: Courbes $H= f (Q,q)$	84
Figure III- 26: courbes $V_f =f (Q, q)$	84
Figure III- 27: Courbe d'optimisation.....	90
Figure III- 28: Courbe des débits déversant	91
Figure III- 29: Hydrogramme des débits entrants et sortants.....	92
Figure IV- 1: Coupe transversale d'une digue homogène	94
Figure IV- 2: Coupe transversale d'une digue zonée	95
Figure IV- 3: Coupe transversale d'une digue en enrochement avec masque en béton	95
Figure V- 1: Coupe transversale de la digue avec la clé d'étanchéité	128
Figure V- 2: Schéma de calcul de la ligne de saturation.....	130
Figure V- 3: Arc de cercle de glissement selon Fellenius	133
Figure V- 4: Zone du centre du cercle critique selon principe de Fondeev	134
Figure V- 5: Schéma de calcul statique.	136
Figure VI- 1 : Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral	141
Figure VI- 2: Dimensions caractéristiques et géométrie du déversoir	143
Figure VI- 3: Schéma du profil du seuil déversant type Creager	144
Figure VI- 4: Tracé du profil de la ligne d'eau.....	149
Figure VI- 5: Schéma de bassin de dissipation, type I (USB, 1987)	150
Figure VII- 1: Compacteur à pneus.....	160
Figure VII- 2: Compacteur à rouleaux	161
Figure VII- 3: Décapeuse automotrice	161
Figure VII- 4: Pelle hydraulique	162
Figure VII- 5: Camion de chantier	162

Liste des planches

Planche n°1 : Plan d'aménagement de la retenue collinaire Guedili sur Oued Tarhit W.Biskra

Planche n°2 : Coupe géologique suivant l'axe de la digue.

Planche n°3 : Profil en long de la digue de la retenue collinaire Guedili

Planche n°4 : Coupe transversal des variantes proposés pour la digue

Planche n°5 : Coupe transversal avec détaille de la variante retenue

Planche n°6 : Calcul de stabilité des talus. (Les trois cas)

Planche n°7 : Profil en long de l'évacuateur avec détails.

Planche n°8 : Plannings des travaux d'exécution

INTRODUCTION GENERALE

La nécessité de voir des mécanismes nouveaux pour le développement de l'agriculture dans notre pays est devenue une nécessité primordiale tant la situation du secteur est devenue alarmante.

Dans ce contexte, l'utilisation de toutes les potentialités s'avère nécessaire, car aujourd'hui les ressources en eau sont considérées comme étant un facteur décisif pour l'augmentation de la production agricole, aussi est un élément déterminant pour la croissance économique du pays, et l'amélioration des conditions de vie du citoyen.

Des efforts considérables ont été consentis par l'état pour accroître la mobilisation des ressources hydriques, contribuant depuis la dernière décennie à une meilleure satisfaction des besoins en eau de la population, ainsi que de l'agriculture et de l'industrie.

À cet effet l'état a lancé un programme pour l'étude du projet des retenues collinaires à travers le territoire de la wilaya pour le stockage d'un volume d'eau important destiné principalement à l'irrigation agricole.

C'est dans ce but que notre travail consacré sur l'étude de l'aménagement de la retenue collinaire de la commune d'Ain Zâatout, wilaya de Biskra, afin d'assurer le stockage d'un volume d'eau important destiné principalement à l'irrigation agricole. L'aménagement comprend une digue en terre en matériaux locaux et d'ouvrages annexes constitués d'un évacuateur de crues, une prise d'eau et d'un ouvrage de vidange de fond.

Introduction

L'objectif principal de ce chapitre est l'étude et l'analyse des possibilités de créer un barrage sur l'oued Tarhit, de point de vue topographique afin d'établir les documents nécessaires pour l'étude du projet (cartes, plans et profils) qui permettent de déterminer les caractéristiques de la retenue et l'endroit le plus adéquat pour l'implantation de son axe. Dont le but de mobiliser les ressources en eau par le biais d'un réservoir de stockage permettant l'irrigation de plus des 40 hectares des périmètres d'irrigation.

I.1 Situation de la commune d'Ain Zâatout

I.1.1 Situation géographique de la commune

La commune d'Ain Zâatout occupe la partie Nord Est de la wilaya de Biskra, concentré d'une population de plus de 4000 habitants.

La commune est limitée comme suit :

- ❖ Au nord : la commune de Maafa et Bouzina wilaya de Batna.
- ❖ A l'est : la commune de Tigherghar et Menaa wilaya de Batna.
- ❖ Au sud : la commune de Djemorah.
- ❖ A l'ouest : la commune de El Kantara.

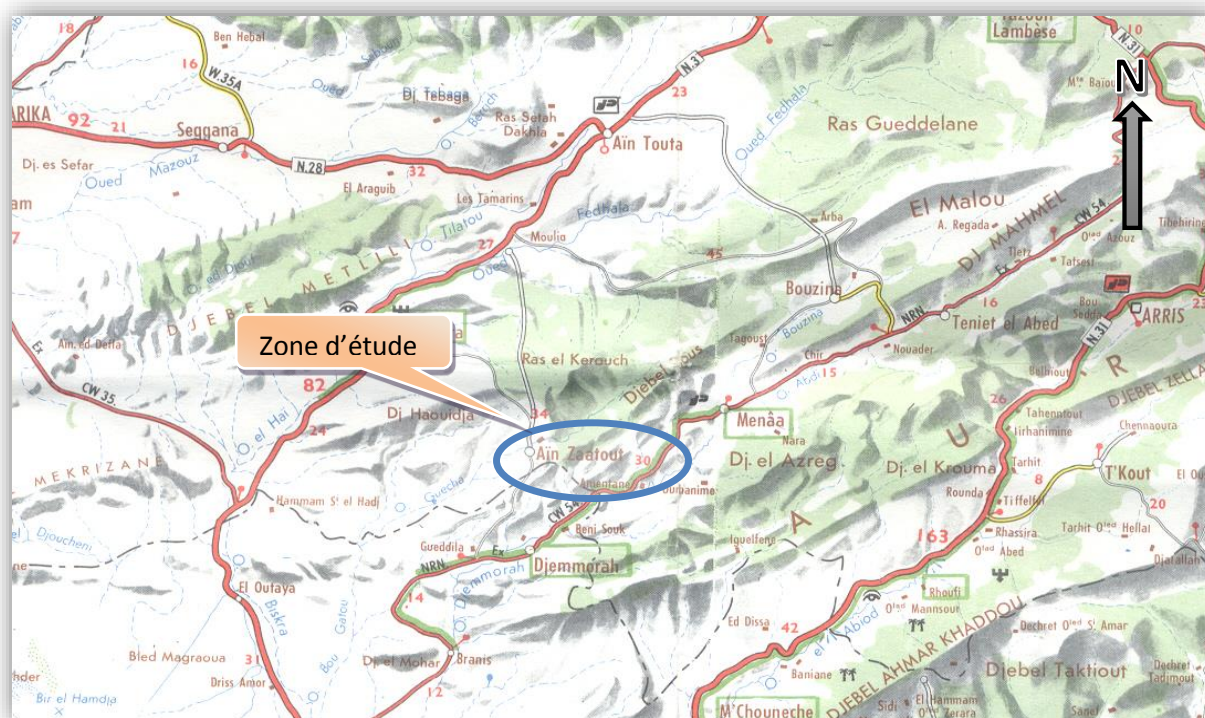


Figure I.1 : Localisation de la commune d'Ain Zâatout Echelle 1/50.000

I.1.2 Situation Géographique de la Retenue Collinaire

Le site de la future retenue collinaire sur Oued Tarhit se trouve à 5 km environ à vol d'oiseau au Sud-Ouest de la commune d'Ain Zâatout, Figure I.2 (Vue aérienne de site). Le site proposé est définie sur la carte d'État-major Menaâ Feuille n° 260 à l'échelle 1/50.000 par les coordonnées Lambert suivant :

Tableau I.1 : coordonnées de site

Coordonnées	X (km)	Y (km)	Z(m)
Oued Tarhit	782.200	208. 400	656

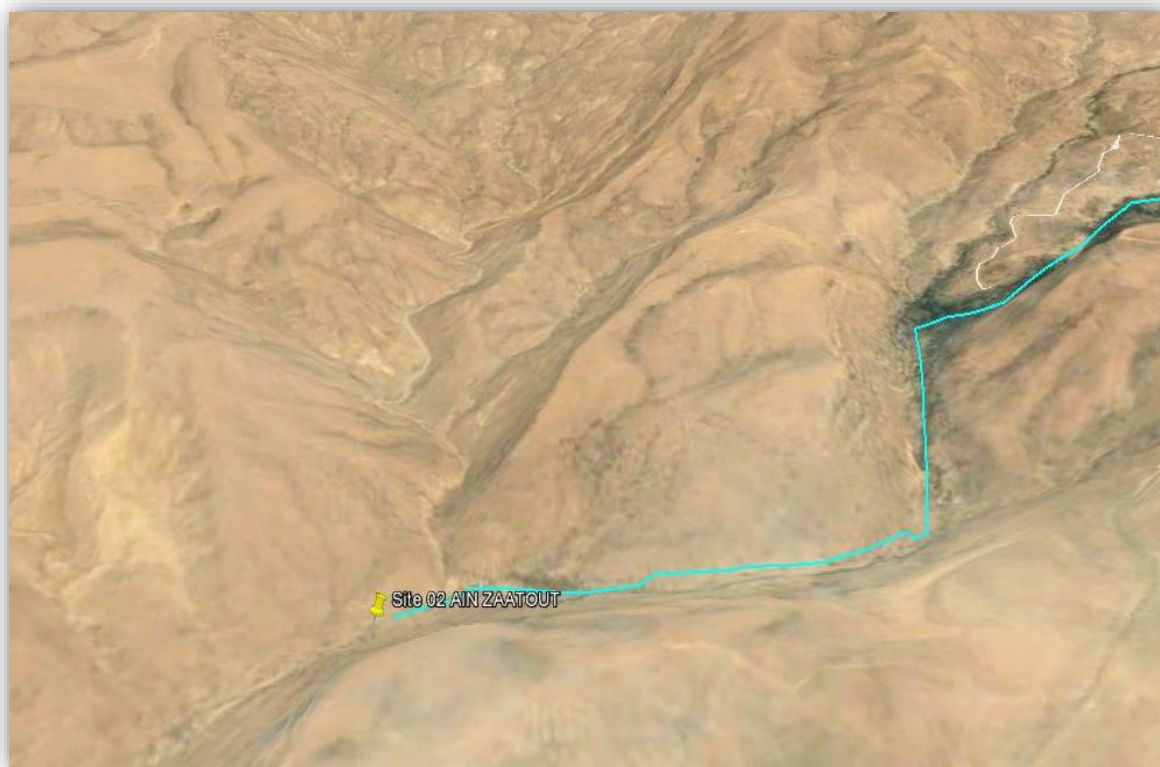


Figure I.2 : Vue aérienne du site de la retenue collinaire, Echelle : 1/5.000

I.1.3 Caractéristiques morphologiques du site

La zone d'étude de la retenue collinaire présente un relief plat, l'emplacement du site est caractérisé par une vaste cuvette, la pente du relief est très faible, la gorge choisie pour l'emplacement de l'axe de la retenue collinaire est fermé.

I.2 Choix du l'axe de l'ouvrage

L'objectif de mon mémoire de fin d'études est de tester la faisabilité d'un site choisi pour l'implantation et la construction d'une petite retenue collinaire destinée à l'irrigation des terres agricoles avoisinantes.

Les raisons de l'implantation de l'ouvrage, en question doivent impérativement répondre aux conditions techniques et économiques. Notamment les conditions techniques liées au site comme :

- ❖ La capacité de la cuvette à emmagasiner le maximum de volume d'eau.
- ❖ L'étranglement des deux rives d'encrage de la digue qui conditionnera la longueur de la digue.
- ❖ Moins la hauteur la digue sera réduite, celle-ci moins les volumes de terre à mobiliser seront réduits lors de la confection du corps de la digue en terre saine.
- ❖ Les conditions géologiques des environs et les possibilités à trouver les matériaux les plus adéquats pour la construction du barrage (terre saine pour le corps de la retenue).
- ❖ Les bonnes conditions d'écoulement des eaux qui sont tributaires des conditions climatiques et essentiellement les précipitations.
- ❖ Les conditions d'accès au site de la retenue et les lieux des zones d'emprunts des matériaux nécessaires à la réalisation du projet.

Ainsi que les conditions économiques liées au coût du projet, à savoir :

- ❖ Le volume d'eau (régularisable) produit durant chaque cycle (année).
- ❖ Le coût global de la digue et des ouvrages annexes comme l'évacuateur de crues, l'ouvrage de prise et/ou de vidange.
- ❖ La durée de vie de la retenue.
- ❖ Les conditions d'envasement qui doivent êtres au minimum.



Figure I.3 : site d l'axe de la retenue collinaire

Conclusion

De façon générale on peut dire que le site proposé pour la réalisation d'une retenue collinaire de la commune d'Ain Zâatout est très favorable vue que La nature morphologique de site présente un relief plat, exprimant par des dépressions naturelles favorables au stockage de l'eau. La conception des ouvrages nécessite la réalisation de plans topographique précis, s'appuyant sur des levés de la zone d'implantation du barrage.

Introduction

Les études géologiques et géotechniques sont des stades très importants dans la conception des barrages, basée essentiellement sur les données recueillies in situ grâce à des observations faites sur le site, après plusieurs campagnes de reconnaissance faite sous forme de prospection, par sondages et puits en différents endroits de la retenue (zone d'emprunt et zone d'emprise de la digue) et aussi avec l'analyse descriptive (la lithologie) des formations géologiques constituent le relief. Ces derniers doivent répondre aux questions concernant :

- La stabilité mécanique et l'étanchéité des appuis et fondations des ouvrages.
- L'étanchéité de la cuvette de la retenue et la stabilité de ses versants.
- L'existence des matériaux nécessaires à la construction du barrage et ses caractéristiques

II.1. Géologie de la région d'étude

La région de Biskra constitue un pays de transition entre les domaines sahariens et telliens. Elle est constituée essentiellement de terrains appartenant au crétacé supérieur et au moins par des terrains du tertiaire avec l'affleurement de Trias par endroit.

❖ Trias

Le trias affleure toujours en position anormale, il est formé d'épandages constitués essentiellement par des marnes bariolées à quartz bipyramide, des lentilles de gypse fibreux d'anhydrite et argiles violacées accompagnées souvent par des masses dolomitiques.

❖ Cénomaniens

Caractérisé par des séries marneuses gris verdâtre à nombreuses passées lumachelles, et une formation calcaro-marneuse, épaisse 1000m sur le djebel de Metlili, et qui affleure partiellement à la base de la série du Draez, Zeml, il s'agit d'alternance de calcaires gris, jaunâtre ou violacés de calcaires argileux et de marnes à passer lumachelles.

❖ Turonien

Sur la carte établie par LAFFITE (1939), le Turonien constitué essentiellement par des calcaires à rudistes, sous forme des barres massifs séparent les couches marneuses dans les quelles on peut trouver des oursins, des gastéropodes, des polypiers et quelques Ammonites. Sur les flancs du djebel Metlili le turonien est caractérisé par trois ensembles lithologiques : des calcaires à Rudistes et à silex par fois bréchoides à la base, des alternances marno- calcaires et enfin des calcaires graveleux ferrugineux.

❖ Coniacien

Le coniacien correspond à une puissante formation à dominance marneuse avec des rares et minces intercalations calcaires. Un niveau de calcaires argileux, situé à 200m environ de la base de la série sénonienne, a fourni en divers points une faune de Tissodés tel que : Tissotia thomasi Peron et Tissotia p.gr Tissoti(Bayle).Echinodermes, lamellibranches et ostracodes sont par ailleurs toujours abondants.

❖ Santonien

Le Santonien comporte des alternances, sur plusieurs centaines de mètres d'épaisseurs, de marnes grises et de calcaires à silex et inocérâmes. Une barre calcaire, formant un niveau repère sur le pourtour du djebel Metlili. On retiendra, par ailleurs, la présence de quelques intercalations gypseuses très peu épaisses. Enfin, on peut récolter de nombreux Oursins et lamellibranches, ainsi que quelques Ammonites et des Inocérâmes.

❖ Campanien, Maastrichtien inférieur

Une très puissante formation à dominance marneuse comporte quelques passées gypseuses ou carbonatées. La macrofaune est abondante mais peu variée : Lumachelles d'Huitres, Oursins, Inocérâmes et Coraux. La microfaune est essentiellement constituée d'Ostracodes et foraminifères.

❖ Paléocène

L'éocène correspond pour l'essentiel à une formation calcaro-marneuse qui comporte parfois de fines passées argilo-gréso-conglomératiques ou gypseuses. La plupart des niveaux carbonatés sont fossilifères et fournissent des Gastéropodes, des lamellibranches et des Miliolidés, quelques bancs renferment des Alvéolines.

❖ Miocène

Le miocène débute souvent par de puissantes séries conglomératiques reposant en discordance nette sur les terrains plus anciens. Dont la base de ces formations généralement rougeâtres et à ciment gréseux, correspond à des dépôts continentaux, surmontée par une puissante série de marnes gris violacé, renferment une microfaune d'âge langhien à Tortonien.

❖ Quaternaire

Les formations du Quaternaire sont formées par des lentilles limono-argileuse rougeâtre, calcaire enrobés dans des matériels sablo-limoneuse, des éboulés et des alluvions consolidés par un encrouement gypso-calcaire. Ces alluvions comprennent des galets peu roulés.

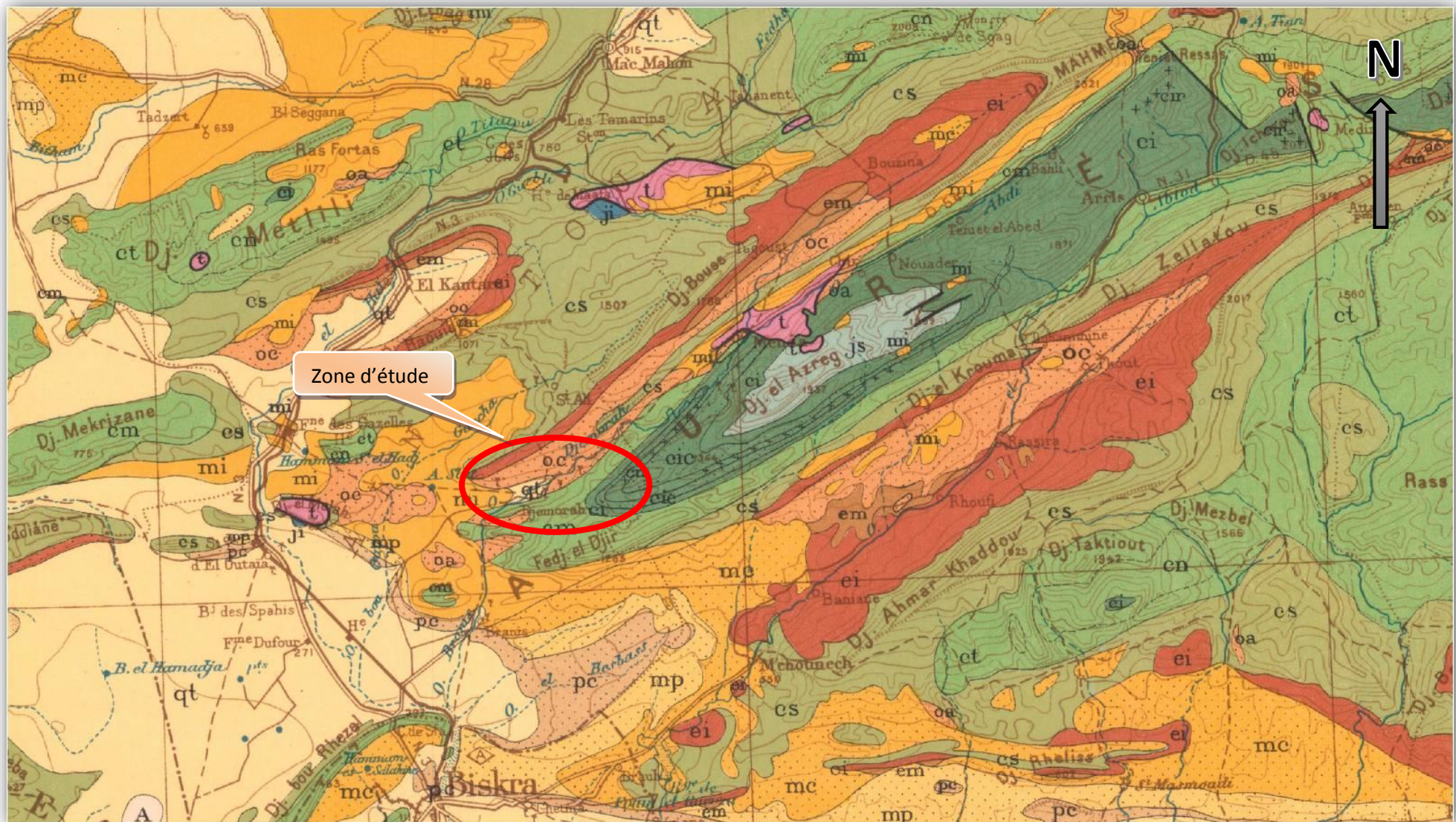


Figure II.1 : Extrait de la carte géologique régionale de l'est algérien – Échelle : 1/500.000

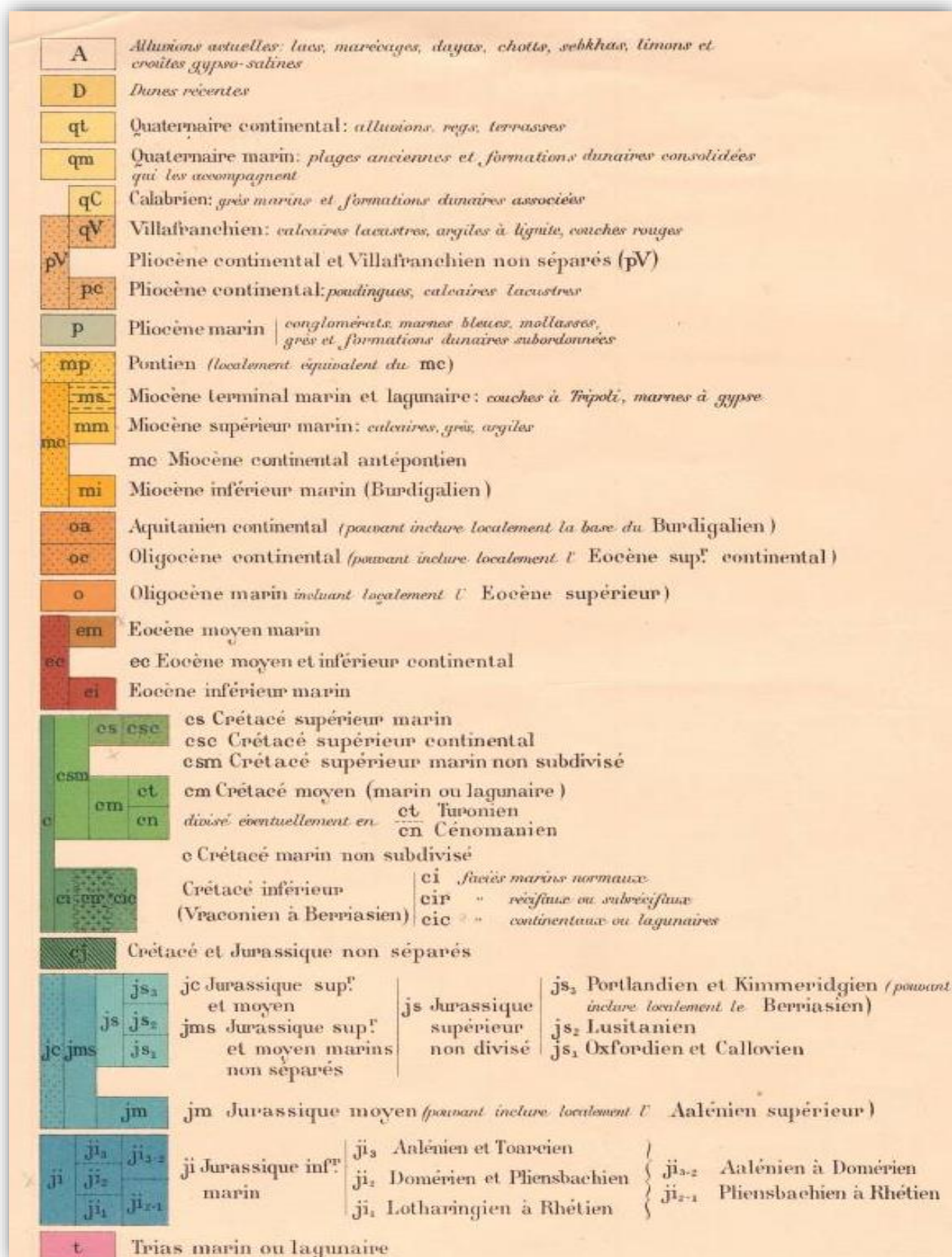


Figure II.2 : Extrait de la légende de la carte géologique de l'est de l'Algérie au 1/500.000

II.2. Sismicité de la région d'étude

L'Algérie a tout le temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individus et aux collectivités locales, mais également au pays tout entier dont elle peut obérer le développement pour plusieurs d'années à l'instar du séisme du 10 octobre 1980 de Chlef dont nous continuons encore à payer les conséquences aujourd'hui, en particulier sous forme de dette.

Donc pour pouvoir résister à ce phénomène, on doit construire des ouvrages de telle sorte à leur fournir un degré de protection tolérable en répondant aux règles parasismiques Algériennes.

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaine et eurasienne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques).

Pour pouvoir réduire les pertes induites par ce cataclysme, on doit en premier lieu quantifier le danger ou dégât en identifiant les sources sismiques (failles actives, charriages...) et évaluer les niveaux de secousses (intensité, magnitude, accélération) dans la région épacentrale, puis évaluer le niveau de vulnérabilité (taux de perte) de la population exposée au risque (individus, ouvrages, biens économiques et sociaux...).

Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescription réglementaires contenus dans le règlement R.P.A.1999 v. 2003 (règles parasismiques Algériennes) en considération de deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré) et des groupes d'usage des ouvrages qui sont classés de 1 à 3 en fonction de l'importance décroissante qu'il présente pour la vie économique et sociale de la communauté.

Le coefficient d'accélération de zone noté « A » est donné par R.P.A 99 V.2003 en fonction du groupe d'usage de l'ouvrage et y est déterminé par la méthode de SHAH et al. en 1975 ; c'est une méthode probabilistique basée sur des cartes d'iso-accélération déduites de la sismicité historique de l'Algérie.

L'application de cette dernière se base sur l'accélération dite de « DOMMAGE » A Déterminée avec des hypothèses pour les groupes d'usages (1, 2, 3 respectivement et la période de retour 500, 100, 50 année respectivement).

Actuellement, plusieurs gens utilisent le règlement R.P.A.88 (Règles Parasismiques Algériennes)

- **Zone 0 : sismicité négligeable**
- **Zone 1 : sismicité faible**
- **Zone 2 : sismicité moyenne**
- **Zone 3 : sismicité élevée.**

Le site de la retenue collinaire à Guedili Commune d' Ain Zâatout - Wilaya de Biskra est situé dans la zone « I » (zone caractérisée par une faible intensité sismique d'après R.P.A).

La dite retenue collinaire constitue un ouvrage de peu d'importance pour la communauté ce qui lui permet d'être dans le groupe d'usage 3 selon le règlement R.P.A et ayant une durée de vie limité de 15 - 20 ans.

Donc pour notre site ayant un degré d'usage égal à 3, appartenant à la zone sismique I, une durée de vie économique de 15 - 20 années et une période de retour R.P. = 50 ans, son coefficient de dommage est de 0,07.

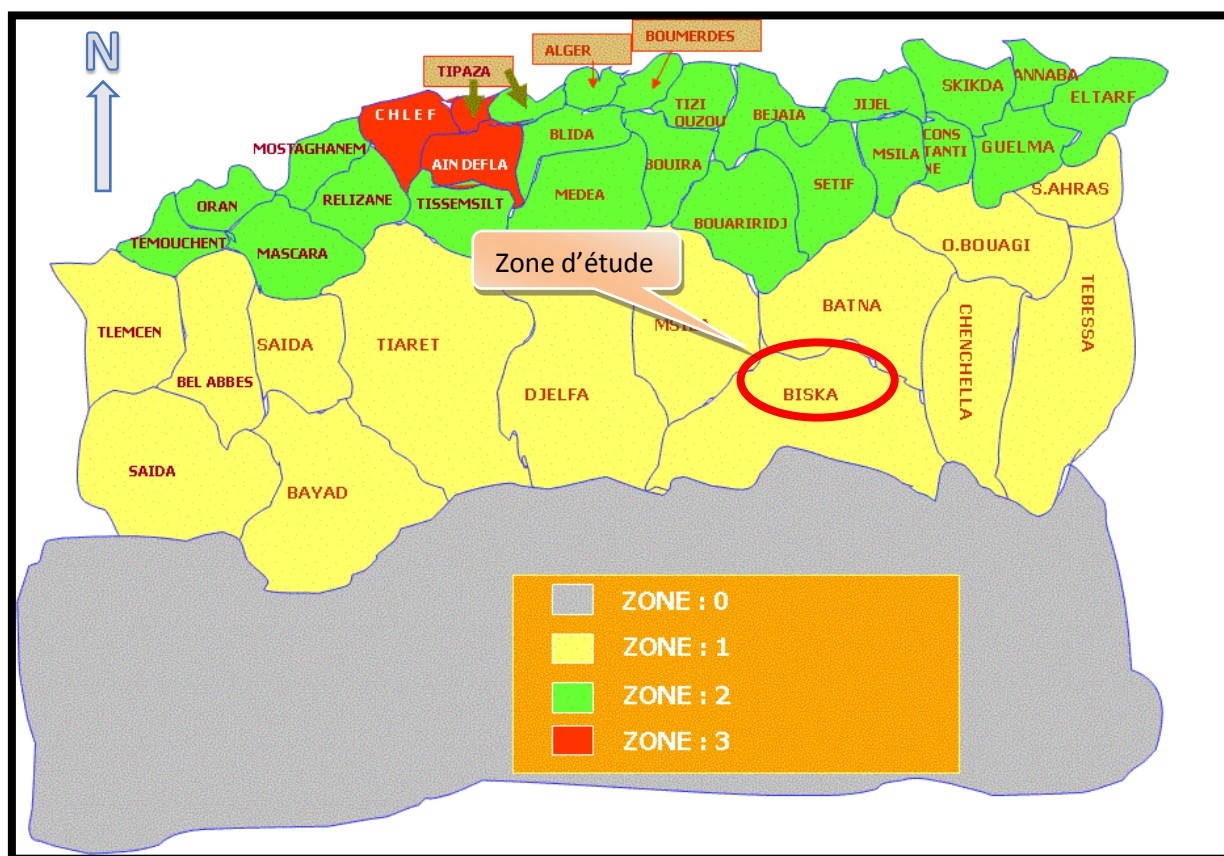


Figure II.3 : Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA99

II.3. Hydrogéologie de la région

Plusieurs niveaux sont reconnus comme aquifères dans la région et sont exploités par forage, Notamment :

- La nappe superficielle : Il s'agit d'une nappe alluviale localisée dans les accumulations alluvionnaires (dépôts sableux et argilo-sableux du Quaternaire) de l'oued Biskra. Elle est alimentée par les précipitations, l'infiltration des eaux de l'oued et les eaux d'irrigation.
- La nappe du Mio-Pliocène : Cet aquifère est constitué par une alternance de niveaux fins argileux ou marneux et de niveau grossiers sableux et conglomératiques. Cette nappe à une extension considérable, elle est captée par de nombreux forages ; son épaisseur est faible sur les piémonts et augmente au milieu de la plaine. Son alimentation est assurée par les pluies exceptionnelles dans la zone d'affleurement.
- La nappe des calcaires : Elle est constituée par les calcaires du Sénonien supérieur et ceux du Turonien, mais c'est l'Éocène inférieur qui constitue en zone fissurées la nappe la plus importante dans la région. Il s'agit d'un aquifère captif, appelé "nappe de Tolga", intensivement captée dans la région des Zibans.

II.4. Géologie du site de la retenue

II.4.1. Analyse lithologique de la cuvette

La région où se situe le site de la future retenue collinaire est caractérisé par la prédominance des terrains d'âge éocène et oligocène principalement des marnes jaunes et des calcaires parfois gréseux. Plus particulièrement au niveau de notre cuvette :

- Les deux rives montrent des affleurements de marnes jaunâtres très fermes à peu compactes alternées avec des calcaires parfois gréseux très compacts, avec des blocs effondrés.
- Le fond de vallée de la présente retenue collinaire est rempli par des dépôts détritiques, d'épaisseur importante localement, constitués d'éléments généralement grossiers qui sont des sables, graviers, cailloux et blocs arrondie et de nature calcareuse, dans une matrice faiblement argilo-limoneuse. Ce sont des dépôts alluvionnaires en terrasses successives issus de la décomposition physico-chimique des roches mères (calcaires, marnes et grès).
- Le terrain de fond du site et sa cuvette est caractérisé par une alternance de marnes argileuses jaunâtres plus ou moins indurées et de calcaires gréseux d'âge Néogène

II.4.2. Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue

Elle est principalement basée sur les résultats de la campagne de reconnaissance géologique de terrain marquée par la réalisation de plusieurs tranchées ou fouilles afin de déterminer la structure géologique du sol et sous-sol de fondation dans cette zone.

Cette prospection in situ, a montré la présence des faciès suivants :

- Sur la rive droite, on rencontre des terrains marneux faiblement argileux jaunâtres. Avec des blocs et des cailloux de calcaires gréseux bruns.
- Sur la rive gauche, c'est une alternance de marnes jaunes très fermes avec des calcaires gréseux compacts peu fracturés.
- Le fond de la vallée est comblé de dépôts détritiques alluvionnaires issus de l'altération des faciès en place, charriés par le cours d'eau et déposés à ce niveau. Ce sont des matériaux grossiers constitués de cailloux, graviers de forme arrondie, sables et limons.

Ces matériaux sont plus fins sur la terrasse située à la rive droite de l'axe de la digue.

II.4.3. Fondation de la digue et ses ouvrages annexes

▪ Corps de la digue

Au fond de la vallée, la digue sera fondée dans les marnes argileuses jaunâtres

▪ Évacuateur de crue

Implanté sur la rive droite, le déversoir des crues doit être également fondé jusqu'au substratum marneux.

▪ La prise d'eau et la vidange de fond

Placées au fond de la vallée de la retenue, elles seront fondées dans les marnes.

II.4.4. Stabilité des versants de cuvette

Au cours des campagnes de reconnaissance géologique de terrain effectué par le bureau d'étude et l'exécution des puits en différentes zones de la cuvette, il y'a aucun indice ou amorce de glissement de terrain, Donc généralement les versants de l'assiette de la retenue sont stables.

II.4.5. Matériaux de constructions de la retenue collinaire

- **Matériaux d'étanchéité**

Le remblai destiné au noyau d'étanchéité sera exploité à partir d'un mélange des argiles limoneuses de la 1^{ère} terrasse alluviale à hauteur de 40% et des marnes argileuses de la zone d'emprunt à hauteur de 60%.

- **Matériaux de recharge**

La recharge du corps de la digue seront exploités en quantité et qualité des alluvions de la 2^{ème} terrasse alluviale qui se trouve dans la cuvette de la retenue collinaire.

- **Matériaux pour Filtres, drains et transitions :**

Ils seront exploités à partir des carrières qui se trouvent dans la région. Cependant la protection du parement amont de la digue sera assurée par un masque en géo-membrane – géotextile.

- **Matériaux pour Rip-Rap**

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (enrochement), seront exploités par ramassage des blocs ayant des dimensions oscillant entre 200mm et 300 mm qui se trouvent sur site.

II.5. Hydrogéologie du site de la retenue

II.5.1. Analyse hydrogéologie de la cuvette

a. Perméabilité

Les marnes constituant le faciès dominant du substratum de l'assiette de la présente retenue collinaire, sont pratiquement imperméables.

Les alluvions récentes et actuelles (graviers, cailloux et sables, roulés) sont perméables.

b. Étanchéité

L'étanchéité de l'assiette du barrage collinaire est garantie par les marnes argileuses jaunâtres en abondance jouant donc le rôle d'un tapis d'étanchéité ($\approx 10^{-10}$ m/s). Cependant sur la rive gauche une clé d'encaissement de la digue d'environ 3 m est nécessaire et l'étanchéité sera complétée par un masque de géotextile – géo-membrane couvrant les quelques affleurements calcaires susceptibles de former un exutoire pour les eaux stockées.

II.5.2. Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise de la digue

a. Perméabilité

Les marnes jaunes dominantes du substratum de fondation de la digue, sont imperméables (10^{-10} cm/s). Néanmoins nous préconisons une clé d'ancrage de la digue à 4m de profondeur pour garantir une étanchéité totale.

Les sédiments détritiques composés de sol pulvérulent (cailloux, graviers, sables), de nature calcaireuse et de forme arrondie comblant le fond de la vallée ainsi que les poudingues sont perméables et doivent être excavés.

b. Étanchéité

Elle est assurée par le substratum marneux argileux imperméable. La présence d'une couche perméable au fond de la vallée (dépôts alluvionnaires), nous oblige à ancrer la digue jusqu'au bed-rock marneux sain et imperméable après décapage de cette couche et le toit altéré du substratum aux environs de 4 m.

Conclusion

Les données géologiques et hydrogéologiques évoquées ci-dessus, nous permettent de faire les conclusions et les recommandations suivantes :

- Les conditions géologiques du site et ses caractéristiques nous imposent la réalisation d'une digue à noyau d'argile et d'opter pour un ancrage au fond de la vallée jusqu'au substratum sain après décapage de la couverture alluvionnaire (environs 3m de profondeur).
- Aussi pour assurer l'étanchéité de la rive gauche, un masque en géo-synthétiques sera mis en place au niveau des affleurements calcaires. Les dimensions de ce masque seront établies par rapport au niveau normal de la retenue.
- Les matériaux de recharge seront exploités à partir des alluvions des terrasses alluviales situées en amont de l'axe de la digue.

Sous réserve de l'application stricte des recommandations suscitées, Les conditions géologiques et hydrogéologiques du site étudié sont favorables pour la réalisation d'une digue à noyau d'argile sur oued Tarhit– commune d'Ain Zâatout – wilaya de Biskra.

II.6. Etude géotechnique

II.6.1. Prospection géotechnique de terrain

Une campagne de reconnaissance in situ par la réalisation de fouilles d'une profondeur moyenne de trois (3m) mètres; en différentes zones de la présente retenue collinaire (zone d'emprise de la digue et les zones d'emprunts), avec prélèvements d'échantillons de différents faciès pour pouvoir connaître et déterminer la structure géo-mécanique des terrains d'assise et de la fondation de la digue et ses ouvrages annexes ainsi que l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction de la digue de retenue collinaire.

II.6.2. Prospection géotechnique de laboratoire

II.6.2.1 Nombre des essais

Tableau II.1 : Récapitulatif des essais effectués au laboratoire

Type d'essai	L'essai	Nombre des essais
Essais physiques d'identification	Teneur en eau naturelle (W_n)	04
	Densité sèche (γ_d)	04
	Degré de saturation (S_r)	04
	Essais Limite de liquidité (W_l)	04
	Indice de plasticité (I_p)	04
	Granulométrie	04
	Sédimentométrie	04
Essais mécaniques	Essai œdométrique	03
	Cisaillement rectiligne	03
	Proctor normal	04
Analyse chimique sommaire de sol	Teneur en carbonate ($CaCO_3$)	04
	Teneur en MO	04
	Teneur en gypses ($CaSO_4, 2H_2O$)	04
	Teneur en chlorures	04

II.6.2.2. Mode opératoire des essais

- Essais physiques d'identification et de classification : ont été réalisées selon les méthodes standards reconnues à l'échelle internationale (normes Afnor).
- Essais de cisaillement rectiligne : ont été exécutés sur des échantillons de sols non consolidés et non drainés après Proctor normal, sous des contraintes normales : 1, 2 et 3 bars avec une vitesse de cisaillement de 1,22 mm/min.
- Essais de compactage : Effectués sur des échantillons de sols selon Proctor normal (pression constante).
- La perméabilité a été calculée à partir de l'essai œdométrique.

II.6.3. Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation

II.6.3.1- Terrains d'assise et de fondation de la digue

Ce sont des dépôts détritiques pulvérulents comblant le lit de l'oued sur une épaisseur de l'ordre de 3 mètres. Ils sont représentés par des terrasses alluviales successives avec des granulométries variables selon la position de la terrasse par rapport au lit d'oued. Elles sont essentiellement formées d'éléments grossiers, blocs, cailloux, graves, sables et limons argileux. Ces matériaux proviennent de la décomposition physique et de l'altération chimique des roches mères affleurant au niveau du bassin versant de ladite retenue collinaire.

Ils constituent donc une zone favorable aux pertes d'eau par infiltrations au-dessous du corps de la digue.

A cet effet, le décapage de cette couche est indispensable et par conséquent l'ancrage jusqu'au substratum sain et imperméable marneux est à prévoir afin d'assurer l'étanchéité et la stabilité de l'ouvrage.

II.6.3.2 Matériaux de construction de la digue

A. Matériaux d'étanchéité de la digue :

Ces matériaux seront obtenus par mélange de deux formations distinctes :

- Les argiles de la 1^{er} terrasse alluviale (40% du volume)

- FZA01 :

- Essais physiques d'identification et de classification

Teneur en eau naturelle (W_n).....	8.13 %
Limite de liquidité (W_l).....	48.8 %
Limite de plasticité (W_p).....	27. %
Indice de plasticité (I_p).....	21.56%

- Essais mécaniques**Essai œdométrique**

Coefficient de compressibilité.....3.32%

Coefficient de gonflement.....0.78%

- PerméabilitéPerméabilité (K)..... 10^{-11} m/s**- Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U**Cohésion (C_u)0.32 barAngle de frottement (ϕ_u).....19°

Cohésion (C') 0.2 bar

Angle de frottement (ϕ').....17°**- Compactage selon Proctor normal**Teneur en eau optimale (W_{opt})..... 16.3 %Densité sèche optimale ($\gamma_{d,opt}$).....1.65 t/m³**- Analyse chimique sommaire du sol**

Teneur en chlorures.....0.07 %

Teneur en carbonate($CaCO_3$).....33 %Teneur en gypses ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$)traces

Teneur en MO.....traces

Capacité portante du terrain.....6.2bars

- Les marnes argileuses de la zone d'emprunt (60 % du volume)**- FZE 02****- Essais physiques d'identification et de classification**Teneur en eau naturelle (W_n)..... 33.05 %Limite de liquidité (WL).....43.01 %Limite de plasticité (Wp)..... 26.49 %Indice de plasticité (Ip).....16.52 %**- Essais mécaniques****- Essai œdométrique**

Coefficient de compressibilité.....2.33%

Coefficient de gonflement.....0.55%

- PerméabilitéPerméabilité (K)..... 10^{-10} m/s**- Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U**Cohésion (C_u)0.03 barAngle de frottement (ϕ_u).....35°

Cohésion (C') 0.01 bar

Angle de frottement (ϕ').....35°

- Compactage selon Proctor normal

Teneur en eau optimale (W_{opt}).....	14.3 %
Densité sèche optimale ($\gamma_{d.opt}$).....	1.81 t/m ³

- Analyse chimique sommaire du sol

Teneur en chlorures.....	0.11%
Teneur en carbonate($CaCO_3$).....	58 %
Teneur en gypses ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$)	traces
Teneur en MO.....	traces
Capacité portante du terrain.....	6.2bars

B. Matériaux de recharge de la digue**- FZE 01****- Essais physiques d'identification et de classification**

Teneur en eau naturelle (W_n).....	6.82%
Limite de liquidité (W_L).....	46.63 %
Limite de plasticité (W_p).....	28.32 %
Indice de plasticité (I_p).....	18.3 %

- Essais mécaniques**-Essai œdométrique**

Non applicable vu la nature pulvérulente de l'échantillon.

- Perméabilité

Perméabilité (K).....	10^{-10} m/s
---------------------------	----------------

- Compactage selon Proctor normal

Teneur en eau optimale (W_{opt}).....	14 %
Densité sèche optimale ($\gamma_{d.opt}$).....	1.8 t/m ³

- Analyse chimique sommaire du sol

Teneur en chlorures.....	0.08 %
Teneur en carbonate($CaCO_3$).....	57 %
Teneur en gypses ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$)	traces
Teneur en MO.....	traces

C. Matériaux d'enrochement (R i p – R a p)

Les matériaux nécessaires à la protection du talus amont de la digue contre les mouvements des vagues d'eau seront exploités par ramassages des blocs qui se trouvent aux fonds des thalwegs du site de la retenue collinaire. Leurs propriétés géotechniques sont les suivantes :

Poids spécifique des grains (γ_s).....	2,0-2.5 t/m ³
Micro-Deval à l'eau (M.D.E).....	<40 %
Los Angeles (L.A).....	35 %
Résistance à la compression simple (R_c).....	50-150 Mpa

II.6.4. Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue

II.6.4.1 Terrains d'assise et de fondation de la digue

▪ Marnes jaunes

Poids spécifique des grains (γ_s).....	2.02 t/m ³
Capacité portante (R_{dt}).....	6.2 bar
Module de déformation ($E_{déf.}$)	6,0 Mpa
Coefficient de poisson (ν).....	0,40
Coefficient de young (β).....	0,37

II.6.4.2 Matériaux de construction de la digue

▪ Matériaux d'étanchéité

Teneur en eau naturelle (W_n).....	24 %
Densité sèche (γ_d).....	1.6 t/m ³
Densité humide (γ_h).....	1.8 t/m ³
Densité de saturation (γ_{sat}).....	1.8 t/m ³
Degré de saturation (S_r).....	55 %
Limite de liquidité (W_l).....	45 %
Limite de plasticité (W_p).....	26 %
Indice de plasticité (I_p).....	18 %
Perméabilité (K).....	10 ⁻¹⁰ cm/s
Coefficient de compressibilité.....	3 %
Coefficient de gonflement.....	0.7 %
Cohésion (C_u)	0.2 bar
Angle de frottement (ϕ_u).....	25 °
Cohésion (C')	15 Kpa
Angle de frottement (ϕ').....	20 °
Teneur en eau optimale(W_{opt}).....	14 %
Densité sèche optimale ($\gamma_{dopt.95\%}$).....	1.75 T/m ³
Teneur en Insolubles.....	traces
Teneur en carbonate($CaCO_3$).....	50 %
Teneur en gypses ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$)	traces

▪ Matériaux de recharge

- Essais physiques d'identification et de classification

Teneur en eau naturelle (W_n).....	7 %
Limite de liquidité (W_l).....	45 %
Limite de plasticité (W_p).....	28 %
Indice de plasticité (I_p).....	18 %

- Essais mécaniques**- Essai œdométrique**

Perméabilité (K)..... 3.8×10^{-8} m/s

- Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U

Non applicable vu la nature pulvérulente de l'échantillon.

- Compactage selon Proctor normal

Teneur en eau optimale (W_{opt})..... 14 %

Densité sèche optimale ($\gamma_{d,opt}$)..... 1.8 t/m^3

- Analyse chimique sommaire du sol

Teneur en chlorures..... 0.08 %

Teneur en carbonate (CaCO_3)..... 57 %

Conclusion

Après analyses de toutes les données géotechniques de terrain et de laboratoire effectuées sur les différents faciès évoqués ci-dessus, que ce soit au droit du site de la présente retenue collinaire (assise de fondation de la digue et ses ouvrages annexes) ou au niveau de la cuvette et ses proximités (zones d'emprunt pour la construction du barrage collinaire), On peut conclure que toutes les conditions géotechniques sont favorables pour la réalisation d'une retenue collinaire sur Oued Tarhit commune d'Ain zâatout - Wilaya de Biskra.

Introduction

Le présent chapitre concerne l'étude hydrologique du projet de la retenue collinaire sur Oued Tarhit commune d'Ain Zâatout. Dont l'objet est la détermination des conditions actuelles qui caractérisent la zone de l'aménagement, à savoir calculer les caractéristiques morphométriques, les données climatiques, pluviométriques, ainsi que la détermination de l'apport de différentes fréquences, Par ailleurs, le calcul des débits maximums et les apports solides feront l'objet de ce chapitre.

III.1. Situation géographique

Le site de la future retenue collinaire sur Oued Tarhit se trouve à 5 km environ à vol d'oiseau au Sud-Ouest de la commune d'Ain Zâatout, Le site proposé est définie sur la carte d'Etat-major Menaa Feuille N° 260 à l'échelle 1/50.000 par les coordonnées LAMBERT suivant :

$X = 782.200 \text{ Km.}$

$Y = 208.400 \text{ Km.}$

$Z = 651 \text{ m.}$

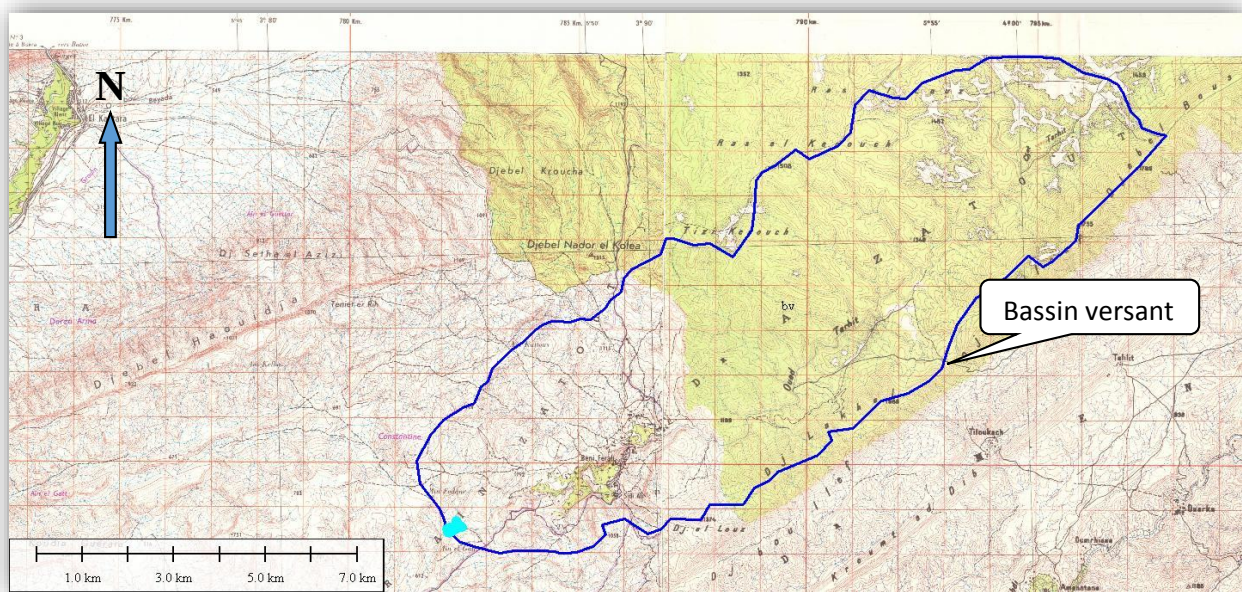


Figure III-1 : Bassin versant Oued Tarhit
(cartes d'Etat-major Menaa Feuille n° 260 -l'échelle 1/50.000)

III.2. Relief et pente

Le relief est relativement fort entre la cote 1789 m et la cote 651 m, ce qui signifie une pente forte, par voie de conséquence la propagation des crues sera relativement importante.

III.3. Végétation

Le bassin versant présent un couvert végétal très clairsemé. Cette situation a engendré un taux d'abrasion considérable d'où une durée de vie de la retenue collinaire inévitablement plus courte.

III.4. Caractéristiques morphologiques du bassin versant

Le bassin versant de la retenue collinaire sur oued Tarhit est délimité à partir de la carte topographique (Figure III.1). Cette même carte a servi comme base à la détermination des différents paramètres morphologiques ainsi qu'à l'élaboration de la courbe hypsométrique et carte hydrographique du bassin versant.

III.4.1 Paramètres géométriques

III.4.1.1 Superficie du bassin versant

La superficie du bassin versant est mesurée à l'aide du logiciel Autocade V.2008 à la base des deux cartes d'état-major : Menaa Feuille N° 260 et El Kantra Feuille N° 259 de l'échelle 1/50000.

$$S = 81.56 \text{ Km}^2$$

III.4.1.2 Périmètre du bassin versant

Le périmètre du bassin versant est obtenu directement à l'aide de l'Autocade V.2008

$$P = 45.18 \text{ Km.}$$

III.4.2 Paramètres de forme

III.4.2.1 Indice de compacité de Gravellius "Kc"

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} \dots\dots\dots (III. 1)$$

P : périmètre du B.V (km).

A : surface du B.V (km²).

D'où : $K_c = 1.41 > 1.12$ alors notre bassin est « **Allongé** »

III.4.2.2 Coefficient d'allongement

$$C_a = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (III. 2)$$

L : la longueur du talweg principal (km). L = 22.84 Km

S : la superficie du B.V (km²). S = 81.56 Km²

$$\text{AN: } C_a = 6.40$$

III.4.2.3 Rectangle équivalent

La notion de rectangle équivalent a été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins et elle permet la comparaison des bassins entre eux de point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré et par conséquent le même indice de compacité.

Les dimensions sont tirées comme suit :

$$S=L \times l \quad \text{où : } L : \text{longueur de rectangle équivalent.}$$

$$P/2=L+l \quad l : \text{largeur de rectangle équivalent.}$$

$$Kc=0,28 \sqrt{\frac{P}{S}} \Rightarrow P=Kc \frac{\sqrt{S}}{0,28}$$

La résolution du système d'équation à 2 inconnus montre que L et l sont solutions de l'équation :

$$X^2 - \frac{P}{2} \cdot X + A = 0 \dots\dots\dots (III. 3)$$

$$\Delta = \frac{P^2}{4} - 4S = Kc^2 \frac{S}{0,28^2 \cdot 4} - 4S$$

Avec : $Kc \geq 1.41 \Rightarrow \Delta \geq 0$

$$D'où : L, l = \frac{Kc \sqrt{S}}{1.128} \left[1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (III. 4)$$

AN : $L=18.29 \text{ Km} \qquad l=4.46 \text{ Km}$

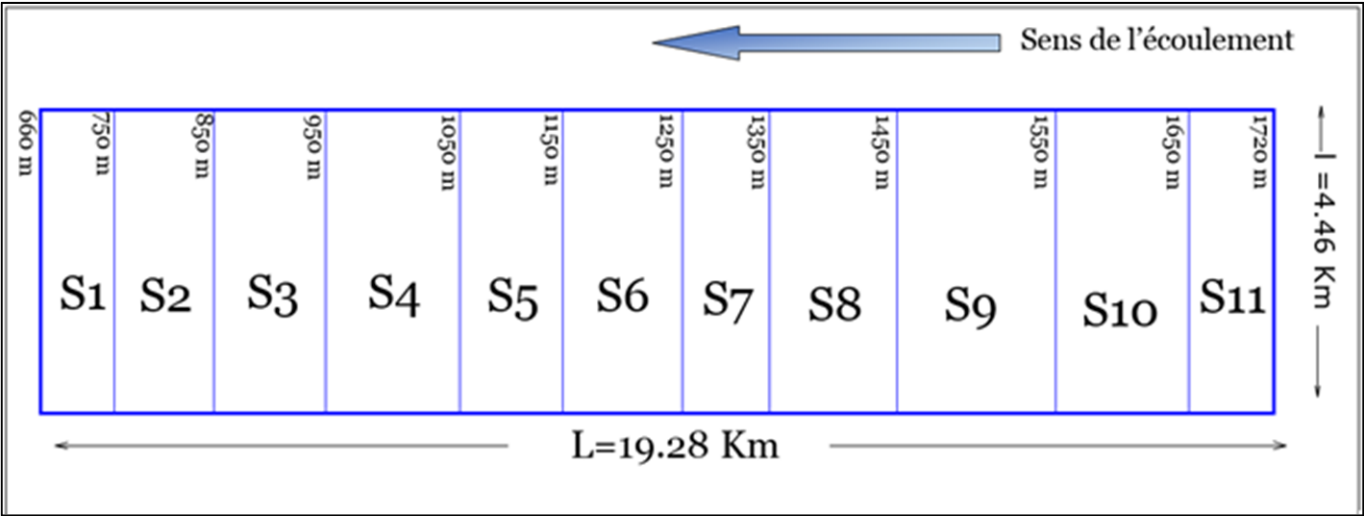


Figure III-2 : Rectangle équivalent

Tableau III.01 : les paramètres hydromorphométriques du bassin versant

Bassin	S (km ²)	P (km)	Kc	Ca	L (Km)	l (Km)
BV	81.56	45.18	1.41	6.4	18.29	4.46

III.4.3 Paramètres du relief

Le relief joue un rôle essentiel sur le régime de l'écoulement. Il est indiqué par les courbes de niveau et est caractérisé par la courbe hypsométrique.

III.4.3.1 Répartition et courbe hypsométrique

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétrie des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses voir Fig III-3 et les différentes cotes. Voir Tableau. III-2

Tableau III.02 : Répartition de la surface du BV

Altitudes (m)	Surfaces				Hi.Si (m.Km²)
	Partielles		Cumulées		
	Si (Km2)	Si (%)	Si (Km2)	Si (%)	
1720-1650	5.62	6.89	5.62	6.89	9469.7
1650-1550	8.82	10.81	14.44	17.70	14112
1550-1450	10.47	12.84	24.91	30.54	15705
1450-1350	8.43	10.34	33.34	40.88	11802
1350-1250	5.75	7.05	39.09	47.93	7475
1250-1150	7.98	9.78	47.07	57.71	9576
1150-1050	6.75	8.28	53.82	65.99	7425
1050-950	8.89	10.90	62.71	76.89	8890
950-850	7.39	9.06	70.1	85.95	6651
850-750	6.64	8.14	76.74	94.09	5312
750-660	4.82	5.91	81.56	100.00	3398.1
somme	81.56				99815.8

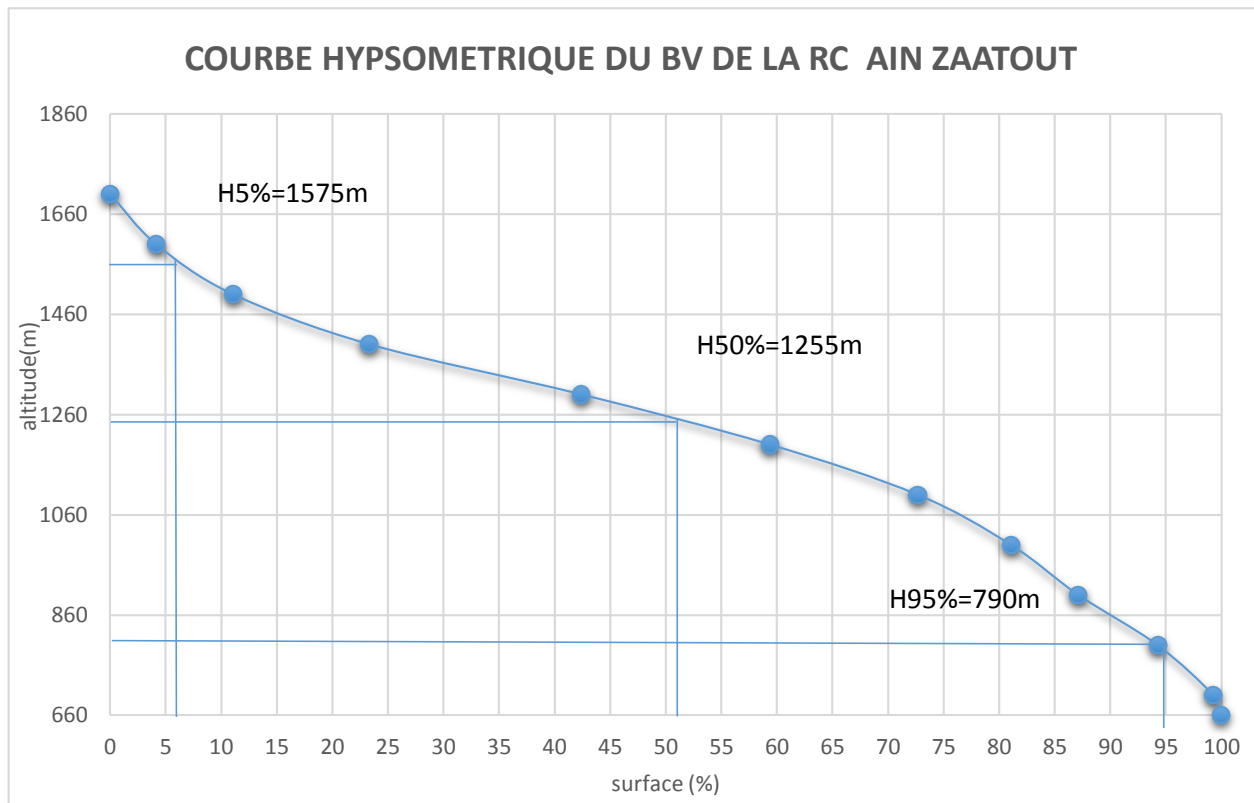


Figure III-03 : Courbe hypsométrique du Bassin versant LA RC Ain Zâatout

III.4.3.2 Altitudes caractéristiques

- Altitudes max et min :**

L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas.

$$H_{5\%} = 1575 \text{ m NGA}$$

$$H_{95\%} = 790 \text{ m NGA}$$

- Altitudes médiane :**

L'altitude médiane ou $H_{50\%}$ est déterminée sur la courbe hypsométrique.

$$H_{50\%} = 1255 \text{ m NGA}$$

- Altitudes moyenne :**

L'altitude moyenne H_{moy} est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \quad \text{Avec : } H_i = \frac{H_{I+n} + H_n}{2}$$

$$\text{AN : } H_{moy} = \frac{99815.8}{81.56} \Rightarrow H_{moy} = 1223.83 \text{ m}$$

Avec :

Si : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km²)

Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m)

S : Superficie du bassin versant (Km²)

III.4.3.3 Indice de pente

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

a. Indice de pente de global I_g

A partir de la courbe hypsométrique, nous déduisant les altitudes de fréquence 5% et 95% de la surface du bassin versant.

L'indice de pente global sera : $I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L}$

Avec : L : longueur du rectangle équivalent

$$\left. \begin{array}{l} H_{5\%}=1575 \text{ m} \\ H_{95\%}= 790 \text{ m} \\ L=19,28 \text{ km} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{AN: } I_g = 40.071 \text{ m/km} \Rightarrow I_g = 4.071 \%$$

$$0.02 < I_g < 0.05$$

$\Rightarrow$ Donc on a un relief assez fort

b. Indice de pente moyenne I_m

Il est donné par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H (0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{S} \dots\dots\dots (\text{III. 5})$$

$$I_m = \frac{(1720 - 660)(181.273)}{81.56}$$

Avec :

ΔH : Dénivelée (m).

li : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2,3....n.

S : Surface du bassin versant (Km²).

$$\text{AN: } I_m = 235.59 \text{ m/km} \quad \text{d'où : } I_m = 23.56 \%$$

c. Indice de pente de Roche I_p

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

Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \dots\dots\dots (III. 6)$$

L : Longueur de rectangle équivalent (m)

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

Tableau III.03 : Détermination de la pente Roche I_p

$H_i - H_{i-1}$	$D_i = H_i - H_{i-1}$	S_i (Km2)	$A_i = S_i / S$ (%)	$\sqrt{A_i * D_i}$
1720-1650	70	5.62	6.89	21.96
1650-1550	100	8.82	10.81	32.88
1550-1450	100	10.47	12.84	35.83
1450-1350	100	8.43	10.34	32.16
1350-1250	100	5.75	7.05	26.55
1250-1150	100	7.98	9.78	31.27
1150-1050	100	6.75	8.28	28.77
1050-950	100	8.89	10.90	33.02
950-850	100	7.39	9.06	30.10
850-750	100	6.64	8.14	28.53
750-660	90	4.82	5.91	23.06
Somme		81.56		324.14

$$AN: \quad I_p = 73.82 \text{ m/km} \Rightarrow I_p = 7.382 \%$$

III.4.4 Paramètres hydrographiques

III.4.4.1 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.

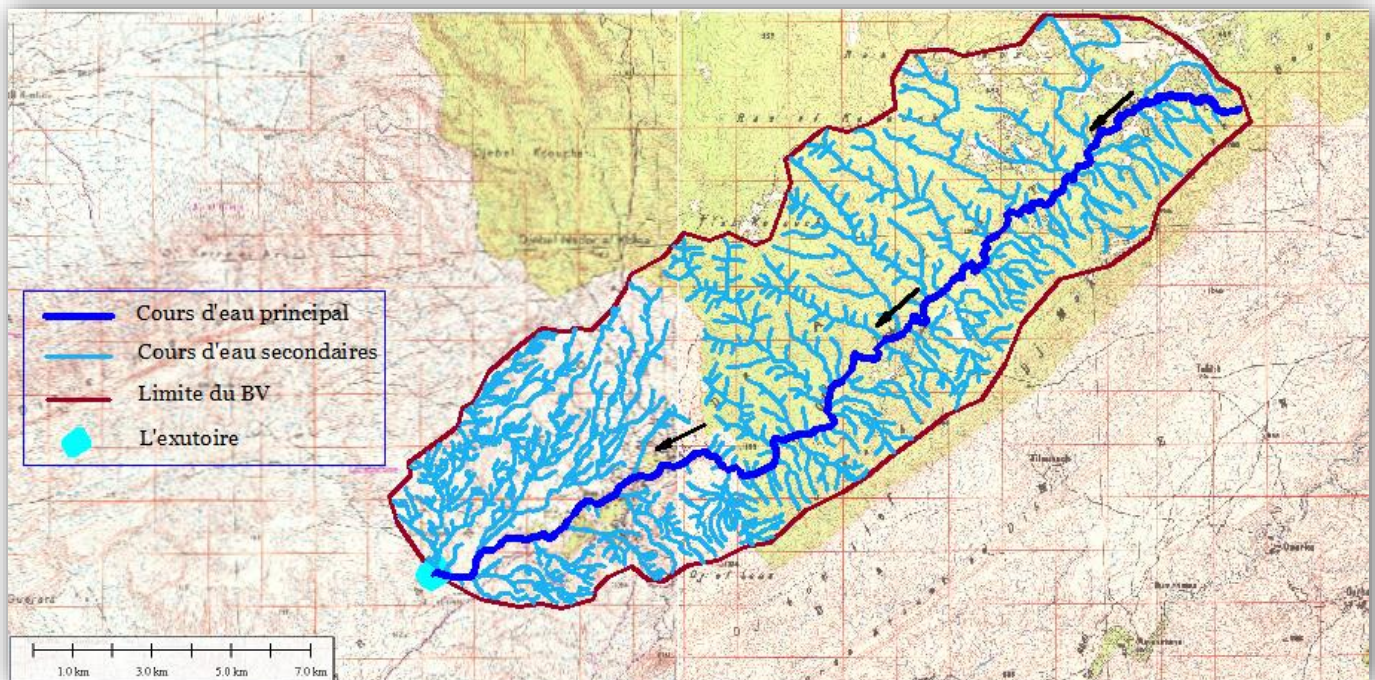


Figure III-4 Réseau hydrographique du Bassin versant OUED Tarhit
(cartes d'Etat-major Menaâ feuille n° 260 -l'échelle 1/50.000)

III.4.4.2 Profil en long du cours d'eau principal

L'oued Tarhit présente un profil en long assez régulier .Ce profil est tracé à partir de la carte topographique à l'échelle 1/50.000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau à l'exutoire. Le profil est dessiné dans la Figure. III.05

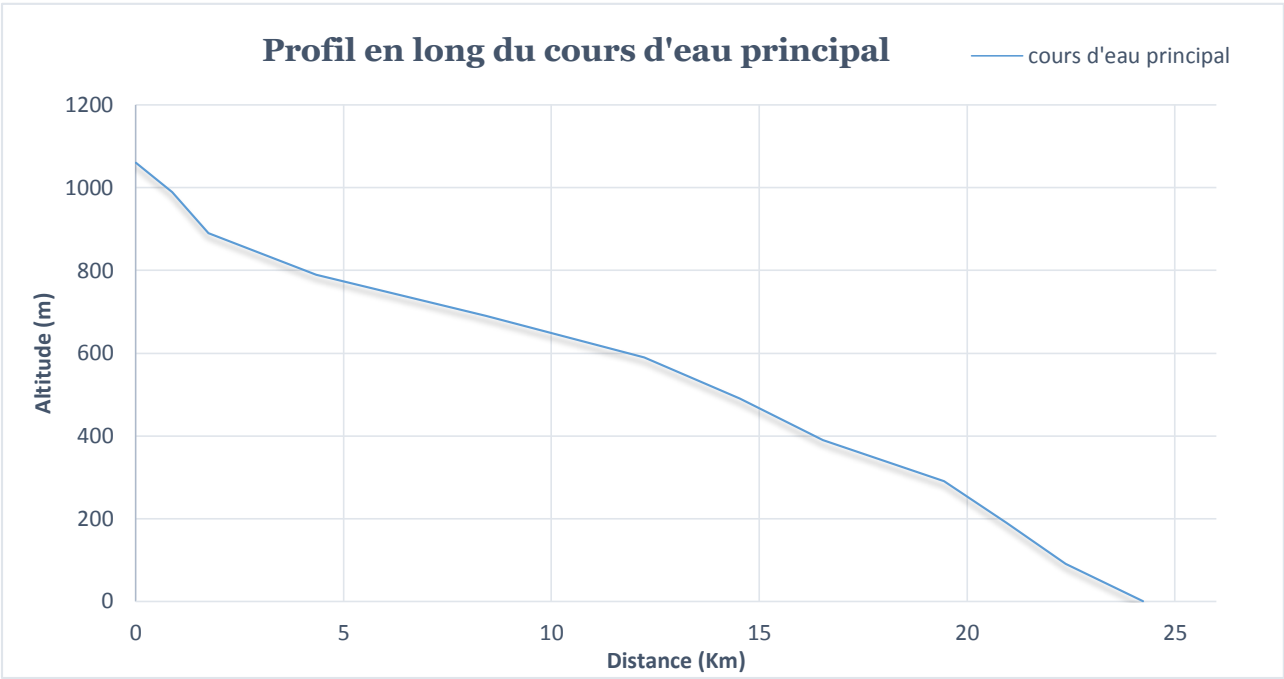


Figure III-05 : Profil en long du cours d’eau principal du bassin versant Oued Tarhit

III.4.4.3 Pente moyenne du 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 :

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (III. 7)$$

Avec : ΔH : dénivelée entre deux points suffisamment distants (m).=1350-1250

ΔL : distance entre ces deux points (km).=3.812

$$\text{A.N : } I_c = 2.623 \%$$

III.4.4.4 Densité de drainage D_r

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.

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (III. 8)$$

Avec : $\sum_{i=1}^n L_i$: somme des longueurs de tous les cours d’eau d’ordre i (km) = 324,638 Km.

S : surface du bassin versant (Km²).

$$\text{AN : } D_d = 3.980 \text{ Km/Km}^2$$

III.4.4.5 Coefficient de torrentialité C_t

$$C_t = D_d \cdot F = D_d \cdot \frac{N}{S} \dots\dots\dots (III. 9)$$

Avec : D_d : la densité de drainage.

N : Nombre des talwegs d'ordre 1. $N = 438$.

S : Surface du bassin versant.

$$AN : C_t = 21.375$$

III.4.4.6 Temps de concentration T_c

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de point hydrauliquement le plus éloigné du bassin pour arriver à l'exutoire. Il est donné par les formules suivantes :

a. Formule de Giandotti

$$T_c = \frac{4 \times \sqrt{S} + 1,5 \times L_p}{0,8 \times \sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III. 10)$$

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

S : La superficie du bassin versant (Km²)

H_{moy} , H_{min} : Respectivement altitude moyenne et minimal du bassin versant (m)

b. Formule SCS-CN

$$T_c = 0.027 * L_p^{0.8} \frac{((1000 / CN) - 9)^{0.7}}{I_c^{0.5}} \dots\dots\dots (III. 11)$$

Avec : CN : Curve number il représente le potentiel de génération du ruissellement du sol.

I : pente moyenne du cours d'eau principal

Remarque

Le coefficient CN est déterminé sur la base de quatre facteurs principaux se sont les suivants :

- Groupe hydrologique du sol (A, B, C, D).
- L'occupation du sol
- Conditions hydrologique (favorable, défavorable).
- Conditions antécédentes d'humidité. (normal, humide, sèche).

On adoptée une valeur de $CN(I) = 50.7$ pour les conditions suivants :

- Sol classe B.
- Sol occupant par les broussailles.
- Condition hydrologique défavorable.
- Condition d'humidité sèche

Tableau III.04 : Récapitulatif des Temps de concentration

Formule	T_c (heure)
Giandotti	4.78
SCS-CN	7.21

Commentaire

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la formule de Giandotti qui est d'emploi fréquent en Algérie parce qu'elle tient compte plusieurs paramètres géométriques du bassin. Ainsi que c'est la plus proche à la moyenne. C'est-à-dire : $T_c = 4.78$ heures ≈ 5 heure.

III.4.4.7 Vitesse de ruissellement

La vitesse de propagation moyenne de l'eau dans le bassin versant elle est donnée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \dots\dots\dots (III. 12)$$

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km) = 22.84

T_c : Temps de concentration (h). = 5 heures

$$AN : V_r = 4.57 \text{ Km/h.}$$

Tableau III.05 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant :

Désignations		Symboles	Unités	Valeurs
Coordonnées du site		X	Km	782.2
		Y	Km	208.4
		Z	m	651.0
Superficie		S	Km ²	81.56
Périmètre		P	Km	45.18
Longueur du thalweg principal		L	Km	22.84
Pente du thalweg principal		I _c	%	2.623
Indice de compacité		K _C	-	1.41
Coefficient d'allongement		Ca	-	6.4
Rectangle équivalent	longueur	L _r	Km	18.29
	largeur	l _r	Km	4,46
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1720.00
	moyenne	H _{moy}	m	1223.83
	médiane	H _{med}	m	1255.00
	minimale	H _{min}	m	660.00
Pente moyenne de B.V		I _m	%	2.623
Indice de pente globale		I _g	%	4.071
Indice de pente moyenne		I _m	%	23.56
Indice de pente de M Roche		I _p	%	7.382
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	3.980
Coefficient de torrentialité		C _t	-	21.375
Temps de concentration		T _c	h	5
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	4.57

III.5. Données climatologiques

III.5.1 La Températures

Ce paramètre joue un rôle essentiel dans l'évaluation du déficit d'écoulement, nous utilisons la station de Mena sur une période de 10 ans (1986-1996) figure dans le tableau ci-dessous.

T_{0C min} = Températures moyennes mensuelles et annuelles des minima ;

T_{0C moy} = Températures moyennes mensuelles et annuelles ;

T_{0C max} = Températures moyennes mensuelles et annuelles des maxima ;

Tableau III.06 : Températures moyennes mensuelles

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec
T° _{max}	10.9	12.6	16.57	19.49	25.77	31.08	33.46	35.3	29.13	22.42	14.91	10.58
T° _{min}	0.82	2.29	5.63	8.11	13.43	17.92	19.94	21.5	16.27	10.58	4.21	0.54
T ° _{moy}	5.8686	7.46	11.1	13.8	19.6	24.5	26.7	28.4	22.7	16.5	9.56	5.56

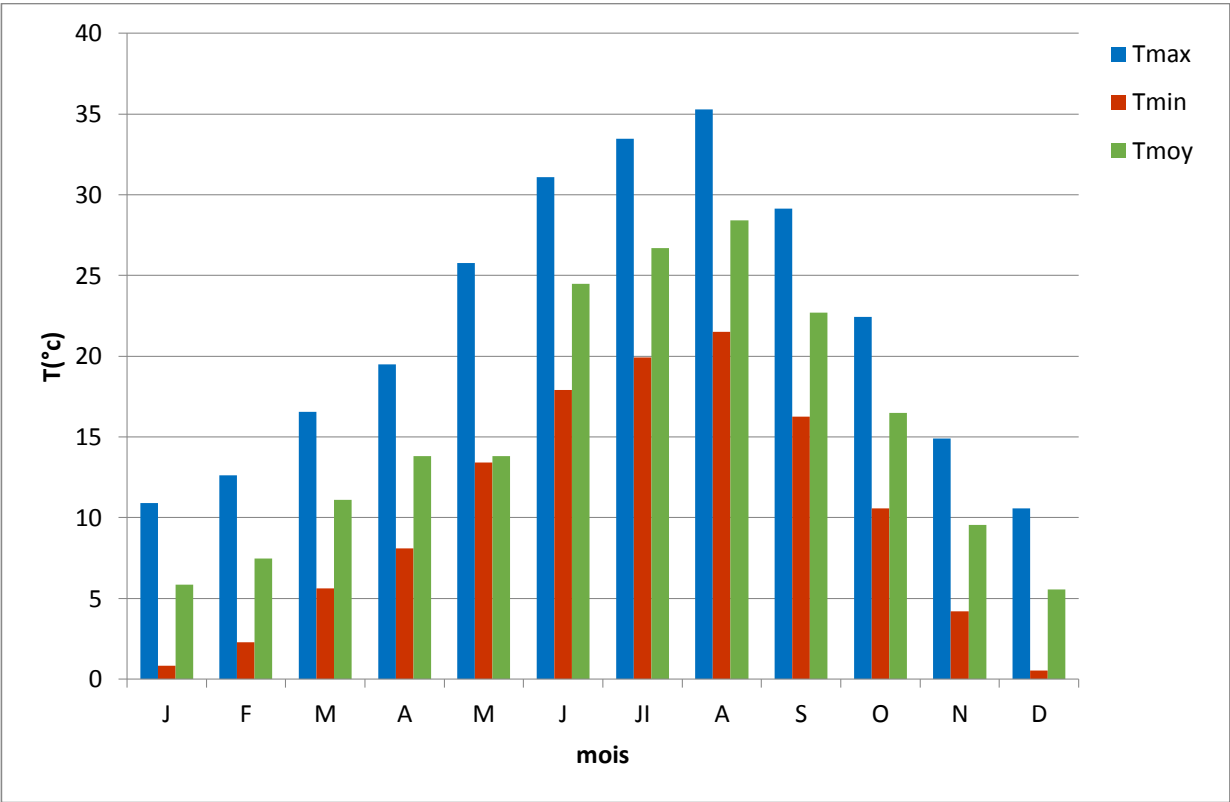


Figure III-06 : Histogramme de la répartition mensuelle des températures

Les températures les plus élevées sont observées de juin à septembre, et les plus Basses de mois de décembre à février.

Les moyennes des minima restent faibles de novembre à Mars.

On remarque que le mois le plus froid est décembre avec une moyenne de 0.54 °C et les mois les plus chauds sont juillet et août avec des valeurs de 33.46 et 35.3 °C.

III.5.2 L’Evaporation

L’estimation de ce paramètre a été faite en utilisant les données disponibles pour la station barrage de Foum El Kherza, où elle est mesurée par le bac Colorado. Le tableau N° 17 donne les valeurs sur une période de 17 ans.

L’évaporation moyenne annuelle retenue est donc de 2483.60 mm / an, comme on le remarque dans le tableau III.07 ci-après. Elle est minimale durant les mois d’hiver décembre, janvier et février), alors qu’elle est maximale pour les mois d’été (juin, juillet et août) (Figure III-7).

Tableau III.07 : Evaporation station barrage de Foum El Kherza (ANRH 2012)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aoû	Som
E _{Min} (mm)	164.03	118.80	88.69	52.42	67.39	63.57	93.05	122.46	165.91	198.35	245.93	68 427	1619.28
E _{Max} (mm)	312.31	210.99	151.48	189.46	190.40	131.20	207.40	306.77	363.40	518.47	453.10	44 335	3462.42
E _{Moy} (mm)	259.27	162.24	116.30	97.11	90.40	104.36	155.69	200.23	259.51	336.34	366.52	238.63	2483.60

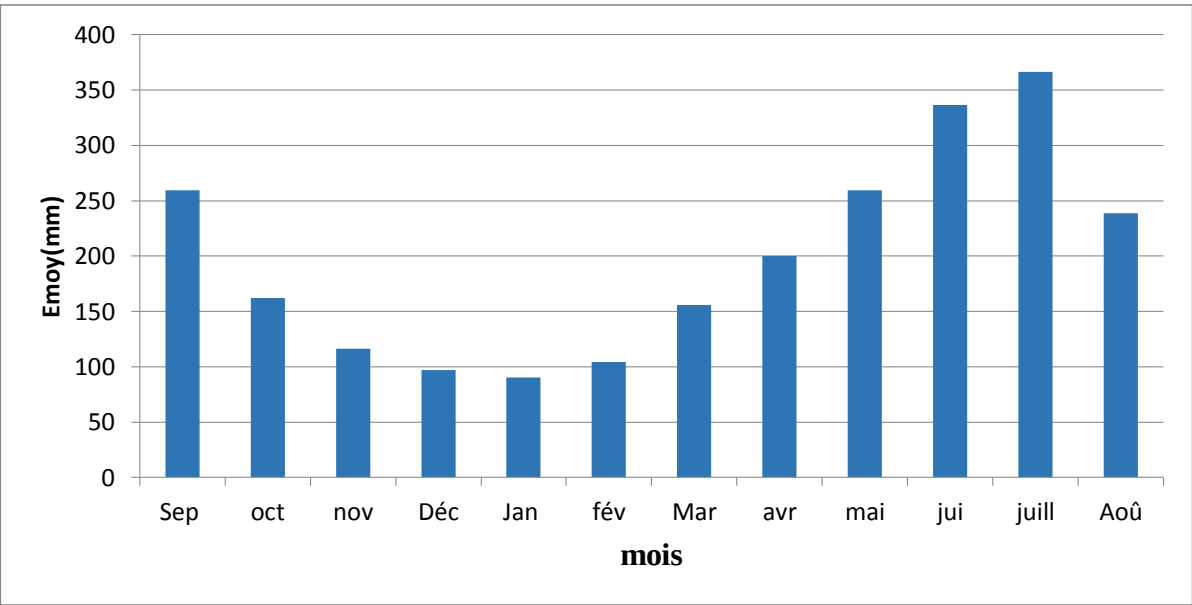


Figure III-7 : Histogramme de la répartition mensuelle d’évaporations

III.5.3 L’Humidité

La commune de Ain Zâatout est considérée comme une zone semi-aride, qui est caractérisé par un climat sec et chaud, il est cependant constater des pourcentages d’humidité moins importants, mais une légère augmentation est remarquable ces dernières années et ça est dû au site du barrage fontaine des gazelles dont l’influence est directe sur le taux d’humidité de la région.

D’après la série des données des derniers dix ans d’observation on constate que :

- La moyenne minimale annuelle est de 29.09%
- La moyenne maximale annuelle est de 58.18%

Tableau III.08 : Répartition mensuelle de taux d’humidité (bilan ANRH 1990-2000).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aoû
Moy (%)	58.182	48.818	43.45	37.55	32.54	28.82	26.55	29.09	38.45	45.45	52.36	57.18

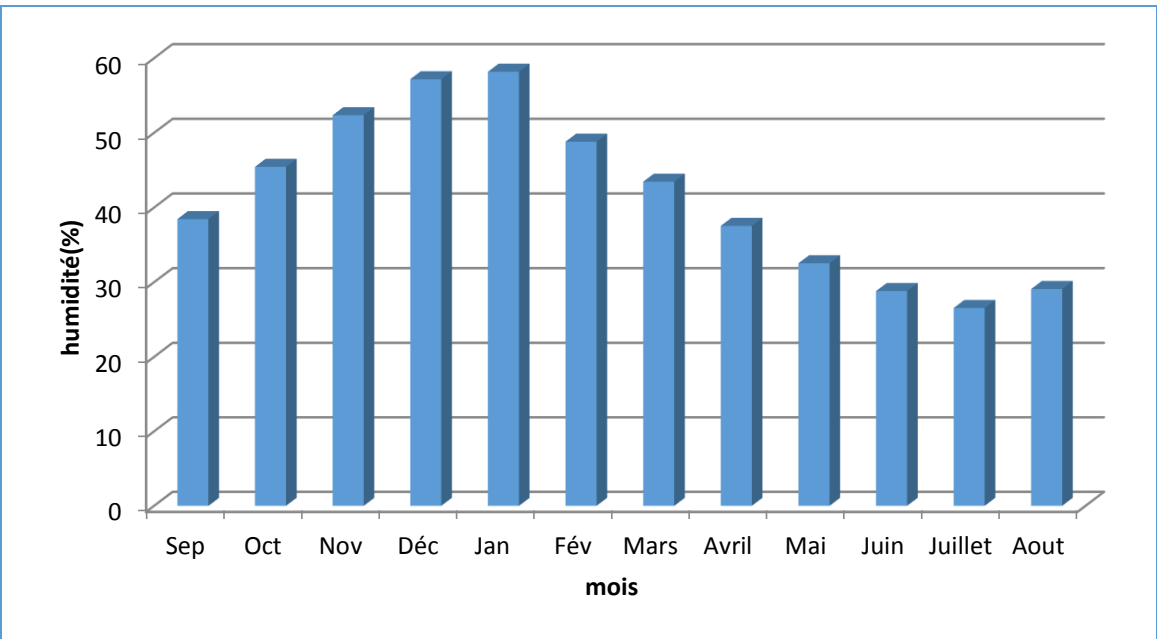


Figure III-8 : Histogramme de la répartition mensuelle de l’humidité

III.5.4 Le Vent

Les vitesses du vent sont presque homogènes pendant plusieurs mois de l’année, la vitesse moyenne annuelle est de l’ordre de 5.23 m/s.

- La vitesse moyenne minimale est de 4.26 m/s.
- La vitesse moyenne maximale est de 5.26 m/s (ressource ANRH Biskra).

III.5.5 Les Précipitations

▪ Données disponibles

Les caractéristiques de la station pluviométrique disponible pour cette étude est donnée dans le Tableau III.09 Dans le cadre de cette étude, on utilisera principalement les données pluviométriques de la station de Menaa est la station le plus proche de la zone de l’étude.

III.5.5.1 Répartition de la pluie moyenne dans l’année

La station pluviométriques la plus proche du bassin versant est la station de Menaa possède une série de (1973-2013).

Tableau III.09 : caractéristiques des stations pluviométriques

Nom de la station	Code	ALT (m)	Années d’observation (1973-2013)
MENAA	061304	983	40

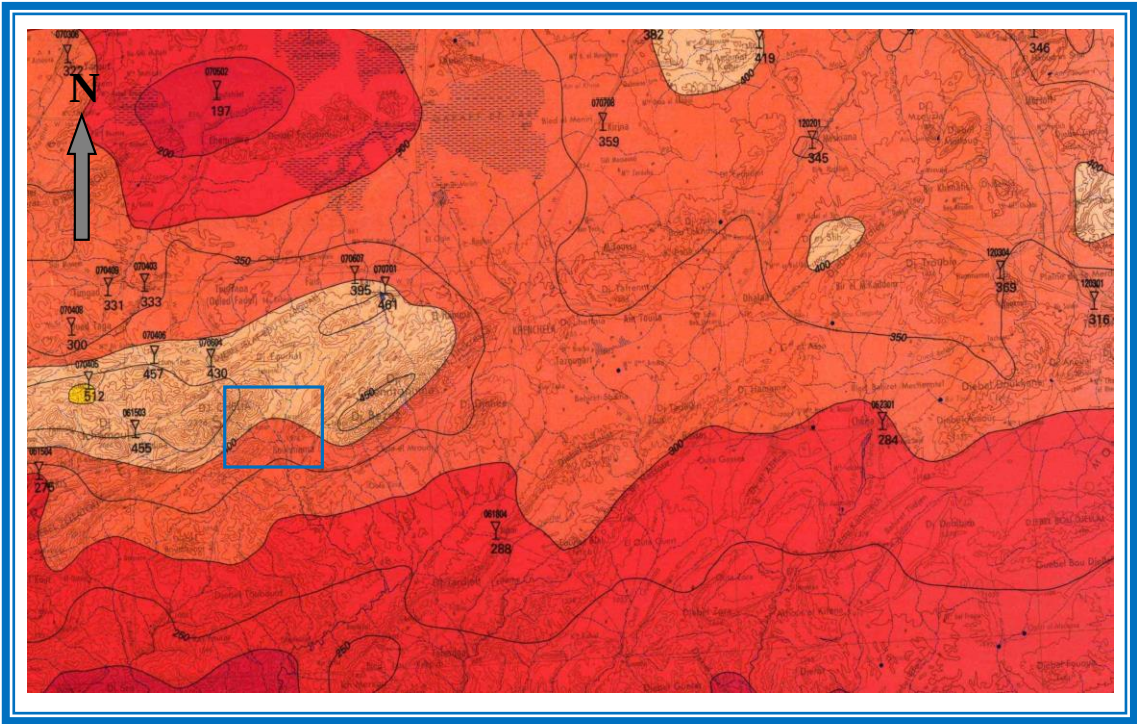
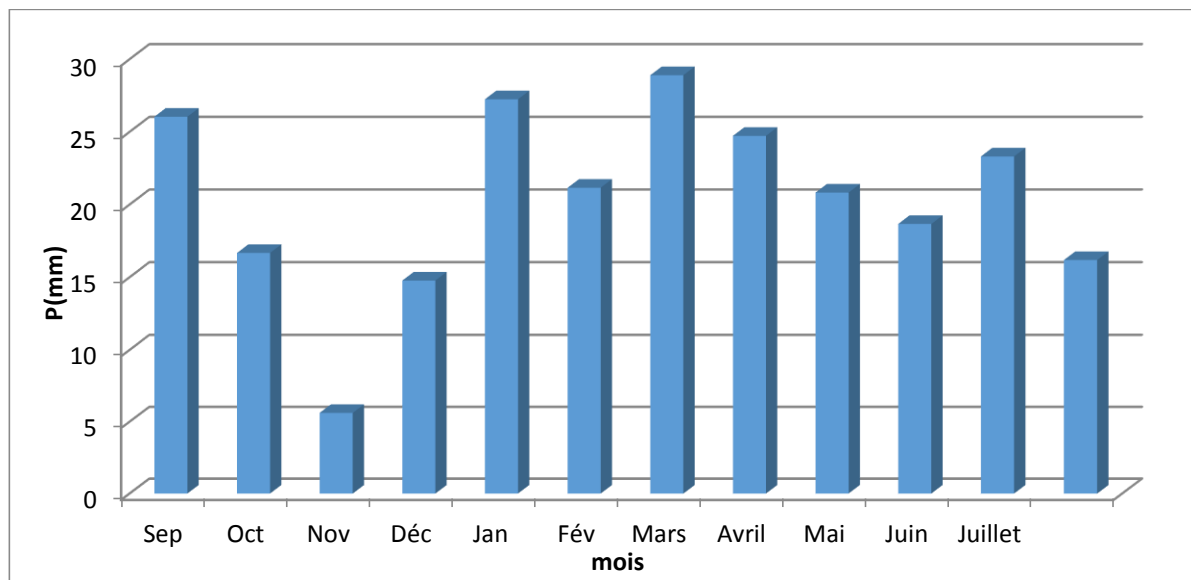


Figure III-9 : Carte Pluviométrique de la région de Biskra (l’ANRH en 1993), Echelle 1/500.000

Tableau III.10 : Moyennes mensuelles des précipitations en mm dans la station de Mena.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aoû	Som
P (mm)	26.04	16.67	5.62	14.77	27.24	21.16	28.90	24.73	20.83	18.67	23.31	16.18	244.12
P(%)	10.67	6.83	2.30	6.05	11.16	8.67	11.84	10.13	8.53	7.65	9.55	6.63	100.00

Afin de détailler la notion de pluie annuelle et de pluie mensuelle, on a analysé les données de la station de Mena. Nous constatons que la moyenne annuelle des pluies à la station de Mena est de 244.12mm. Le mois le plus pluvieux est Mars (28.9 mm).

**Figure III-10 :** Répartition mensuelle des pluies station Mena

III.5.5.2 Estimation des pluies journalières maximales

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

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

L'étude fréquentielle des pluies journalières maximales a pour but l'estimation des valeurs limites atteintes pendant une période de retour donnée. Ceci nous ramène à chercher la loi d'ajustement la mieux adaptée à la distribution des pluies.

III.5.5.3 Les précipitations maximales journalières

a. Choix de la loi d'ajustement

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

L'ajustement a été effectué à l'aide du logiciel "HYFRAN". On utilise la méthode de maximum de vraisemblance.

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

- La loi de Gumbel. (Loi doublement exponentielle)
- La loi de Galton (Log-normale).

Remarque :

L'exposant climatique pour notre région (**b=0.77**) est donné par l'ARNH d'Alger.

b. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (III. 13)$$

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

L'équation de la droite de Gumbel :

$$P_{max,j} = \frac{1}{a}y + x_0 \dots\dots\dots (III. 14)$$

On peut écrire : $y = - [\ln (- \ln (F (x)))] \dots\dots\dots (III. 15)$

Avec : $F(x) = \frac{m-0.5}{n}$

- 1/a : la pente de la droite de GUMEL.
- y : variable réduite de GUMBEL.
- x : précipitation maximale journalière (mm).
- x₀ : le paramètre de position (mm).
- m : l'ordre de classement.
- n : la taille de l'échantillon.

Résultats de l'ajustement :

La droite de Gumbel est donnée par la figure III-11, Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le tableau III-11 ci-dessous :

Tableau III.11 : Ajustement à la loi de Gumbel.

T (ans)	q	XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	201	28.2	145 - 256
2000.0	0.9995	171	23.4	126 - 217
1000.0	0.9990	159	21.3	117 - 201
200.0	0.9950	130	16.5	97.1 - 162
100.0	0.9900	117	14.5	88.5 - 145
50.0	0.9800	104	12.4	79.9 - 129
20.0	0.9500	87.3	9.72	68.2 - 106
10.0	0.9000	74.2	7.70	59.1 - 89.3
5.0	0.8000	60.5	5.70	49.4 - 71.7
3.0	0.6667	49.7	4.30	41.2 - 58.1
2.0	0.5000	39.9	3.38	33.3 - 46.6

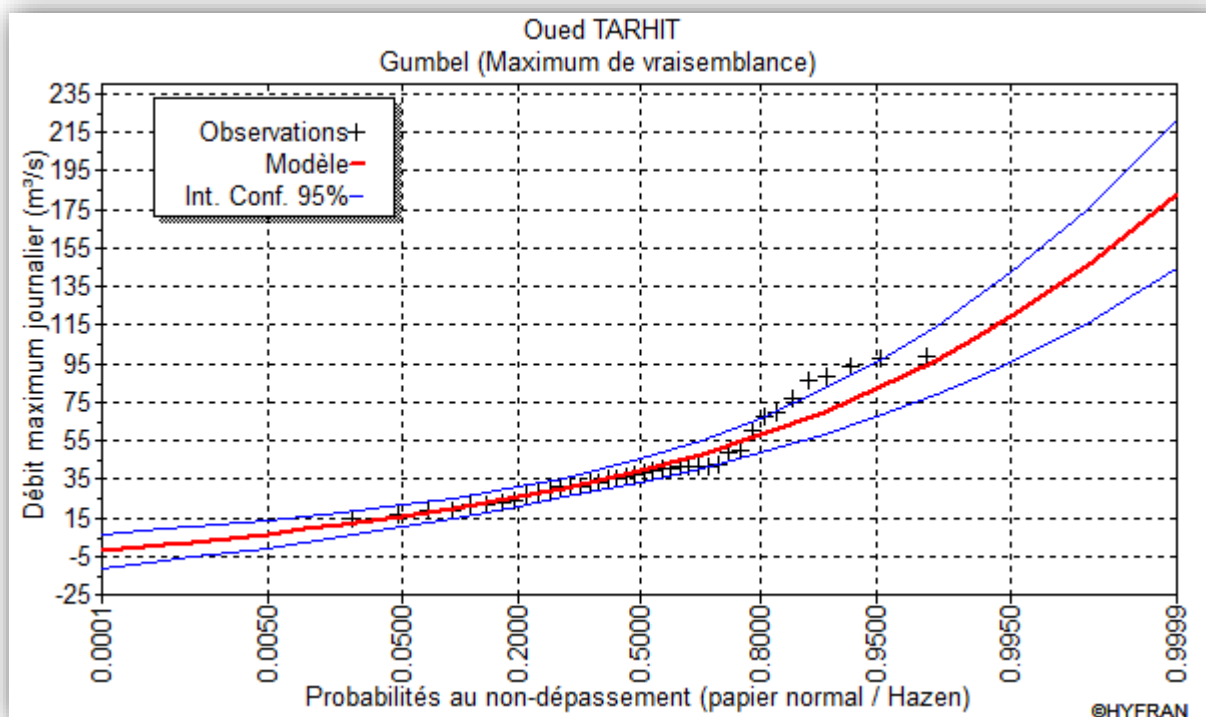


Figure III-11 : Ajustement à la loi de Gumbel

- **Paramètre**

Nombre d'observations : $n = 40$

$u = 33.2647$

$\text{Alpha} = 18.1783$

- **Quantiles**

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

$T = 1 / (1 - q)$

- **Test d'adéquation de la loi Gumbel (Méthode du maximum de vraisemblance)**

- ✓ **Hypothèses**

H_0 : L'échantillon provient d'une loi Gumbel.

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel.

- ✓ **Résultats**

Résultat de la statistique : $X^2 = 6.40$

p-value $p = 0.2692$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes : 8

- ✓ **Conclusion**

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

Tableau III.12 : Caractéristique de la loi Gumbel

Caractéristique	Caractéristique de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	Aucun	14.4
Maximum	Aucun	98.4
Moyenne	43.8	43.8
Ecart-type	23.3	23.3
Médiane	39.9	38.0
Coefficient de variation (Cv)	0.533	0.533
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	1.15
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	3.02

c. Ajustement de la série pluviométrique à la loi Log normale (Loi Galton)

Calcul des fréquences expérimental (au non dépassement) :

$$T = \frac{1}{1-q} \quad \text{Et :} \quad q = F(x_i) = \frac{m-0.5}{n} \dots\dots\dots (III. 16)$$

m : numéro d'ordre de la valeur.

n : taille de l'échantillon.

Paramètres d'ajustement à la loi normale :

$$x_{p\%} = x_{moy} + \sigma \cdot U_{p\%} \dots\dots\dots (III. 17)$$

Avec :

σ : écart-type.

x_{moy} : hauteur de pluie moyenne.

$U_{p\%}$: variable réduite de Gauss.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau III.13 suivant ainsi que le graphique est donné par la figure III-12

Tableau III.13 : Ajustement à la loi Log-Normale

T (ans)	q	XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	247	55.4	138 - 356
2000.0	0.9995	200	40.3	121 - 278
1000.0	0.9990	181	34.6	113 - 248
200.0	0.9950	140	23.1	94.4 - 185
100.0	0.9900	123	18.9	86.3 - 160
50.0	0.9800	108	15.1	78.0 - 137
20.0	0.9500	87.8	10.7	66.8 - 109
10.0	0.9000	73.2	7.84	57.9 - 88.6
5.0	0.8000	58.8	5.41	48.2 - 69.4
3.0	0.6667	47.9	3.95	40.1 - 55.6
2.0	0.5000	38.6	3.05	32.7 - 44.6

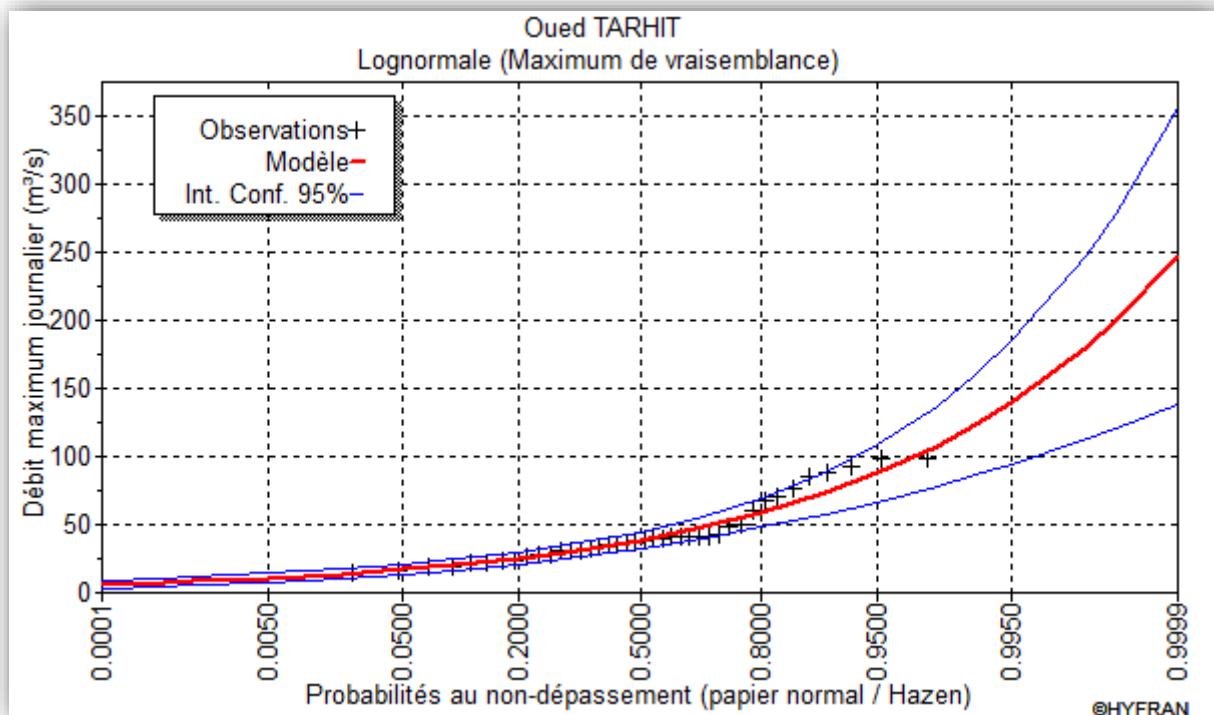


Figure III-12 : Ajustement à la loi Log-Normal

- **Paramètres**

Taille : $n = 40$

$\mu = 3.65423$

$\sigma = 0.498852$

- **Quantiles**

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

$T = 1 / (1 - q)$

- **Test d'adéquation de la loi Log-Normal (Méthode du maximum de vraisemblance)**

- ✓ **Hypothèses**

H_0 : L'échantillon provient d'une loi Log-normale.

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une Loi-log-normale.

- ✓ **Résultats**

Résultat de la statistique : $p = 0.94$

p-value SW = 0.96

✓ **Conclusion**

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

Tableau III.14 : Caractéristique de la loi Gumbel

Caractéristique	Caractéristique de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	Aucun	14.4
Maximum	Aucun	98.4
Moyenne	43.8	43.8
Ecart-type	23.3	23.3
Médiane	38.6	38.0
Coefficient de variation (C_v)	0.532	0.533
Coefficient d'asymétrie (C_s)	1.74	1.15
Coefficient d'aplatissement (C_k)	8.86	3.02

d. Conclusion

D'après les résultats obtenus à partir des quatre ajustements qui nous avant faire on conclut que la pluie maximale journalière suit la loi de Log-normale car tous les pions sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance Ainsi que $P(x-x_0)$ est la plus grande pour cette dernière méthode.

III.5.5.4 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule K. Body (ANRH 1984).

$$P_{ct} = P_{\max,j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III. 18)$$

P_{tc} : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de $P_{\max,j}$.

$P_{\max,j}$: pluies maximales fréquentielles.

t : temps en heure.

b : exposant climatique ($b = 0.77$).

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (III. 19)$$

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau III-15 et représente sur la figure III-13 et la figure III-14 respectivement :

Tableau III.15 : Pluies de courtes durées et leur intensité

P.R T (ans)	5		10		20		50		100		1000	
t(h)	P_{ct} (mm)	I_t (mm /h)	P_{ct} (mm)	I_t (mm /h)	P_{ct} (mm)	I_t (mm /h)	P_{ct} (mm)	I_t (mm /h)	P_{ct} (mm)	I_t (mm /h)	P_{ct} (mm)	I_t (mm /h)
0.25	1.75	7.00	2.18	8.71	2.61	10.45	3.21	12.86	3.66	14.64	5.39	21.55
0.5	2.98	5.97	3.71	7.43	4.46	8.91	5.48	10.96	6.24	12.48	9.19	18.37
1	5.09	5.09	6.34	6.34	7.60	7.60	9.35	9.35	10.64	10.64	15.66	15.66
2	8.68	4.34	10.80	5.40	12.96	6.48	15.94	7.97	18.15	9.08	26.71	13.36
3	11.86	3.95	14.76	4.92	17.71	5.90	21.78	7.26	24.80	8.27	36.50	12.17
4	14.80	3.70	18.42	4.61	22.10	5.52	27.18	6.79	30.95	7.74	45.55	11.39
5	17.57	3.51	21.88	4.38	26.24	5.25	32.28	6.46	36.76	7.35	54.09	10.82
6	20.22	3.37	25.17	4.20	30.19	5.03	37.14	6.19	42.30	7.05	62.24	10.37
8	25.23	3.15	31.41	3.93	37.68	4.71	46.35	5.79	52.79	6.60	77.68	9.71
10	29.97	3.00	37.30	3.73	44.74	4.47	55.04	5.50	62.68	6.27	92.24	9.22
12	34.48	2.87	42.93	3.58	51.49	4.29	63.33	5.28	72.13	6.01	106.14	8.85
14	38.83	2.77	48.34	3.45	57.98	4.14	71.31	5.09	81.22	5.80	119.52	8.54
16	43.03	2.69	53.57	3.35	64.25	4.02	79.04	4.94	90.01	5.63	132.46	8.28
18	47.12	2.62	58.66	3.26	70.35	3.91	86.54	4.81	98.56	5.48	145.04	8.06
20	51.10	2.55	63.61	3.18	76.30	3.82	93.85	4.69	106.89	5.34	157.29	7.86
22	54.99	2.50	68.46	3.11	82.11	3.73	101.00	4.59	115.03	5.23	169.27	7.69
24	58.80	2.45	73.20	3.05	87.80	3.66	108.00	4.50	123.00	5.13	181.00	7.54

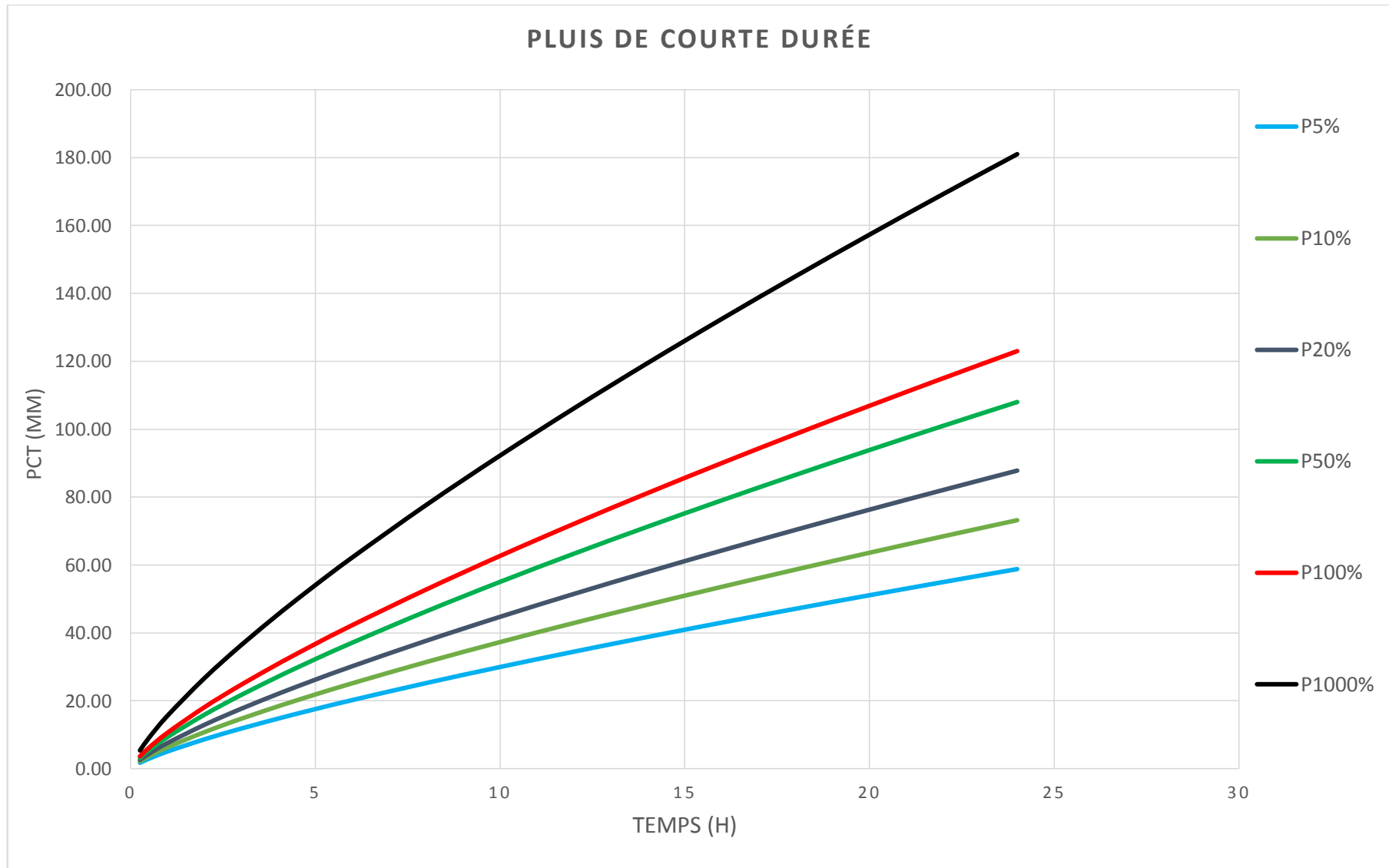


Figure III-13 : La courbe des pluies de courte durée

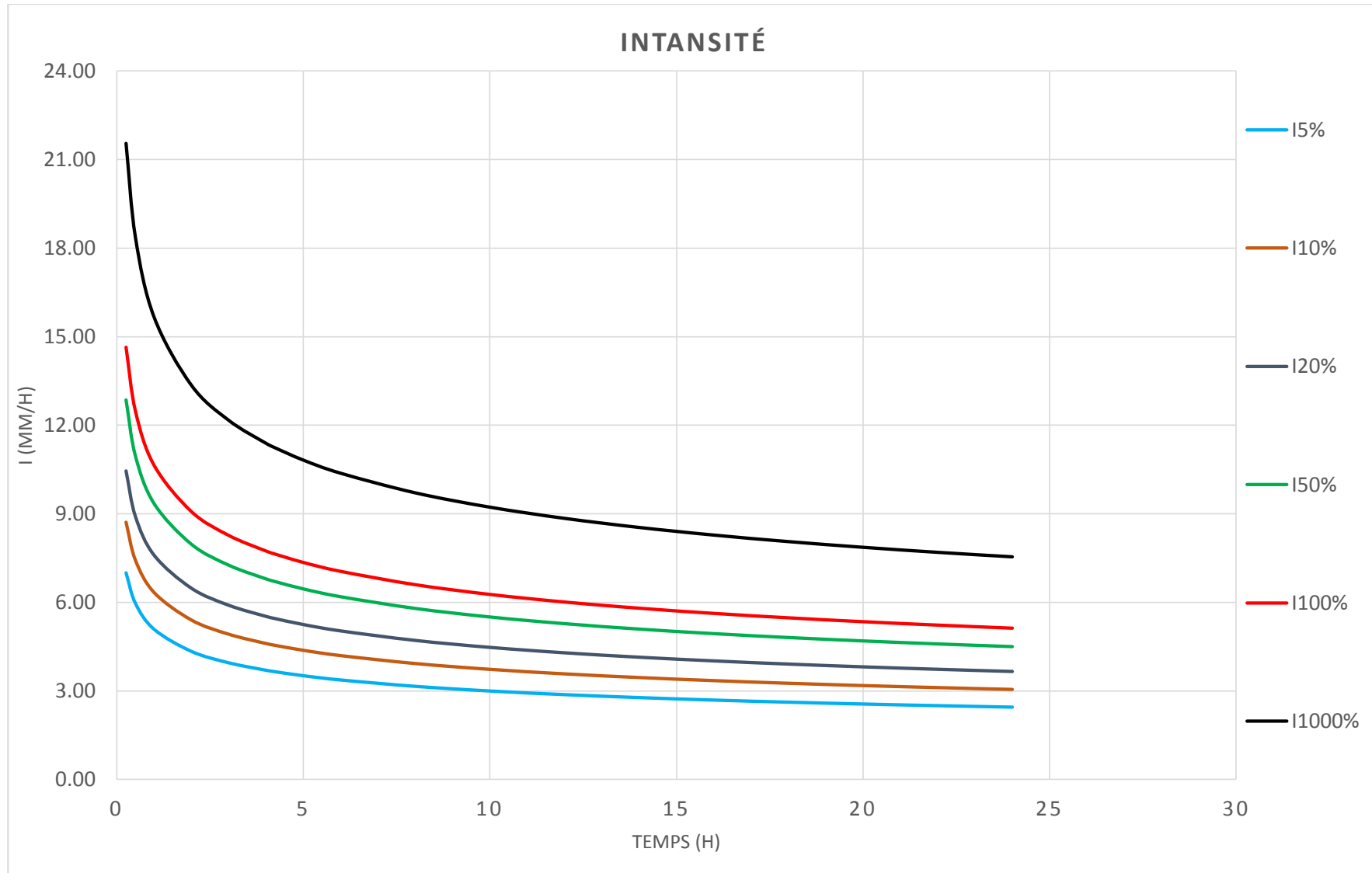


Figure III-14 : La courbe des pluies de courte durée

III.5.6. Evaluation des apports liquides

Puisque les données hydrométriques ne sont pas disponibles au niveau de notre talweg principal, les apports seront estimés à l'aide des formules empiriques.

III.5.6.1 Apports moyens annuels A_0

- **Formule de Samie**

$$A_0 = L_e \cdot S \dots\dots\dots (III. 20)$$

$$L_e = \bar{P}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (III. 21)$$

Avec :

- L_e : lame d'eau écoulée (mm)
- $\bar{P}$: Précipitation moyenne (mm)
- S : Surface du bassin versant (Km²)

- **Formule de Derie II**

$$A_0 = 0.513 \cdot \bar{P}^{2.683} \cdot D_d^{0.5} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (III. 22)$$

Avec :

- D_d : Densité de drainage (Km/Km²)
- $\bar{P}$: Précipitation moyenne (mm)
- S : Surface du bassin versant (Km²)

- **Formule de l'ARNH**

$$A_0 = 0.915 \cdot \bar{P}^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (III. 23)$$

Avec :

- $\bar{P}$: Précipitation moyenne (mm)
- S : Surface du bassin versant (Km²)

- **Formule de Medinger**

$$L_e = 1.024 \times (\bar{P} - 0.26)^2 \dots\dots\dots (III. 24)$$

Avec :

- L_e : lame d'eau écoulée (mm)
- S : Surface du bassin versant (Km²)
- $\bar{P}$: Précipitation moyenne (mm)

- **Formule de Chaumont**

Cette relation donne le coefficient de ruissellement par la relation suivante :

$$c_e = 0.6 \left(1 - 10^{-0.36 \bar{p}^2} \right) \dots\dots\dots (III. 25)$$

Ou : $L_e = P \cdot C_e$

$$A_0 = L_e \cdot S$$

Avec :

- L_e : La lame écoulée
- S : Surface du bassin versant (Km²)
- $\bar{P}$: Précipitation moyenne (m)

Tableau III.16 : Récapitulatif de l'Apport moyenne interannuelle.

Formule Empirique	L'apport moyen annuel (Hm ³)
F. Samie	1.158
F. Derie II	0.812
F. de L'ARNH	0.704
F. Medinger	0.741
F. Maillet-Gauthier	0.936
Moyenne	0.8702

D'après ces résultats on adopte finalement la valeur de **Derie II** qui est la plus proche de la moyenne des autres valeurs, c'est-à-dire : **A₀ = 0.812 hm³**.

III.5.6.2 Caractéristiques de l'écoulement

a. Module de l'écoulement

Il est donné par : $M_e = A_0 / T \dots\dots\dots (III. 26)$

A_0 : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes $T = 31.536 \times 10^6$ s.

D'où : $M_e = 27.75$ l/s.

b. Module de l'écoulement relatif

Il est donné par : $M_0 = M_e / S \dots\dots\dots (III. 27)$

M_0 : Module de l'écoulement (l/s).

S : Surface de bassin versant (Km²).

D'où: $M_e = 0.316$ l/s/Km².

c. Lamé d'eau écoulée

Il est donné par la formule suivante :

$$L_e = A_0/S \dots\dots\dots (III. 28)$$

AN : $L_e = 9.96 \text{ mm}$

d. Coefficient de l'écoulement

Il est donné par :

$$C_e = L_e/P_0 \dots\dots\dots (III. 29)$$

AN : $C_e = 0.043$

e. Coefficient de variation

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

■ **Sokolovsky**

Elle est donné par : $C_v = a + 0.063 \times \log_{10}(S + 1) \dots\dots\dots (III. 30)$

Avec : $a = 0.78 - 0.29 \times \log_{10}(M_0) \dots\dots\dots (III. 31)$

- M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].
- S : Superficie du bassin [Km²]

■ **Kristekly Menkel**

Elle est donné par : $C_v = 0.83/(S^{0.06} + M_0^{0.27}) \dots\dots\dots (III. 32)$

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

■ **Antonov**

Elle est donné par : $C_v = 0.7/(S + 1000)^{0.097} \dots\dots\dots (III. 33)$

Avec : S : Superficie du bassin [Km²]

■ **Formule Algérienne de N. Padoum**

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

$$C_v = 0.93 \times K/M_0^{0.23} \dots\dots\dots (III. 34)$$

Avec :

- K : coefficient de réduction $K = (0.25-1.00)$ on prend $K=0.55$
- M : module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

Tableau III.17 : Caractéristiques de l'écoulement

Caractéristiques		Valeurs	
Module de l'écoulement M_0 (l/s)		27.75	
Module spécifique M_0 (l/s/km)		0.316	
Lame d'eau écoulée moyenne Le (mm)		9.96	
Coefficient de l'écoulement C_e		0.043	
Coefficient de variation C_v	F. Sokolovsky	0.804	$C_v = \mathbf{0.804}$
	F. Antonov	0.355	
	F. Kristekly – Menkel	0.870	
	F. Algérienne de N. Padoum	0.849	

Conclusion :

Le coefficient de variation moyen calculé à base des formules Empiriques sera donc : $C_v = \mathbf{0.804}$ donnée par Sokolovsky.

III.5.7 Irrégularité des apports**III.5.7.1 Les apports fréquentiels**

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

$$A_{(\%) } = \frac{A_0}{\sqrt{(C_v^2 + 1)}} \times e^{\mu \sqrt{\ln(C_v + 1)}} \dots\dots\dots (III. 35)$$

Avec :

- $A\%$: Apport de fréquence donnée.
- μ : Variable réduite de Gauss.
- A_0 : Apport moyen annuel (Hm).
- C_v : Coefficient de variation.

Les calculs des apports fréquentiels a conduit au tableau suivant :

Tableau III.18 : Apports fréquentiels

Période de retour T (ans)	5/4	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	80	10	5	2	1	0.1
Le variable Gauss " μ "	-0.79	1.262	1.888	2.755	3.399	5.888
Apport (Mm ³)	0.345	1.668	2.699	5.253	8.6114	58.291

III.5.7.2 Répartition mensuelle de l'apport 80 % :

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80 % suit la même répartition mensuelle des précipitations, ce qui nous donne :

Tableau III.19 : Moyennes mensuelles des apports de fréquence 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aoû	Som
A (Mm3)	0.049	0.055	0.078	0.087	0.091	0.070	0.096	0.082	0.069	0.062	0.019	0.054	0.812
A 80% (Mm3)	0.021	0.024	0.033	0.037	0.039	0.030	0.041	0.035	0.029	0.026	0.008	0.023	0.345

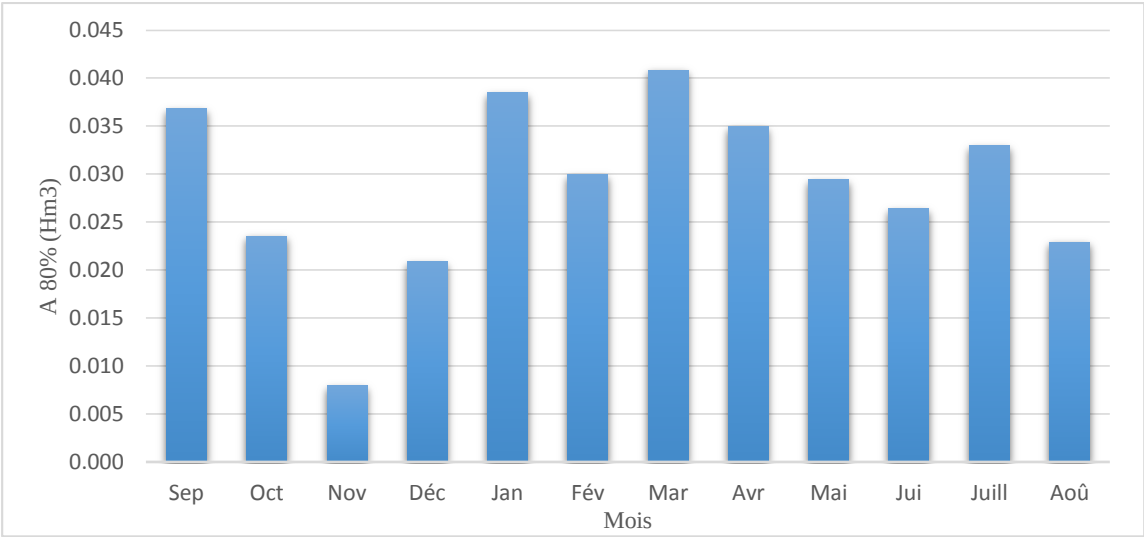


Figure III-15 : Répartition mensuelle des apports de fréquence 80%

III.5.8 Les apports solides

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

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

III.5.8.1 Formule de Tixeront

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s.T}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III. 36)$$

Tel que :
$$Q_s = \alpha.L_e^{0.15}.S \dots\dots\dots (III. 37)$$

- Avec :
- Q_s : Débit solide en [tonne/an].
 - γ_s : Poids spécifique des sédiments [1,6 t/m3].
 - T : temps d'exploitation [T = 20 ans]
 - α : Caractéristique de perméabilité. On prend α =75 (perméabilité moyenne)

III.5.8.2 Formule de Gravrillovic

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

Il est donné par :

$$V_m = \frac{T_0 \cdot T \cdot S}{\sigma_s} \quad \text{Tel que :} \quad T_0 = T_{sp} \cdot G_{rm}$$

Avec :

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

Ainsi que :

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{P} + H_{moy})}{0.2(L+10)} \dots\dots\dots (III. 38)$$

T_0 : taux d'abrasion [t/Km²/an].

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

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

T : coefficient thermique.

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

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

t : température moyenne annuelle [°C].

P : périmètre du bassin versant [Km].

L : longueur du talweg principal [Km].

H_{moy} : Altitude moyenne [km].

Tableau III.20 : Récapitulatif des résultats des apports solides et volumes morts

Formule	Apport solide (m ³ /ans)	Volume mort (m ³)
Tixeront	8635.30	113338.30
Gravrillovic	742.66	85713.47

Conclusion

Vue des résultats obtenus, on opte pour une valeur du volume mort égale à **Vm = 0.85 Mm³** pour une durée maximum de vingt (20) année d'exploitation de l'ouvrage

III.6 Etude des crues

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

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

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

L'évaluation de débit de pointe probable de la crue est primordiale dans une étude de genre, ce qui n'oblige de bien l'estimer, sur la base de ce dernier on a décidé d'évaluer le débit de la crue par les trois méthodes suivantes :

- ✓ La méthode empirique..... [01].
- ✓ La méthode synthétique ou bien méthode des isochrones..... [02].
- ✓ Une simulation à l'aide du Logiciel HEC-HMS..... [03].

III.6.1 Méthode Empirique

III.6.1.1 Estimation du débit maximum

a. Formule de Mallet – Gauthier

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

$$Q_{max p\%} = 2 \cdot K \times \log(1 + 20 \cdot P) \times \frac{S}{\sqrt{L}} \times \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \dots \dots \dots (III. 39)$$

Avec :

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

b. Formule de Sokolovsky :

Elle donné par :

$$Q_{max p\%} = \frac{0.28 \times (P_{tc} - H_0) \times \alpha \times S}{T_c} \times f \dots \dots \dots (III. 40)$$

- S : superficie du bassin versant.
- P_{tc} : pluies de courte durée.
- H_0 : la perte d'eau initiale. Au nord d'Algérie $H = 7$ mm.
- T_c : temps de concentration.
- α : coefficient de ruissellement du bassin versant.
- f : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

Tableau III.21 : valeur de α en fonction de la fréquence

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

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

Tel que : pour un bassin boisé avec un sol peut perméable $2 \leq \gamma \leq 2.5$

On prend : $\gamma = 2$ D'où : $f = 1.2$

c. Formule de Turraza

Elle est donné par :

$$Q_{max p\%} = \frac{C \times I_{tc} \times S}{3.6} \dots \dots \dots (III. 41)$$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

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

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

Tableau III.22 : valeur de C en fonction de la fréquence

Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0.1
C	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.80

d. Formule de Giandotti

Elle est donné par :

$$Q_{max p\%} = \frac{170 \times S \times (H_{moy} - H_{min})^{1/2}}{4 \times S^{1/2} + 1.5L} \times P_{tc} \dots \dots \dots (III. 42)$$

Avec :

S : superficie du bassin versant (Km²).

L : longueur du talweg principal (Km).

H_{moy}, H_{min} : altitudes moyennes et minimales (en m).

P_{tc} : pluies de courte durée.

■ Pluies de courte durée

A partir des pluies journalières maximales on a calculé les pluies de courte durée de même fréquence à partir de la formule suivante :

$$P_{ct} = P_{j \max} \left[\frac{T_c}{24} \right]^b$$

Où :

P_{tc} : pluie de courte durée de fréquence donnée (mm).

P_{j max} : pluie max. journalière de même fréquence (mm).

T_c : temps de concentration (heure).

b : coefficient climatique tel que b=0,77.

Les résultats de calcul de pluie de courte durée sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.23 : Pluies de courte durée

T (ans)	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	10	5	2	1	0.1
P_{ct} (mm)	19.20	22.84	28.32	32.26	47.47

Les résultats de calcul du débit max sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.24 : débits maximaux de crue

Formule		Mallet – Gauthier	Sokolovsky	Giandotti	Turraza	La moyenne
f (%)	T (ans)	Q_{max p%} (m3/s)	Q_{max p%} (m3/s)	Q_{max p%} (m3/s)	Q_{max p%} (m3/s)	Q_{max p%} (m3/s)
10	10	92.32	40.78	78.77	51.53	67.73
5	20	108.84	53.82	93.70	64.98	80.34
2	50	127.43	73.63	116.22	83.63	103.63
1	100	139.86	88.6	132.36	103.91	120.28
0.1	1000	174.93	146.39	194.77	178.39	180.38

Sur la base de ces résultats, primitivement les valeurs adoptées sont celle de **Giandotti** : car elle est la plus proche de la moyenne

III.6.1.2 Hydrogramme de crue

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

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

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

a. **Pour la montée :**

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots (III. 43)$$

b. **Pour la décrue :**

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (III. 44)$$

Avec :

t_m, t_d : temps de montée et de décrue.

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

Temps de base : $t_b = t_m + t_d$

Tel que : $t_m = t_c = 5 \text{ h}$ $t_d = 3 t_m = 15 \text{ h}$ $t_b = t_m + t_d = 20 \text{ h}$

Les résultats de calcul des débits de la crue ainsi que l'hydrogramme de crue par la méthode empirique pour les différentes périodes de retour sont illustrés dans le tableau III-25 et la figure III.16

Tableau III.25 : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour

Phase de la montée :

temps (h)	$Q_{\text{maxi } 10\%}$ (m^3/s)	$Q_{\text{maxi } 5\%}$ (m^3/s)	$Q_{\text{maxi } 2\%}$ (m^3/s)	$Q_{\text{maxi } 1\%}$ (m^3/s)	$Q_{\text{maxi } 0.1\%}$ (m^3/s)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	0.79	1.16	1.32	1.51	1.95
1.00	3.15	4.65	5.29	6.03	7.79
1.50	7.09	10.46	11.91	13.56	17.53
2.00	12.60	18.60	21.18	24.10	31.16
2.50	19.69	29.06	33.09	37.66	48.69
3.00	28.36	41.84	47.65	54.23	70.12
3.50	38.60	56.95	64.86	73.82	95.44
4.00	50.41	74.38	84.71	96.42	124.65
4.50	63.80	94.14	107.21	122.03	157.76
5.00	78.77	116.22	132.36	150.65	194.77

Phase de la décrue :

temps (h)	Q_{maxi 10%} (m³/s)	Q_{maxi 5%} (m³/s)	Q_{maxi 2%} (m³/s)	Q_{maxi 1%} (m³/s)	Q_{maxi 0.1%} (m³/s)
0.00	78.77	116.22	132.36	150.65	194.77
0.50	71.15	104.98	119.56	136.08	175.94
1.00	64.04	94.49	107.61	122.48	158.36
1.50	57.42	84.72	96.49	109.82	141.99
2.00	51.28	75.65	86.16	98.07	126.79
2.50	45.58	67.26	76.60	87.18	112.71
3.00	40.33	59.50	67.77	77.13	99.72
3.50	35.50	52.37	59.65	67.89	87.77
4.00	31.06	45.83	52.20	59.41	76.81
4.50	27.02	39.86	45.40	51.67	66.81
5.00	23.34	34.44	39.22	44.64	57.71
5.50	20.01	29.52	33.62	38.27	49.48
6.00	17.01	25.10	28.59	32.54	42.07
6.50	14.33	21.15	24.08	27.41	35.44
7.00	11.95	17.63	20.08	22.85	29.55
7.50	9.85	14.53	16.55	18.83	24.35
8.00	8.01	11.81	13.45	15.31	19.79
8.50	6.41	9.46	10.77	12.26	15.85
9.00	5.04	7.44	8.47	9.64	12.47
9.50	3.88	5.73	6.52	7.43	9.60
10.00	2.92	4.30	4.90	5.58	7.21
10.50	2.13	3.14	3.57	4.07	5.26
11.00	1.49	2.20	2.51	2.86	3.69
11.50	1.00	1.48	1.68	1.91	2.47
12.00	0.63	0.93	1.06	1.21	1.56
12.50	0.36	0.54	0.61	0.70	0.90
13.00	0.19	0.28	0.31	0.36	0.46
13.50	0.08	0.12	0.13	0.15	0.19
14.00	0.02	0.03	0.04	0.04	0.06
14.50	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01
15.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

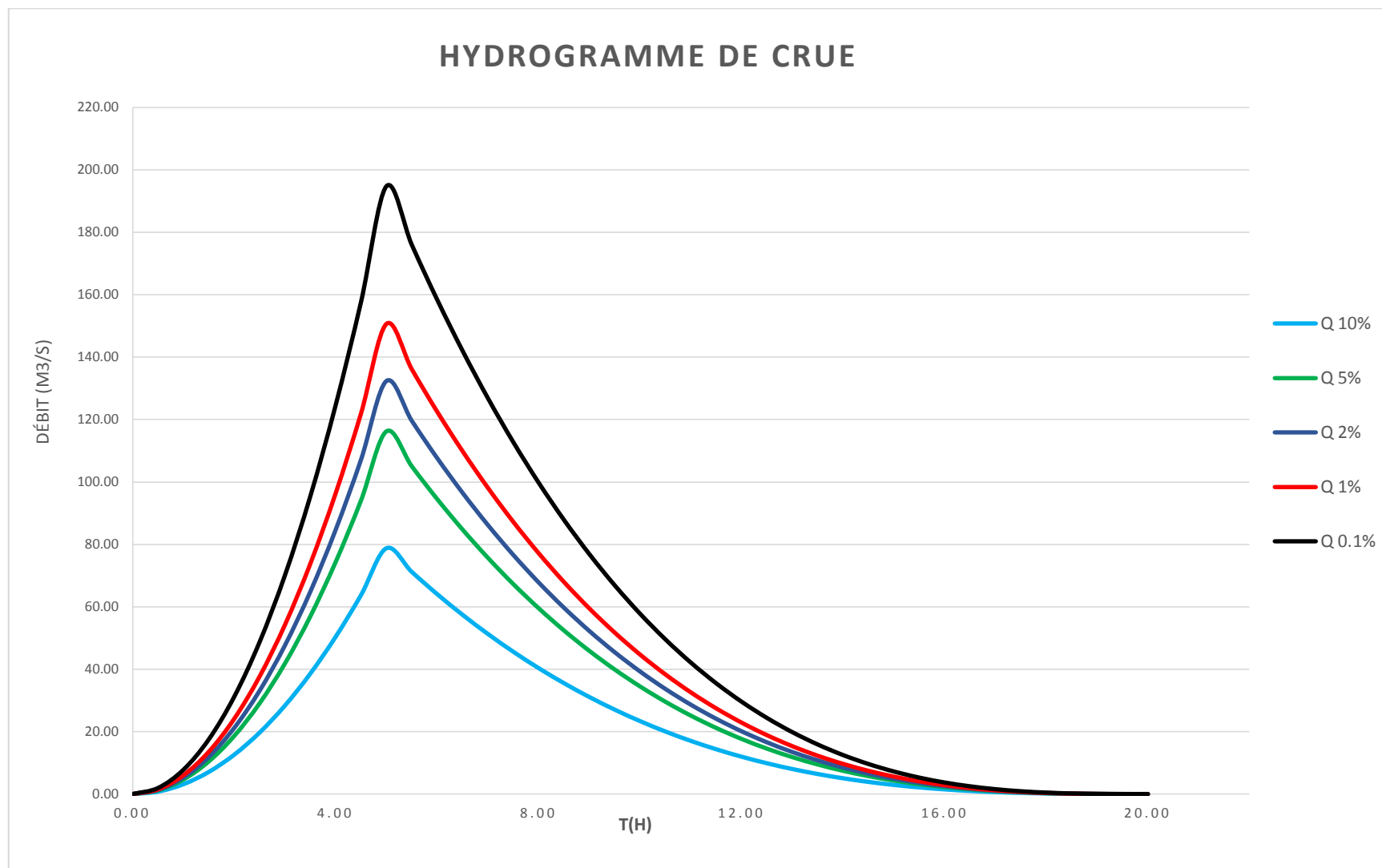


Figure III-16 : Représentation des hydrogrammes des crues pour différente période de retour avec la méthode empirique

III.6.2 Méthode synthétique (méthode des isochrones)

La méthode synthétique est basée sur la concentration des eaux du bassin versant et le tracé des isochrones. Cette méthode est fondée sur les hypothèses suivant :

- Répartition uniforme de l’averse génératrice de la crue sur le bassin versant.
- Vitesse de transfert des eaux est constante de l’amont à l’aval.
- Pluie efficace est calculée à partir d’une réduction des pertes.

III.6.2.1 Construction d’un réseau d’isochrones

Le réseau d’isochrones c’est l’ensemble des lignes qui forment par des points géométriques tels que le temps de parcours d’une Goutte d’eau depuis chacun de ces points jusqu’à l’embouchure est le même.

L’isochrone la plus éloignée représente le temps de concentration du bassin, c’est-à-dire que le temps mis pour que toute la surface du bassin contribue à l’écoulement dans l’exutoire après une averse supposée homogène. Le tracé du réseau consiste à :

- ✓ Diviser le réseau d’écoulement en segments de longueur constante à partir de l’embouchure jusqu’à la partie amont des plus petits talwegs tributaires.
- ✓ Après numération, chacun des points est caractérisé par 3 paramètres :
 - La distance à l’embouchure.
 - L’élévation relative.
 - Le temps de parcours de l’eau ; c’est ce paramètre qui apparaît sur la carte topographique du bassin versant.

Le temps de parcours de l’eau du point i, jusqu’à l’exutoire est :

$$t_i = \frac{d_i}{V_m} \dots\dots\dots (III. 45)$$

Avec :

- d_i : distance mesurée suivant le trajet de l’eau entre deux courbes isochroniques successives.
- V_m : vitesse moyenne de ruissellement.

- ✓ Tracé de façon aléatoire un certain nombre de points éparpillés sur le bassin et à partir de chacun, on dessine le parcours probable de l’eau jusqu’à la rencontre du cours d’eau ou de l’un des talwegs.

Une fois que tous les points sont identifiés par le temps de parcours, le tracé du réseau d’isochrones est déterminé par interpolation (figure III.17).

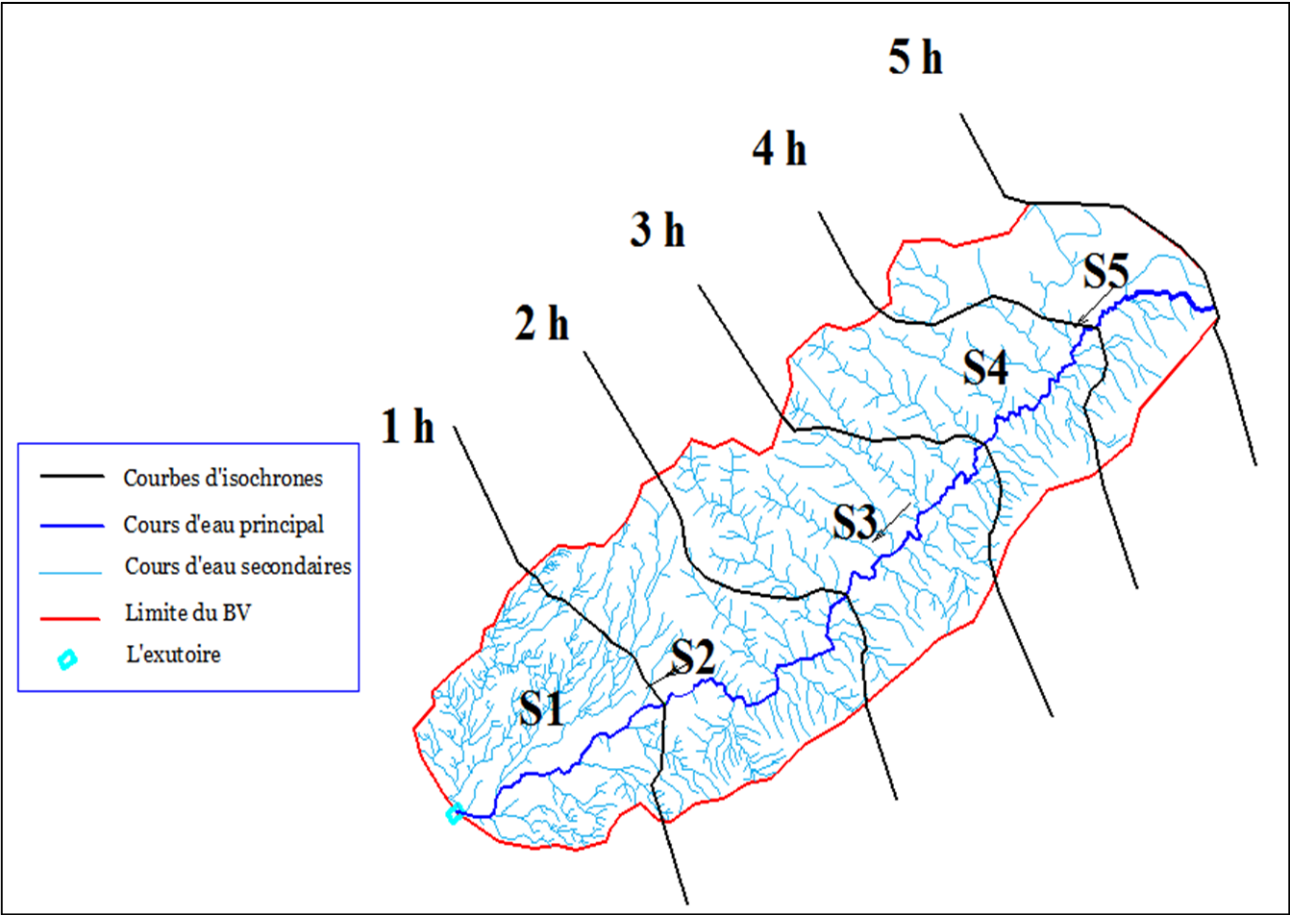


Figure III-17 : le tracé de réseau d'isochrones sur le bassin versant

Les isochrones sont tracées sur le bassin versant après avoir calculé la vitesse de transfert des eaux V_r , défini comme étant le rapport entre la longueur du cours d'eau principal et le temps de concentration des eaux.

Le débit est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max} = \frac{S_{\max} I_{\text{eff}}}{3,6} \dots\dots\dots \text{(III. 46)}$$

Tel que :

$$I_{\text{eff}} = \frac{P_{\text{eff}}}{t_{\text{eff}}} \dots\dots\dots \text{(III. 47)}$$

Avec :

- $S_{\max}$: surface maximum débitante (km²).
- I_{eff} : intensité efficace (mm/h).
- P_{eff} : pluie efficace en mm
- t_{eff} : temps efficace en heure

Les surfaces débitantes S_i sont déterminées à l'aide du logiciel Autocade. Ces surfaces sont déterminées pour chaque pas de temps, comme le montre le tableau suivant :

Tableau III.26 : Surfaces débitantes (Km²)

t(h)	S1	S2	S3	S4	S5	S_{max}
1	15.88	17.85	19.32	14.9	13.61	15.88
2		33.73	37.17	34.22	28.51	33.73
3			53.05	52.07	47.83	53.05
4				67.95	65.68	67.95
5					81.56	81.56

Pour connaître le débit maximum, il faut connaître l'intensité efficace c'est-à-dire connaître la pluie nette et le déficit d'écoulement :

$$\text{Avec : } P_{eff} = P_{net} - D \quad \text{et} \quad P_{net} = P_{max,p\%}$$

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

Le déficit d'écoulement est déterminé à partir de la carte d'isohyètes et la carte d'écoulement dans la région d'étude. Et pour notre cas il est donné par l'ANRH ($D = 39\% P$).

Les résultats de calcul des débits de la crue ainsi que l'hydrogramme de crue par la méthode synthétique pour les différentes périodes de retour sont illustrés dans le tableau III.27 et la figure III.18

Tableau III.27 : Détermination du débit maximum probable $Q_{\max, p\%}$.

Fréquence f (%)	Période de retour T (ans)	$P_{\max, j}$ (mm)	$S_{\max}$ débitante (Km ²)	Durée d'averse t (h)	Pluie nette P_{net} (mm)	Déficit d'écoulement D (mm)	Pluie efficace P_{eff} (mm)	Intensité efficace I_{eff} (mm/h)	$Q_{\max}$ (m ³ /s)
10	10	73.2	15.88	1	6.34	2.41	3.93	3.93	17.33
			33.73	2	10.80	4.11	6.70	3.35	31.38
			53.05	3	14.76	5.61	9.15	3.05	44.96
			67.95	4	18.42	7.00	11.42	2.86	53.90
			81.56	5	21.88	8.31	13.56	2.71	61.45
5	20	87.8	15.88	1	7.60	2.89	4.71	4.71	20.78
			33.73	2	12.96	4.92	8.03	4.02	37.64
			53.05	3	17.71	6.73	10.98	3.66	53.92
			67.95	4	22.10	8.40	13.70	3.42	64.65
			81.56	5	26.24	9.97	16.27	3.25	73.71
2	50	108	15.88	1	9.35	3.55	5.79	5.79	25.56
			33.73	2	15.94	6.06	9.88	4.94	46.29
			53.05	3	21.78	8.28	13.50	4.50	66.33
			67.95	4	27.18	10.33	16.85	4.21	79.52
			81.56	5	32.28	12.26	20.01	4.00	90.67
1	100	123	15.88	1	10.64	4.05	6.60	6.60	29.11
			33.73	2	18.15	6.90	11.25	5.63	52.72
			53.05	3	24.80	9.43	15.38	5.13	75.54
			67.95	4	30.95	11.76	19.19	4.80	90.56
			81.56	5	36.76	13.97	22.79	4.56	103.26
0.1	1000	181	15.88	1	15.66	5.95	9.71	9.71	42.84
			33.73	2	26.71	10.15	16.56	8.28	77.59
			53.05	3	36.50	13.87	22.63	7.54	111.16
			67.95	4	45.55	17.31	28.24	7.06	133.27
			81.56	5	54.09	20.55	33.54	6.71	151.96

III.6.2.2 Calcul des ordonnées de l'hydrogramme synthétique

Les ordonnées de l'hydrogramme de crue probable sont calculées par la formule :

$$Q_{\max, p\%} = \frac{I_{\text{eff}, \max} \sum_{i=1}^n S_i}{3,6} = a \sum_{i=1}^n S_i \dots\dots\dots (III. 48)$$

Avec :

$I_{\text{eff}, \max}$: constante, elle correspond au débit de pointe

Le temps de base de la crue est de 10 h dans notre cas.

Tableau III.28 : Ordonnés de l'hydrogramme de crue

Durée de la crue t (h)	$\sum S_i$ km ²	Q maxi 10% (m ³ /s)	Q maxi 5% (m ³ /s)	Q maxi 2% (m ³ /s)	Q maxi 1% (m ³ /s)	Q maxi 0.1% (m ³ /s)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	15.88	11.95	14.34	17.64	20.11	29.60
2	33.73	25.39	30.45	37.48	42.72	62.87
3	53.05	39.93	47.89	58.94	67.20	98.88
4	67.95	51.15	61.34	75.50	86.07	126.65
5	81.56	61.40	73.63	90.62	103.31	152.02
6	65.68	49.44	59.29	72.98	83.19	122.42
7	47.83	36.01	43.18	53.14	60.58	89.15
8	28.51	21.46	25.74	31.68	36.11	53.14
9	13.61	10.25	12.29	15.12	17.24	25.37
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

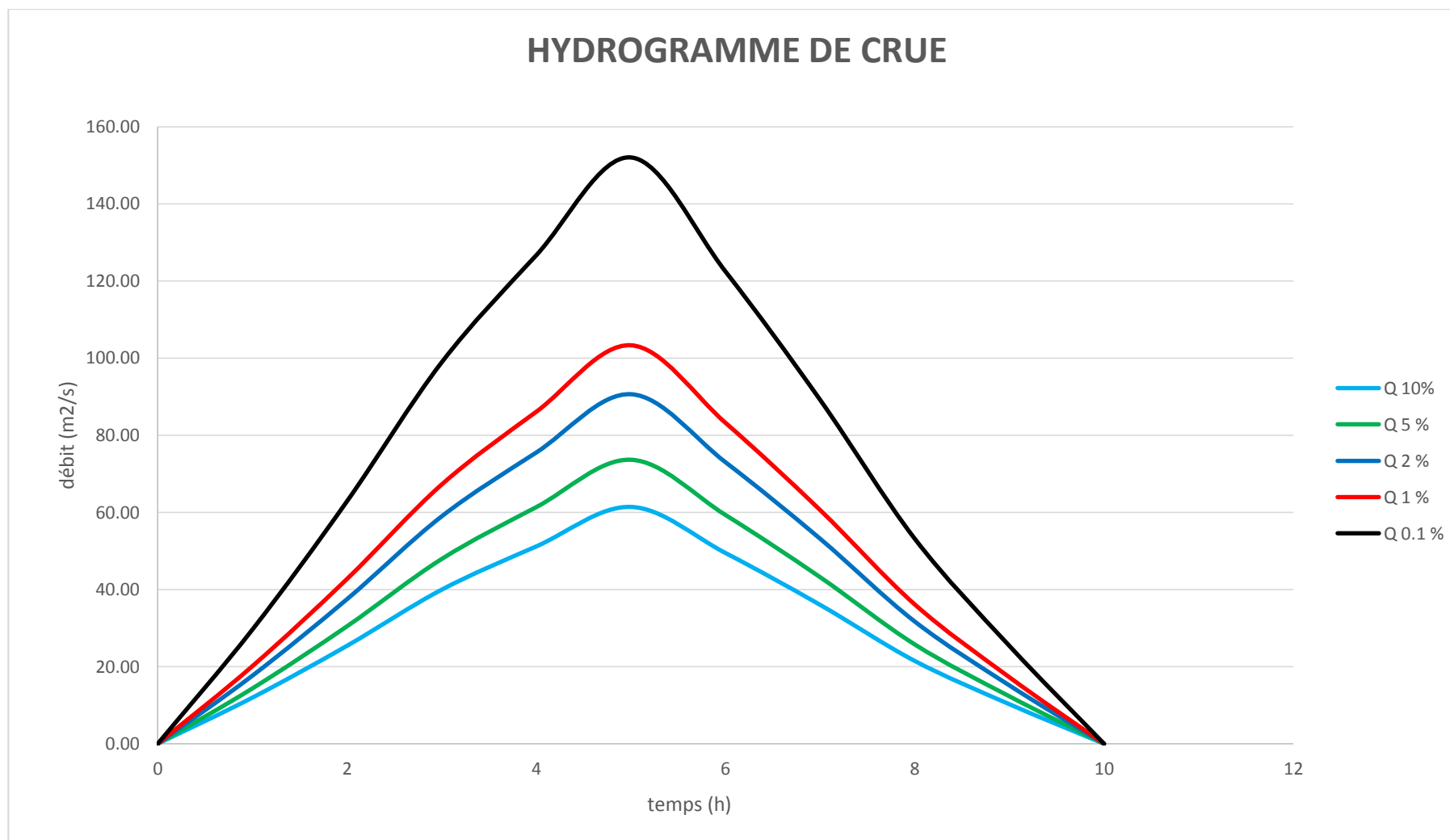


Figure III-18 : Hydrogrammes synthétiques pour différentes périodes de retour

III.6.3 Modalisation à l'aide du code HEC-HMS

La modélisation par HEC-HMS comprend deux modules principaux :

- La modélisation du bassin versant.
- La modélisation des précipitations.

III.6.3.1 Modélisation du bassin versant

La modélisation d'un bassin versant consiste, en premier lieu, en un découpage de celui-ci en plusieurs sous-bassins versants élémentaires, ensuite, spécifier les méthodes utilisées pour le calcul des pertes (fonction de production) et de ruissellement (fonction de transfert).

A. Schématisation du bassin versant

Le bassin versant est considéré comme étant une seule entité et ça pour le manque de données au niveau de la zone d'étude.

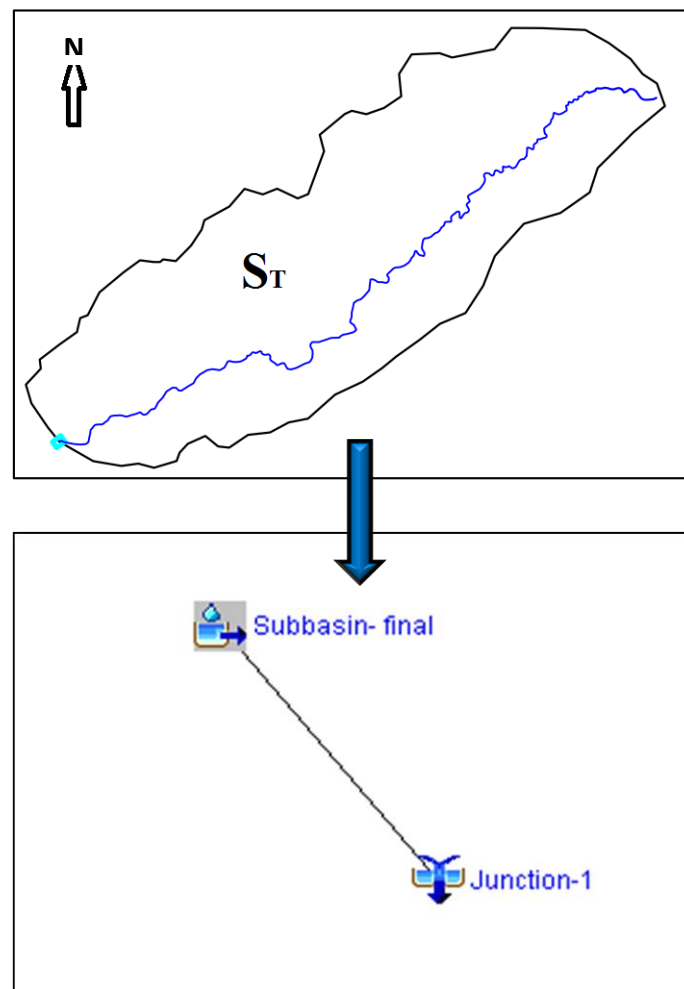


Figure III.19 : Schéma du modèle de bassin par HEC-HMS.

B. Modélisation des pertes (Fonction de production)

La fonction de production est calculée par le modèle SCS Curve Number (CN), Ce modèle estime l'excès de précipitations comme une fonction des précipitations cumulées, de la couverture et de l'humidité initiale du sol.

C. Modélisation de ruissèlement (Fonction de transfert)

La fonction de transfère est calculée par le modèle SCS Unit Hydrograph. Ce modèle repose sur l'hydrogramme unitaire normalisé (qui est la moyenne de nombreux hydrogrammes unitaires calculés pour différents bassins versant).

III.6.3.2 Modélisation des précipitations

La méthode pluie hypothétique basée sur la fréquence est choisi pour la modélisation des précipitations. Les pluies de durée et de fréquence connue, déduite des courbes HDF (Hauteur-Durée-Fréquence).

Remarque :

On a travaillé seulement sur les pluies de fréquence 1%, Les résultats peuvent être visualisés sur le tableau suivant :

Tableau III.29 : Résultat de la modélisation avec le code HEC-HMS

Date	Time	Precip (MM)	Loss (MM)	Excess (MM)	Direct Flow (M3/S)	Baseflow (M3/S)	Total Flow (M3/S)
15sept.2015	01:30				0,0	0,0	0,0
15sept.2015	02:30	5,37	2,04	3,33	2,3	0,0	2,3
15sept.2015	03:30	5,88	2,24	3,65	10,0	0,0	10,0
15sept.2015	04:30	7,68	2,92	4,76	25,0	0,0	25,0
15sept.2015	05:30	8,68	3,30	5,38	43,9	0,0	43,9
15sept.2015	06:30	6,38	2,42	3,96	62,8	0,0	62,8
15sept.2015	07:30	5,59	2,11	3,48	76,8	0,0	76,8
15sept.2015	08:30	0,00	0,00	0,00	80,9	0,0	80,9
15sept.2015	09:30	0,00	0,00	0,00	74,3	0,0	74,3
15sept.2015	10:30	0,00	0,00	0,00	59,0	0,0	59,0
15sept.2015	11:30	0,00	0,00	0,00	42,1	0,0	42,1
15sept.2015	12:30	0,00	0,00	0,00	27,9	0,0	27,9
15sept.2015	13:30	0,00	0,00	0,00	18,0	0,0	18,0
15sept.2015	14:30	0,00	0,00	0,00	11,8	0,0	11,8
15sept.2015	15:30	0,00	0,00	0,00	7,7	0,0	7,7
15sept.2015	16:30	0,00	0,00	0,00	5,0	0,0	5,0
15sept.2015	17:30	0,00	0,00	0,00	3,3	0,0	3,3
15sept.2015	18:30	0,00	0,00	0,00	2,2	0,0	2,2
15sept.2015	19:30	0,00	0,00	0,00	1,4	0,0	1,4
15sept.2015	20:30	0,00	0,00	0,00	0,9	0,0	0,9
15sept.2015	21:30	0,00	0,00	0,00	0,6	0,0	0,6
15sept.2015	22:30	0,00	0,00	0,00	0,3	0,0	0,3

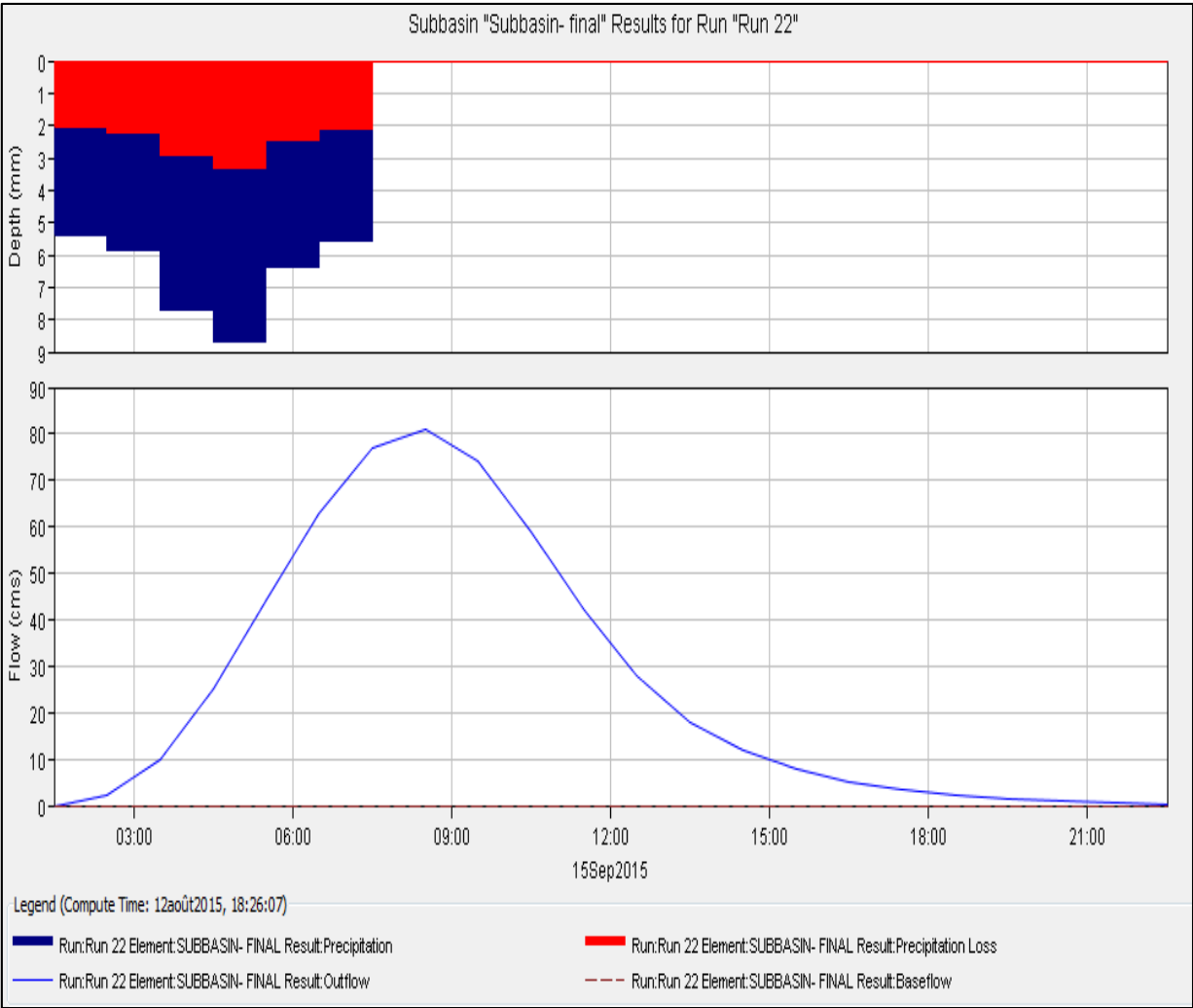


Figure III-20 : Hydrogramme Synthétique de SCS pour la fréquence 1%

Après avoir modélisé le bassin versant et calculer les fonctions de production (passage de la pluie brute a la pluie nette) ainsi que la fonction de transfère (passage de la pluie nette au débit écoulé) d’une part, et modéliser les précipitations d’autre part ; le débit obtenue par le modèle HEC-HMS est de l’ordre de **81 m³/s** avec un temps de base de **20 heures**.

III.6.4 Choix de la crue de projet

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être l'évacuer sans dommages graves à l'aval.

Pour cela il faut déterminer cette crue en prenant en compte l'effet de laminage par la retenue, elle est calculée sur la base d'un débit de pointe évalué à partir de l'étude du régime des crues.

Dans ce contexte on est amené à faire un choix car il est évident qu'on ne pourra jamais protéger un ouvrage contre tous les crues pouvant survenir, on choisit donc une période de retour de crue, ce qui revient à accepter un certain risque qui devra être en rapport avec l'intérêt économique de l'ouvrage et les impératifs de sécurité.

Dans notre cas on va opter pour la crue centennale selon la classification du comité national australien des grands barrages (CNAGB) voyant les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), ainsi que la crue centennale est la plus recommandée dans de cas pareils.

L'hydrogramme de la crue de projet pris pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues sera fait par la méthode de l'hydrogramme synthétique disant qu'elle représente plus la réalité et qu'elle prend en considération et avec plus de détail les surfaces débitantes sur le bassin versant et le temps de l'averse.

D'où	$Q_{max, 1\%} = 103.3 \text{ m}^3 /s.$	Pour 100 ans.
La crue des travaux :	$Q_{max, 5\%} = 73.63 \text{ m}^3/s$	Pour 20 ans.

III.6.4 Calcule du volume de la crue

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

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_{crue} = \frac{Q_{max,1\%} \times t_b}{2} \dots\dots\dots (III. 49)$$

Avec :

- $Q_{max,1\%}$: Débit probable pour une période de retour de 100 ans
- t_b : Temps de base (10 heure)

D'où : $V_{crue} = 1.86 \text{ Mm}^3$

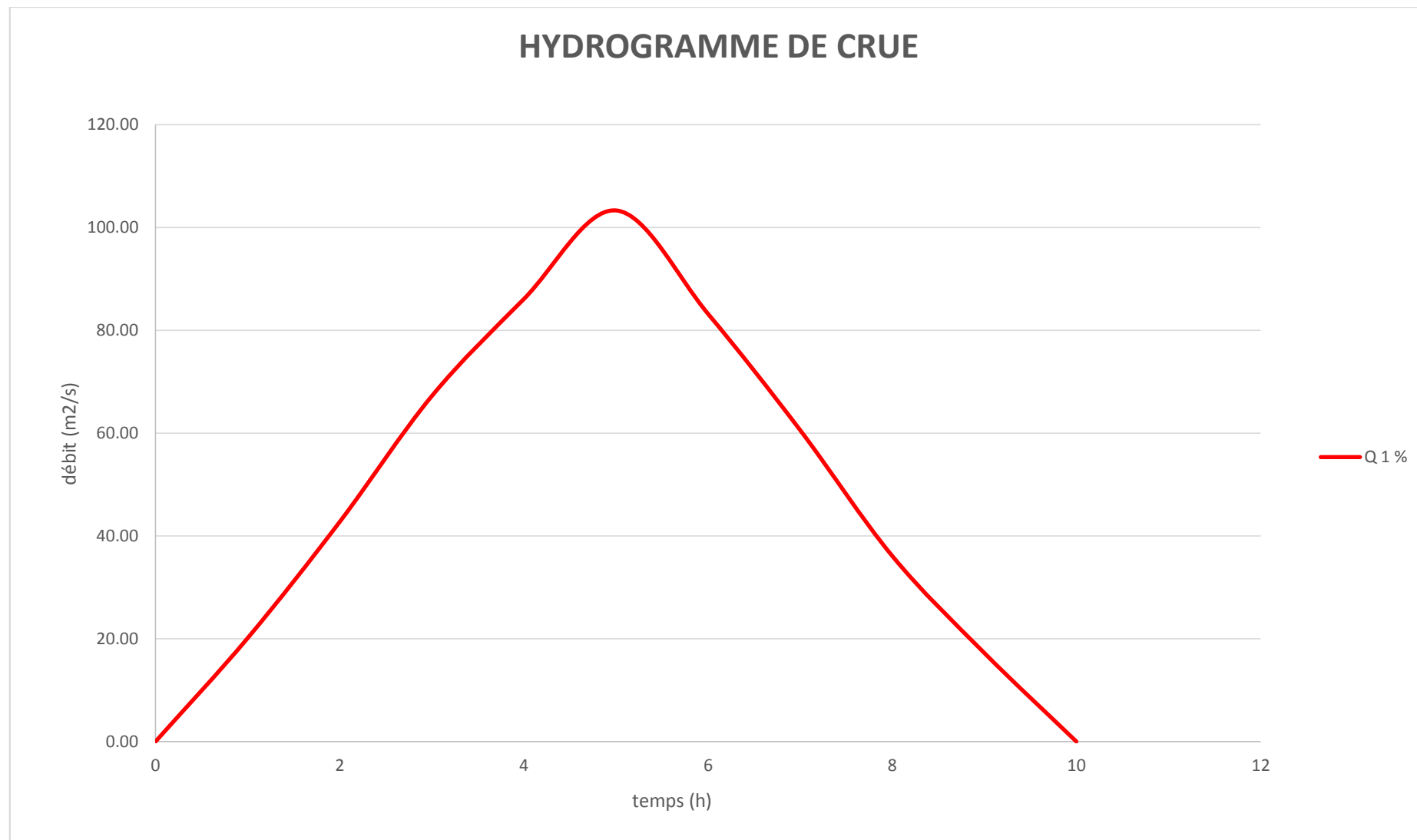


Figure III-21 : Hydrogramme synthétique de la crue centennale

III.7 Etude de régularisation

III.7.1 Objectifs et méthodologie

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

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport ($A_{80\%}$ en Mm^3).
- La consommation totale (Mm^3).
- Les infiltrations et l'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

III.7.2 Répartition mensuelle des besoins

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation est donnée au tableau suivant :

Tableau III.30 : Répartition mensuelle des besoins.

Mois	Besoin ($m^3/ha/an$)	Taux (%)
sept	25320	8.18
Oct	31260	10.10
Nov	0	0
Déc	0	0
Jan	0	0
Fév	0	0
Mar	0	0
Avr	14220	4.60
Mai	38820	12.54
Jui	63210	20.43
Juil	89190	28.83
Août	47421	15.32
La somme	309441	100.00

III.7.3 Répartition mensuelle de l'apport A80%

La répartition mensuelle de l'apport A_{80%} est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III.31 : Moyennes mensuelles des apports de fréquence 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Août	som
A (Hm³)	0.049	0.055	0.078	0.087	0.091	0.070	0.096	0.082	0.069	0.062	0.019	0.054	0.812
A 80% (hm³)	0.021	0.024	0.033	0.037	0.039	0.030	0.041	0.035	0.029	0.026	0.008	0.023	0.345

III.7.4 Courbes « Hauteurs - Capacités - Surface »

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

La cote minimale relevée est de 675 m et la cote maximale de 660 m, soit hauteur près de 15 m.

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

$$V_i = V_{i-1} + \Delta V_i \dots \dots \dots (III. 50)$$

Avec :

$$\Delta V_i = \left(\frac{S_i + S_{i+1}}{2} \right) \Delta H_i \dots \dots \dots (III. 51)$$

Tel que :

$$V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H_1 \dots \dots \dots (III. 52)$$

S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m².

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

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

ΔV_1 : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives en m³.

Pour tracer les courbes en se basant sur le levé topographique et à l'aide de Autocade en établie un tableau III-32 continue les caractéristique de la cuvette du retenue ; la hauteur en fonction de volume et la surface comme il est repris sur la figures III.22 et la figure. III.23

Tableau III.32 : Courbes topographiques et volumétrique

Côte (m)	H (m)	S (Km ²)	S moy (Km ²)	ΔH (m)	ΔV (Mm ³)	Vh (Mm ³)
660	0	0	0.00022	1	0.00014	0.00014
661	1	0.00043				0.00082
			0.00114	1	0.00068	
662	2	0.00184	0.00265	1	0.00189	0.00271
663	3	0.00345	0.00485	1	0.00375	0.00646
			0.00837	1	0.00661	
664	4	0.00625	0.01305	1	0.01071	0.01307
665	5	0.0105	0.01726	1	0.01516	0.02364
			0.02087	1	0.01906	
666	6	0.01561	0.02523	1	0.02305	0.03849
667	7	0.01891	0.03032	1	0.02778	0.05741
			0.03595	1	0.03314	
668	8	0.02282	0.04123	1	0.03859	0.08046
669	9	0.02763	0.04607	1	0.04365	0.10823
			0.04856	1	0.04856	
670	10	0.033016	0.05493	1	0.05425	0.14137
671	11	0.038877	0.03065	1	0.05937	0.17996
672	12	0.043574				0.2236
673	13	0.048559				0.27217
674	14	0.048559				0.32641
675	15	0.061305				0.37045

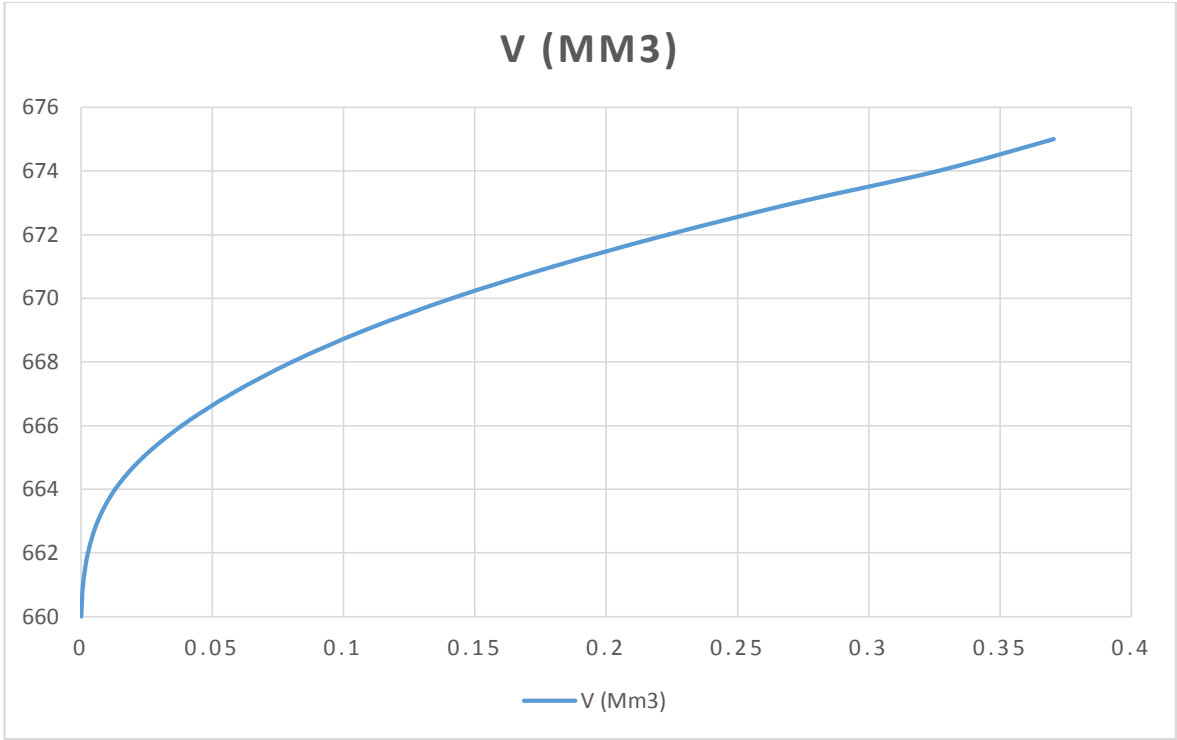


Figure III-22 : Courbe Capacité –Hauteur

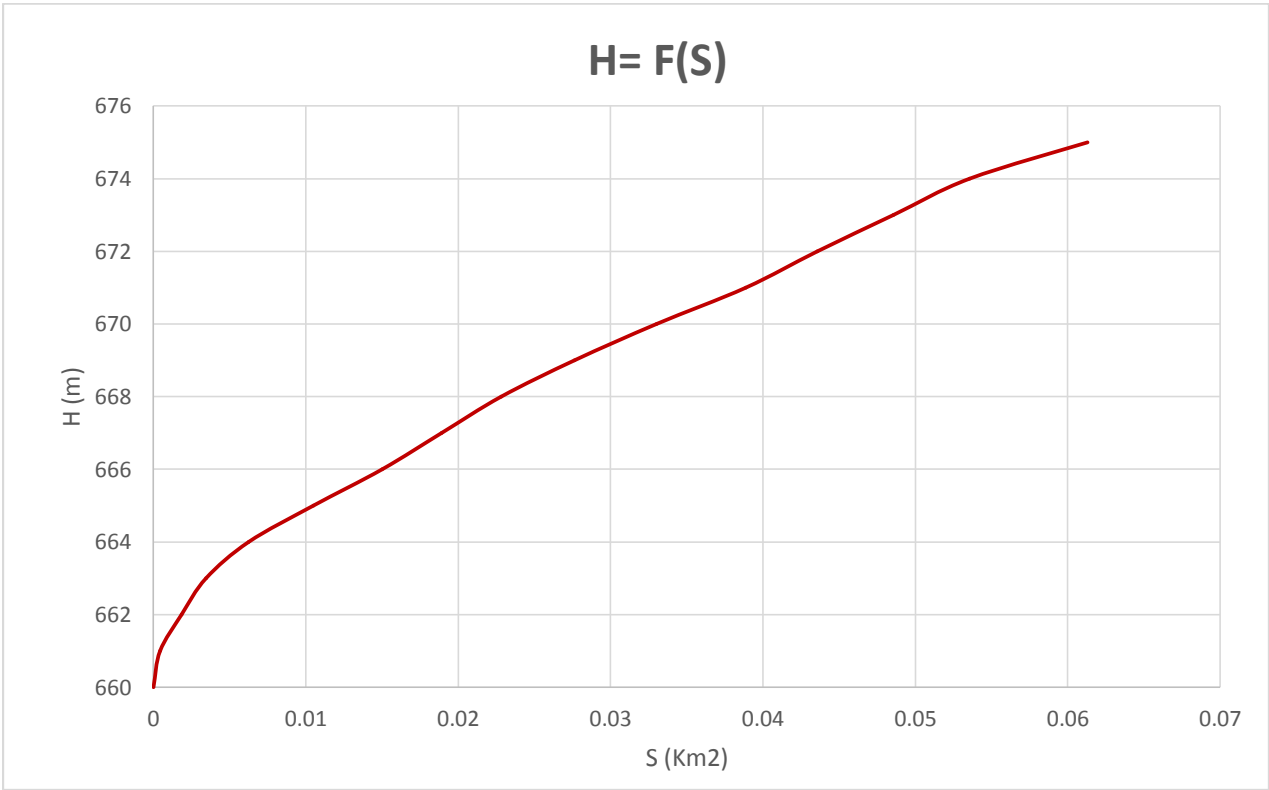


Figure III-23 : Courbe Surface –Hauteur

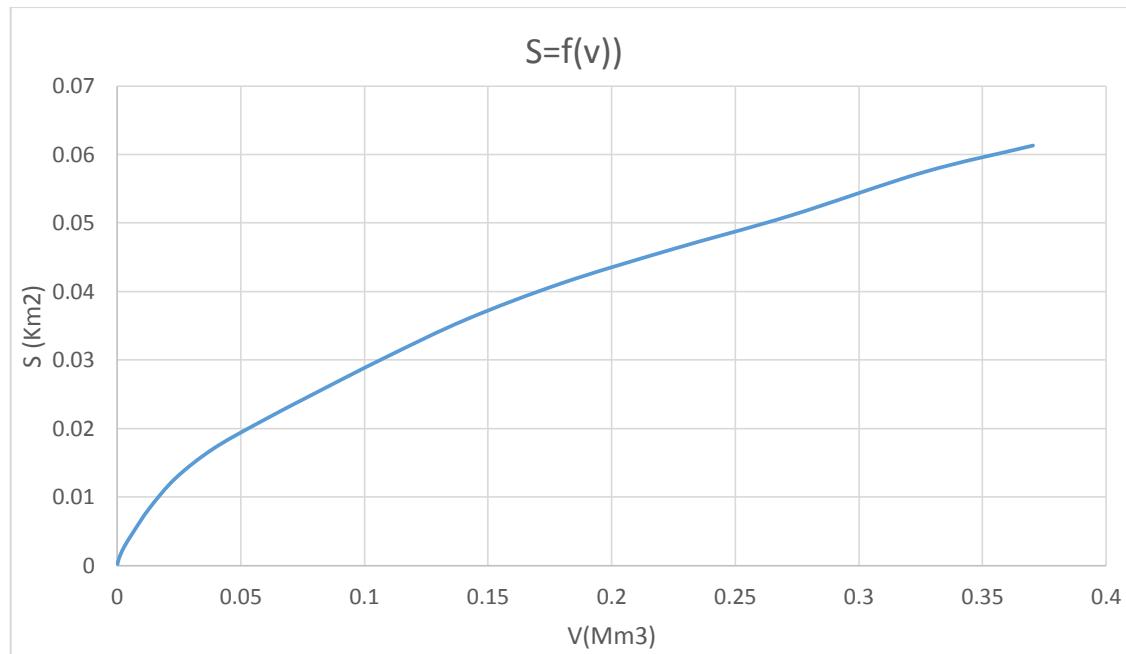


Figure III-24 : courbe volumétrique ($S=f(V)$)

III.7.5 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

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

- L'apport annuel $A_{80\%}$
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.

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

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

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'Novembre jusqu'au mois d'Avril.

Les calculs se font comme suit : $V_{rf} = V_{ri} + (W-U) \dots \dots \dots$ (III. 53)

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final.

V_{ri} : Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le **tableau III.33**.

Tel que : $V_s = 0.201 \text{ Mm}^3$ et $V_d = 0.131 \text{ Mm}^3$.

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

$$V_s > V_d \longrightarrow V_U = V_d = 0.131 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera : $V_{NNR} = V_m + V_U = 0.0857 + 0.131 = 0.1106 \text{ Mm}^3$

$V_{NNR} = 0.2167 \text{ Mm}^3$

Tableau III.33 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.

Mois	A80% (Mm ³)	U80% (Mm ³)	A-U (Mm ³)	1 ^{er} consigne			2 ^{ème} consigne		
				Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)	Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)
Nov	0.033	0.000	0.033	0.1187	0.1187		0.0527	0.0857	0.0330
Déc	0.037	0.000	0.037	0.1557	0.1557		0.0487	0.0857	0.0370
Jan	0.039	0.000	0.039	0.1947	0.1947		0.0606	0.0857	0.0251
Fév	0.030	0.000	0.030	0.2247	0.2167	0.0080	0.0996	0.0996	
Mar	0.041	0.000	0.041	0.2577	0.2167	0.0410	0.1296	0.1296	
Avr	0.035	0.014	0.021	0.2377	0.2167	0.0210	0.1706	0.1706	
Mai	0.029	0.004	0.025	0.2418	0.2167	0.0251	0.1916	0.1916	
Jui	0.026	0.063	-0.037	0.1797	0.1797		0.2167	0.2167	
Juill	0.008	0.089	-0.081	0.0987	0.0987		0.2017	0.2017	
Août	0.023	0.047	-0.024	0.0747	0.0747		0.1207	0.1207	
Sep	0.021	0.025	-0.004	0.0707	0.0707		0.0967	0.0967	
Oct	0.024	0.031	-0.007	0.0637	0.0637		0.0927	0.0927	
Total	0.346	0.273	0.073			0.0951			0.0951

III.7.6 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

III.7.6.1 Pertes par évaporation :

On a: $V_{ep} = E_s \times S_{moy}$ (III. 54)

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

V_{moy} : volume moyen tel que : $V_{moy} = \left(\frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right)$

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

III.7.6.2 Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (III. 55)$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

V_{moy} : volume moyen

Tableau III.34 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques

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

On opté pour $\delta = 0.8$ pour le calcul de volume d'infiltration

III.7.6.3 Estimation de l'erreur

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante : ($2\% < \varepsilon < 5\%$) Si cette condition n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

Tel que : $\varepsilon = \frac{V'_{u} - V_u}{V'_{u}} \cdot 100$

On porte à votre connaissance qu'on a répété de le calcul jusqu'à la 3ème itération ou on a trouvé le résultat suivante :

$$V_s = 0.201 \text{ Mm}^3 \quad \text{et} \quad V_d = 0.131 \text{ Mm}^3.$$

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

$$V_s > V_d \longrightarrow V_U = V_d = 0.136 \text{ Mm}$$

$$\varepsilon = \frac{0.136 - 0.131}{0.136} \cdot 100 \Rightarrow 2\% < \varepsilon = 3.6\% < 5\%$$

Le volume de la retenue normale sera : $V_{NNR} = V_m + V_U = 0.0857 + 0.136 = 0.2217 \text{ Mm}^3$

$V_{NNR} = 0.2217 \text{ Mm}^3$

Le résultat de calcul des pertes ainsi que le calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le **tableau III.35** et le **tableau III.36**.

Tableau III.35 : Volumes des pertes dans la retenue

Mois	V_{moy} (Mm ³)	S_{moy} (Km ²)	E_s (Mm ³)	V_{ep} (Mm ³)	V_{inf} (Mm ³)	Pertes (Mm ³)
Nov	0.0507	0.0198	0.2193	0.0043	0.0004	0.0047
Déc	0.0547	0.0201	0.1122	0.0023	0.0004	0.0027
Jan	0.0801	0.0252	0.0863	0.0022	0.0006	0.0028
Fév	0.1146	0.0323	0.0841	0.0027	0.0009	0.0036
Mar	0.1501	0.0364	0.0854	0.0031	0.0011	0.0042
Avr	0.1811	0.0413	0.0904	0.0037	0.0014	0.0051
Mai	0.2152	0.0446	0.1257	0.0056	0.0016	0.0072
Jui	0.2202	0.0458	0.1502	0.0069	0.0017	0.0085
Juill	0.1612	0.0384	0.1985	0.0076	0.0012	0.0088
Août	0.1087	0.0295	0.2983	0.0088	0.0008	0.0096
Sep	0.0947	0.0274	0.3055	0.0084	0.0007	0.0091
Oct	0.0464	0.0187	0.2026	0.0038	0.0003	0.0041
Total				0.0594		0.0705

Tableau III.36 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.

Mois	A80 % (Mm ³)	U80 % (Mm ³)	II (Mm3)	A-(U+ II) (Mm ³)	1 ^{er} consigne			2 ^{ème} consigne		
					V _{rf} (Mm3)	V _{ri} (Mm3)	S (Mm3)	V _{rf} (Mm3)	V _{ri} (Mm3)	S (Mm3)
Nov	0.033	0.000	0.0047	0.028	0.1140	0.1140		0.0574	0.0857	0.0283
Déc	0.037	0.000	0.0027	0.034	0.1483	0.1483		0.0492	0.0857	0.0365
Jan	0.039	0.000	0.0028	0.036	0.1845	0.1845		0.0835	0.0835	
Fév	0.030	0.000	0.0036	0.026	0.2110	0.2110		0.1197	0.1197	
Mar	0.041	0.000	0.0042	0.037	0.2477	0.2167	0.0310	0.1461	0.1461	
Avr	0.035	0.014	0.0051	0.016	0.2326	0.2167	0.0159	0.1829	0.1829	
Mai	0.029	0.004	0.0072	0.018	0.2346	0.2167	0.0179	0.1988	0.1988	
Jui	0.026	0.063	0.0085	-0.032	0.1712	0.1712		0.2622	0.2167	
Juill	0.008	0.089	0.0088	-0.060	0.0813	0.0813		0.2334	0.2167	
Août	0.023	0.047	0.0096	-0.024	0.0477	0.0477		0.1435	0.1435	
Sep	0.021	0.025	0.0091	-0.011	0.0346	0.0346		0.1099	0.1099	
Oct	0.024	0.031	0.0041	-0.009	0.0235	0.0235		0.0968	0.0968	
Total	0.346	0.273	0.0705	0.003			0.0648			0.0648

III.8 Laminage de crue

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

$$Q.dt = q.dt + S.dh \dots \dots \dots (III. 56)$$

Q : le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q - q = S.dh/dt \dots \dots \dots (III. 57)$$

Ou :

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

IL existe plusieurs procédés de calcul, on cite :

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

Dans notre étude on va utiliser la méthode de Kotcherine.

III.8.1 Méthode de Kotcherine

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

- L'Hydrogramme de crue est considéré comme un triangle.
- Les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue.
- Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

III.8.1.1 Estimation du débit de crue laminée

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_f = V_c \left(1 - \frac{q_{lam}}{0.85 \times Q_{1\%}} \right) \dots \dots \dots (III. 58)$$

Avec :

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

V_C : le volume de la crue correspondant au $Q_{1\%}$ (m^3).

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

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = 0.85 \times Q_{1\%} \left(1 - \frac{v_f}{v_c}\right) \dots\dots\dots (III. 59)$$

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

III.8.1.2 Estimation de la charge au-dessus du déversoir

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

$$q = m \times b \times \sqrt{2g} \times H^{3/2} \dots\dots\dots (III. 60)$$

Avec :

m : coefficient de débit, ;(m = 0.49).

g : l'accélération de pesanteur ;(g = 9,81m²/s).

b : la largeur de déversoir(m).

H : la charge sur le déversoir.

On a aussi :

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \dots\dots\dots (III. 61)$$

Avec :

H₀ : charge globale.

V₀ : vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule : $V_0 = \frac{Q}{S}$

Avec : S = b × (H+p) et P : la hauteur de pelle.

Le débit laminée est calculé pour différentes charges "H" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "b". On fait varier H de (0.5 à 2 m) et b de (8 à 20 m).

Procédé de calcul :

- ✓ Les différentes valeurs des lames d'eau H = 0.5 ; 0.75 ; ... ; 2.25.
- ✓ Définir la cote PHE = NNR + H= 672 + H
- ✓ A l'aide de la courbe capacité-hauteur, on détermine le volume V_{PHE} relatif à chaque PHE.
- ✓ Définir le volume en charge pour chaque lame tel que : V_f = V_{PHE} – V_{NNR}
- ✓ Définir le volume de la crue pour l'hydrogramme de crue ayant une forme triangulaire.

Tableau III.37 : 1 ère étape de calcul.

Données initiales		b (m)	H (m)	q (m ³ /s)	S (m ²)	V ₀ (m/s)	Cote (m)	V _{PHE} (m ³)	V _f (m ³)
g (m ² /s)	9.81	16	1	34.727	32	1.09	673	249000	27300
α	1	14	1.25	42.466	31.5	1.35	673.25	259000	37300
Q _{1%} m ³ /s	103.3	12	1.5	47.848	30	1.59	673.5	272000	50300
V _{c 1%} Mm ³	1.86	10	1.75	50.246	27.5	1.83	673.75	286000	64300
m	0.49	8	2	49.111	24	2.05	674	298000	76300
P (m)	1	6	2.25	43.951	19.5	2.25	674.25	313000	91300
		4	2.5	34.317	14	2.45	674.5	327000	105300

Tableau III.38 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue

H (m)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	V _f (m ³)	q (m ³ /s)	q (m ³ /s)						
					16	14	12	10	8	6	4
1.00	1.09	1.06	27300	43.13	37.90	33.16	28.43	23.69	18.95	14.21	9.48
1.25	1.35	1.34	37300	42.80	54.03	47.27	40.52	33.77	27.01	20.26	13.51
1.50	1.59	1.63	50300	42.51	72.25	63.21	54.18	45.15	36.12	27.09	18.06
1.75	1.83	1.92	64300	42.15	92.40	80.85	69.30	57.75	46.20	34.65	23.10
2.00	2.05	2.21	76300	41.82	114.36	100.06	85.77	71.47	57.18	42.88	28.59
2.25	2.25	2.51	91300	41.56	138.01	120.75	103.50	86.25	69.00	51.75	34.50
2.50	2.45	2.81	105300	41.27	163.25	142.84	122.44	102.03	81.63	61.22	40.81

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacué, le volume forcé et la lame déversée sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau III.39 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

b (m)	H (m)	NPHE (m)	q (m ³ /s)	V _{forcé} (Mm ³)
4	2.5	674.5	41	128300
6	1.9	673.9	42	104000
8	1.4	673.4	42.2	85596
10	1.3	673.3	42.4	73500
12	1.2	673.2	42.6	66300
14	1.1	673.1	42.8	60300
16	1	673	43.2	55000

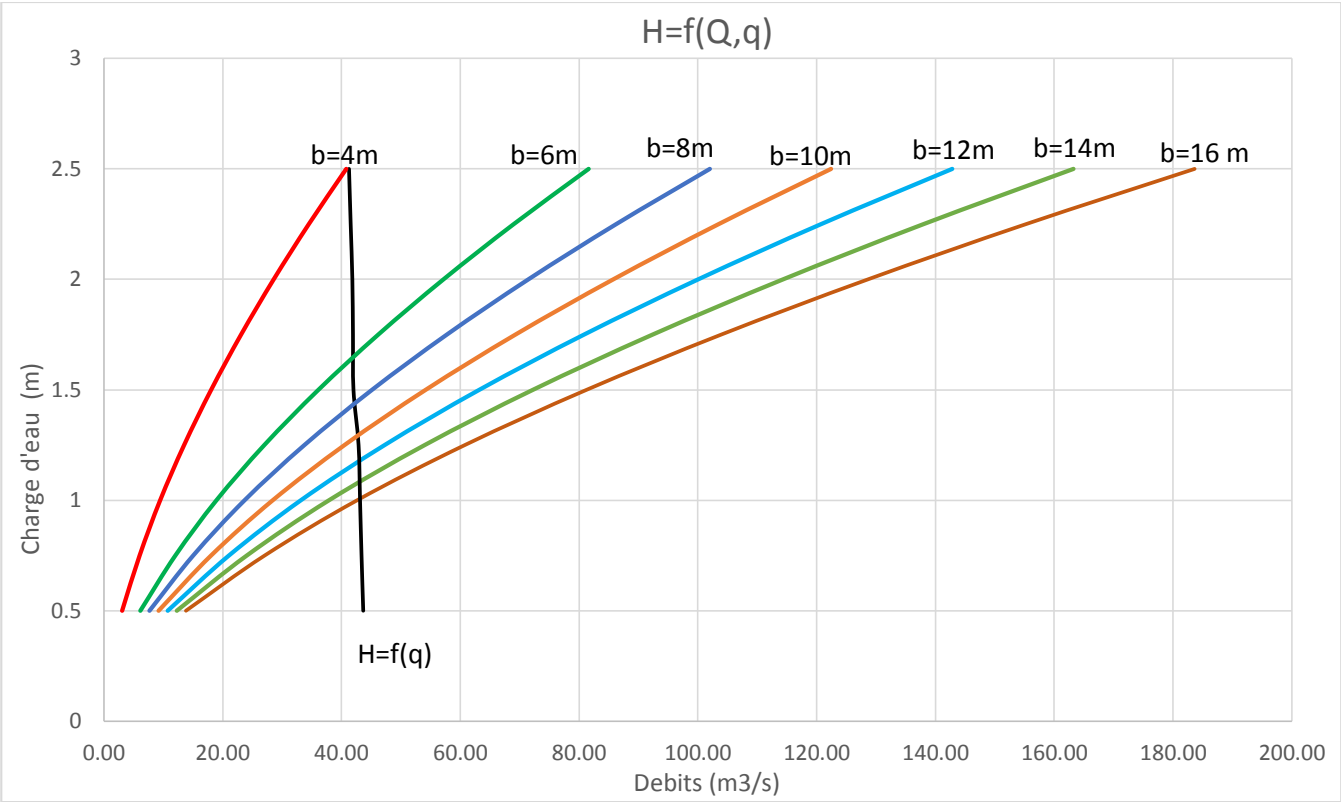


Figure III-25 : Courbes $H= f (Q,q)$

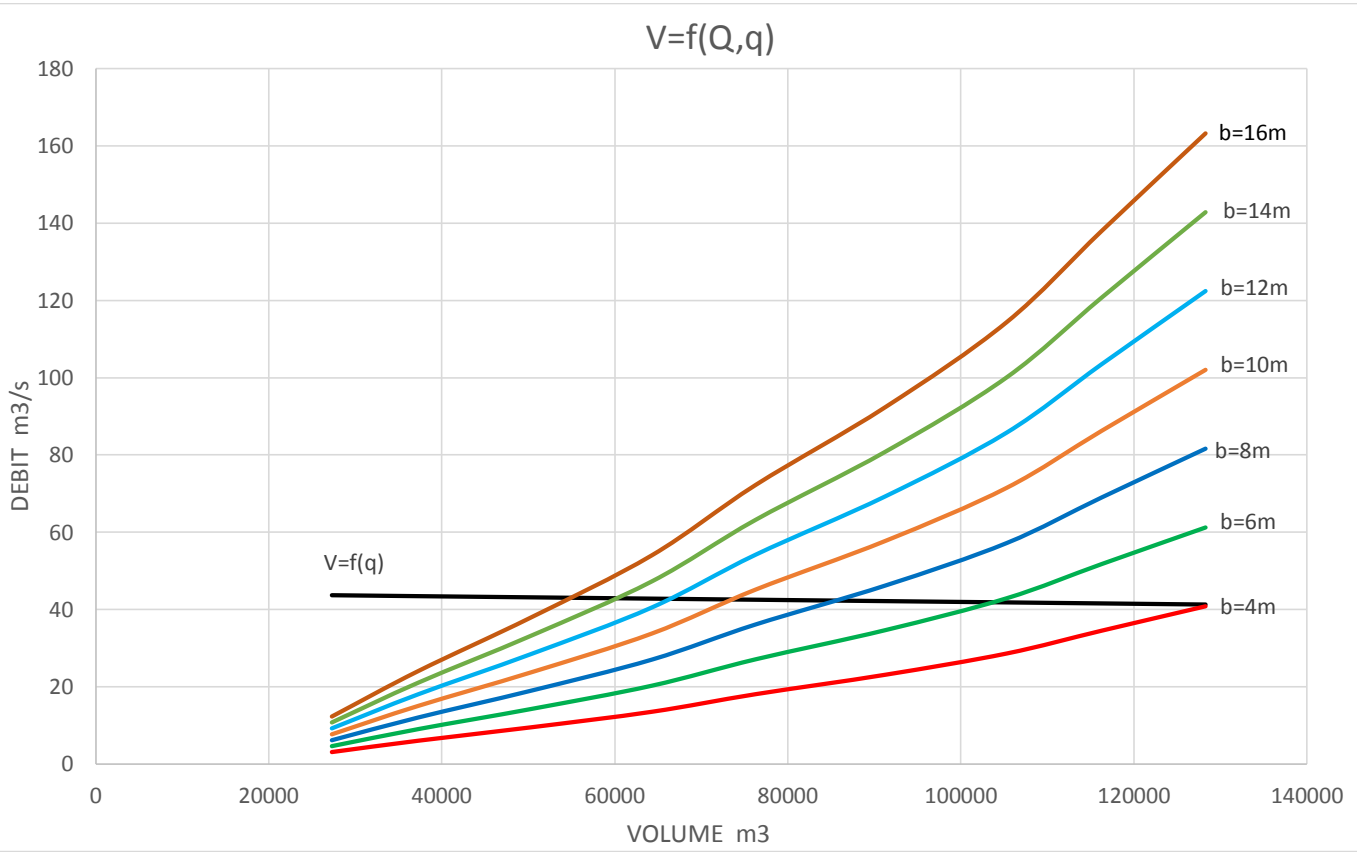


Figure III-26 : courbes $V_f=f (Q, q)$.

III.9 Etude d'optimisation

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

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

III.9.1 Calcul de la revanche

a. Formule de Stevenson Gaillard

$$R = 0.75 \times H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (III. 62)$$

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (III. 63)$$

Avec :

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s). $V = 1.5 + 2H$

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre ($F = 0.5 \text{ km}$)

b. Formule de Mallet et Pacquant

$$H = 0.5 + 0.33 \times \sqrt{F} \dots\dots\dots (III. 64)$$

c. Formule de Molitor

$$H = 0.75 + 0.032 \times (U \times F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots (III. 65)$$

Avec :

U : (vitesse du vent) = 18.8 km/h

d. Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0.3 \times \sqrt{F} \dots\dots\dots (III. 66)$$

Tableau III.40 : Récapitulatif des résultats

Formule	H(m)	V (m/s)	R(m)
F. Stevenson Gaillard	0.77	2.31	0.85
F. MALLET et PACQUANT	0.73	2.20	0.80
F. Molitor	0.62	1.863	0.64
F. Simplifiée	-	-	1.21
La moyenne	-	-	0.88

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1 m à 2 m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur, et pour notre cas on opte une valeur de **R=1.00 m** en plus cette valeur plus proche à la valeur moyenne.

III.9.2 Largeur en crête

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

a. Formule de Knapen

$$b_{cr} = 1.65 \times \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.68)$$

b. Formule de Preece

$$b_{cr} = (1.1 \times \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (III.69)$$

c. Formule Simplifié

$$b_{cr} = 3.60 \times \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (III.70)$$

d. Formule pratique

$$b_{cr} = \sqrt[5]{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.71)$$

Avec :

- **H_b** : Hauteur du barrage (m) $H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t.$

Pour les retenues collinaires de faible hauteur, la valeur du tassement est prise généralement (0,5 - 1,5) % de la hauteur de la retenue collinaire.

Pour notre cas on prend : $t = 0,011 \times H_b = 15 \text{ cm}.$

Les résultats de calcul selon les différentes méthodes sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.41 : Largeur en crête

b (m)	H _d (m)	H _b (m)	Largeur en crête du barrage b _{cr} (m)				
			F. KNAPEN	F. PREENCE	F. Simplifiée	F. pratique	La moyenne
4	2.5	15.65	6.53	5.35	6.00	6.59	6.12
6	1.9	15.05	6.40	5.27	5.89	6.47	6.01
8	1.4	14.55	6.29	5.20	5.79	6.36	5.91
10	1.3	14.45	6.27	5.18	5.77	6.34	5.89
12	1.2	14.35	6.25	5.17	5.75	6.31	5.87
14	1.1	14.25	6.23	5.15	5.73	6.29	5.85
16	1	14.15	6.21	5.14	5.71	6.27	5.83

On opte pour une largeur de crête égale à : **b_{cr} = 6 m**

III.9.3 Calcul du volume et du coût de la digue

Tout d'abord, nous calculons le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times L_i \dots\dots\dots (III.72)$$

Avec :

- **V_i** : le volume du barrage à la cote i.
- **L_i** : Distance entre deux coupes voisines.
- **S_i** : Section transversale correspondante à la coupe i

$$\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right] \dots\dots\dots (III.73)$$

Avec :

- **B_i** : Largeur de base, $[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b]$.
- **m₁, m₂** : Les fruits des talus.
- **b** : Largeur en crête (m).
- **H_i** : Hauteur de la tranche au point i.

$$[H_i = \text{NNR} - \text{Cf} + R + h_{\text{dév}} + t] \dots\dots\dots (III.74)$$

Avec :

- **R** : Revanche en (m).
- **t** : Tassement en (m).

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

Tableau III.42 : Calcul du cout de la digue

Largeur déversante (m)	Volume de la digue (m ³)	Coût de la digue (Million de DA)
4	46519	20 431 468
6	42456	18 581 136
8	39216	17 109 978
10	38583	16 823 469
12	37956	16 539 533
14	37335	16 258 171
16	36718	20 431 468

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval nous avons pris respectivement **m₁= 2.5** et **m₂=3**, et le prix du mètre cube du remblai est estimé à 400 DA d'après le bureau d'étude.

III.9.4 Calcul du coût de l'évacuateur de crues

III.9.4.1 Coût du déversoir

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement, puisque la lame déversante épouse toujours le profil.

La section transversale du déversoir est obtenue à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0.47 \times \left(\frac{X}{H} \right)^{1.80} \dots\dots\dots(III.75)$$

Avec :

- **H** : Charge sur le seuil (m).
- **Y** : Ordonnée du profil (m).
- **X** : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S \cdot L \dots\dots\dots(III.76)$$

Avec :

- **S** : Section transversale (m²).
- **L** : Largeur déversant (m).

Selon l'ANBT, en 2014 le mètre cube du béton vaut **35000 DA**

Tableau III.43 : Calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

Largeur déversante (m)	Lame d'eau déversante (m)	Section de profil (m ²)	Volume du déversoir (m ³)	Coûts (DA)
4	2.5	5.76	23.05	806 746
6	1.9	3.95	23.69	829 167
8	1.4	3.30	26.40	924 085
10	1.3	3.10	31.05	1 086 652
12	1.2	2.88	34.50	1 207 648
14	1.1	2.67	37.36	1 307 656
16	1	2.47	39.57	1 384 955

III.9.4.2 Coût du coursier

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire afin d'assurer les bonnes conditions de l'écoulement.

La longueur approximative du coursier est de **92 mètre** (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \dots\dots\dots (III.77)$$

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e,\text{max}})^{0,4} \dots\dots\dots (III.78)$$

Tableau III.44 : Coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes

Largeur déversante (m)	Débit déversant (m³/s)	Largeur Du coursier (m)	Section du coursier (m²)	Volume du béton (m³/s)	Coûts (DA)
4	41	4.42	1.325	112.63	3 942 047
6	42	4.46	1.338	113.72	3 980 228
8	42.4	4.48	1.343	114.15	3 995 348
10	42.6	4.49	1.346	114.37	4 002 875
12	42.8	4.49	1.348	114.58	4 010 382
14	43	4.50	1.351	114.80	4 017 868
16	43.2	4.51	1.353	115.01	40 25 332

Tableau III.45 : Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes

Largeurs déversants (m)	Coût total			
	Coût de la digue (DA)	Coût de l'évacuateur de crue (DA)		Coût total (DA)
		Déversoir	Coursier	
4	20 431 468	806 746	3 942 047	25 180 260
6	18 581 136	829 167	3 980 228	23 390 531
8	17 109 978	924 085	3 995 348	22 029 410
10	16 823 469	1 086 652	4 002 875	21 912 996
12	16 539 533	1 207 648	4 010 382	21 757 563
14	16 258 171	1 307 656	4 017 867	21 583 695
16	20 431 468	1 384 955	4 025 332	25 841 756

A partir de la courbe d'optimisation représentée par la **figure III.26** :

- La largeur déversante donnant le coût minimum est **14m**.
- $q = 43 \text{ m}^3/\text{s}$
- $h = 1,1 \text{ m}$
- La hauteur du barrage est : **$H_b = 14.25\text{m}$**
- La Cote de la crête est : **674.25 m**.

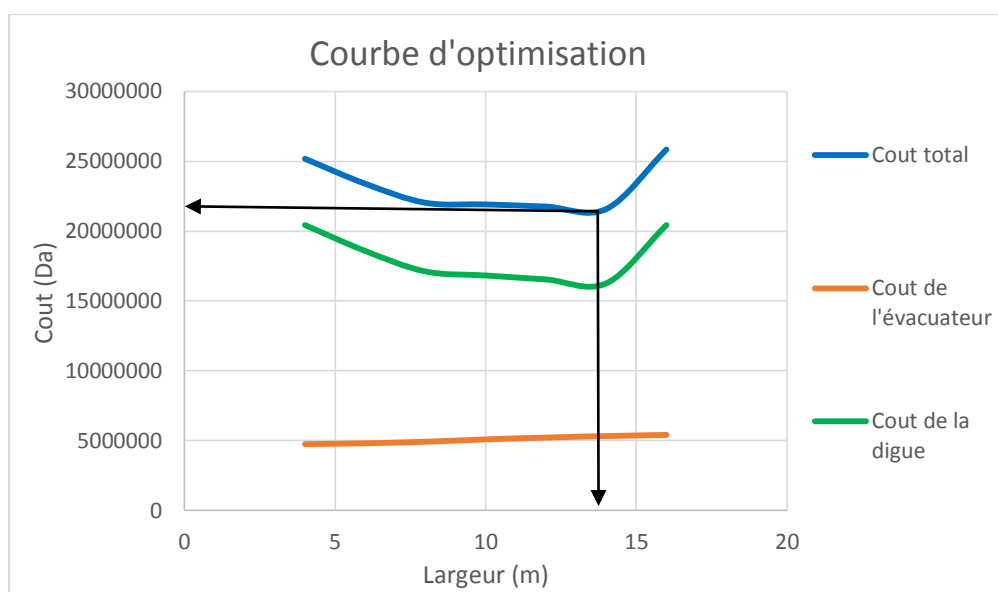


Figure III-27 : Courbe d'optimisation

Tableau III.46 : Caractéristiques du barrage.

Dénomination	Unités	Valeurs
VOLUME MORT	Mm ³	0.0857
VOLUME UTILE	Mm ³	0.1360
VOLUME AU NIVEAU NORMAL DE LA RETENUE	Mm ³	0.2217
COTE DE FOND (▼ FOND)	m	660
COTE AU NIVEAU MORT (▼ NVM)	m	668.2
COTE AU NIVEAU NORMAL DE RETENUE (▼ NNR)	m	672
COTE DE PLUS HAUTES EAUX (▼ NPHE)	m	673.1
COTE DE LA CRETE (▼ CRETE)	m	674.25
LARGEUR DE DEVERSOIR	m	14
LA HAUTEUR DE CHARGE DEVERSER.	m	1.1
LARGEUR EN CRETE	m	6
LE DEBIT EVACUER	m ³ /s	89.54

III.9.4 Laminage pour un déversoir de largeur $b=14$ m

Nous allons calculer et tracer la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir en prenant un pas d'une (1) heure.

Tableau III.47 : Les volumes et les débits déversants

b=14					
Cote (m)	H_a (m)	q (m³/s)	1/2.q.ΔT (m³)	V (Mm³)	V+1/2.q.T (m³)
672	0	0.00	0	221700	221700
672.1	0.1	0.94	1694	228000	229694
672.2	0.2	2.66	4792	232000	236792
672.3	0.3	4.89	8804	237000	245804
672.4	0.4	7.53	13554	242000	255554
672.5	0.5	10.52	18943	247000	265943
672.6	0.6	13.83	24901	253000	277901
672.7	0.7	17.43	31379	258000	289379
672.8	0.8	21.30	38338	262000	300338
672.9	0.9	25.41	45746	267000	312746
673	1	29.77	53579	273000	326579
673.1	1.1	34.34	61813	278000	339813

On trace la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au -dessus du déversoir **figure III. 27**

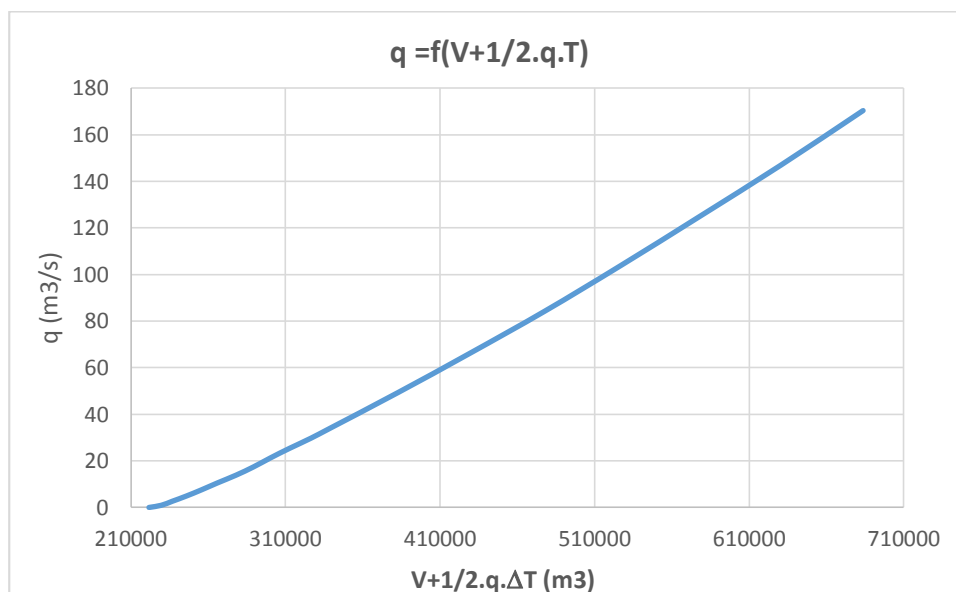


Figure III-28 : Courbe des débits déversant

Tableau III.48 : Laminage de crue (L =14 m)

b=14						
temps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	Q _{moy} -q	(Q _{moy} -q)Δt	V+1/2 q Δt	q _i (m ³ /s)
0	0.00					
1	20.11	10.06	10.06	36206.4	221700	0
2	42.72	31.42	23.32	83950.8	257906.4	8.1
3	67.20	54.96	20.16	72578.4	341857.2	24.8
4	86.07	76.63	16.09	57936	414435.6	50.54
5	103.31	94.69	12.65	45538.8	472371.6	72.04
6	83.19	93.25	-6.29	-22636.8	517910.4	89.54
7	60.58	71.89	-18.99	-68365.2	495273.6	70.88
8	36.11	48.35	-16.90	-60844.8	426908.4	48.25
9	17.24	26.68	-16.57	-59666.4	366063.6	28.25
10	0.00	8.62	-14.58	-52489.2	306397.2	13.2
11	0.00	0.00	-6.67	-24012	253908	4.67
12	0.00	0.00	-0.71	-2556	229896	1.71
13	0.00	0.00	-0.50	-1800	227340	0.5
14	0.00	0.00	-0.26	-936	225540	0.26
15	0.00	0.00	-0.23	-828	224604	0.18
16	0.00	0.00	-0.16	-576	223776	0.07
17	0.00	0.00	-0.03	-108	221700	0

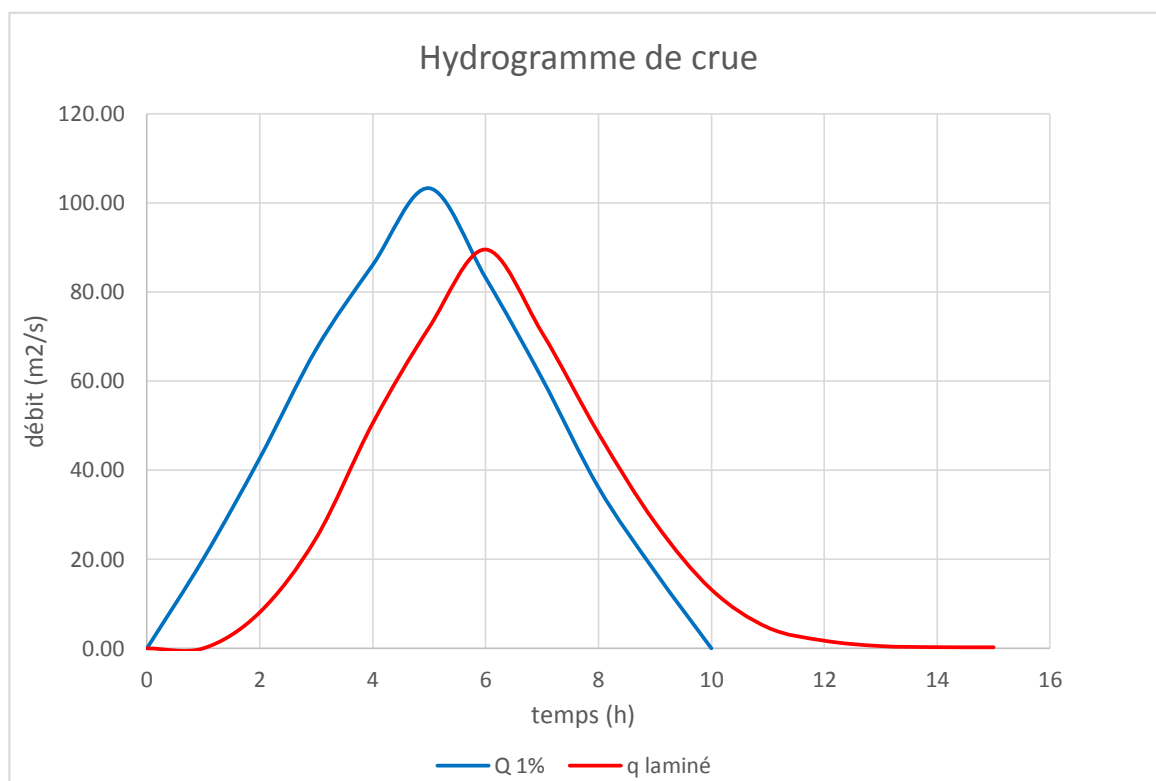


Figure III-29 : Hydrogramme des débits entrants et sortants

Conclusion

Au terme de ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de l'aménagement hydraulique sur la base des résultats de calculs des caractéristiques morphologiques et hydromorphométriques du bassin versant et des besoins de la future retenue collinaire. Nous pouvons retenir à l'issue de l'étude de ce chapitre les paramètres clés suivants :

- Hauteur de la retenue au niveau NNR est 14.25 m et une capacité de 0.222 Mm³
- Evacuateur de crues d'une largeur optimale égale à 14 m, avec une hauteur lame déversante de 1.1 m correspondant à un NPHE a plus de 13.10 m au-dessus des fondations

Introduction

Simultanément à la recherche et à l'identification des sites, on doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables au vu des informations et conditions : géologiques, hydrologiques et topographiques recueillies.

Sur la base des investigations géotechniques, résultats hydrologiques et reconnaissances géologiques, on a eu à développer des variantes pour le barrage, et en nous appuyant sur des considérations géologiques et géotechniques on a opté pour un barrage en matériaux meubles

IV.1. Choix du type du barrage

A priori, selon les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager une digue en matériaux locaux suivants trois alternatives de variantes :

- Digue en terre homogène
- Digue zonée à noyau étanche
- Digue en enrochement

IV.1.1. Digue en terre homogène

Les barrages homogènes sont le plus souvent réalisés en argile peu plastique, dont les caractéristiques tant hydrauliques que mécaniques permettent en toute sécurité d'adopter des pentes de talus 2,0 à 2,5 en amont et en aval, moyennant le respect des spécifications de compactage. Le coefficient de perméabilité recherché pour le massif varie de 10^{-7} à 10^{-8} m/s. Ce type de variante de barrage engendre des quantités considérables de matériaux.

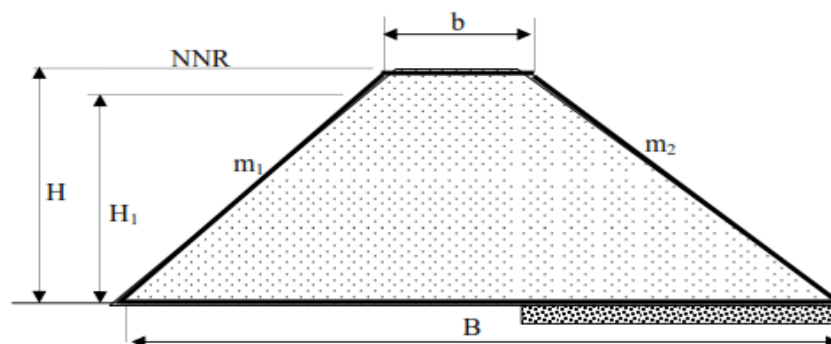


Figure IV- 1 : Coupe transversale d'une digue homogène

IV.1.2. Digue zoné à noyau étanche

Nous adoptons cette variante lorsque la quantité des matériaux de construction pour une digue homogène est insuffisante. Ce sont des digues formées essentiellement par un noyau en terre imperméable qui assure l'étanchéité de la digue, compris entre des zones perméables qui assurent la stabilité de l'ensemble.

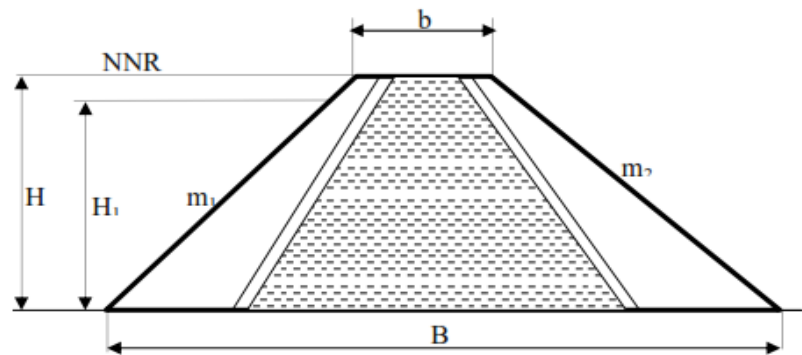


Figure IV- 2 : Coupe transversale d'une digue zonée

IV.1.3. Digue en enrochement

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés, telles que le manque de matériaux convenables, et la difficulté de mise en œuvre ; alors le barrage en enrochement avec masque en béton peut être la solution idéale pour la réalisation de la digue. Le masque en béton est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage. Il présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément. Il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique et thermique.

C'est le type de masque le plus ancien et qui est pratiquement abandonné à cause de sa rigidité qui s'accommode très mal avec les déformations du massif support.

En général, il se compose de dalles préfabriquées ou coulées sur site avec des joints de dilatation qui atténuent l'effet des déformations du béton.

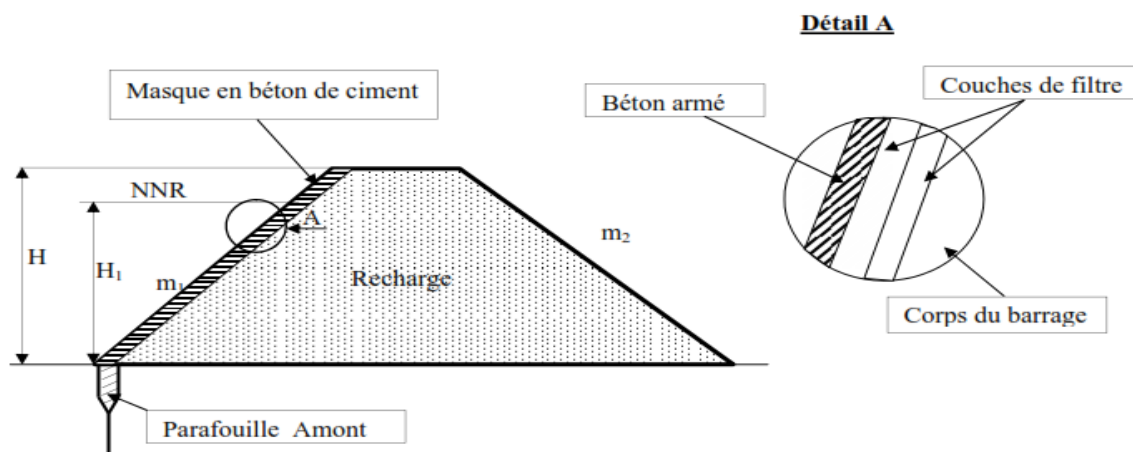


Figure IV- 3 : Coupe transversale d'une digue en enrochement avec masque en béton

Pour adopter la bonne variante, nous faisons une étude de comparaison économique des variantes, proposées auparavant, susceptibles d'être projetées sur le site. Les digues proposées sont dimensionnées approximativement au niveau de notre étude comparative, nous ne tiendrons pas compte du coût des ouvrages annexes car, nous supposons que le coût est le même pour toutes les variantes.

IV.2. Définition du profil général de la retenue

IV.2. 1. Hauteur de la retenue

A. Calcul de la revanche

La revanche a été calculée dans l'étude d'optimisation

$$R = 1.6 \text{ m}$$

B. Calcul du tassement

Nous avons estimé le tassement est de l'ordre (1 à 3) % de la hauteur de l'ouvrage.

$$t = (0.01 \div 0.03) \times H_b$$

$$t = 0.011 \times 14.25 = 0.15 \text{ m}$$

Donc la cote en crête est :

$$H_b = C_{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t \dots \dots \dots (IV.1)$$

Nous prenons la hauteur de barrage

$$H_b = 14.25 \text{ m}$$

IV.2. 2. Largeur en crête

D'après l'étude d'optimisation, nous avons trouvé

$$b_c = 6 \text{ m}$$

IV.2. 3. La longueur en crête

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à :

$$L_{cr} = 140 \text{ m}$$

IV.2.4. Choix des pentes des talus

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

Tableau IV.01 : Valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur de la digue (m)	Type de Digue	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H < 5 m	Homogène	2.5	2.0
	A zones	2.0	2.0
5 m ≤ H ≤ 10 m	Homogène granularité étendue	2.0	2.0
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2.5	2.5
	A zones	2.0	2.5
10 m ≤ H ≤ 20 m	Homogène granularité étendue	2.5	2.5
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2.5	3
	A zones	2.5	3

D'après le tableau des fruits des talus, en fonction de la hauteur et le type de barrage nous choisissons les pentes.

IV.3. Digue en terre homogène

IV.3.1. Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01

- Parement amont $m_1 = 2.5$.
- Parement aval $m_2 = 3$.

IV.3.2 Protection des talus

A. Talus amont

➤ Tennessee Valley Authority (T.V.A)

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

$$e = C.v^2 \dots \dots \dots (IV.2)$$

Avec :

- **V** : Vitesse des vagues déterminées par formule de Gaillard.
- **C** : Coefficient qui dépend du fruit du talus et du poids spécifique γ_p de l'enrochement utilisé. Il est donné par le tableau ci-dessous.

Tableau IV.02 : Valeurs du coefficient C

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

A partir du tableau IV.2, pour $\gamma_p = 2.5 \text{ t/m}^3$ et $m = 3$, nous trouvons $C = 0.028$.

$$e = 2.99^2 \times 0.028 = \mathbf{0.25 \text{ m}}$$

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

$$W = 0.52 \gamma_p \cdot e^3 \dots\dots\dots (IV.3)$$

$$W = \mathbf{0.02039 \text{ tonne}}$$

➤ US ARMY corps of Engineers

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

Tableau IV.03 : Epaisseur de l'enrochement et D_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague

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

D'après L'U.S.B.R on déduit $H_v = 0.74\text{m}$ par conséquent à partir du tableau IV.3 on a :

$$e_{\min} = \mathbf{0.45\text{m}}$$

$$D_{50 \min} = \mathbf{0.30 \text{ m.}}$$

Après comparaison des résultats obtenus par les 2 méthodes, et pour des raisons de sécurité nous optons pour une épaisseur $e_{min} = 0.45m$ et un diamètre de 50% des blocs $D_{50\ min} = 0.30\ m$.

B. Talus aval

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

Remarque

À cause des racines de la végétation qui risquent de favoriser des fissures au niveau du talus, nous avons évité d'herber le parement du talus aval.

IV.3.3 Calcul des drains

Le système de drainage de la digue est constitué d'un Tapis filtrant réalisé, en bas de la partie amont de la digue, combiné avec un filtre vertical sans oublier le prisme de drainage.

A. Dimensionnement du Drain Tapis

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (IV.4)$$

Avec :

L_b : Longueur transversale de la retenue, $L_b = 74.6\ m$.

Donc :

$$L_d = 24.8\ m$$

B. Dimensionnement du drain vertical

Le drain vertical, placé au centre du barrage, constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de **1 m**.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par le tapis drainant, Le niveau du drain vertical est au niveau NPHE.

$$N_{dr} = 673.1\ m\ NGA$$

C. Dimensionnement du prisme aval

Hauteur

$$H_p = (0.15 \div 0.2) H_b \dots\dots\dots (IV.5)$$

Avec :

H_b : hauteur du barrage, $H_b = 14.25\ m$.

$$H_p = 0.17 \times H_b = 0.175 \times 14.25 = 2.5\ m$$

$$H_p = 2.5\ m$$

Largeur en crête

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \dots\dots\dots (IV.6)$$

$$b_p = 1/3 \times 2.5 = 0.83\text{m}$$

Nous prenons :

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

Fruits de talus

$$m_1 = (1 \div 2.5) \dots\dots\dots (IV.7)$$

$$m_2 = (1.5 \div 2.5) \dots\dots\dots (IV.8)$$

Nous prenons : **$m_1=2$ et $m_2= 2.5$.**

Largeur en base du prisme

Elle est exprimée par :

$$B_p = b_p + (m_1 + m_2) H_p \dots\dots\dots (IV.9)$$

$$B_p = 1 + (2 + 2.5) \times 2.5 = 12.25\text{m}$$

$$B_p = 12.25 \text{ m}$$

IV.7. Digue zoné a noyau d'argile**IV.7.1. Pentes des talus**

Fruits des talus d'après le tableau IV.01 :

- Parement amont $m_1 = 3$
- Parement aval $m_2 = 2.5$

IV.7.2. Protection des talus**A. Talus amont**

- **Tennessee Valley Authority (T.V.A)**

A partir du tableau IV.02, pour $\gamma_p = 2.5 \text{ t/m}^3$ et $m = 3$, nous trouvons $C = 0.028$.

$$e = 2.99^2 \times 0.028 = \mathbf{0,25 \text{ m}}$$

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

$$W = 0.52 \gamma_p \cdot e^3 \dots\dots\dots (IV.10)$$

$$W = \mathbf{0.02039 \text{ tonne}}$$

- **Méthode de l'US Army Corps of Engineers**

La hauteur des vagues H_v est égale à **0.74 m**, à partir du tableau IV.3 Nous trouvons :

$$\mathbf{0.62 \text{ m} < H_v < 1.20 \text{ m.}}$$

$$e = \mathbf{0.45 \text{ m}}$$

$$D_{50} = \mathbf{0.30 \text{ m}}$$

Après comparaison des résultats obtenus par les 2 méthodes, et pour des raisons de sécurité nous optons pour une épaisseur d'enrochement $e=0.45$ m et un diamètre de 50% des blocs $D_{50}=0.30$ m.

IV.7.3. Etanchéité de la retenue

IV.7.3.1. Noyau

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

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

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

A. Largeur en crête

$$L_{cr} = [1/17 \div 1/3] H_b \dots\dots\dots (IV.11)$$

Avec :

- **H_b** : hauteur totale du barrage

$$L_{cr} = 0.28 \times 14.25 = 4 \text{ m}$$

$$\mathbf{L_{cr} = 4 \text{ m}}$$

B. Hauteur du noyau

$$H_n = H_b - 1 \dots\dots\dots (IV.12)$$

$$\mathbf{H_n = 13.25}$$

C. Largeur à la base du noyau

Elle est déterminée suivant la condition :

$$\frac{\Delta H}{B_{noy}} \leq J_{adm} \Rightarrow B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} \dots\dots\dots (IV.13)$$

Avec :

- **ΔH** : Différence de charge entre l'amont et l'aval ; $\Delta H = H_1 - H_2$
- **H₂** : Hauteur d'eau à l'aval, **H₂ = 0**.
- **H₁** : Hauteur d'eau à l'amont, **H₁ = 12 m**.
- **B_{noy}** : Largeur à la base du noyau (m)
- **J_{adm}** : Gradient hydraulique du noyau admissible. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Les tableaux VI.4 et VI.5 nous permettent de déterminer le gradient hydraulique J_{adm} .

Tableau VI.04 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

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

D'après le tableau VI.04, la retenue de notre projet est de **classe IV**.

Tableau VI.05 : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

D'après le tableau, $J_{adm} = 1.95$

$$B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} = \frac{12 - 0}{1.95} = 6.15m$$

$$B_{noy} > 6.15 \text{ m}$$

Nous pouvons calculer la Largeur à la base du noyau par une deuxième méthode

La base du noyau aura l'épaisseur donnée par :

$$B_{min} = 6 + C \times H_n \dots \dots \dots (IV.14)$$

$$B_{max} = (0.8 \div 1.2) H_b \dots \dots \dots (IV.15)$$

Avec :

$$0.15 \leq C \leq 0.3 \Rightarrow C = 0.2$$

Nous trouvons :

$$B_{min} = 8.65 \text{ m} \quad \text{et} \quad B_{max} = 14.25 \text{ m.}$$

Nous prenons :

$$B_{noy} = 15 \text{ m}$$

D. Pente des talus

$$m_1 = m_2 = \frac{B_{\text{noy}} - b_{\text{noycrete}}}{2H_n} \dots\dots\dots (IV.16)$$

$$m = \frac{(15 - 4)}{2 \times 13.25} = 0.415$$

Nous prenons :

$$m_1 = m_2 = 0.5$$

Tableau IV.06 : Caractéristiques du noyau

Caractéristiques du noyau	
Largeur en crête (m)	4
Hauteur du noyau (m)	13.25
Largeur à la base du noyau (m)	15
Pente des talus	0.5

IV.7.3.2. Dimensionnement du Drain Tapis

Dans le dessin, on doit utiliser un facteur de sécurité plus élevé. Pour son dimensionnement on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 1.2$ m, Sa longueur est déterminée par la formule suivante :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (IV.17)$$

Avec :

L_b : Longueur transversale de la retenue, **L_b = 72.65 m.**

Donc :

$$L_d = 24.2\text{m}$$

IV.7.3.3. La clé d'étanchéité

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau. Sa hauteur à partir du terrain naturel est de 2,5 m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.50 m. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1.0$.

IV.8. Digue en enrochement a masque en béton

IV.8.1. Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01 :

- Parement amont $m_1 = 2.5$
- Parement aval $m_2 = 2.5$

L'épaisseur du masque en béton est déterminée par la formule de MATERON :

$$e = 0.3 + 0.002 \times H_b \dots \dots \dots (IV.18)$$

$$e = 0.33 \text{ m}$$

IV.9. Détermination du cout des matériaux pour les différentes variantes

Le volume du corps du barrage est donné par la formule :

$$V_b = \sum V_i \dots \dots (IV.19)$$

Tel que :

$$V_i = \frac{[S_i - S_{i+1}]}{2} L_i \dots \dots \dots (IV.20)$$

Avec :

- V_i : volume du barrage dans la coupe i.
- S_i : section transversale du barrage dans la coupe i.
- L_i : distance entre deux coupes voisines.

$$S_i = \frac{[b + B_{pi}]}{2} H_{bi} \dots \dots \dots (IV.21)$$

Avec :

- b : largeur du couronnement.

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) H_{bi} \dots \dots \dots (IV.22)$$

- m_1 : pente du talus amont.
- m_2 : pente du talus aval.

IV.9.1. Digue en terre homogène

A. les recharges

Tableau IV.07 : Volume des recharges pour la variante terre homogène

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	L _i (m)	V _{moy} (m ³)	V (m ³)
S1	45.55				49099.98
S2	320.86	183.20	23.6	4323.63	
S3	371.94	346.40	23.6	8175.13	
S4	429.75	400.85	23.6	9459.95	
S5	653.49	541.62	23.6	12782.15	
S6	279.51	466.50	23.6	11009.39	
S7	4.36	141.94	23.6	3349.74	

B. Protection du talus amont

Tableau IV.08 : Volume du Rip-Rap pour la variante terre homogène

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	L _i (m)	V _{moy} (m ³)	V (m ³)
S1	7.30				3383.554
S2	24.91	16.11	23.6	380.09	
S3	27.41	26.16	23.6	617.34	
S4	30.37	28.89	23.6	681.82	
S5	35.41	32.89	23.6	776.24	
S6	21.08	28.25	23.6	666.62	
S7	1.08	11.08	23.6	261.45	

IV.9.2. Digue en terre zoné

A. Recharges et noyau

Tableau IV.09 : Volume des recharges pour la variante terre zoné

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	S _{recharges} (m ²)	S _{noyau} (m ²)	V _{moy recharge} (m ³)	V _{moy noyau} (m ³)	V _{recharges} (m ³)	V _{noyau} (m ³)
S1	45.55						39088.81	10011.18
S2	320.86	183.20	144.34	38.86	3406.52	917.11		
S3	371.94	346.40	276.48	69.92	6524.96	1650.17		
S4	429.75	400.85	323.02	77.82	7623.39	1836.56		
S5	653.49	541.62	435.77	105.84	10284.23	2497.92		
S6	279.51	466.50	368.47	98.03	8695.80	2313.59		
S7	4.36	141.94	108.22	33.72	2553.92	795.82		

B. Protection du talus amont**Tableau IV.10 :** Volume du Rip-Rap pour la variante terre zoné

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	Li(m)	V _{moy} (m ³)	V (m ³)
S1	7.30				3383.55
S2	24.91	16.11	23.6	380.09	
S3	27.41	26.16	23.6	617.34	
S4	30.37	28.89	23.6	681.82	
S5	35.41	32.89	23.6	776.24	
S6	21.08	28.25	23.6	666.62	
S7	1.08	11.08	23.6	261.45	

IV.9.3. Digue en enrochement a masque en béton**Tableau IV.11 :** Volume d'enrochements pour la variante enrochement a masque en béton

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	Li(m)	V _{moy} (m ³)	V (m ³)
S1	45.55				49099.98
S2	320.86	183.20	23.6	4323.63	
S3	371.94	346.40	23.6	8175.13	
S4	429.75	400.85	23.6	9459.95	
S5	653.49	541.62	23.6	12782.15	
S6	279.51	466.50	23.6	11009.39	
S7	4.36	141.94	23.6	3349.74	

Tableau IV.12 : Volume du masque en béton

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	Li(m)	V _{moy} (m ³)	V (m ³)
S1	5.36				2481.27
S2	18.26	11.81	23.6	278.73	
S3	20.10	19.18	23.6	452.71	
S4	22.27	21.19	23.6	500.00	
S5	25.97	24.12	23.6	569.24	
S6	15.46	20.71	23.6	488.85	
S7	0.79	8.12	23.6	191.73	

Tableau IV.13 : Cout de différentes variantes de la digue

Variante	Matériaux	Quantité (m3)	Prix unité (DA)	Cout (millions DA)	Total (millions DA)
Homogène	Recharges	49099.98	500	24549990	32914894.8
	Rip-Rap	3383.554	1200	4060264.8	
	Filtres et Drains	4304.64	1000	4304640	
Zoné	Recharges	39088.81	600	23453286	35407780.8
	Noyau	10011.18	500	5005590	
	Rip-Rap	3383.554	1200	4060264.8	
	Filtres et Drain	2888.64	1000	2888640	
Avec masque	Recharges	49099.98	600	29459988	79085388
	Béton	2481.27	20000	49625400	

IV.9.4. Comparaison des résultats et discussions

D'après les résultats du tableau IV.13, nous pouvons nous orienter vers la première variante, car elle est la plus économique et la plus facile à mettre en place techniquement, mais avant tout rappelons que la 1^{ère} variante est celle du barrage homogène entièrement constitué d'argiles imperméables dans la zone d'emprunt, d'après les normes de construction, devra garantir des réserves en matériaux d'au moins 1,5 à 2 fois le volume du remblai avec des qualités requises pour leur utilisation.

Néanmoins, d'après les analyses d'investigation de la zone d'empreinte, l'estimation quantitative des agiles est insuffisante pour opter pour une variante d'une digue homogène, pour cela nous allons opter pour une digue zonée avec noyau.

Introduction

La digue de la retenue d'Oued Tarhit est une digue zonée avec noyau d'argile, d'une hauteur totale de 14.25 m au-dessus de la fondation.

La largeur en crête est de 6 m, et les fruits hypothétiques des talus amont et aval sont donnés successivement de (3- 2,5).

Une fois le choix de la variante est déterminé, une étude détaillé de la digue s'impose et cela pour aborder tous les éléments en détail et pouvoir établir les pièces graphiques d'exécution du projet.

V.1. Protection des talus

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

Pour les petits barrages, il est envisageable de limiter cette protection à une bande s'étalant de part et d'autre du niveau normal. Elle constitue, en outre, un moyen de prévention efficace des dégâts provoqués par les animaux fouisseurs et le piétinement des animaux domestiques.

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

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

Tableau V.1 : Caractéristiques du revêtement en Rip-Rap

Caractéristiques du Rip-Rap	
Epaisseur (m)	0.45
D₅₀ (m)	0.30

V.2. Dimensionnement des filtres et drains

La présence d'une charge hydraulique à l'amont du remblai engendre une infiltration d'eau dans le barrage et ses fondations. Malgré l'attention accordée au dispositif d'étanchéité prévu, ces infiltrations peuvent être nuisibles à la stabilité tant hydraulique que mécanique de l'ouvrage. Pour y remédier nous prévoyons un dispositif de drainage souvent associé à des filtres.

V.2.1. Dimensionnement de filtre entre le noyau et les recharges

Les filtres sont de minces couches successives de matériaux perméables dont la grosseur des éléments augmente dans la direction de l'écoulement. Ces filtres doivent assurer une transition entre une couche à granulométrie donnée vers une couche à granulométrie plus grossière. Si un filtre est constitué par plusieurs couches, chacune doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente.

Le rôle des filtres est très important dans le fonctionnement d'un barrage en terre, particulièrement sur le plan de la sécurité de l'ouvrage, ainsi ils peuvent jouer de nombreuses fonctions complémentaires les unes aux autres, parfois les filtres peuvent jouer le rôle de drains surtout dans les petits barrages.

A. Construction du fuseau granulométrique

Les critères de conception des filtres les plus fréquemment utilisés sont ceux qui sont établis par les conditions de Terzaghi (1922), perfectionnés en suite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

Critères de conception :

- $\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{85}(\text{sol})} \leq 4 \div 5$ Condition l'entraînement de particules fines par le phénomène de renard.
- $\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{15}(\text{sol})} > 4 \div 5$ Condition de perméabilité.
- $\frac{D_{50}(\text{filtre})}{d_{50}(\text{sol})} < 25$ Parallélisme des courbes granulométriques.
- $\frac{D_{60}(\text{filtre})}{D_{10}(\text{filtre})} \leq 20$ Coefficient d'uniformité du filtre.

Pour construire le fuseau granulométrique nous allons déterminer le D_{15} , D_{50} et D_{60} du filtre.

- $D_{15 \text{ filtre}} \leq 4 \times d_{85 \text{ sol}}$
 $D_{15 \text{ filtre}} < 4 \times 0.01 \longrightarrow D_{15 \text{ filtre}} < 0.04 \text{ mm}$
- $D_{15 \text{ filtre}} > 4 \times d_{15 \text{ sol}}$
 $D_{15 \text{ filtre}} > 4 \times 0.0003 \longrightarrow D_{15 \text{ filtre}} > 0.0012 \text{ mm}$
- $D_{50 \text{ filtre}} < 25 \times d_{50 \text{ sol}}$
 $D_{50 \text{ filtre}} < 25 \times 0.0012 \longrightarrow D_{50 \text{ filtre}} < 0.03 \text{ mm}$
- $D_{60 \text{ filtre}} < 20 \times d_{10 \text{ filtre}}$
 $D_{60 \text{ filtre}} < 20 \times 0.005 \longrightarrow D_{60 \text{ filtre}} < 0.1 \text{ mm}$

Avec :

- D_{xx} : diamètre caractéristiques des filtres.
- d_{xx} : diamètre caractéristique du noyau.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- Couches horizontales de sables : 0.15 m
- Couches horizontales de graviers : 0.30 m
- Couches verticales ou inclinées : 1.00 m

Notre filtre est constitué du gros sable et sable fin, donc il faut utiliser une épaisseur minimale de 0.15 m pour la couche du filtre horizontale et 1 m pour la couche du filtre inclinée.

B. Vérification de la condition d'absence de phénomène de renard

La condition de l'absence du renard au massif du sol.

$$\frac{D_5'}{D_{17}'} \geq 0.32 \sqrt[6]{\mu_F} (1 + 0.05\mu_F) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (V.1)$$

- μ_F : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre.

$$\mu_F = D_{60}/D_{10} = 0.09/0.031 = 2.90$$

- $n = n_0 - 0.1 \log (\mu_F)$

Tableau V.2 : Valeurs de D_5 , D_{17} , n_0 et n

D_5 (mm)	0.12
D_{17} (mm)	0.25
n_0	0.45
n	0.404

$$\frac{D_5'}{D_{17}'} \geq 0.32 \sqrt[6]{2.90} (1 + 0.056 \times 67) \frac{0.404}{1 - 0.404} = 0.30$$

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.81 > 0.30$$

Il n'y a pas de risque de l'apparition du phénomène du renard dans le filtre.

C. Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre

$$K_F > (2 + \sqrt[6]{\mu_F}) \cdot K_N \dots\dots\dots (V.2)$$

Avec :

- K_F : Coefficient de perméabilité du filtre 4.10^{-8} m/s.
- K_N : Coefficient d'infiltrations du remblai de la digue 10^{-8} m/s.

$$(2 + \sqrt[6]{2.9}) \times 10^{-8} = 3.19 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

$$K_F > 3.19 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

V.3 Dispositif d'étanchéité

V.3.1 Le noyau

Le noyau est construit en argile compactée, centré verticalement au milieu du barrage. Son épaisseur est fixée en fonction de la hauteur du barrage et doit être vérifiée pour que le gradient hydraulique soit admissible et donc éviter l'érosion interne du noyau par les eaux d'infiltration.

Le dimensionnement du noyau dans l'étude des variantes, nous a donné les résultats suivants :

Tableau V.3 : Caractéristiques du noyau

Caractéristiques du noyau	
Largeur en crête (m)	4
Hauteur du noyau (m)	13.25
Largeur à la base du noyau (m)	15
Pente des talus	0.5

V.3.2 Clé d'étanchéité

C'est une tranchée remplie de matériaux assurant l'étanchéité du massif, elle doit recouper la couche perméable et s'ancrer dans le substratum imperméable.

Cette solution est adoptée lorsque l'épaisseur de la couche imperméable n'est pas très grande, car l'exécution de la tranchée et son remblayage se fait d'une manière mécanique.

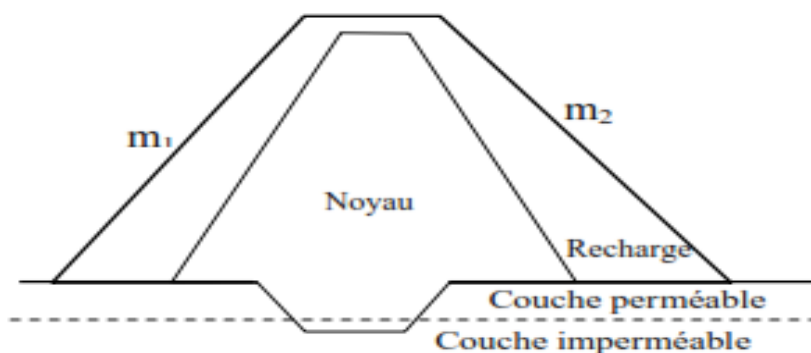


Figure V-1 : Coupe transversale de la digue avec la clé d'ancrage

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau. Sa hauteur à partir du terrain naturel est de 2.5 m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.50 m. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1.0$.

Cette clé d'étanchéité sera liée au dispositif d'étanchéité et sera réalisée sur l'axe de la digue ou légèrement en amont de celui-ci. On s'assurera, dans tous les cas, que la couverture du remblai imperméable au-dessus de la tranchée est suffisante.

V.4. Drainage à l'aval

Le drainage de la digue est assuré par un tapis drainant qui a une longueur de est déterminée dans l'étude comparative des différentes variantes de la retenue elle est de 24.2 m et une épaisseur de 1.2 m

Nous prévoyons aussi un prisme de drainage à l'aval du barrage qui a les caractéristiques suivantes :

Tableau V.4 : Caractéristiques du prisme de drainage

Hauteur (m)		2.5
Largeur en crête (m)		0.83
Largeur en base du prisme (m)		12.25
Fruits de talus	m ₁	2
	m ₂	2.5

V.5. Bermes

Les bermes servent à augmenter la stabilité des talus, les protéger contre les affouillements et à faciliter les travaux au cours de construction, (Faciliter l'accès à tout endroit de bief).

Ils sont exécutées pour des hauteurs de (5÷15) m, leur largeurs varient de (2 ÷ 3) m, avec des pentes de l'ordre de (1‰) au talus aval pour favoriser l'évacuation des eaux pluviales. On disposera d'une berme pour chaque talus.

Les bermes	Talus amont	Talus aval	Largeur
1 ^{er} berme	667 NGA	665 NGA	3 m

V.6. Protection de la crête

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

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

V.6. Etude des infiltrations

V.6.1. Tracer de la ligne de saturation

Nous appelons ligne phréatique à travers le corps de la digue, la ligne correspondante à la pression hydrostatique nulle. Cette ligne est parfois appelée improprement ligne de saturation située au-dessus de la ligne phréatique à une distance correspondante à l'élévation capillaire de l'eau de saturation.

Le tracé de la ligne phréatique est nécessaire pour la détermination des débits de fuite à travers le corps de la digue afin d'apprécier les risques d'émergence de l'eau particulièrement très dangereux le long du talus aval (figure V.3).

KOZENY(1931) a montré que la ligne de saturation est de forme parabolique, de foyer A et d'axe Ax, d'équation :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \dots\dots\dots(V.3)$$

Avec :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

En point B : x = d et y = h

- d : largeur de base du massif.
- b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

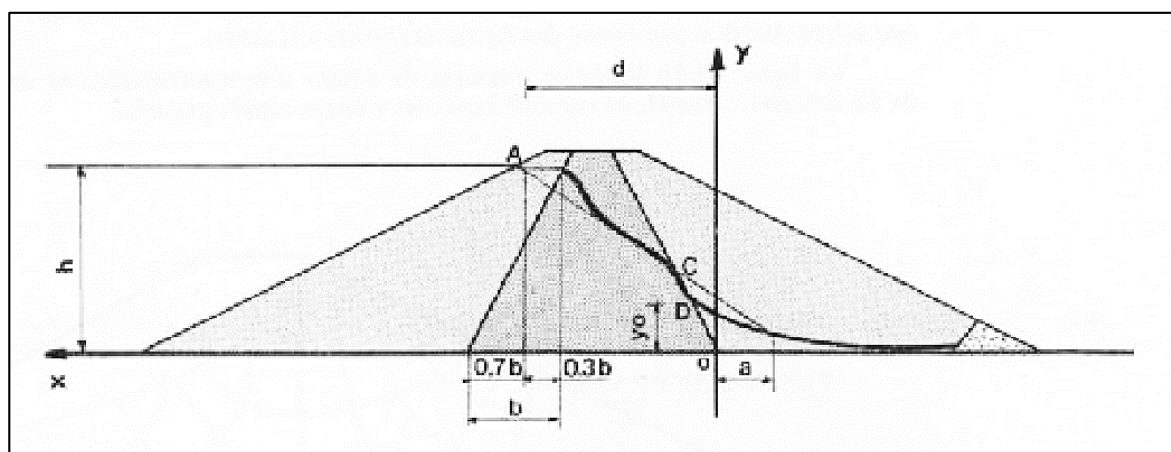


Figure V-3 : Schéma de calcul de la ligne de saturation

On a : d = 10.8m et h = 12 m. d'où : $y_0 = 5.34$

L'équation de la parabole s'écrit comme suite :

$$y^2 = 10.68 x + 28.52$$

Tableau V.5 : Coordonnées de la parabole de Kozeny

Coordonnées de la parabole															
X(m)	-2.5	-1.5	-0.5	0.5	1.5	2.5	3.5	4.5	5.5	6.5	7.5	8.5	9.5	10.5	11
Y(m)	1.35	3.53	4.81	5.82	6.67	7.43	8.12	8.75	9.34	9.90	10.42	10.92	11.40	11.86	12.08

V 6.2. Débit d'infiltration

A. A travers la digue

D'après la loi de Darcy, le débit d'infiltration est :

$$q = K.I.A \dots\dots\dots (V.4)$$

Avec :

- **q** : débit d'infiltration (m²/s/ml).
- **I** : gradient hydraulique.
- **K** : Coefficient de perméabilité. (K=3.8×10⁻⁸ m/s).
- **A** : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dy}{dx}$ et $A = y.1$

Donc :

$$q = K. y \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (V.5)$$

Avec :

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

D'où:

$$q = K.y_0 \text{ m}^3/\text{s/ml} \dots\dots\dots (V.6)$$

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q.L \dots\dots\dots (V.7)$$

$$y_0 = 5.34 \text{ m}$$

$$K = 3.8 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

$$q = 3.8 \times 10^{-8} \times 5.34 = 2.03 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s/ml}$$

Donc :

$$Q_d = q.L = 2.03 \times 10^{-7} \times 140 = 2.84 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_d = 2.84 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

B. A travers la fondation

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy.

$$q = K.I.A \dots\dots\dots (V.8)$$

Avec :

- **K** : Coefficient de perméabilité. **K=3.8×10⁻⁸ m/s**

$$I = H/L_b \dots\dots\dots (V.9)$$

- **H** : Charge de la retenue, **H= 12 m**
- **L_b** : 72.5m L'emprise du barrage.
- **A** : Section d'infiltration par unité de longueur. **A=T.1**
- **T** : Profondeur du sol de fondation perméable. **T=3.15m**

D'où :

$$q = K.I.T \dots\dots\dots (V.10)$$

$$q = 3.8 \times 10^{-8} \times \frac{12}{72.5} \times 3.15 = 1.98 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}/\text{ml}$$

Donc :

$$Q_F = q.L = 1.98 \times 10^{-8} \times 140 = 2.77 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

C. Débit total d'infiltration

$$Q = Q_F + Q_D \dots\dots\dots (V.11)$$

$$= 2.77 \times 10^{-6} + 2.84 \times 10^{-5} = 3.117 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 3.117 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} = 982.977 \text{ m}^3/\text{an}$$

$$Q_{\text{inf}} \approx 1000 \text{ m}^3/\text{ans}$$

V.7. Etude de stabilité

La stabilité d'un remblai est déterminée par sa capacité à résister, le long des surfaces de glissement potentielles, aux efforts de cisaillement dérivant de l'application des surcharges poussée de l'eau (et éventuellement les forces sismiques) et des charges permanentes dépendant du poids du remblai et des pentes des talus. Le calcul de stabilité du remblai peut être effectué selon différentes méthodes. L'une des méthodes la plus simple et la plus utilisée pour des barrages constitués de matériaux non homogène, est la méthode de FELLENIUS dite « Suédoise ».

V.7.1. Méthode de Fellenius

Cette méthode se base sur l'hypothèse que la surface de glissement BC (voir Figure V.4) est voisine de celle d'un arc de cercle supposé passant par le pied du talus C (arc de cercle de Fellenius). Elle consiste à décomposer le volume de sol limité par le contour ABC en tranches verticales de même épaisseur, l , et de chercher à établir une relation qui traduit son équilibre en supposant que les interactions entre les différentes tranches sont négligeables.

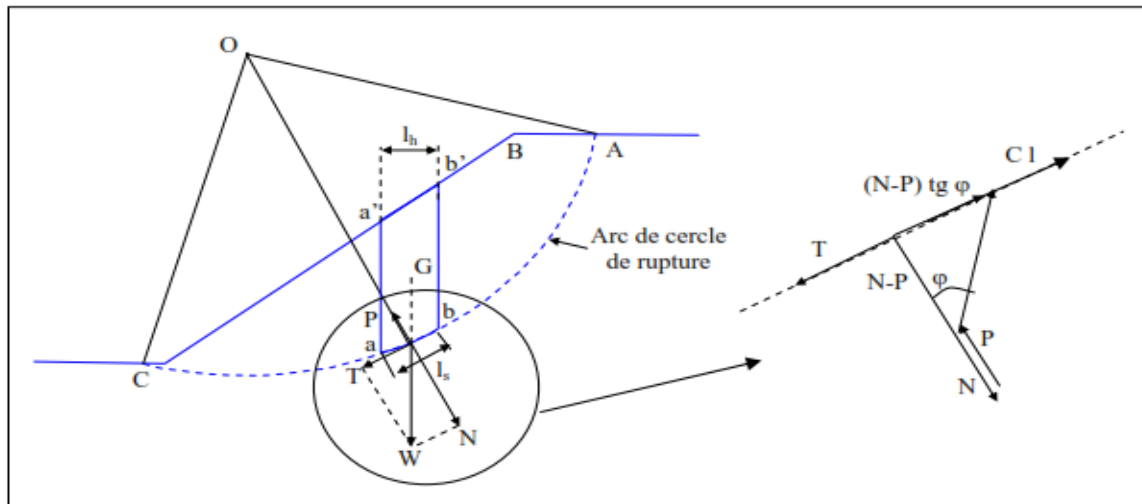


Figure V- 4 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenius

V.7.2. Détermination de la zone des cercles critiques selon méthode de Fondeev

- Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- Détermination du talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
- Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :
 - $R_1 = K_1 H_b$.
 - $R_2 = K_2 H_b$.

Avec :

- **H_b** : Hauteur totale du barrage, **H_b=14.25 m**.
- **K1-K2** : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant :

Tableau V.6 : Valeurs des K_1 et K_2

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1=R_1/H_b$	0.75	0.75	1.0	1.5	2.2	3
$K_2=R_2/H_b$	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

Pour notre retenue, nous allons prendre :

Tableau V.7 : Valeurs des R_1 et R_2

Talus	Pente du talus	K ₁	K ₂	R ₁ (m)	R ₂ (m)
Amont	0.75	0.75	1.0	1.5	2.2
Aval	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8

L'intersection de R_1 et R_2 avec les deux lignes précédentes nous donne la zone des cercles (centres des cercles).

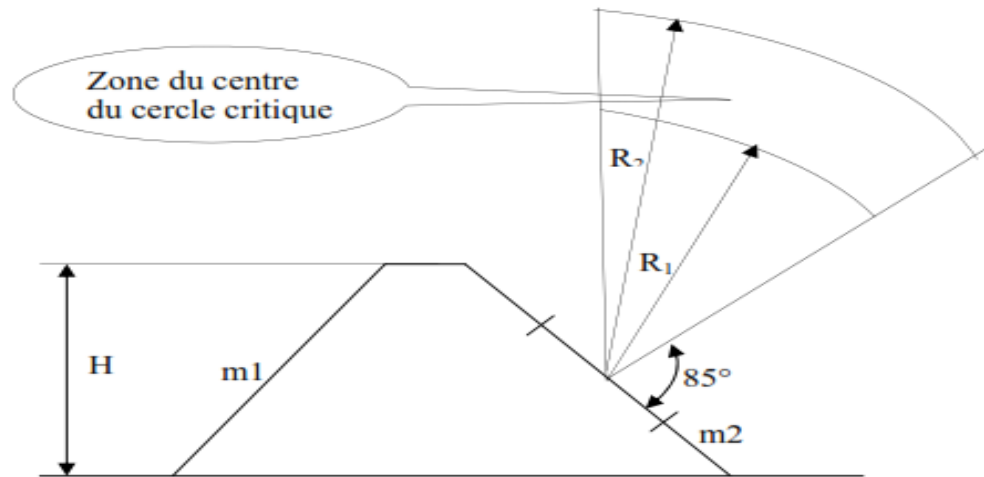


Figure V-5 : Zone du centre du cercle critique selon principe de Fondeev

- Tracer une courbe de rayon R qui doit être dans la limite du talus.
- Partager la zone limitée par la courbe (cercle de glissement) en parties verticales d'épaisseurs $b=0.1R$.
- Numéroté toutes les parties qui se trouvent à droite du centre "O", et des chiffres négatifs à gauche du centre "O".

V.7.3. Les forces agissant sur une tranche

A. Force de pesanteur (poids propre de la tranche)

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

$$G_i = b \sum (\gamma_i h_i) \dots\dots\dots (V.12)$$

Avec :

- **G_i** : poids propre de la tranche.
- **b** : largeur d'une tranche ($b=0.1R$).
- **h_i** : hauteurs des tranches.
- **γ_i** : densité du massif correspondant (en dessous, au-dessus de la ligne de saturation et des fondations).

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

$$\gamma_s = (1-n)\gamma_{sp}(1+W) \dots\dots\dots (V.13)$$

Avec :

- γ_{sp} : poids volumique spécifique du sol.
- W : teneur en eau en fraction de l'unité.
- n : porosité du sol en fraction de l'unité.

Le poids volumique du sol saturé est égal :

$$\gamma_{s.s} = (1-n)(\gamma_{sp} - \gamma_w) \dots\dots\dots (V.14)$$

Avec :

- γ_w : poids volumique de l'eau.

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

$$\gamma' = (\gamma_{s.s} - 1) \dots\dots\dots (V.15)$$

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

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

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

Avec :

- N_n : composante normale stabilisatrice.
- T_n : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

Avec :

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

B. Force de pression interstitielle

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

$$U_i = \gamma_w * h * dl \dots\dots\dots (V.16)$$

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

C. Forces de cohésion

$$F_c = C * dl \dots\dots\dots (V.16)$$

$$dl = \frac{2\pi * R * \theta}{360^\circ} \approx \frac{b}{\cos \alpha} \dots\dots\dots (V.17)$$

Avec :

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

D. Forces de frottement

$$F_f = (N_n - U_i dl) \tan \varphi = (G_i \cos \alpha - U_i dl) \tan \varphi \dots\dots\dots (V.18)$$

Avec :

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

E. Force sismique

$$T_n' = a * G_i \dots\dots\dots (V.19)$$

Avec :

- G_i : poids de la tranche.
- a : Coefficient de séisme.

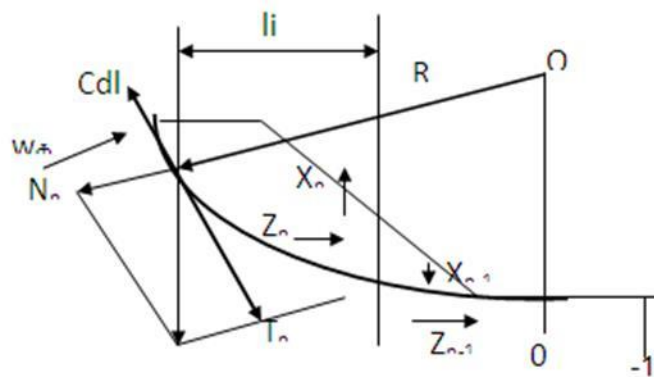


Figure V-6 : Schéma de calcul statique.

V.7.4. Classement des forces

Nous pouvons classer toutes ces forces comme suit :

A. Les forces stabilisatrices

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

$$\sum M_{\text{résistant}}^t = \sum_{i=1}^n R \cdot [C_i * l_i + (W_i \cdot \cos(\alpha) - U_i \cdot l_i) \tan \varphi_i] \dots\dots\dots (V.20)$$

B. Les forces déstabilisatrices

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

$$\sum M_{\text{moteur}}^t = \sum_{i=1}^n R * W_i * \sin \alpha = R \sum_{i=1}^n W_i * \sin \alpha \dots\dots\dots (V.21)$$

C. Coefficient de sécurité admissible

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

Tableau V.8 : Valeurs des coefficients de stabilité admissibles

Coefficients	Valeurs
Coefficient de sécurité admissible sans séisme	1.15 - 1.20
Coefficient de sécurité admissible avec séisme	1.05 - 1.10

V.7.5. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

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

A. Retenue pleine (cas d'exploitation)

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

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

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.22)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.23)$$

Avec :

- **K_{ss}** : coefficient de sécurité sans séisme.
- **K_{as}** : coefficient de sécurité avec séisme.
- **d_{ni}** : distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

B. Retenue vide (fin de construction)

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

Le calcul se fait pour le talus amont et le talus aval.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\tan \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.24)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\tan \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.25)$$

C. vidange rapide

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

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

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\tan \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.26)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\tan \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.27)$$

Le tableau suivant montre les valeurs des coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement :

Tableau V.9 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		K_{ss}	K_{as}
Fin de construction	Talus amont		
	$R_1=34.21$	1.95	1.62
	$R_2=32.50$	2.03	1.70
	$R_3=29.88$	1.96	1.63
	Talus aval		
	$R_1=42.04$	2.47	1.93
	$R_2=37.58$	2.45	2.06
	$R_3=32.47$	2.45	1.91
Fonctionnement normal	Talus aval		
	$R_1=41.36$	1.59	1.32
	$R_2=39.63$	3.22	2.36
	$R_3=35.08$	1.59	1.28
Vidange rapide	Talus amont		
	$R_1=31.20$	1.56	1.33
	$R_2=27.99$	3.71	2.49
	$R_3=22.41$	1.95	1.61

Conclusion

D'après les résultats obtenus pour différents types de fonctionnements, nous remarquons que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme. Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

Introduction

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

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

VI.1. L'évacuateur de crues

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

VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue

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

- ❖ La qualité des prévisions de crues
- ❖ La sismicité de la zone de l'aménagement et la fiabilité de l'exploitation
- ❖ La durée et les degrés d'utilisation
- ❖ Les conditions topographiques et géologiques particulières du site aménagé
- ❖ Le type de barrage
- ❖ Les conditions d'exploitations.

VI.1.2. Différents types d'évacuateurs de crue

VI.1.2.1. Evacuateur central

Il est fait en béton, en maçonnerie ou en gabions, il est encadré par des bajoyers (murs latéraux qui protègent la digue). A l'aval du barrage, un bassin de dissipation permet de réduire l'énergie de l'eau après la chute. La longueur du bassin est égale à au moins 1.5 fois la hauteur de chute.

V.1.2.1. Evacuateur latéral

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

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

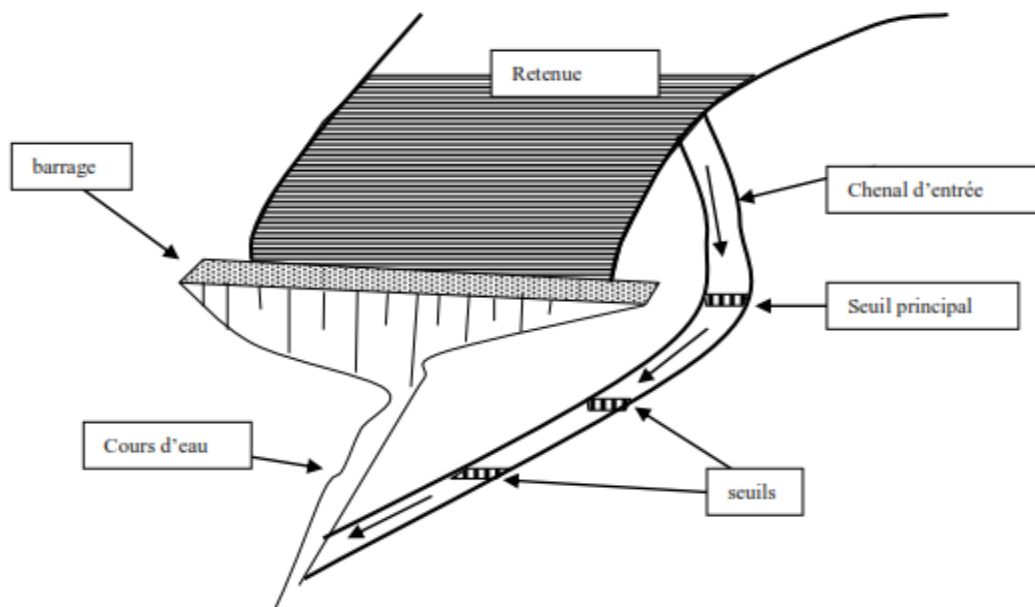


Figure VI-1 : Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral

A. Évacuateur de crue latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs d'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 onéreux
- La difficulté de modification.

B. Évacuateur de crues latéral à entonnement latéral

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

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

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

VI.1.3. Choix de la variante

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

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

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

VI.1.4. Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue

VI.1.4.1 Canal d'approche

Le canal d'approche permet de guider l'écoulement de la crue vers le seuil déversant, il 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 :

$$V = \frac{Q}{H \times b} \dots \dots \dots (VI.1)$$

Avec :

- **Q** : Débit à évacuer (m³/s), **Q = 89.54 m³/s**
- **H** : Charge d'eau (m) et, **H = 2.1 m**

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

- **S_{can}** : Section du canal en (m²)

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

- **P** : Hauteur de pelle en (m), **P = 1 m**
- **h** : Lane déversante en (m), **h = 1.1 m**
- **b** : largeur du déversoir, **b = 14 m**

$$V = 3.04 \text{ m/s}$$

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4.4÷10) m/s, $V < V_{adm}$, donc pas de risque d'érosion.

❖ Hauteur du mur du canal d'approche

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante :

$$R_e = 0.6 + 0.05V (H)^{1/3} \dots\dots\dots (VI.4)$$

$$R_e = 0.79 \text{ m}$$

La hauteur de mur est

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

$$H_m = 2.89 \text{ m}$$

nous prenons

$$H_m = 3 \text{ m}$$

❖ Longueur du canal d'approche

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

VI.1.4.2. Déversoir

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

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

La figure suivante, montre les dimensions du déversoir :

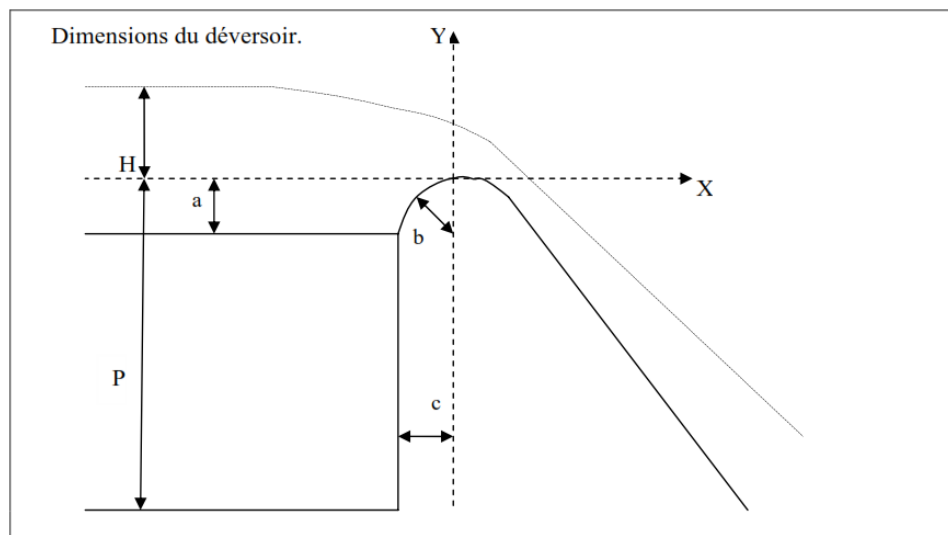


Figure VI.02 : Dimensions caractéristiques et géométrie du déversoir

Avec a, b et c sont déterminé comme suit :

$$a = 0.12 \times H = 0.25 \text{ m}$$

$$b = 0.4 \times H = 0.84 \text{ m}$$

$$c = 0.3 \times H = 0.63 \text{ m}$$

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

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

Avec :

H : la charge sur le déversoir

Tableau VI.01 : Coordonnées du profil de Greager

X (m)	Y (m)
0	0.00
0.2	0.01
0.4	0.05
0.6	0.10
0.8	0.18
1	0.27
1.2	0.37
1.4	0.50
1.6	0.63
1.8	0.79
2	0.96
2.2	1.14
2.4	1.34
2.6	1.56
2.8	1.79
3	2.03
3.2	2.20

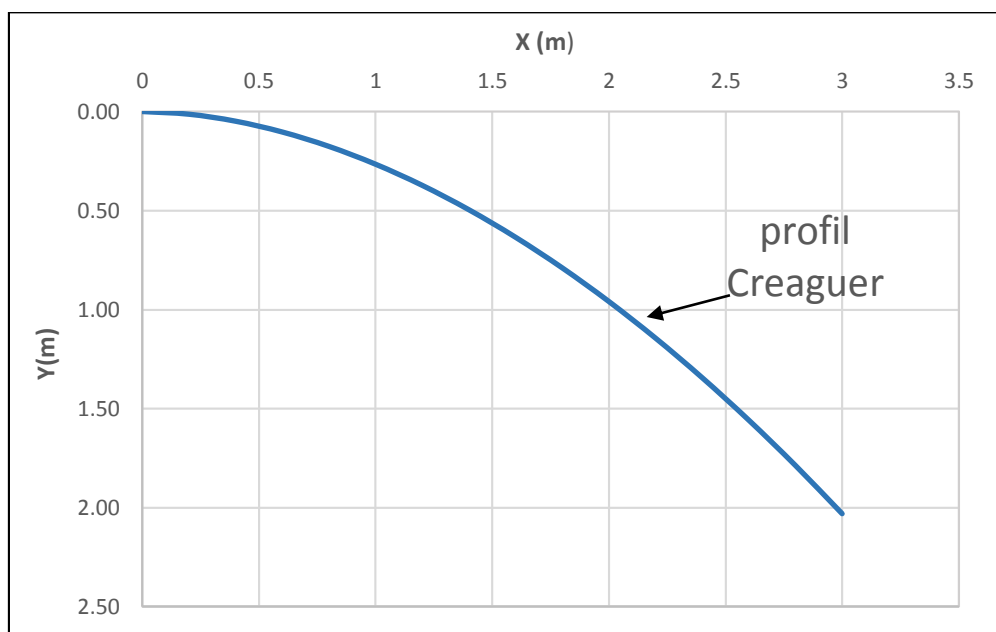


Figure VI-3 : Schéma du profil du seuil déversant type Creager

VI.1.4.3. Chenal d'écoulement

Le chenal d'écoulement se situe à l'aval immédiat du déversoir, il doit posséder une pente suffisamment faible pour assurer un écoulement fluvial. La forme rectangulaire est généralement la plus adaptée pour le chenal. L'écoulement dans ce chenal n'est généralement pas uniforme, car le chenal est trop court. Il s'établit un ressaut, juste à l'aval du déversoir, qui conduit à un écoulement fluvial.

La longueur du chenal est déterminée à partir du plan topographique, elle est égale à 27.5 m.

La pente est égale à 0.1%.

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

A. Profondeur critique

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

Avec :

- **Q** : Débit à évacuer (m^3/s), **Q = 89.54 m^3/s**
- **b** : largeur du chenal, **b = 14 m**
- **g** : l'accélération de pesanteur, **g = 9.81 m/s^2**

$$y_c = 1.61 \text{ m}$$

B. Pente critique

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

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

Avec :

- **R** : rayon hydraulique (en m).
- **I** : la pente en (m/m).
- **S** : section mouillée
- **K** : coefficient de Manning-Strickler, **K = 71**

$$I_{cr} = 0.0022 = 0.22 \%$$

$0.1 \% < 0.22 \% \Rightarrow I < I_{cr}$: écoulement fluvial donc la condition est vérifiée.

VI.1.4.4. Calcul du convergent

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

La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante :

$$L = 2.5 (l_1 - l_2) \dots\dots\dots (VI.9)$$

Avec :

- l_1 : est la largeur au plafond du bief amont, $l_1=14 \text{ m}$
- l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle, $l_2=6\text{m}$

$$L = 2.5 (14 - 6) = 20 \text{ m}$$

La longueur du convergent est de **20 m**

VI. 1.4.5. Le coursier

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

A. Largeur du coursier

Elle est donnée par :

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

$$B = 89.54^{0.4} = 6.03 \text{ m}$$

$$\mathbf{B = 6 \text{ m}}$$

B. Longueur du coursier

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

C. Profondeur critique

La condition de l'état critique est :

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

Pour un canal rectangulaire :

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

- **B** : est la largeur du coursier égale à 6 m

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{89.54^2}{9.81 \cdot 6^2}} = 2.83 \text{ m}$$

$$h_{cr} = 2.83 \text{ m}$$

D. La pente critique

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

Pour calculer I_{cr} nous associerons donc la relation du régime uniforme

$$Q = S_c \cdot C \cdot \sqrt{R_c \cdot I_{cr}} \dots\dots\dots (VI.13)$$

Avec celle du régime critique.

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

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

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

Avec :

- **I_{cr}** : pente critique

- **R_c** : rayon critique

$$R_c = S_c / P_c \dots\dots\dots (VI.16)$$

- **S_c** : section critique

$$S_c = b \cdot h_{cr} \dots\dots\dots (VI.17)$$

- **P_c** : périmètre critique

$$P_c = 2 \times h_{cr} + b \dots\dots\dots (VI.18)$$

- **C_c** : coefficient de Chézy

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

- **n** : coefficient de rugosité, $n=0.014$ (revêtement en béton).

La pente critique est :

$$I_{cr} = \frac{9.81 \times 2.61}{75.5^2 \times 1.39} = 0.0033$$

$$I_{cr} = 0.33 \%$$

Tableau VI.02 : récapitulatif des résultats

S_c (m²)	16.98
P_c (m)	11.66
R_c (m)	1.46
C_c (m⁻⁶)	76
I_{cr} (%)	0.33

E. Calcul de la profondeur normale

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

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

Avec :

- **S** : section du coursier
- **I** : pente du coursier, **I=12 %**
- **C_n** : coefficient de Chézy
- **R** : rayon hydraulique

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

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

Nous aurons :

$$h_n = 0.82 \text{ m}$$

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

$$V_n = 19.20 \text{ m/s}$$

Nous constatons que **h_n < h_{cr}**, donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal à forte pente.

F. 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 « CANAL 21 ».

Tableau VI.03 : Récapitulatif des données de départ

Q (m³/s)	Strickler	I (%)	h_n (m)	h_c (m)	L coursier (m)
89.53	71	12	0.82	2.83	30

Sur le tableau VI.04 nous présentons les différents paramètres de calcul suivant des sections distantes de 2 m (le pas).

Tableau VI.04 : Calcul de la ligne d'eau

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	F_r	H_s (m)	V (m/s)
Amont	0	2	2.831	1	4.247	5.271
1	2	2	2.265	1.397	4.477	6.587
2	4	2	2.08	1.588	4.703	7.174
3	6	2	1.954	1.744	4.926	7.636
4	8	2	1.858	1.882	5.146	8.032
5	10	2	1.779	2.007	5.363	8.385
6	12	2	1.714	2.124	5.578	8.707
7	14	2	1.657	2.233	5.79	9.005
8	16	2	1.608	2.337	5.999	9.282
9	18	2	1.564	2.437	6.205	9.453
10	20	2	1.524	2.532	6.409	9.79
11	22	2	1.489	2.623	6.61	10.025
12	24	2	1.456	2.712	6.809	10.248
13	26	2	1.426	2.797	7.005	10.462
14	28	2	1.399	2.879	7.198	10.667
Aval	30	2	1.374	2.959	7.389	10.864

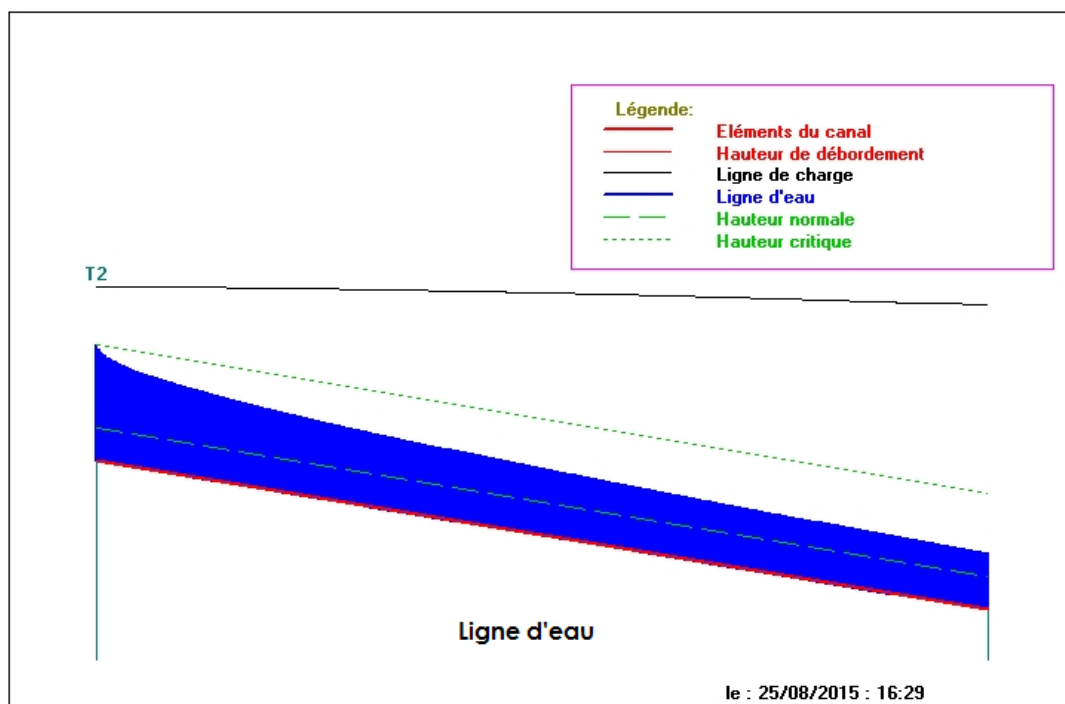


Figure VI-4 : Tracé du profil de la ligne d'eau

A partir du tableau VI.04 on tire :

$$\left\{ \begin{array}{l} Y = 1.37 \text{ m} \\ V = 10.86 \text{ m/s} \\ F_r = 2.96 \end{array} \right.$$

VI. 1.4.7. Dissipateur d'énergie

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

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

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

- $1.0 \leq Fr \leq 1.7$ Ressaut ondulé.
- $1.7 < Fr \leq 2.5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.
- $2.5 < Fr \leq 4.5$ Ressaut oscillant.
- $4.5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).
- $9 < Fr$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Pour notre cas :

$Fr = 2.96$, Froude est compris entre 2.5 et 4.5 donc nous aurons une formation d'un ressaut oscillant.

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

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

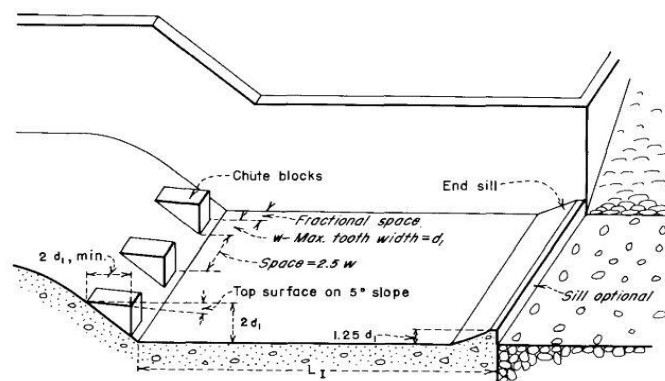


Figure VI-5 : Schéma de bassin de dissipation, type I (USBR, 1987)

A. Détermination des caractéristiques du bassin

$$F = 2.96 ; \quad y_1 = 1.37 \text{ m}$$

A partir de l'abaque dans l'annexe VI :

$$\frac{y_2}{y_1} = 3.8 \quad \text{d'où : } y_2 = 5.2 \text{ m}$$

Avec :

- y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m)
- y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m)

La longueur du bassin et de l'abaque 3 (Annexe VI) :

$$\frac{L}{y_2} = 5.3$$

Donc :

$$L = 27.87 \text{ m} \quad \text{On prend } L = 28 \text{ m}$$

B. Dimensionnement des blocs Chicanes

Tableau V.03 : Les dimensions des blocs Chicanes du bassin de dissipation

La hauteur des blocs de chutes (m)	$h_1 = 2 \times y_1$	2.74
La largeur des blocs de chutes (m)	$W < y_1$	1
Espacement entre deux blocs de chutes (m)	$E = 2.5W$	2.5

VI. 1.4.8. Canal de restitution

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1 et une pente de 0.7 % a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

A. La hauteur critique

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

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{Z'}{3} + 0.105 Z'^2 \right) \dots\dots\dots (VI.22)$$

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

$$Z' = \frac{K.m}{b} \dots\dots\dots (VI.24)$$

Avec :

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

$$K = 2.83 \quad \text{et} \quad Z' = 0.47$$

$$\text{D'où :} \quad h_{cr} = 2.45 \text{ m}$$

B. La pente critique

Elle est donnée par :
$$I_{cr} = \frac{g.h_c}{C^2.R_c} \dots\dots\dots (VI.25)$$

Avec :

- I_{cr} : pente critique
- R_c : rayon critique
- S_c : section critique
- P_c : périmètre critique
- C_c : coefficient de Chézy
- n : coefficient de rugosité, $n=0.014$ (m)

La pente critique est : $I_{cr} = 0.00264 = 0.26 \%$

Tableau VI.02 : récapitulatif des résultats

S_c (m ²)	20.70
P_c (m)	12.93
R_c (m)	1.6
C_c (m ⁻⁶)	77.25
I_{cr} (%)	0.33

C. Profondeur normale dans le canal

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \dots\dots\dots (VI.26)$$

Pour la hauteur normale nous avons :

$$S_c = m.h_n^2 + b.h_n \dots\dots\dots (VI.27)$$

$$P_n = b + 2.h_n\sqrt{1+m^2} \dots\dots\dots (VI.28)$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n}.I^{1/2}.(mh_n^2 + b.h_n)^{5/2}.(2.h_n\sqrt{1+m^2} + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (VI.29)$$

Le résultat du calcul par itération donne : $h_n = 1.16$ m

D. Vitesse dans le canal

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m.h_n^2 + b.h_n} \dots\dots\dots (VI.30)$$

$$V = 10.78 \text{ m/s}$$

VI. 1.4.9. Hauteurs des murs bajoyers

A. Hauteur des murs à l'entrée du déversoir

$$h_m = h_e + R \dots\dots\dots (VI.31)$$

Avec

- **h_m** : Hauteur des murs bajoyers en (m).
- **h_e** : Lamé d'eau sur le déversoir (m), **$h_e = 2.2$ m**
- **R** : Revanche de sécurité (m) donnée par

$$R = 0.61 + 0.14 V^{1/3} \dots\dots\dots (VI.32)$$

$$V = 89.53 / (14 \times 2.2) = \mathbf{2.78 \text{ m/s}} \quad \text{donc :} \quad \mathbf{R = 0.80 \text{ m}}$$

$$h_m = 2.2 + 0.8 = \mathbf{3 \text{ m}}$$

B. Chenal d'écoulement

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue.

C. Le coursier

❖ Hauteur au début

$$h_m = h_e + R \dots\dots\dots (VI.33)$$

Avec :

- **h_m** : hauteur du mur bajoyer
- **h_e** : hauteur d'eau,
- **$h_e = 2.83$ m**
- **R** : revanche de sécurité donnée par :

$$R = 0.61 + 0.14 \times V^{1/3} \dots\dots\dots (VI.34)$$

- **V** : la vitesse ou niveau de la section de contrôle $V = 5.24$ m/s

Ce qui donne :

$$\mathbf{R = 3.68 \text{ m} ; h_m = 2.31 \text{ m}}$$

❖ Hauteur à la fin

Nous procédons de même manière que précédemment.

$$\mathbf{h_e = 1.37 \text{ m}} \quad \text{nous aurons } \mathbf{V = 10.86 \text{ m/s} ; R = 0.96}$$

La hauteur des murs sera :

$$\mathbf{h_m = 2.74 \text{ m}}$$

VI.2. Ouvrage de vidange

C'est un ouvrage destiné principalement à vider le barrage. Il se compose de : un orifice muni d'une vanne et une conduite d'évacuation.

Il peut assurer les fonctions suivantes :

- Vidanger complètement de la retenue (purge et entretien)
- Servir éventuellement d'évacuateur auxiliaire
- Abaisser le niveau d'eau en cas de danger pour le barrage (naturels ou conflits armés)
- Contrôler de la montée du plan d'eau lors du premier remplissage

La conduite de vidange est généralement disposée sous le barrage. Exceptionnellement, pour les gros ouvrages, il peut être intéressant de prévoir une galerie latérale. Elle peut fonctionner sous pression si son diamètre est petit ou moyen, ou en écoulement à surface libre lorsqu'elle est de gros diamètre.

Se basant sur la capacité du déversoir, le gabarit et les dimensions du barrage et pour des raisons d'économie, l'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la conduite de vidange de fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l'ouvrage d'entrée ne soit réalisé qu'après l'achèvement des travaux de la digue.

La capacité de la conduite doit permettre la vidange en dix (10) jours.

VI.2.1. Calcul du débit de vidange

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{Vu}{T} + Q_r \dots \dots \dots (VI.35)$$

Avec :

- **Q_r** : débit entrant dans la retenue pendant la vidange, pris égal à débit moyen annuel
- **V** : volume utile, **Vu = 0.1360 Mm³**
- **T** : temps de vidange, **T = 10 jours = 864000 secondes**

$$Q_{vf} = \frac{0.1360 \times 10^6}{864000} + \frac{0.812 \times 10^6}{31.536 \times 10^6} = 0.183 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{vf} = 0.183 \text{ m}^3/\text{s}$$

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.

VI.2.2. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ} \dots\dots\dots (VI.36)$$

Avec :

- Q_{vf} : débit de vidange (m³/s)
- μ : coefficient de débit $\mu \in (0.8 \div 0.85)$, nous prenons $\mu=0.80$.
- S : section de la conduite (m²)
- Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (m). $Z = 12 \text{ m}$

Alors que :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \dots\dots\dots (VI.37)$$

Nous trouvons : $S = 0.015 \text{ m}^2$

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots (VI.38)$$

$D = 0.138 \text{ m}$

Nous prenons :

$D = 140 \text{ mm}$

VI.2.3. Correction de la valeur de coefficient μ

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \dots\dots\dots (VI.39)$$

Avec :

- $\sum \xi_s$: somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille} \dots\dots\dots (VI.40)$$

Tableau V.04 : Coefficients de pertes de charge singulières

ξ_{va}	0,5
ξ_{ent}	0,1
ξ_{sor}	1
ξ_{grille}	0,25

Donc : $\sum \xi_s = 1.85$

- $\sum \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d} \dots\dots\dots (VI.41)$$

Avec :

- **L** : longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 80.2 m
- **d** : diamètre de la conduite de vidange, **d = 140 mm**
- λ : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler :

$$\lambda = \frac{87n^2}{d^{1/3}} \dots\dots\dots (VI.42)$$

Avec :

- **n** : rugosité de la conduite en acier, **n=0.014 m^{-1/3}.s**

$$\lambda = 0.0325 \qquad \text{d'où} \qquad \sum \xi_L = 18.64$$

Ce qui nous donne :

$$\mu = 0.216$$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à :

$$\mathbf{d = 265 \text{ mm}}$$

Nous adoptons le diamètre normalisé :

$$\mathbf{D_{vf} = 300 \text{ mm}}$$

VI.2.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes :

$$V_s = Q_{vf} / S_{vf} \dots\dots\dots (VI.43)$$

$$\text{d'où :} \qquad \mathbf{V_s = 2.6 \text{ m/s}}$$

VI.3. Ouvrage de prise d'eau

Les ouvrages de prise d'eau ont pour but de prélever dans un cours d'eau ou dans un réservoir le débit nécessaire à chaque instant à l'utilisation (Irrigation, Station de Traitement d'Eau Potable ou de Production d'Energie Electrique), en éliminant, dans tous les cas et dans la mesure du possible, les matières solides transportées par le cours d'eau et en réduisant les pertes de charge à l'entrée de la prise.

Il faut noter que dans beaucoup de petites retenues, il n'est prévu aucun système de prise. Les prélèvements d'eau se font grâce à un tuyau (rigide ou souple) muni d'une crépine et simplement plongé dans l'eau, soit à partir de la digue soit sur une rive.

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.

VI.3.1 Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau

D'après le tableau III.30, Les besoins en eau atteignent une valeur maximale en mois de Juillet :

$$V_{\max} = 89190 \text{ m}^3$$

Donc :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{89190}{30 \times 3600 \times 8} = 0.103 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nous supposons que la consommation se fait 8 heures par jour pendant 30 jours.

VI.3.2 Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre

$$Q = \mu S \sqrt{2g.H} \text{ (m}^3/\text{s)} \dots\dots\dots \text{(VI.44)}$$

Avec :

- μ : coefficient de débit, $\mu=0.3$
- S : section de la conduite en m^2
- H : charge d'eau minimale, $H=3.5 \text{ m}$

Nous trouvons :

$$S=0.041 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la prise d'eau sera égal à :

$$D= 229 \text{ mm}$$

Nous prenons :

$$D = 230 \text{ mm}$$

VI.3.3. Correction de la valeur de coefficient μ

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}} \dots\dots\dots (VI.45)$$

Avec :

- $\sum \xi$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

Nous supposons que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot L}{D} \dots\dots\dots (VI.46)$$

Avec :

- $\lambda = 0.028$

$$\sum \xi = 11.16$$

Donc :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + 11.16}} = 0.287$$

$$S = 0.0433 \text{ m}^2$$

Nous trouvons :

$$D = 235 \text{ mm}$$

Nous prenons le diamètre normalisé :

$$D = 250 \text{ mm}$$

VI.3.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

$$V = Q/S \dots\dots\dots (VI.47)$$

$$V = 2.38 \text{ m/s}$$

Conclusion

Le diamètre de la conduite de vidange de fond est le plus grand, cette conduite sera utilisée en deux fonctions (la vidange et la dérivation des eaux des crues pendant la construction de l'ouvrage).

La conduite de prise d'eau aura un diamètre de 250 mm, elle est équipée de deux vannes papillon qui sera groupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage. Les vannes peuvent être soit opérées manuellement soit à distance par des organes de commande hydrauliques.

Introduction

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possible d'un travail pour abaisser les coûts de production en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité.

Pour cela il faut :

- ❖ 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 lesquels, on adopte une mécanisation de plus en plus poussée.
- ❖ Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main-d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.

VII.1. 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 diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixe de travail.

Nous pouvons distinguer les installations suivantes :

VII.1.1. Installations destinées au personnel

En général, sont :

- **Abris-clos et vestiaire :** Local aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Local avec armoires (surface minimum du local $> 1.25 \text{ m}^2$ par personne).
- **Les réfectoires :** nous prévoyons un local de restauration si le nombre de repas > 25 . Tables et sièges en nombre suffisant (surface minimum $> 1.5 \text{ m}^2$ par personne). Garde-manger et chauffe gamelles installés dans l'abri ou dans un lieu couvert.
- **Les installations sanitaires :** Lavabos ou rampes pour la toilette : 1 orifice au moins pour 5 travailleurs. Local avec lavabos : un lavabo pour 10 personnes au plus. Douches obligatoires pour tous travaux salissants : 1 pour 8 personnes.
- **Poste de secours :** Boîte de secours présente dans tous les types de chantiers. Un infirmier est obligatoire pour 200 personnes.
- **Les bureaux de chantier :** Le nombre de bureaux à installer est indiqué par la maîtrise d'œuvre dans les pièces écrites.

VII.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

VII.1.3. Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé afin d'assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.1.4. Installation destinée pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VII.2. Moyens du chantier

VII.2.1 Moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

VII.2.2 Moyens matériels du 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 :

- **Compacteurs à pneus**

Est un engin de compactage anciennement à traction animale, aujourd'hui motorisé, caractérisé par des roues cylindriques lisses ou à relief dit « pied de mouton »



Figure VII-1 : Compacteur à pneus

- **Rouleaux à pieds dameurs**

Pour le compactage des sols fins, les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux



Figure VII-2 : Compacteur à rouleaux

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- **Décapeuse automotrice (grader)**

Est généralement utilisée pour l'arasement des sols. Cet engin possède une benne avec tiroir éjecteur pouvant se surbaissier et qui, par l'effet du déplacement de la machine, permet d'extraire les matériaux. Ceux-ci seront ensuite transportés sur le lieu de déchargement pour finalement y être répandus en couches.

Ces engins travaillent généralement en duo car ils sont poussés (un tampon se trouve à l'arrière) par un bulldozer équipé d'une lame spéciale dite « pousse ». Ce type de scraper dit « poussé » est le plus répandu.

L'engin peut aussi être autonome, du type « automoteur ». Par le biais d'une chaîne élévatrice, il se charge et se décharge par ses propres moyens.



Figure VII-3 : Décapeuse automotrice

▪ Pelle hydraulique

Cet engin de chantier est aussi connu sous le nom de pelleuse, pelle ou excavatrice. Elle est constituée d'un châssis porteur à chenilles ou à pneus et surmontée d'une tourelle dotée d'une rotation continue de 360 degrés. Cette tourelle porte le moteur, les organes hydrauliques (pompes, moteur, vérins), le poste de conduite et l'équipement (flèche, balancier, godet).

Le poids d'une pelle hydraulique sur pneus peut atteindre jusqu'à 127 tonnes tandis que sur chenilles il peut atteindre jusqu'à 980 tonnes. La popularité des machines hydrauliques est due à leur très grande puissance ainsi qu'à la grande variété d'organes mécaniques pouvant utiliser cette puissance.

La pelleuse est utilisée pour des travaux :

- ✓ De terrassement
- ✓ D'extraction (chargement de matériaux dans une carrière...)
- ✓ De réalisation et nettoyage de fossés et de talus...
- ✓ De fondations spéciales (forage, parois moulées...), la pelle sera équipée du matériel : mouton, sonnette...



Figure IV-4 : Pelle hydraulique

▪ Camions (damper)

Les camions favorisent le mélange de plusieurs horizons, sont plus adaptés lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou à un relief très marqué.



Figure IV-5 : Camion de chantier

VII.3. Planification

VII.3.1. Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- ✓ installation des postes de travail
- ✓ observations instantanées
- ✓ analyse des tâches
- ✓ chronométrage
- ✓ définition des objectifs et des attributions
- ✓ simplification des méthodes
- ✓ stabilisation des postes de travail.

VII.3.2. Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau
- Méthodes basées sur le graphique

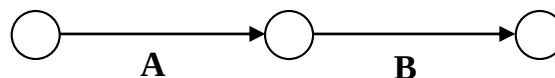
VII.3.2.1 Méthodes basées sur le réseau

A. 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

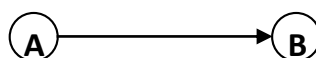
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



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.

B. Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les quatre (4) opérations suivantes :

a. 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.

b. 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.

c. Méthode du chemin critique (Critical Path Method / CPM)

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.

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

d. Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

o 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.

o 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.

VII.3.2.2. 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.

A. 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 :

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCPP = DFPP - TR$$

B. 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 :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

C. 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 :

$$T = \frac{Q.N}{n} \dots\dots\dots (VII.1)$$

Avec :

- **Q** : quantité de travail
- **N** : rendement
- **n** : nombre d'équipes

VII.3.2.3. Plannings des Travaux

Il existe trois types de plan de travail :

A. 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.

B. Plan de travail au plus tard

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).

C. 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.3.2.4. Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.01 : Symboles des opérations réalisées

Phases des Travaux	Opérations	Durée (mois)
Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier, assurant l'accès au chantier	A	1
Décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange	B	1
Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage	C	2
Préparation des zones d'emprunt	D	2
Déboisement de la cuvette	E	3
Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	F	1
Approvisionnement du filtre	G	2
Mise en place d'un système de drainage	H	1
Remblai compacté	I	4
Evacuations de l'évacuateur de crues	J	1
Génie civil de l'évacuateur de crues	K	2
Revêtements de talus	L	3
Equipement hydraulique	M	1
Travaux de finition.	N	2

Le réseau à nœuds et le diagramme de Henry L. Gantt (1910) sont représentés dans la planche N° 8. Cette méthode consiste à placer les tâches à effectuer dans l'ordre défini par la priorité et en tenant compte des ressources encore disponibles.

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire est égal à 14 mois.

VII.4. 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 les autres ouvrages annexes

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages :

Tableau VII.02 : Devis estimatif de la digue

Désignation	Unité	Quantité (m ³)	P.U (DA)	Montant (DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m ³	5164.21	300	1549263
Enrochement	m ³	39088.81	600	2353286
Drains	m ³	2888.64	1000	288864
Rip-Rap	m ³	3383.554	1200	4060264.8
Noyau	m ³	10011.18	500	5005590
Montant total (DA)	36 957 043.8			

Tableau VII.03 : Devis estimatif de l'évacuateur de crue

Désignation	Unité	Quantité (m ³)	P.U (DA)	Montant (DA)
Déblai	m ³	1320	700	924000
Remblai	m ³	842	500	421000
Béton armé 350 Kg/m ³	m ³	650	25000	16250000
Sable	m ³	89	600	53400
Béton de propreté 250 Kg/m ³	m ³	76	12000	912000
Water-Stop	ml	35	300	10500
Enrochements	m ³	60	600	36000
Montant total (DA)	18 606 900			

Tableau VII.04 : Vidange de fond et prise d'eau

Désignation	Unité	Quantité (m ³)	P.U (DA)	Montant (DA)
Déblai	m ³	420	700	294000
Remblai	m ³	340	500	170000
Béton armé 350 Kg/m ³	m ³	30	25000	750000
Conduite métallique 300 mm	ml	82	45000	3690000
Conduite métallique 250 mm	ml	82	38000	3116000
Vannes 300 mm	u	2	40000	80000
Vannes 250 mm	u	2	32000	64000
Montant total (DA)	8 164 000			

Le coût total de l'ouvrage s'élève à :

$$36\,957\,044 + 18\,606\,900 + 8\,164\,000 = 63\,727\,944 \text{ DA}$$

Montant total de la retenue : **63 727 94.00 DA**

Le coût du mètre cube est estimé à :

$$\frac{\text{Cout du projet}}{\text{Volume de la retenue}} = \frac{63\,727\,944}{136\,000} = 468.6 \text{ DA/m}^3$$

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. D'après nos calculs, le temps de réalisation de la retenue collinaire de l'Oued Tarhit commune d'Ain Zâatout est estimé à 12 mois.

Introduction

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenue comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

VIII.1. Cause des accidents de travail

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

VIII.1.1. Causes humaines

Ces causes peuvent être :

1. La négligence des travailleurs.
2. La fatigue.
3. La distraction.
4. Les gestes néfastes.
5. Inaptitude mentale ou physique.
6. Adoption de la solution de facilité.

VIII.1.2. Causes techniques

1. Les mauvaises conditions de travail.
2. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
3. Le manque d'éclairage.

VIII.2. Causes des maladies professionnelles

❖ Poussière

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus graves et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.

❖ Bruit

Les surdités professionnelles surviennent par traumatismes sonores dû à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieur à une seconde et aigue, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne. Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, déficit audiométrique bilatéral par lésions cochléaire irréversible, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations.

VIII.3. Conditions dangereuses dans le chantier

- a. Installation non protégée ou mal protégée.
- b. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- c. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- d. Protection individuelle inexistante.
- e. Défauts dans la construction.
- f. Eclairage défectueux.
- g. Facteur d'ambiance impropre.
- h. Conditions climatiques défavorables.

VIII.4. Actions dangereuses

- 1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- 2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- 3. Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- 4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- 5. Imprudence durant le travail.
- 6. Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII.5. Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés :

- A. Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- B. Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- C. Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- D. Les abris doivent être aérés et chauffés.
- E. Assurer une protection individuelle
- F. Assurer un entretien continu
- G. Assurer un stockage rationnel

VIII.6. Méthode et moyens de prévention

- ❖ Demander l'autorisation d'agir et avertir.
- ❖ La protection individuelle est obligatoire.
- ❖ Développer l'esprit de sécurité et d'hygiène.
- ❖ L'intervention à une meilleure utilisation.
- ❖ Veiller à une meilleure utilisation.
- ❖ Eviter toute cadence de travail supérieure à la normale.
- ❖ Veiller à être toujours concentré lors du travail notamment lors de manipulation des engins dangereux.

VIII.7. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes. On a résumé ce plan dans le tableau VIII.1

Tableau VIII.1 : Plan de sécurité

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1. Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement	Disposition concernant : - La réalisation du chantier de jour comme nuit. - Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard - Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
2. Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	- Repérage des lignes électriques.
3. Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	- Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4. Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	- Interdiction de dépassement et de stationnement
5. Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	- Définition des lieux de stockage des divers matériaux ; - Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6. Eliminer les surcharges en bordure des fouilles	- Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7. Prévenir les chutes des objets	- Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières
8. Prévenir des ruptures des organes de levage.	- Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules
9. Heurts des personnes par les outils.	- Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisante les uns des autres.

Conclusion

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de pallier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'économie à attendre d'une construction pareille. Une source ininterrompue de déboire, de retards et de pertes dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel ; de simples petites meurtrissures aux mortelles.

CONCLUSION GENERALE

À travers ce travail, nous avons réalisé une étude d'exécution de la retenue collinaire, située sur Oued Tarhit dans la wilaya de Biskra, destinée pour l'irrigation de périmètres agricoles de près de quarante mille hectares permettant un développement socioéconomique de la région.

D'après les études géologiques, géotechniques du site, les données hydrologiques à l'échelle du bassin versant et selon les calculs d'optimisation, nous avons opté pour une digue en matériaux locaux zonées de 14,5 m de haut correspondants à un volume du réservoir de l'ordre $0,23 \text{ Mm}^3$. Un calcul de la stabilité des talus de la digue a été effectué selon la méthode Fellenius qui repose sur le principe des tranches.

Les conditions topographiques du site ont permis de choisir un évacuateur de crues de type latéral à entonnement frontal d'une largeur déversante égale à 14 m et une lame déversante de plus de plus un mètre.

Le prélèvement de l'eau se fait à un seul niveau de prise à une côte de 668.5m NGA et de diamètre 250 mm

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographiques et géologiques, Dans notre cas la solution est une vidange de fond tubulaire en acier de diamètre 300 mm

Selon les résultats de dimensionnement et de calcul de stabilité, le site proposé pour la réalisation de cet aménagement est favorable tant sur le plan technique.

Finalement, On peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude et l'exécution d'un barrage tout en se basant sur les fondements théoriques acquis tout au long de notre parcours du cursus universitaire.

Notre souhait c'est de perfectionner plus ce type d'étude par la pratique et l'expérience sur le terrain.

Références bibliographiques

Ambartsoumian, V. (1994) Protection de travail. Polycopie de cours. ENSH. Blida.

Bernardo, A. R. & Santos L. (2004) Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger.

Degoutte, G. (2002) Petits barrages : Recommandation pour la conception. Editions CEMAGREF.

Durand, J.M., Royet, P & Meriaux, P (1999). Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale. CEMAGREF. 415 p.

Maalel, K. & Hafsia, Z. (2012) Ouvrages hydrauliques, Polycopié du cours. Département de Génie Civil de l'ENIT. Tunisie.

Meylan, P. & Musy, A. (1999) Hydrologie fréquentielle. Editions HGA, Bucarest. Hongrie.

MIHOUBI, M.K . (2013) Ouvrages Hydrotechniques. Polycopie de cours. ENSH. Blida.

Musy, A. & Higy,C. (1998) Hydrologie appliquée. Editions HGA, Bucharest, Hongrie. 367p.

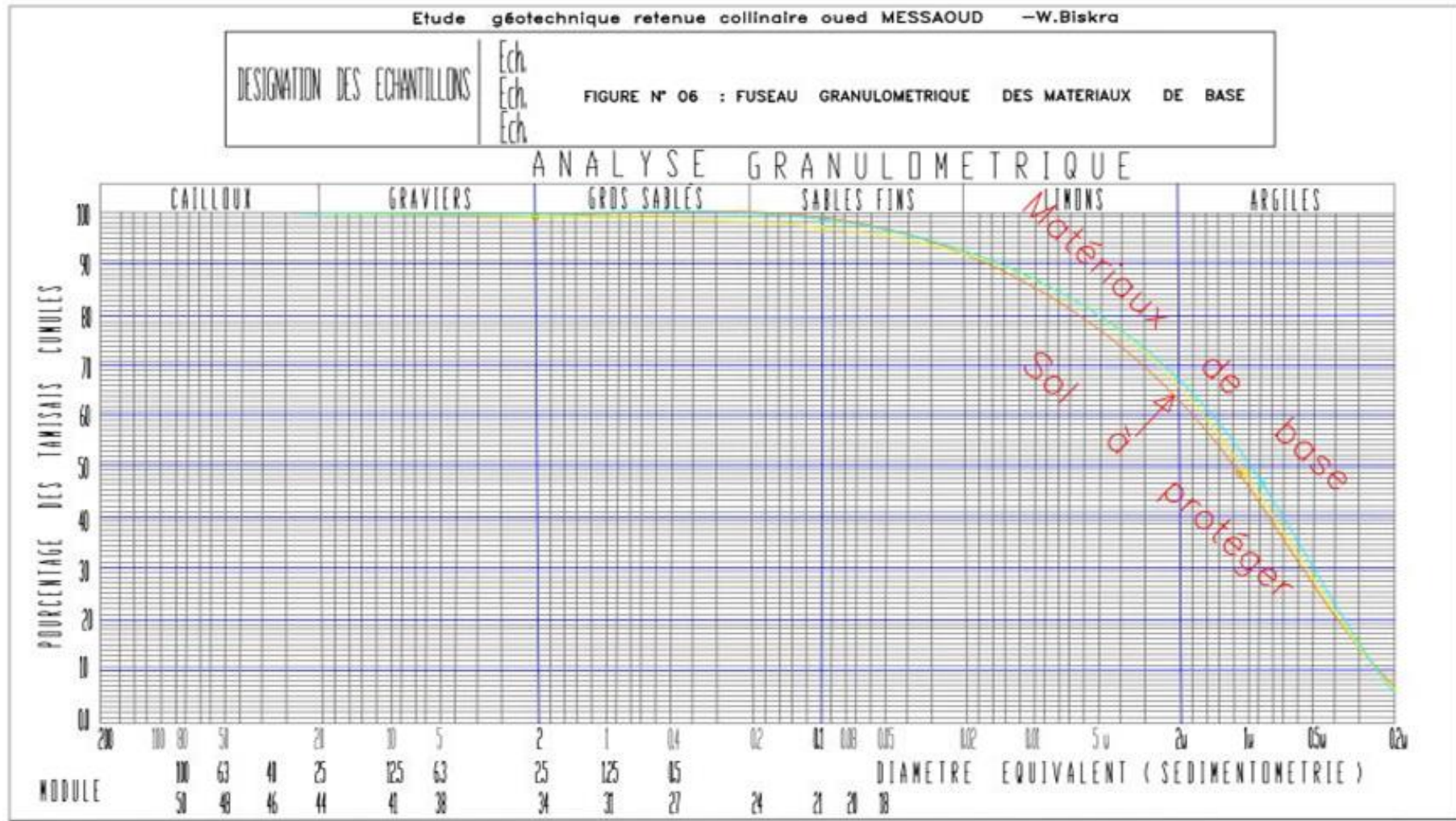
Schleiss A.J. & H. Pougatsch. (2011) Les barrages : Du projet à la mise en service. Presses polytechniques et universitaires romandes. Suisse, Volume 17.

Touaibia, B. & B. Benlaoukli. (2004) Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.

Touaibia, B. (2004) Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani. Blida. Algérie. 166p.

Touaibia. B. (2001) Polycopié de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH. Blida.

Annexe I : La courbe granulométrique



Annexe II : Série pluviométrique

- Code station : 061304
- Nom station : MENAA
- X : 801.2
- Y : 213.8
- Z : 1005

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Aout	P_j max
1974	5,3	13,5	0	1	12	9	32,2	16	8,3	24,2	0	0	32,2
1975	10,1	26,2	20,3	2,5	6,5	16,5	7,5	0	0	0	0	0	26,2
1976	0	8	0	0,5	5,3	3,5	5,5	5,2	1,5	7	0	1,5	8
1977	0	4,3	4,2	16,9	8,1	5,2	24	11	37	0	0	0	37
1978	3,4	14,5	12,3	6,1	6,2	3,5	16,1	10,1	0	0	0	0	16,1
1979	38,3	40,5	7,9	10	10	11	7,7	9,6	12,1	2,2	9	0	40,5
1980	4	28	8,5	22,5	9,5	4	9,5	14	10,5	13,5	0	8,5	28
1981	4,5	5,5	9	42,5	11	15,2	21	34	12,5	21,6	4,5	37	42,5
1982	25,5	4	5	7	44,2	0	43,5	55	40	12,8	0	3	55
1983	11	0	12	27	8,3	30	40	2,3	10	71,5	3	8	71,5
1984	10	25	16	8,5	17	19	24	7,2	32,5	0,3	2	2	32,5
1985	40	17	41	40	32,5	16,5	5	2,1	22,7	1,7	0,7	2,5	41
1986	8	8,5	4,8	16	24,5	20,8	16	4,5	1	0	9,5	14	24,5
1987	21,8	37,5	6,6	9,4	34	12	11,2	22,6	0,3	13,5	0	3	37,5
1988	15,7	10,5	0	8,5	14,5	25,5	20,5	16	38,5	18,5	0	6,5	41,5
1989	18,5	34,5	5,8	14,4	16,3	15,3	40,40	18,8	29,1	0	0	7,3	40,4
1990	16	7,4	14	10	17,5	4,3	5	19,5	5,4	2,9	0	3,2	19,5
1991	55,5	18,1	11,8	16	1,5	0	0,5	8,6	81	11,7	0	0	81

1992	10,20	3	8,5	12	13	0,5	2	8,2	22,5	0	0	6	22,5
1993	12,1	5,5	13	4	8,2	11	8,2	8,2	2,3	8,5	6	17	17
1994	5	9,3	18	17,6	13,2	17	19,7	46,7	16,1	32	0	17,1	46,7
1995	5,5	40,1	21,8	45	28,5	15	34,5	38,8	37,5	27,5	0	34	45
1996	21	5,5	33,5	60,3	0,2	20	15,7	16,7	12	8,7	0	0	60,3
1997	8,3	12	12	16	24,5	32,1	0	64,5	13	0	0	7,5	64,5
1998	16	0	11	15,7	12,5	3,7	22	16,5	0	5	0	0	22
1999	33	27	6	30	2	2	18	6	31,5	0	12,1	8,5	33
2000	8,5	15	16	16	34,5	14	13	35,5	12,5	0	0	14	35,5
2001	35	19,5	2	3,5	10,7	8,8	16,2	17	5,5	64	0	0	64
2002	12,5	5,2	26,4	15	5,2	32	52	20	21	46,5	0	5	52
2003	35	19,5	12,5	7,2	8,10	14,7	10,5	20,5	0	0	0	7,5	35
2004	11	0	12	27	8,3	30	40	2,3	10	71,5	3	8	71,5
2005	10	25	16	8,5	17	19	24	7,2	32,5	0,3	2	2	32,5
2006	40	17	41	40	32,5	16,5	5	2,1	22,7	1,7	0,7	2,5	41
2007	8	8,5	4,8	16	24,5	20,8	16	4,5	1	0	9,5	14	24,5
2008	21,8	37,5	6,6	9,4	34	12	11,2	22,6	0,3	13,5	0	3	37,5
2009	15,7	10,5	0	8,5	14,5	25,5	20,5	16	38,5	18,5	0	6,5	41,5
2010	18,5	34,5	5,8	14,4	16,3	15,3	40,40	18,8	29,1	0	0	7,3	40,4
2011	16	7,4	14	10	17,5	4,3	5	19,5	5,4	2,9	0	3,2	19,5
2012	55,5	18,1	11,8	16	1,5	0	0,5	8,6	81	11,7	0	0	81
2013	11	0	12	27	8,3	30	40	2,3	10	71,5	3	8	71,5

Annexe III : Stabilité des talus
Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R= 34.21m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	2.9	0.74	0	-0.2	0.980	3.412	-0.682	3.343	2.960	8.583	0.29	0.970	28.64	9.772
-1	2.9	2.23	0	-0.1	0.995	10.283	-1.028	10.231	2.915	8.452	0.29	2.967	27.90	28.688
0	2.9	3.39	0	0	1.000	15.631	0.000	15.631	2.900	8.410	0.29	4.533	27.06	42.298
1	2.9	4.24	0	0.1	0.995	19.551	1.955	19.453	2.915	8.452	0.29	5.641	26.90	52.591
2	2.9	4.77	0	0.2	0.980	21.994	4.399	21.550	2.960	8.583	0.29	6.250	26.68	58.681
3	2.9	4.96	0	0.3	0.954	22.871	6.861	21.817	3.040	8.816	0.29	6.327	26.66	60.973
4	2.9	4.79	0	0.4	0.917	22.087	8.835	20.243	3.164	9.176	0.29	5.870	26.86	59.325
5	2.9	4.19	0	0.5	0.866	19.320	9.660	16.732	3.349	9.711	0.29	4.852	27.24	52.628
6	2.9	3.08	0	0.6	0.800	14.202	8.521	11.362	3.625	10.513	0.29	3.295	27.82	39.510
7	2.9	1.3	0	0.7	0.714	5.994	4.196	4.281	4.061	11.776	0.29	1.241	28.57	17.126
somme							42.716			92.474		41.946		421.592

Kss	1.95
Kas	2.03

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=32,5 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	3.178	0.43	0.43		-0.3	0.954	4.496	-1.349	4.289	3.331	4.331	0.250	1.072	31.370	14.104
-2	3.178	1.49	1.25		-0.2	0.980	14.282	-2.856	13.994	3.244	9.406	0.290	4.058	30.560	43.647
-1	3.178	2.55	1.73		-0.1	0.995	22.232	-2.223	22.120	3.194	4.152	0.250	5.530	30.060	66.828
0	3.178	2.81	1.89	0.8	0	1.000	29.088	0.000	29.088	3.178	9.216	0.290	8.435	29.540	85.926
1	3.178	3.87	1.73	0.8	0.1	0.995	33.580	3.358	33.411	3.194	4.152	0.250	8.353	28.598	96.031
2	3.178	4.93	1.25	0.8	0.2	0.980	36.343	7.269	35.608	3.244	9.406	0.290	10.326	28.371	103.108
3	3.178	5.99	0.43	0.8	0.3	0.954	37.269	11.181	35.552	3.331	4.331	0.250	8.888	28.359	105.690
4	3.178	7.05			0.4	0.917	35.624	14.250	32.650	3.467	10.056	0.290	9.468	28.569	101.774
5	3.178	6.54			0.5	0.866	33.047	16.523	28.619	3.670	4.771	0.250	7.155	28.994	95.816
6	3.178	5.49			0.6	0.800	27.741	16.645	22.193	3.973	11.520	0.290	6.436	29.626	82.186
7	3.178	3.83			0.7	0.714	19.353	13.547	13.821	4.450	5.785	0.250	3.455	30.442	58.915
8	3.178	1.26			0.8	0.600	6.367	5.093	3.820	5.297	15.360	0.290	1.108	31.405	19.995
somme								81.437			92.487		74.285		874.018

Kss	2.03
Kas	1.7

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R= 29,88 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	dn	a*Gn*dn
-4	3.398	0.215	0	0	-0.4	0.917	1.162	-0.465	1.065	3.708	10.752	0.29	0.309	33.890	3.937
-3	3.398	1.415	1.204	0	-0.3	0.954	14.600	-4.380	13.928	3.562	10.330	0.29	4.039	32.740	47.800
-2	3.398	2.548	2.082	0	-0.2	0.980	25.793	-5.159	25.272	3.468	10.057	0.29	7.329	31.950	82.409
-1	3.398	2.881	2.598	0.8	-0.1	0.995	35.575	-3.557	35.397	3.415	9.904	0.29	10.265	30.860	109.784
0	3.398	4.013	2.769	0.8	0	1.000	42.679	0.000	42.679	3.398	9.854	0.29	12.377	30.420	129.829
1	3.398	5.145	2.598	0.8	0.1	0.995	47.807	4.781	47.567	3.415	9.904	0.29	13.795	29.740	142.178
2	3.398	6.28	2.082	0.8	0.2	0.980	50.958	10.192	49.929	3.468	10.057	0.29	14.479	29.520	150.429
3	3.398	7.41	1.2	0.8	0.3	0.954	51.969	15.591	49.575	3.562	10.330	0.29	14.377	29.530	153.463
4	3.398	8.54	0	0.73	0.4	0.917	50.704	20.282	46.471	3.708	10.752	0.29	13.477	29.790	151.048
5	3.398	8.69	0	0	0.5	0.866	46.951	23.475	40.660	3.924	11.379	0.29	11.791	30.299	142.255
6	3.398	7.58	0	0	0.6	0.800	40.953	24.572	32.763	4.248	12.318	0.29	9.501	30.036	123.008
7	3.398	3.39	0	2.3098	0.7	0.714	32.757	22.930	23.393	4.758	13.799	0.29	6.784	32.013	104.866
8	3.398	1	0	0.8212	0.8	0.600	10.537	8.430	6.322	5.663	16.424	0.29	1.833	33.499	35.299
somme								116.691			145.859		120.356		1376.306

Kss	1.96
Kas	1.63

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R= 42,04 m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	2.357	0.38	0	-0.2	0.9798	1.424	-0.28482	1.3953	2.406	6.9762	0.29	0.4046	26.28	3.743
-1	2.357	1.64	0	-0.1	0.995	6.146	-0.61461	6.1153	2.369	6.8697	0.29	1.7734	25.59	15.728
0	2.357	2.69	0	0	1	10.081	0.00000	10.0811	2.357	6.8353	0.29	2.9235	25.12	25.324
1	2.357	3.52	0	0.1	0.995	13.192	1.31917	13.1255	2.369	6.8697	0.29	3.8064	24.66	32.531
2	2.357	4.15	0	0.2	0.9798	15.553	3.11053	15.2384	2.406	6.9762	0.29	4.4191	24.38	37.917
3	2.357	4.55	0	0.3	0.9539	17.052	5.11551	16.2663	2.471	7.1653	0.29	4.7172	24.23	41.316
4	2.357	4.72	0	0.4	0.9165	17.689	7.07553	16.2121	2.572	7.4579	0.29	4.7015	24.22	42.842
5	2.357	4.62	0	0.5	0.866	17.314	8.65703	14.9944	2.722	7.8927	0.29	4.3484	24.37	42.194
6	2.357	4.24	0	0.6	0.8	15.890	9.53397	12.7120	2.946	8.5441	0.29	3.6865	24.65	39.169
7	2.357	3.5	0	0.7	0.7141	13.117	9.18169	9.3672	3.300	9.5713	0.29	2.7165	25.07	32.884
8	2.357	2.31	0	0.8	0.6	8.657	6.92562	5.1942	3.928	11.392	0.29	1.5063	25.62	22.179
somme							50.919			72.705		32.8255		316.356

Ks s	2.47
Kas	1.93

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R= 37,58 m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	2.613	1.1	0.36	-0.2	0.980	6.169	-1.234	6.045	2.667	7.734	0.29	1.753	25.670	15.837
-1	2.613	2.15	0.76	-0.1	0.995	12.309	-1.231	12.247	2.626	3.414	0.25	3.062	24.950	30.710
0	2.613	3.19	0.88	0	1.000	17.162	0.000	17.162	2.613	7.578	0.29	4.977	24.190	41.516
1	2.613	4.24	0.76	0.1	0.995	20.992	2.099	20.887	2.626	3.414	0.25	5.222	23.910	50.191
2	2.613	5.28	0.36	0.2	0.980	23.536	4.707	23.060	2.667	7.734	0.29	6.687	23.630	55.615
3	2.613	6.02		0.3	0.954	25.011	7.503	23.859	2.739	3.561	0.25	5.965	23.530	58.851
4	2.613	6.099		0.4	0.917	25.339	10.136	23.224	2.851	8.268	0.29	6.735	23.620	59.852
5	2.613	5.84		0.5	0.866	24.263	12.132	21.013	3.017	3.922	0.25	5.253	23.897	57.982
6	2.613	5.185		0.6	0.800	21.542	12.925	17.234	3.266	9.472	0.29	4.998	24.354	52.463
7	2.613	4.03		0.7	0.714	16.743	11.720	11.957	3.659	4.757	0.25	2.989	24.919	41.723
8	2.613	2.16		0.8	0.600	8.974	7.179	5.384	4.355	12.630	0.29	1.561	25.747	23.106
somme							65.937			72.483		49.202		464.739

Ks s	2.45
Kas	2.06

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R= 32,47 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	3.096	0.55	0.35	0	-0.3	0.954	4.550	-1.365	4.340	3.245	9.412	0.29	1.259	29.270	13.317
-2	3.096	1.79	1.19	0	-0.2	0.980	15.075	-3.015	14.770	3.160	9.164	0.29	4.283	28.540	43.023
-1	3.096	3.025	1.703	0	-0.1	0.995	23.854	-2.385	23.735	3.112	9.024	0.29	6.883	27.360	65.265
0	3.096	4.26	1.84	0	0	1.000	30.655	0.000	30.655	3.096	8.978	0.29	8.890	26.420	80.990
1	3.096	5.5	1.68	0	0.1	0.995	35.917	3.592	35.737	3.112	9.024	0.29	10.364	26.130	93.850
2	3.096	6.74	1.19	0	0.2	0.980	39.442	7.888	38.645	3.160	9.164	0.29	11.207	25.840	101.918
3	3.096	7.98	0.35	0	0.3	0.954	41.125	12.337	39.231	3.245	9.412	0.29	11.377	25.777	106.007
4	3.096	8.3531		0	0.4	0.917	41.119	16.448	37.686	3.378	9.796	0.29	10.929	25.960	106.746
5	3.096	7.94		0	0.5	0.866	39.086	19.543	33.849	3.575	10.367	0.29	9.816	26.390	103.147
6	3.096	7.01		0	0.6	0.800	34.508	20.705	27.606	3.870	11.223	0.29	8.006	27.055	93.361
7	3.096	2.54		2.55	0.7	0.714	27.030	18.921	19.303	4.335	12.572	0.29	5.598	28.022	75.743
8	3.096	1		0.164	0.8	0.600	5.857	4.686	3.514	5.160	14.964	0.29	1.019	29.380	17.208
somme								92.668			108.135		88.611		883.367

Kss	2.45
Kas	1.91

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale talus aval (R=41,36 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	2.269	1.36	0	0	-0.4	0.917	4.906	-1.963	4.497	2.476	7.179	0.290	1.304	0.000	0.000	0.000	22.08	10.834
-3	2.269	2.88	0.237	0	-0.3	0.954	11.471	-3.441	10.943	2.379	6.898	0.290	3.173	0.237	0.564	0.163	21.22	24.342
-2	2.269	3.79	0.820	0	-0.2	0.980	17.413	-3.483	17.061	2.316	6.716	0.290	4.948	0.820	1.899	0.551	20.44	35.592
-1	2.269	4.69	1.170	0	-0.1	0.995	22.256	-2.226	22.145	2.280	6.613	0.290	6.422	1.170	2.668	0.774	19.78	44.023
0	2.269	5.61	1.280	0	0.0	1.000	26.077	0.000	26.077	2.269	6.580	0.290	7.562	1.280	2.904	0.842	19.20	50.068
1	2.269	6.51	1.170	0	0.1	0.995	28.822	2.882	28.678	2.280	6.613	0.290	8.317	1.170	2.668	0.774	18.88	54.416
2	2.269	7.42	0.820	0	0.2	0.980	30.509	6.102	29.893	2.316	6.716	0.290	8.669	0.820	1.899	0.551	18.68	56.991
3	2.269	8.33	0.240	0	0.3	0.954	31.147	9.344	29.712	2.379	6.898	0.290	8.617	0.240	0.571	0.166	18.40	57.310
4	2.269	8.62	0	0	0.4	0.917	31.098	12.439	28.502	2.476	7.179	0.290	8.266	0.000	0.000	0.000	18.83	58.558
5	2.269	8.39	0	0	0.5	0.866	30.269	15.134	26.213	2.620	7.598	0.290	7.602	0.000	0.000	0.000	19.18	58.055
6	2.269	7.86	0	0	0.6	0.800	28.357	17.014	22.685	2.836	3.687	0.290	6.579	0.000	0.000	0.000	19.72	55.919
7	2.269	6.76	0	0	0.7	0.714	24.388	17.072	17.417	3.177	4.130	0.290	5.051	0.000	0.000	0.000	20.42	49.801
8	2.269	2.87	0	1.985	0.8	0.600	19.948	15.958	11.969	3.782	4.916	0.290	3.471	1.985	7.507	2.177	21.33	42.549
9	2.269	1.00	0	0.133	0.9	0.436	4.252	3.827	1.854	5.205	6.767	0.290	0.538	0.133	0.694	0.201	22.46	9.551
somme								88.661			88.492		80.517			6.199		608.009

Ks s	1.59
Kas	1.32

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale talus aval (R=39,63 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn	a*Gn*dn
-3	2.587	0.75	0	0	-0.3	0.95	3.08	-0.93	2.94	2.71	7.87	0.29	0.85	0	0	0	25.52	7.87
-2	2.587	2.45	0	0	-0.2	0.98	10.09	-2.02	9.89	2.64	7.66	0.29	2.87	0	0	0	24.67	24.90
-1	2.587	3.88	0	0	-0.1	0.99	15.97	-1.60	15.89	2.60	7.54	0.29	4.61	0	0	0	23.94	38.23
0	2.587	5.023	0	0	0	1.00	20.66	0.00	20.66	2.59	7.50	0.29	5.99	0	0	0	23.06	47.65
1	2.587	5.951	0	0	0.1	0.99	24.48	2.45	24.36	2.60	7.54	0.29	7.06	0	0	0	22.91	56.09
2	2.587	6.59	0	0	0.2	0.98	27.11	5.42	26.56	2.64	7.66	0.29	7.70	0	0	0	22.65	61.40
3	2.587	9.96	0	0	0.3	0.95	40.97	12.29	39.09	2.71	7.87	0.29	11.33	0	0	0	22.57	92.48
4	2.587	7.026	0	0	0.4	0.92	28.90	11.56	26.49	2.82	8.19	0.29	7.68	0	0	0	22.70	65.61
5	2.587	6.75	0	0	0.5	0.87	27.77	13.88	24.05	2.99	8.66	0.29	6.97	0	0	0	23.00	63.87
6	2.587	6.08	0	0	0.6	0.80	25.01	15.01	20.01	3.23	4.20	0.29	5.80	0	0	0	23.51	58.80
7	2.587	4.89	0	0	0.7	0.71	20.12	14.08	14.37	3.62	4.71	0.29	4.17	0	0	0	24.19	48.65
8	2.587	1	0	1.31	0.8	0.60	11.35	9.08	6.81	4.31	5.61	0.29	1.98	1.31	5.66	0	25.19	28.60
somme								79.237			85.001		67.022					594.135

Ks s	3.22
Kas	2.36

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale talus aval (R=35,08

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
-3	2.905	0.94	0.73	0	-0.3	0.954	8.603	-2.581	8.207	3.045	8.830	0.29	2.380	0.730	2.223	0.645	28.25	24.305
-2	2.905	2.1	1.48	0	-0.2	0.980	18.340	-3.668	17.969	2.965	8.597	0.29	5.211	1.480	4.388	1.272	27.60	50.618
-1	2.905	3.26	1.92	0	-0.1	0.995	26.266	-2.627	26.134	2.919	8.466	0.29	7.579	1.920	5.605	1.625	26.47	69.526
0	2.905	4.42	2.064	0	0	1.000	32.464	0.000	32.464	2.905	8.424	0.29	9.415	2.064	5.995	1.739	25.72	83.498
1	2.905	5.59	1.92	0	0.1	0.995	37.027	3.703	36.841	2.919	8.466	0.29	10.684	1.920	5.605	1.625	25.32	93.753
2	2.905	5.75	1.48	0	0.2	0.980	35.197	7.039	34.486	2.965	8.597	0.29	10.001	1.480	4.388	1.272	25.03	88.098
3	2.905	7.91	0.73	0	0.3	0.954	40.794	12.238	38.915	3.045	8.830	0.29	11.285	0.730	2.223	0.645	24.96	101.822
4	2.905	8.71	0	0	0.4	0.917	40.227	16.091	36.869	3.169	9.191	0.29	10.692	0	0	0	25.12	101.050
5	2.905	8.41	0	0	0.5	0.866	38.841	19.421	33.638	3.354	9.727	0.29	9.755	0	0	0	25.49	99.007
6	2.905	7.65	0	0	0.6	0.800	35.331	21.199	28.265	3.631	10.530	0.29	8.197	0	0	0	26.09	92.179
7	2.905	4.33	0	1.98	0.7	0.714	32.248	22.574	23.030	4.067	11.795	0.29	6.679	1.980	8.053	2.335	26.88	86.683
8	2.905	1	0	2.085	0.8	0.600	17.520	14.016	10.512	4.841	14.039	0.29	3.049	2.085	10.095	2.928	28.15	49.319
somme								107.405			115.4932		94.9259			14.0868		939.8585

Ks s	1.59
Kas	1.28

Stabilité pour le cas du Vidange Rapide talus amont (R=31,2 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
-2	2.964	1.213	0	0	-0.20	0.980	3.164	-0.633	3.100	3.025	3.933	0.29	0.899	29.046	9.190
-1	2.964	2.000	0	0.650	-0.10	0.995	7.394	-0.739	7.357	2.979	3.873	0.29	2.133	28.320	20.939
0	2.964	2.980	0	0.800	0.00	1.000	10.452	0.000	10.452	2.964	3.853	0.29	3.031	27.710	28.963
1	2.964	3.976	0	0.650	0.10	0.995	12.548	1.255	12.485	2.979	3.873	0.29	3.621	27.340	34.306
2	2.964	4.964	0	0.200	0.20	0.980	13.618	2.724	13.342	3.025	3.933	0.29	3.869	27.114	36.923
3	2.964	5.387	0	0	0.30	0.954	14.051	4.215	13.404	3.107	4.039	0.29	3.887	27.083	38.054
4	2.964	5.266	0	0	0.40	0.917	13.735	5.494	12.589	3.234	4.204	0.29	3.651	27.250	37.429
5	2.964	4.757	0	0	0.50	0.866	12.408	6.204	10.745	3.423	4.449	0.29	3.116	27.610	34.258
6	2.964	3.788	0	0	0.60	0.800	9.880	5.928	7.904	3.705	4.817	0.29	2.292	28.150	27.813
7	2.964	2.231	0	0	0.70	0.714	5.819	4.073	4.156	4.150	5.396	0.29	1.205	28.850	16.788
somme								24.448			36.973		26.500		267.875

Ks s	1.56
Kas	1.33

Stabilité pour le cas du Vidange Rapide talus amont (R=27.99 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	3.122	0.192	0.107		-0.30	0.954	0.864	-0.259	0.824	3.273	4.255	0.29	0.239	31.122	2.687
-2	3.122	1.232	0.915		-0.20	0.980	6.270	-1.254	6.143	3.186	4.142	0.29	1.782	30.33	19.017
-1	3.122	2.272	1.390		-0.10	0.995	10.625	-1.062	10.572	3.138	4.079	0.29	3.066	29.85	31.716
0	3.122	2.514	1.545	0.800	0	1.000	14.601	0	14.601	3.122	4.059	0.29	4.234	29.32	42.810
1	3.122	3.554	1.389	0.800	0.10	0.995	16.966	1.697	16.881	3.138	4.079	0.29	4.896	28.37	48.133
2	3.122	4.595	0.915	0.800	0.20	0.980	18.332	3.666	17.961	3.186	4.142	0.29	5.209	28.141	51.587
3	3.122	5.636	0.108	0.800	0.30	0.954	18.647	5.594	17.788	3.273	4.255	0.29	5.159	28.121	52.437
4	3.122	6.420			0.40	0.917	17.638	7.055	16.166	3.406	4.428	0.29	4.688	28.314	49.940
5	3.122	5.880			0.50	0.866	16.154	8.077	13.990	3.605	4.686	0.29	4.057	28.716	46.389
6	3.122	4.860			0.60	0.800	13.352	8.011	10.682	3.903	5.073	0.29	3.098	29.32	39.149
7	3.122	3.220			0.70	0.714	8.846	6.193	6.318	4.372	5.683	0.29	1.832	30.096	26.624
8	3.122	0.699			0.80	0.600	1.920	1.536	1.152	5.203	6.764	0.29	0.334	31.016	5.956
somme								37.7178			48.8816		38.2583		410.4893

Ks s	3.71
Kas	2.49

Stabilité pour le cas du Vidange Rapide talus amont (R=22.41 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	3.421	0.21	0.12	0	-0.4	0.91652	1.0468	-0.419	0.959	3.733	4.852	0.29	0.278	34.10	3.570
-3	3.421	1.35	1.4	0	-0.3	0.95394	8.9014	-2.670	8.491	3.586	4.662	0.29	2.463	32.88	29.268
-2	3.421	2.49	2.28	0	-0.2	0.97980	15.3740	-3.075	15.063	3.492	4.539	0.29	4.368	31.98	49.166
-1	3.421	2.83	2.804	0.8	-0.1	0.99499	21.3007	-2.130	21.194	3.438	4.470	0.29	6.146	31.015	66.064
0	3.421	3.967	2.958	0.8	0	1	25.2543	0.00	25.254	3.421	4.447	0.29	7.324	30.907	78.053
1	3.421	5.11	2.804	0.8	0.1	0.99499	28.1645	2.816	28.023	3.438	4.470	0.29	8.127	29.880	84.156
2	3.421	6.248	2.284	0.8	0.2	0.97980	29.7938	5.959	29.192	3.492	4.539	0.29	8.466	29.655	88.353
3	3.421	7.39	1.4	0.8	0.3	0.95394	30.1773	9.053	28.787	3.586	4.662	0.29	8.348	29.674	89.548
4	3.421	8.53	0.119	0.8	0.4	0.91652	29.1831	11.673	26.747	3.733	4.852	0.29	7.757	29.943	87.383
5	3.421	8.86	0	0	0.5	0.86603	26.6729	13.336	23.099	3.950	5.135	0.29	6.699	30.456	81.235
6	3.421	7.744	0	0	0.6	0.800	23.3132	13.988	18.651	4.276	5.559	0.29	5.409	31.202	72.742
7	3.421	3.34	0	2.496	0.7	0.71414	19.7039	13.793	14.071	4.790	6.227	0.29	4.081	32.193	63.433
8	3.421	1	0	0.934	0.8	0.600	6.6211	5.297	3.973	5.702	7.412	0.29	1.152	33.642	22.275
somme								48.53196			52.1880		65.38386		729.537897

Kss	1.95
Kas	1.61