

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 DE LA RETENUE COLLINAIRE SUR OUED YASSEL
ET SON IMPACT ENVIRONNEMENTAL (W.TIARET)**

PRESENTE PAR:

M^r SAHALI KHALED NASSREDDINE

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r B.BENLAOUKLI	MCA	Président
M ^{me} A.ADDOU	MAA	Examinatrice
M ^{me} N.SAIL	MAA	Examinatrice
M ^r S.TOUMI	MCB	Examineur
M ^{me} N.HADJ SADOK	MAA	Promotrice

Session juin ; 2017

Dédicace

A chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pose pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais.



Ces personnes qui nous ont aidé sans le leur dire, soutenus sans réserve, aimé sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur.



A toutes ces âmes ; sans les citer ; je dédie ce travail en signe de reconnaissance et de respect.



S / Khaled

Remerciement

Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail :

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

Mon promotrice M HADJ SADOK pour avoir contribué à l'élaboration de cette présente thèse et à ma formation durant les années de spécialités.

Je remercie le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Je voudrais aussi remercier l'ensemble des enseignants et tout le personnel de l'E.N.S.H qui ont contribué à ma formation.

- *Enfin, à tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin je leurs dis merci.*

S / Khaled

ملخص:

من خلال عملنا هذا قمنا بدراسة شاملة على مستوى واد ياسل ولاية تيارت من أجل إنشاء حاجز مائي، الذي يعمل على توفير المياه من أجل سقي حوالي 313 هكتار من الأراضي الفلاحية للمنطقة المجاورة له.

بعد دراسة معمقة وشاملة لمختلف الجوانب الجيولوجية، الهيدرولوجية والطوبوغرافية قمنا باختيار الاقتراح المناسب حيث صممنا الحاجز المائي وتحققنا من ثباته، أما فيم يتعلق بالإنجاز فقد قمنا بشرح مفصل ودقيق يشمل مختلف أطوار الإنجاز.

Résume :

Dans ce travail, nous avons fait une étude sur Oued Yassel (Wilaya de Tiaret) pour réaliser une retenue collinaire, qui doit satisfaire l'irrigation des 313 ha des terres agricoles avoisinantes.

Après une étude précise et complète des différentes étapes « géologique, hydrologique, topographique », nous avons choisi la variante adaptée, puis implanté la digue et nous finalisons notre travail en vérifiant sa stabilité. Pour la réalisation, nous avons donné une explication intégrale contenant les différentes étapes de calcul.

Abstract:

In this work, we made study on Oued Yassel (Wilaya de Tiaret) to carry out a small dam which must take the possibility of irrigating 313 ha of the neighbouring agricultural lands.

After a precise complete study of the various stages “geological, hydrological, topographic”, we chose the adopted alternative, then one established the dam and checked its stability. For the realisation we gave an explanation supplements containing the various stages of calculation.

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	4
I.2 Choix du l'axe de l'ouvrage.....	5
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	9
II.3. Hydrogéologie de la région	10
II.4. Géologie du site de la retenue.....	10
II.4.1. Analyse lithologique de la cuvette.....	10
II.4.2. Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue	11
II.4.3. Fondation de la digue et ses ouvrages annexes.....	11
II.4.4. Stabilité des versants de cuvette	11
II.4.5. Matériaux de constructions de la retenue collinaire	11
II.5. Hydrogéologie du site de la retenue	12
Conclusion.....	12
II.6. Etude géotechnique.....	13
II.6.1. Prospection géotechnique de terrain	13
II.6.2. Prospection géotechnique de laboratoire	13
II.6.2.1 Mode opératoire des essais	14
II.6.3. Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation :	14
II.6.3.1 Terrains d'assise et de fondation de la digue :	14
II.6.3.2 Matériaux de construction de la digue :	18

II.6.4. Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue	21
II.6.4.1 Terrains d'assise et de fondation de la digue	21
II.6.4.2 Matériaux pour filtres, transitions et drains	22
II.6.4.3 Matériaux d'enrochement.....	22
Conclusion.....	23

Chapitre 03 : Etude hydrologique

Introduction	23
III.1. Situation géographique.....	24
III.2. Relief et pente.....	24
III.3. Végétation	25
III.4. Caractéristiques morphologiques du bassin versant.....	25
III.4.1 Paramètres géométriques.....	25
III.4.1.1 Superficie du bassin versant	25
III.4.1.2 Périmètre du bassin versant	25
III.4.2 Paramètres de forme	25
III.4.2.1 Indice de compacité de Gravellius "Kc"	25
III.4.2.2 Coefficient d'allongement	26
III.4.2.3 Rectangle équivalent	26
III.4.3 Paramètres du relief.....	27
III.4.3.1 Répartition et courbe hypsométrique.....	27
III.4.3.2 Altitudes caractéristiques.....	29
III.4.3.3 Indice de pente.....	29
III.4.4 Paramètres hydrographiques	31
III.4.4.1 Le chevelu hydrographique	31
III.4.4.2 Profil en long du cours d'eau principal	32
III.4.4.3 Pente moyenne du cours d'eau principal I_c	33
III.4.4.4 Densité de drainage D_r	33
III.4.4.5 Coefficient de torrencialité C_t	33
III.4.4.6 Temps de concentration T_c	33
III.4.4.7 Vitesse de ruissellement	34
III.5. Données climatologiques	36
III.5.1 Températures.....	36
III.5.2 L'Evaporation.....	37
III.5.3 L'Humidité	38
III.5.4 Les Précipitations	39

III.5.4.1 Les précipitations maximales journalières	41
III.5.4.2 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences	46
III.5.5. Evaluation des apports liquides	48
III.5.5.1 Apports moyens annuels A_0	48
III.5.5.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	49
III.5.6 Irrégularité des apports	51
III.5.6.1 Les apports fréquentiels.....	51
III.5.7 Les apports solides	51
III.6 Etude des crues	53
III.6.1 Méthode Empirique	53
III.6.1.1 Hydrogramme de crue	57
III.6.2 Choix de la crue de projet.....	58
III.6.5 Calcule du volume de la crue	58
III.7 Etude de régularisation	59
III.7.1 Objectifs et méthodologie.....	59
III.7.2 Répartition mensuelle des besoins.....	59
III.7.3 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$	60
III.7.4 Courbes « Hauteurs - Capacités - Surface »	61
III.7.5 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	64
III.7.6 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	66
III.7.6.1 Pertes par évaporation :	66
III.7.6.2 Pertes par infiltration	66
III.7.6.3 Estimation de l'erreur.....	67
III.8 Laminage de crue	69
III.8.1 Méthode de Muskingum.....	69
III.8.1.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière	69
III.8.1.2 Méthode de Muskingum.....	70
III.8.1.3 Principe de la méthode de solution.....	71
III.8.1.4 Calcul du débit de sortie	72
III.8.1.5 Calcul du volume stocké	73
III.9 Etude d'optimisation	78
III.9.1 Calcul de la revanche	78
III.9.2 Largeur en crête.....	79
III.9.3 Calcul du volume et du coût de la digue	80
III.9.4 Calcul du coût de l'évacuateur de crues.....	81
III.9.4.1 Coût du déversoir	81

III.9.4.2 Coût du coursier :	82
Conclusion.....	84

Chapitre 04 : Etude des variantes

Introduction	85
IV.1. Choix du type du barrage	85
IV.1.1. Digue en terre homogène	85
IV.1.2. Digue zoné à noyau étanche.....	86
IV.1.3. Digue en enrochement.....	86
IV.2. Définition du profil général de la retenue	87
IV.2. 1. Hauteur de la retenue.....	87
IV.2. 2. Largeur en crête.....	88
IV.2. 3. La longueur en crête	88
IV.2.4. Choix des pentes des talus.....	88
IV.3. Digue en terre homogène	89
IV.3.1. Pentes des talus	89
IV.3.2 Protection des talus.....	89
IV.3.3 Calcul des drains.....	90
IV.7. Digue zoné a noyau d'argile	92
IV.7.1. Pentes des talus	92
IV.7.2. Protection des talus	92
IV.7.3. Etanchéité de la retenue.....	92
IV.7.3.1. Dimensionnement du Drain Tapis.....	95
IV.7.3.2. La clé d'étanchéité	95
IV.8. Digue en enrochement a masque en béton.....	95
IV.8.1. Pentes des talus	95
IV.9. Détermination du cout des matériaux pour les différentes variantes	96
IV.9.1. Digue en terre homogène	96
IV.9.2. Digue en terre zoné	97
IV.9.3. Digue en enrochement a masque en béton	98
IV.9.4. Comparaison des résultats et discussion	99

Chapitre 05 : Etude de la variante retenue

Introduction	100
V.1. Protection des talus.....	100
V.2. Calcul des filtres	100

V.3 Prisme de drainage	103
V.4. Bermes.....	103
V.5. Protection de la crête	103
V.6. Etude des infiltrations.....	104
V.6.1.Objectif de calcul d'infiltration	104
V.6.2. Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre	104
V.6.3 Positionnement de la ligne de saturation	104
V.6.4 Débit d'infiltration	105
V.7. Etude de stabilité	107
V.7.1. Méthode de Fellenius	108
V.7.2. Ordre de calcul (Méthode des tranches)	108
V.7.3. Les forces agissant sur une tranche	110
V.7.4. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement	111
Conclusion.....	114

Chapitre 06 : Etude des ouvrages annexes

Introduction	115
VI.1. L'évacuateur de crues	115
VI.1.1 Différents types d'évacuateurs de crue	115
VI.1.1.1. Evacuateur de crues en puits (tulipe)	115
V.1.1.2. Evacuateur de crues latérales à entonnement latéral	116
V.1.1.3. Evacuateur de crue latérale à entonnement frontal	116
V.1.1.4. Evacuateur de crues en siphon	116
VI.1.2. Choix de la variante	117
VI.1.3. Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue	117
VI.1.3.1 Canal d'approche	117
VI.1.3.2. Déversoir	118
VI.1.3.3. Chenal d'écoulement	119
VI.1.3.4. Auge de réception (Seuil latéral).....	120
VI. 1.3.5. Chenal d'écoulement	123
VI. 1.3.6. Calcul du divergent	124
VI. 1.3.7. Le coursier	124
VI. 1.3.8. Bassin de dissipation	129
VI. 1.3.9. Canal de Fuite.....	130
VI.2. Ouvrage de vidange.....	132

VI.2.1. Calcul du débit de vidange	132
VI.2.2. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre	133
VI.2.3. Correction de la valeur de coefficient μ	133
VI.2.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite	134
VI.3. Ouvrage de prise d'eau	134
VI.3.1 Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau	134
VI.3.2 Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre	134
VI.3.3. Correction de la valeur de coefficient μ	135
VI.3.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite	135
Conclusion.....	136

Chapitre 07 : Organisation de chantier

Introduction	137
VII.1. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	137
VII.1.1. Installations destinées au personnel	137
VII.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux	138
VII.1.3. Installations destinées à la réparation des engins.....	138
VII.1.4. Installation destinée pour la préfabrication	138
VII.2. Moyens du chantier.....	138
VII.3. Planification	139
VII.3.1. Définition	139
VII.3.2. Techniques de la planification	139
VII.3.2.1 Méthodes basées sur le réseau	139
VII.3.2.2. Relations entre les tâches	140
VII.3.2.3. Plannings des Travaux	142
VII.3.2.4. Symboles des différentes opérations.....	142
VII.4. Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes	145
Conclusion.....	147

Chapitre 08 : Protection et sécurité de travail

Introduction	148
VIII.1. Cause des accidents de travail	148
VIII.1.1. Causes humaines	148
VIII.1.2. Causes techniques.....	148
VIII.2. Causes des maladies professionnelles	148

VIII.3. Conditions dangereuses dans le chantier	149
VIII.4. Actions dangereuses	149
VIII.5. Mesures préventives	150
VIII.6. Méthode et moyens de prévention.....	150
VIII.7. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation	150
Conclusion.....	152

Chapitre 09 : Protection et sécurité de travail

Introduction	153
IX.1. Impacts liés à l'atmosphère	153
IX .2. Impacts liés à la création d'une barrière à l'écoulement	153
IX .3. Impacts liés à la création d'une retenue	154
IX .4. Impacts liés à la modification du régime d'écoulement à l'aval	154
IX .5. Etude d'impact	154

Conclusion générale.....	174
Références bibliographiques	175

Liste des figures

Figure I- 1: Localisation de la commune Djillali Ben Amar Echelle 1/50.000.....	3
Figure I- 2: Vue en plan du site de la future retenue collinaire YASSEL.....	4
Figure II- 1: Extrait de la carte géologique de la région d'étude 1/500.000	7
Figure II- 2: Extrait de la carte géologique à l'échelle 1/500 000	8
Figure II- 3: Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA99	9
Figure II- 4: implantation des fouilles.....	18
Figure III- 1 : Bassin versant Oued Yassel (cartes d'Etat-major n° 214)	24
Figure III- 2: Rectangle équivalent	27
Figure III- 3: Courbe hypsométrique du Bassin versant	28
Figure III- 4: Réseau hydrographique du BV	32
Figure III- 5: Profil en long du cours d'eau principal du bassin versant Oued Yassel	32
Figure III- 6: Histogramme de la répartition mensuelle des températures.....	36
Figure III- 7: Histogramme de la répartition mensuelle d'évaporations.....	37
Figure III- 8: Histogramme de la répartition mensuelle de l'humidité	38
Figure III- 9: Carte Pluviométrique de la région de Tiaret (l'ANRH en 1993).....	39
Figure III- 10: Répartition mensuelle des pluies station Sidi Bekhti.....	40
Figure III- 11: Représentation graphique de la loi de Galton	42
Figure III- 12: Représentation graphique de la loi de Gumbel	45
Figure III- 13: Hydrogrammes synthétiques pour différentes périodes de retour.....	57
Figure III- 14: Courbe Capacité –Hauteur	63
Figure III- 15: Courbe Surface –Hauteur	63
Figure III- 16: courbe volumétrique ($S=f(V)$).....	64
Figure III- 17: Laminage a travers un barrage	71
Figure III- 18: Evacuateur à surface libre	72
Figure III- 19: Courbe caractéristique du barrage.....	74
Figure III- 20: Hydrogrammes de crue	77
Figure III- 21: Courbe d'optimisation.....	83

Figure IV- 1: Coupe transversale d'une digue homogène.....	86
Figure IV- 2: Coupe transversale d'une digue zonée	86
Figure IV- 3: Coupe transversale d'une digue en enrochement avec masque en béton.....	87
Figure V- 1: Schéma de calcul de la ligne de saturation.....	105
Figure V- 2: Arc de cercle de glissement selon Fellenius	108
Figure V- 3: Zone du centre du cercle critique selon principe de Fondeev	109
Figure VI- 1 : profil Creager du déversoir.....	119
Figure VI- 2: représentation des tranchées	121
Figure VI- 3: Profil en long du canal latéral.....	123
Figure VI- 4: représentation de la ligne d'eau dans le coursier	127
Figure VI- 5: Schéma de bassin de dissipation, type I (USBR, 1987)	129
Figure VI- 6: canal de fuite.	130
Figure VII- 1: Réseau à nœuds.....	143
Figure VII- 2: Diagramme de GANTT	144

Liste des tableaux

Tableau I. 1: coordonnées de site	3
Tableau II. 1 : Récapitulatif des essais effectués au laboratoire	13
Tableau II. 2: propriétés du niveau marneux.	14
Tableau II. 3: propriétés du niveau calcaires gréseux.....	15
Tableau II. 4: propriétés du niveau argileux marneux... ..	16
Tableau II. 5: récapitulation des essais de l'axe de la digue... ..	17
Tableau II. 6: récapitulation des essais des zones d'emprunt.....	19
Tableau II. 7: Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue..21	
Tableau III. 1 : les paramètres hydromorphométriques du bassin versant	27
Tableau III. 2: Répartition de la surface du BV	28
Tableau III. 3: Détermination de la pente Roche I_p	31
Tableau III. 4: Récapitulatif des Temps de concentration	34
Tableau III. 5 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant....	35
Tableau III. 6: Températures moyennes mensuelles.....	36
Tableau III. 7 : Evaporation	37
Tableau III. 8: Humidité relative station Sidi bekhti.	38
Tableau III. 9: caractéristiques des stations pluviométriques	39
Tableau III. 10 : Moyennes mensuelles des précipitations en mm dans la station de Sidi bekhti.40	
Tableau III. 11: Résultat de l'ajustement à la loi de Galton.	42
Tableau III. 12: Caractéristique de la loi Galton.....	43
Tableau III. 13: Ajustement à la loi de Gumbel.....	44
Tableau III. 14: Caractéristique de la loi Gumbel.....	46
Tableau III. 15: Pluies de courtes durées et leur intensité	47
Tableau III. 16: Récapitulatif de l'Apport moyenne interannuelle.	49
Tableau III. 17: Caractéristiques de l'écoulement.....	50
Tableau III. 18: Apports fréquentiels	51
Tableau III. 19: Récapitulatif des résultats des apports solides et volumes morts	53
Tableau III. 20: valeur de α en fonction de la fréquence	54
Tableau III. 21: valeur de C en fonction de la fréquence.....	54

Tableau III. 22: Pluies de courte durée	55
Tableau III. 23: débits maximaux de crue	55
Tableau III. 24: Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour.....	56
Tableau III. 25: Répartition mensuelle des besoins.	60
Tableau III. 26: Moyennes mensuelles des apports de fréquence 80%.	60
Tableau III. 27 : Courbes topographiques et volumétrique	62
Tableau III. 28: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	65
Tableau III. 29: valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques.....	66
Tableau III. 30: Volume des pertes dans la retenue.....	67
Tableau III. 31: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	68
Tableau III. 32: Valeurs de h et les plages de variation en période de crue.	72
Tableau III. 33: Calcul de la courbe caractéristique du barrage.	74
Tableau III. 34: Calcul de l'hydrogramme laminé.	75
Tableau III. 35: Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties..	76
Tableau III. 36: Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum	77
Tableau III. 37: Récapitulatif des résultats	78
Tableau III. 38: Largeur en crête.	79
Tableau III.39: Calcul du cout de la digue.....	80
Tableau III. 40: Calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs	81
Tableau III. 41: Coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes	82
Tableau III. 42 : : Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes	82
Tableau III. 43: les résultats d'optimisation	82
Tableau III. 44: Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage	83
Tableau IV. 1: Valeurs indicatives des pentes des talus.....	88
Tableau IV. 2: Valeurs du coefficient C.....	89
Tableau IV. 3: Epaisseur de l'enrochement et D_{50} minimal.....	90
Tableau IV. 4: Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation	93
Tableau IV. 5: Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.....	94
Tableau IV. 6: Caractéristiques du noyau	95
Tableau IV. 7: Volume des recharges pour la variante terre homogène	96
Tableau IV. 8: Volume du Rip-Rap pour la variante terre homogène	97
Tableau IV. 9: Volume des recharges pour la variante terre zoné	97
Tableau IV. 10: Volume du Rip-Rap pour la variante terre zoné	98

Tableau IV. 11: Volume d'énrochements pour la variante énrochement a masque en béton	98
Tableau IV. 12: Volume du masque en béton	98
Tableau IV. 13: Cout de différentes variantes de la digue	99
Tableau V. 1: Caractéristiques du revêtement en Rip-Rap	100
Tableau V. 2: Caractéristiques du prisme de drainage	103
Tableau V. 3: Caractéristiques des bermes.....	103
Tableau V. 4: Coordonnées de la parabole de Kozeny.....	105
Tableau V. 5: Les différentes valeurs de K_1 et K_2	109
Tableau V. 6: Valeurs des R_1 et R_2	109
Tableau V. 7: Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	113
Tableau VI. 1: Coordonnés du profil de Greager.....	118
Tableau VI. 2: hauteurs d'eau et pertes de charge	122
Tableau VI. 3 : Récapitulatif du calcul du canal latéral.	123
Tableau VI. 4: Calcul de ligne d'eau par la méthode indirecte d'intégration numérique	126
Tableau VI. 5: Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.....	127
Tableau VI. 6: Vérification de phénomène d'aération dans le coursier.....	128
Tableau VI. 7: Les dimensions des blocs Chicanes du bassin de dissipation	130
Tableau VII. 1: Symboles des opérations réalisées.....	142
Tableau VII. 2: Devis estimatif de la digue	145
Tableau VII.3: Devis estimatif de l'evacuateur de crue	145
Tableau VII. 4: Vidange de fond et prise d'eau.....	146
Tableau VIII. 1: Plan de sécurité	151

Liste des planches

Planche n°1 : Plan d'aménagement de la retenue collinaire oued yassel W.Tiaret

Planche n°2 : Profil en long de la digue de la retenue collinaire

Planche n°3 : Coupe géologique suivant l'axe de la digue

Planche n°4 : Plan de l'évacuateur de crues de la retenue collinaire.

Planche n°5 : Profil en long du premier tronçon de l'évacuateur de crues

Planche n°6 : Profil en long du deuxième tronçon de l'évacuateur de crues

Planche n°7 : Coupe transversal avec détaille de la variante retenue

Planche n°8 : Calcul de stabilité des talus. (Les trois cas)

*INTRODUCTIN
GENERALE*

Introduction générale :

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

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

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

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

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

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

Chapitre : 1

**PRESENTATION
DU SITE**

Introduction

Pour la réalisation d'un barrage, il est nécessaire avant tout de bien examiner les objectifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son implantation, en tenant compte sur la bonne connaissance des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

L'étude nous impose plusieurs variantes de choix des axes de l'implantation du barrage, pour laquelle on devra choisir la meilleure solution de point de vue économique et technique.

I.1 Situation de la commune Djillali Ben Amar

I.1.1 Situation géographique de la commune

La commune est limitée comme suit :

- ❖ Au nord : la commune Oued El Essalem wilaya de Relizane.
- ❖ A l'est : la commune de Machraa Safa et Rahouia.
- ❖ Au sud : la commune de Ain Farah wilaya de Mascara.
- ❖ A l'ouest : la commune de Oued El Abtal.

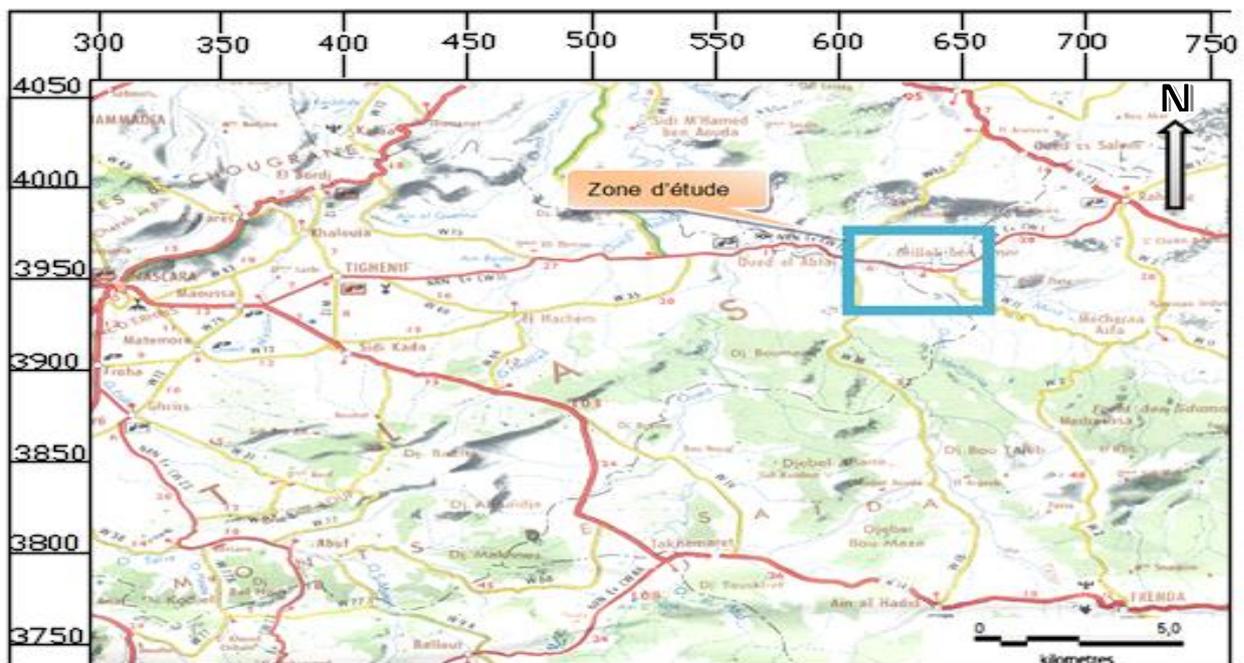


Figure I.1 : Localisation de la commune Djillali Ben Amar Extrait de la carte touristique d'Algérie (nord-ouest) Echelle 1/50.000

I.1.2 Situation Géographique de la retenue collinaire

Le site de la future retenue collinaire sur Oued yassel, se trouve à 42 km environ à vol d'oiseau à l'ouest du chef-lieu de wilaya et à 4 kilomètres environ à vol d'oiseau au Nord de la commune De Djilali Ben Amar.

L'axe de la présente retenue collinaire est caractérisé sur la carte d'Etat-major Djillali Ben Amar Feuille n° 214 à l'échelle 1/50.000 par les coordonnées LAMBERT VOIROL suivant :

Tableau I.1 : coordonnées Lambert due site:

Coordonnées	X (km)	Y (km)	Z(m)
Site	334.5	236.00	340

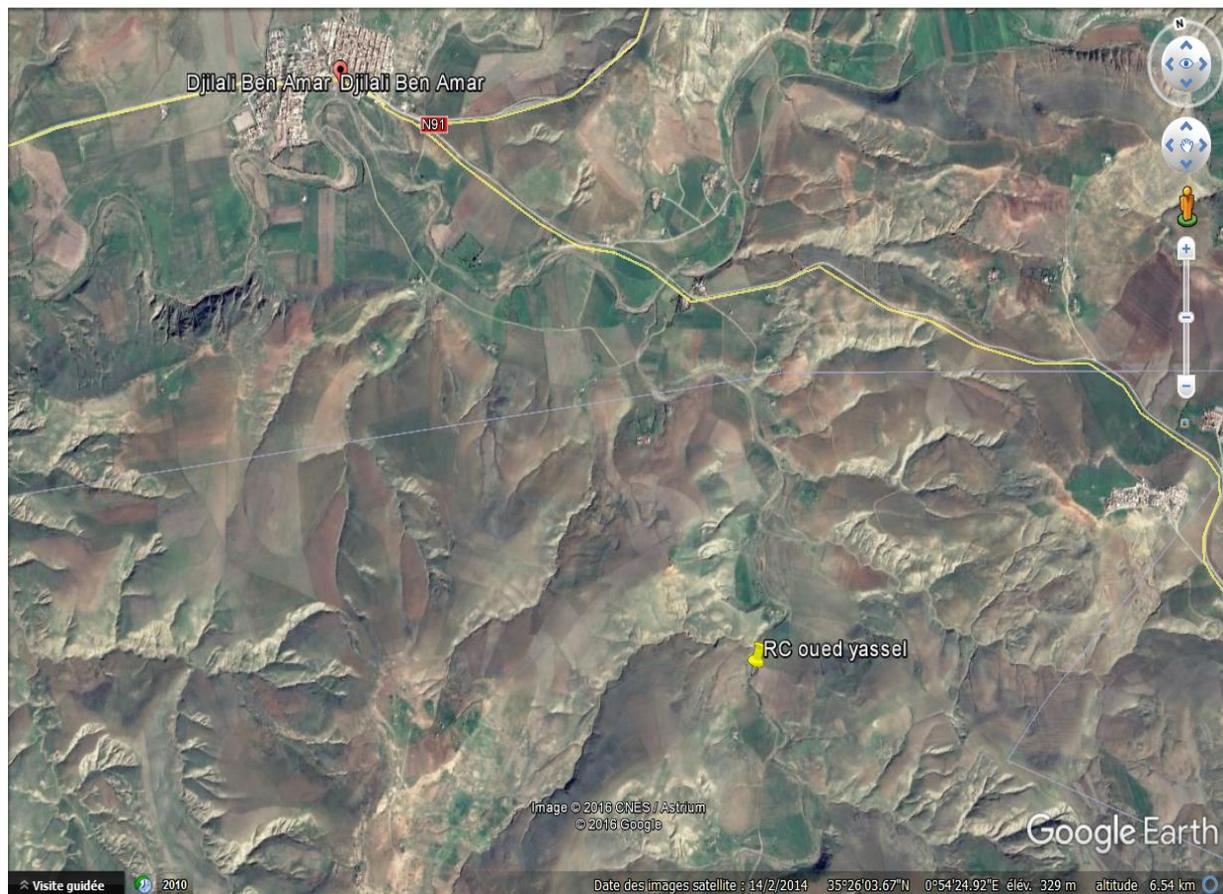


Figure I.2 : Vue en plan du site de la future retenue collinaire YASSEL

I.1.3 Caractéristiques morphologiques du site

La zone d'étude de la retenue collinaire sur Oued Yassel présente un relief faiblement accidenté. L'emplacement du site offre une cuvette allongée tout au long de l'oued avec un léger élargissement à la queue, la pente de l'oued avec 1,5% environ est relativement moyenne, ce qui ne permet pas un stockage assez important d'eau par rapport à l'importance du bassin versant.

La gorge choisie pour l'emplacement de l'axe de la digue est sensiblement étroite, avec une pente relativement accentuée sur les deux rives et principalement sur la rive droite. Sur le flanc droit tout près de l'axe de la digue, une prédisposition du terrain semble favorable à l'implantation de l'évacuateur de crues en direction d'une chaabat qui donne sur Oued Yassel.

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

Pour le choix de l'axe de la retenue pour la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions techniques et économiques on s'est basé essentiellement sur les connaissances et les conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques du site.

Parmi les critères déterminants pour le choix d'un site d'une retenue collinaire, on distingue les différents points suivants :

- Garantir la quantité d'eau qui sera emmagasinée dans la retenue.
- Bonne géologie pour l'emplacement du barrage et de la retenue
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume d'un remblai minimum.
- Choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter la création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

Conclusion

De façon générale on peut dire que le site proposé pour la réalisation de la retenue collinaire de la commune Djillali Ben Amar est favorable vue que La nature morphologique de site présente un relief faiblement accidenté, 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.

Chapitre : II

**ETUDE
GEOLOGIQUE ET
GEOTECHNIQUE**

Introduction

Pour valider le choix d'un site, on doit vérifier un certain nombre de critères d'ordre géotechnique et géologique, préalablement à l'établissement du projet proprement dit.

Le contenu des études à mener varie selon la nature des problèmes rencontrés, mais il devra permettre de se prononcer sur l'étanchéité tant au niveau de la cuvette que des fondations, sur la qualité mécanique de celles-ci et sur la disponibilité en matériaux de construction.

II.1. Géologie de la région d'étude

La région de Tiaret est une zone de transition entre l'Atlas tellien au nord, et l'Atlas saharien au sud. La partie nord se rapporte au système montagneux de l'Atlas tellien, les parties centrale et sud de la wilaya s'associent au domaine plissé des hauts plateaux.

Les formations existantes dans cette région et de type marin et continental allant du Mésozoïque, Cénozoïque jusqu'au Quaternaire.

1. Le Mésozoïque :

- **Trias** : les formations triasiques sont d'origine marine ou lagunaire, elles se manifestent sous forme du gypse, quartzite d'origine sédimentaire et de dolomies.
- **Jurassique** : apparait dans 03 niveaux :
 - Js** : jurassique supérieur, représenté par des calcaires, marnes, grés et dolomie.
 - Jm** : jurassique moyen, représenté par des marnes et des calcaires gréseux.
 - Ji** : marin représenté par des calcaires fossilifères et dolomies.
- **Crétacé** :
 - Cs** : crétacé supérieur, marin représenté par des schistes argileux, marnes et calcaires marneux.
 - Cm** : crétacé moyen, marin ou lagunaire se manifeste par des marnes schisteuses et des grés.
 - Ci** : crétacé inférieur ; marin représenté par des marnes et des argiles.

2. Le Cénozoïque :

- **Paléogène :**

Ei : éocène inférieur, marin représenté par des argiles et des marnes.

O : oligocène marin, indiqué par des bancs de calcaires fossilifères surmontés par des marnes sableuses et des bancs des calcaires gréseux.

- **Néogène :**

Mi : miocène inférieur marin, Burdigalien représenté par des argiles, des marnes gris foncées, des grés et des conglomérats.

Mm et **s** : miocène moyen marin et supérieur (Pentien) représenté par des calcaires, argiles et grés.

P : pliocène marin, des conglomérats, marnes bleues, grés, formations dunaires subordonnées et des mollasses (galets, poudingues,).

3. Le Quaternaire :

- **Villafranchien : (qv)** représenté par des calcaires lacustre, argiles à lignite et des sables dunaires.

- **Quaternaire continental : (qt)** il est caractérisé par la présence des alluvions, regs, terrasses, sables argileux, poudingues et conglomérats.

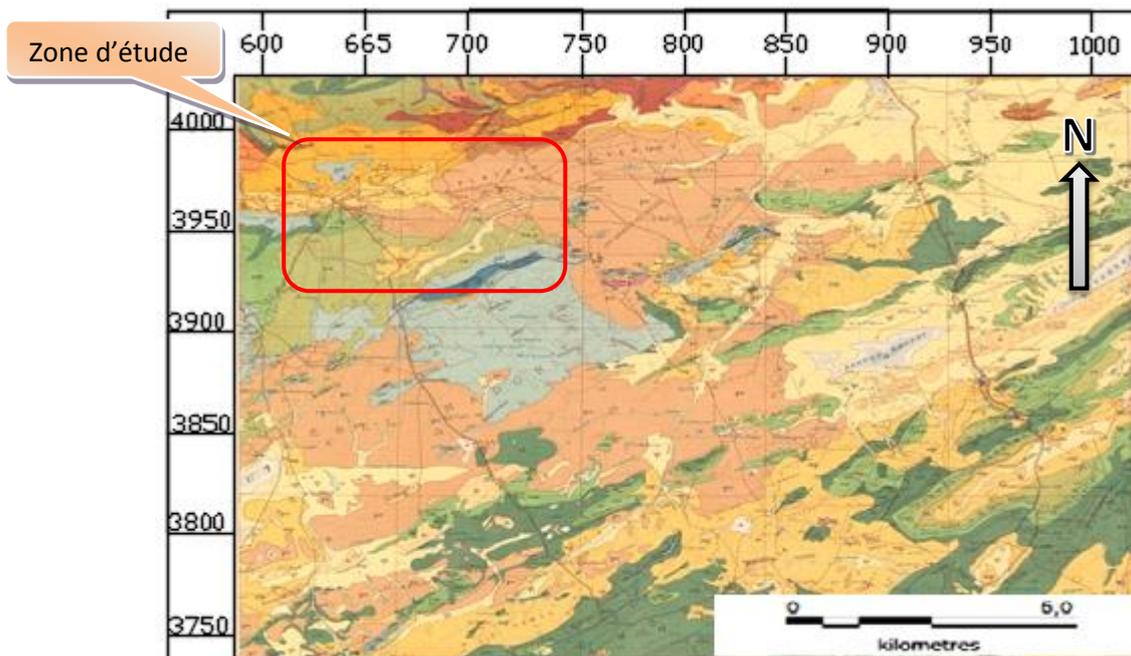


Figure II.1 : Extrait de la carte géologique de Tiaret Nord-Echelle : 1/500.000



Figure II.2 : légende de la carte géologique à l'échelle 1/500 000 montrant la région d'étude.

II.2. Sismicité de la région d'étude

Le tremblement de terre d'El Asnam (1954), confirmant que l'Algérie n'était pas à l'abri de secousses destructives, a attiré l'attention des pouvoirs publics sur la nécessité de mettre un règlement parasismique ayant pour objet d'assurer une certaine protection des personnes et des biens contre les effets des secousses. Les travaux d'une commission technique ont conduit, dès 1954, à préconiser des recommandations provisoires (recommandations A.S. 1955) dans le but d'atténuer les effets des séismes sur les constructions et leur stabilité.

Ces recommandations contiennent, d'une part des conseils généraux à l'établissement des projets de construction (conception générale des bâtiments, fondations, superstructure), d'autre part des règles de calcul des contraintes qui tiennent compte des forces d'inertie développées dans les constructions par les ondes sismiques.

Depuis, plusieurs règlements parasismiques algériens, plus exigeants, ont été élaborés, et actuellement, on utilise le règlement parasismique 99 qui a été modifié après le séisme de 2003. Ce dernier divise le territoire algérien en cinq zones :

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

La wilaya de Tيارت se situe dans la **zone 1**, elle est considérée comme une zone de sismicité faible à négligeable avec un coefficient d'accélération de **0.07**.

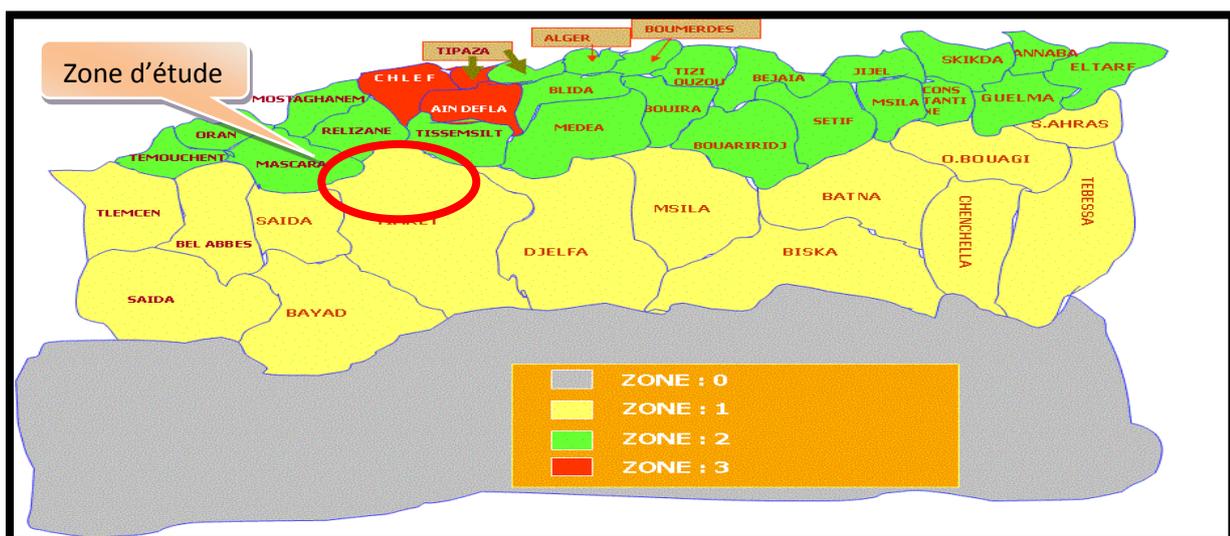


Figure II.3 : Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA99

II.3. Géologie du site de la retenue

II.3.1. Analyse lithologique de la cuvette

La lithologie de la cuvette a été bien définie à l'aide des sondages carottés de 10 m de profondeur, ce qui nous a permis de connaître le site qui est constitué par une alternance de calcaire gréseux et des argiles consolidées surmontée par des marnes vaseuses, et des sables graveleux au niveau de l'Oued.



Photo 01: les argiles constituant l'assiette du site.

II.3.2. Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue

L'étanchéité de la zone d'emprise de la digue est assurée par la couverture argileuse qui s'étend du flanc gauche jusqu'au pied du flanc droit est le reste (flanc droit) présente un affleurement clair des grés moulés dans une matrice argileuse. La présence d'une couche alluviale plus ou moins faible d'épaisseur couvre le fond de l'oued dont son extraction permettra d'étanchéité l'ouvrage et d'assurer sa sécurité.

Les matériaux fins destinés à l'étanchéité et la recharge de la digue seront exploités à partir flanc gauche de la cuvette. L'épaisseur de La couche argileuse sera déterminée lors de la prochaine étape d'études (reconnaissance géologique et géotechnique détaillée), ces matériaux pourraient être localisés dans une surface d'affectation du petit barrage.

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont contre les mouvements des vagues seront exploités par une collecte sur place à partir de la couche alluviale et au bord de l'oued par contre les agrégats pour la production de béton, peuvent être exploités des calcaires de la région.

II.3.3. Fondation de la digue et ses ouvrages annexes

- **Corps de la digue**

Compte tenu de la perméabilité des terrains constituant les assises de la digue, nous recommandons ce qui suit :

Sur la rive droite afin d'assurer une étanchéité appréciable au niveau de la digue, nous proposons d'ancrer la digue à une profondeur d'environ 4 m, et à une profondeur de 6 m pour la rive gauche, tandis que qu'au niveau de l'Oued l'ancrage doit se faire à 5 m de profondeur

- **Évacuateur de crue**

Il sera implanté latéralement sur la rive droite de l'Oued, le déversoir sera fondé sur des marnes vaseuses.

II.3.4. Stabilité des versants de cuvette

Dans son ensemble, la cuvette présente des versants stables qui ne peuvent être soumis à des mouvements de terrain lors de la mise à eau de la retenue.

II.3.5. Matériaux de constructions de la retenue collinaire

- **Matériaux du remblai de la digue :**

Les matériaux du remblai de la digue (argiles) seront exploités au niveau de la cuvette.

- **Matériaux pour Rip-Rap :**

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (enrochement) peuvent être fournis à partir de bancs calcaires affleurant de part et d'autre du site (par ramassage), ou des carrières de la région les plus proches au site.

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

Les matériaux nécessaires au filtre, drain et transition peuvent être exploités des carrières existantes dans la région après leur triage.

II.6. Etude géotechnique

II.6.1. Prospection géotechnique de terrain

Après une visite approfondie du site, des échantillons ont été prélevés au moment de la réalisation des fouilles et des sondages carottés sur 03 zones de la retenue collinaire : zone d'emprise de la digue et zones d'emprunt pour les matériaux de construction afin de déterminer les caractéristiques géotechniques du matériau de construction et la structure géo-mécanique des terrains d'assise et de fondation de la digue.

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 d'échantillons	Nombre de paramètre
Essais physiques d'identification	Teneur en eau naturelle (W_n)	09	01
	Densité sèche (γ_d)	09	01
	Degré de saturation (S_r)	09	01
	Limites d'Atterberg	09	04
	Densité humide (γ_h)	09	01
	Granulométrie	14	05
	Teneur en eau naturelle	09	01
Essais mécaniques	Essai œdométrique	09	02
	Cisaillement rectiligne	10	02
	perméabilité	11	01
	Proctor normal	05	01
Analyse chimique sommaire de sol	Teneur en carbonate($CaCO_3$)	11	01
	Teneur en MO	11	01
	SO ₄	11	01
	Teneur en chlorures(Cl)	11	01

II.6.2.2. Mode opératoire des essais

- Essais physiques d'identification et de classification : ont été réalisées selon les méthodes standards (Normes Afnor) reconnues à l'échelle internationale.
- Essais de cisaillement rectiligne : ont été exécutés sur des échantillons de sols non consolidés et non drainés (type U-U) après proctor normal, sous des contraintes normales : 1, 2 et 3 bars avec une vitesse de cisaillement de 1 mm/mn.
- Essais de compactage : effectués sur des échantillons de sols selon proctor normal (pression constante).

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

Au niveau de l'axe de la digue, 03 formations sont rencontrées. On note de haut en bas :

- **Marnes vaseuses :**

Cette formation est rencontrée au niveau des sondages réalisés sur les deux rives, ce sont des marnes vaseuses de couleur marron avec des cailloux et des débris consolidés. Plus précisément, ces marnes sont détectées à une profondeur de 4.20 m sur la rive droite avec une épaisseur de 3.25 m, et à une profondeur de 5.50 m sur le lit de l'Oued. Ce niveau est surmonté par une couche de terre végétale d'environ 01 m d'épaisseur.

Le tableau ci-dessous regroupe les propriétés de cette formation marneuse :

Tableau II.2 : propriétés du niveau marneux.

Paramètres	valeurs	unité
Cohésion effective (C)	35.5	KPa
Angle de frottement (ϕ)	26	(°)
Perméabilité (K)	$2,5 \cdot 10^{-13}$ - $4,35 \cdot 10^{-14}$	m/s
Teneur en eau naturelle (W _n)	21,55	%
Densité sèche (γ_d)	1.87	t/m ³
Densité humide (γ_h)	1.9	t/m ³
Degré de saturation (Sr)	75-97	%
Limite de liquidité (WL)	50 - 52.25	%
Limite de plasticité (WP)	51.23	%
Indice de plasticité (IP)	31.02 - 32	%

D'après les résultats présentés dans le tableau II.2, on déduit que le sol est hétérogène, non cohésif, peu perméable vu le taux de perméabilité, non agressif avec un gonflement plus ou moins important.

Ce sol n'assure pas une bonne étanchéité et stabilité pour l'ancrage des fondations de la digue, ce qui rend nécessaire le décapage de ce niveau.

- **Calcaires gréseux :**

Cette formation est rencontrée sur les 03 niveaux de sondages réalisés sur la rive droite, sur le lit de l'Oued et sur la rive gauche.

Les calcaires gréseux se manifestent respectivement à des profondeurs de : 4.20 m pour une épaisseur de 70 cm sur la rive droite, 5.50 m pour une épaisseur de 20cm sur le lit de l'Oued et de 6.55 m pour une épaisseur de 1.10 m sur la rive gauche.

Ces calcaires gréseux sont compacts, de couleur jaunâtre à blanchâtre.

Tableau II.3 : propriétés du niveau calcaires gréseux.

Paramètres	valeurs	unité
Densité sèche (γ_d)	2.81	t/m ³
Densité humide (γ_h)	2.84	t/m ³
Degré de saturation (S_r)	25.45-33.65	%
Teneur en eau naturelle (W_n)	3	%

En basant sur la résistance assez importante des calcaires gréseux au cisaillement rectiligne, on déduit que ce niveau est le mieux favorable pour être une de fondation de la digue. Autrement dit, l'ancrage doit être réalisé au niveau de ce sol donc à une profondeur varie entre 4.20 m et 6.60 m.

- **Les argiles marneuses:**

Elles sont rencontrées au niveau des 03 de sondages réalisés sur l'axe de la digue.

En commençant par le flanc droit, Ces argiles marneuses sont de couleur verte à grise avec des nodules carbonatés compacts, elles se trouvent à une profondeur de 4.90 m avec une épaisseur de 35 cm.

En passant par le lit de l'Oued, cette formation se trouve à 7.50 m de profondeur pour une épaisseur de 70 cm.

Enfin, sur le flanc gauche, ces argiles marneuses se manifestent à 5.40 m de profondeur pour une épaisseur de 1.15 m. cette est séparée d'une autre de même nature par un banc calcaire gréseux de 90 cm.

Tableau II.4 : propriétés du niveau argileux marneux.

Paramètres	valeurs	unité
Cohésion effective (C)	127	KPa
Angle de frottement (ϕ)	12.45	($^{\circ}$)
Perméabilité (K)	$9,08 \cdot 10^{-18}$ - $5,75 \cdot 10^{-19}$	m/s
Teneur en eau naturelle (Wn)	14	%
Densité sèche (γ_d)	2.19	t/m ³
Densité humide (γ_h)	2.21	t/m ³
Degré de saturation (Sr)	75-97	%
Limite de liquidité (WL)	43 - 47	%
Limite de plasticité (WP)	18.25	%
Indice de plasticité (IP)	24,65 - 28,50	%

Vu les résultats obtenus, le sol est imperméable, plastique, peu gonflant et non agressif. Etant donné que ce sol se trouve au-dessous du niveau calcaire, il va donc garantir une bonne étanchéité.

Le tableau ci-dessous récapitule le nombre d'essais auxquels ont été soumis tous les échantillons prélevés sur l'axe de la digue (les sondages carottés).

Tableau II.5 : récapitulation des essais de l'axe de la digue.

Retenue Collinaire Oued Yassel				Granulométrie %						limite d'Atterberg			ANALYSES CHIMIQUES				cisaillement		perm.	RCU	D sec	D hum	W	deg.Sat.		
N°	Nom	Emplacement	H (m)	cailloux	graves	g sable	sable fin	limon	argile	WL %	WP %	IP %	PH	CaCO3%	So4%	MO%	Cl %	φ°	C	K(m/s)	(bars)	(t/m3)	(t/m3)	(%)	(%)	
1	S1	F, DROIT	4.2	0	8	12	24	15	40	52,3	20,3	32	7	75,5	0,1	4.50	0,1	27	0	2,50x10 ⁻³	/	1,88	1,92	13	75	
			4.2	ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE ET DENSITE						/			/	/	/	/	/	/	/	/	/	374	2,8	2,83	3,6	33,7
			4.9	0	0	7	13	11	68	43,1	18	25	6	8,9	0,3	5.26	0,1	13	1	9,08x10 ⁻⁸	/	2,19	2,21	8,6	65,5	
2	S2	Lit de l'oued	5.5	18	33	21	24	2	1	50,2	19,1	31	5	2,3	1,1	5.86	0,7	27	0	4,35x10 ⁻⁴	/	1,85	1,88	31	96,9	
			5.5	ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE ET DENSITE						/			/	/	/	/	/	/	/	/	/	350	2,81	2,84	2,1	25,5
			7.5	0	0	9	13	12	65	46,1	18	28	6	9,06	0,6	5.03	0,5	11	1	2,86x10 ⁻⁷	/	2,2	2,23	8,1	64,4	
3	S3	F, GAUCHE	5.5	20	30	19	21	5	4	NON MESURABLE			7	23,55	0,2	5.95	0,3	45	0	8,09x10 ⁻¹	/	2,15	2,18	5,5	70,5	
			6.5	0	0	8	14	11	66	46,7	18,3	28	6	8,95	0,2	4,6	0,2	12	1	5,75x10 ⁻⁹	/	2,18	2,2	7,1	63,1	
			5.4	ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE ET DENSITE						/			/	/	/	/	/	/	/	/	/	357	2,83	2,86	2,1	25,5

II.6.3.2 Matériaux de construction de la digue

A. Matériaux d'étanchéité de la digue :

Sur les zones d'emprunts potentielles des matériaux nécessaires à la construction de la digue, 05 fouilles ont été réalisés. Ils se répartissent comme suit :

- F1 dans la zone d'emprunt en dehors de la cuvette.
- F2 dans la zone d'emprunt rive droite.
- F3 dans la zone d'emprunt rive droite.
- F4 dans la zone d'emprunt rive droite.
- F5 dans la zone d'emprunt rive droite

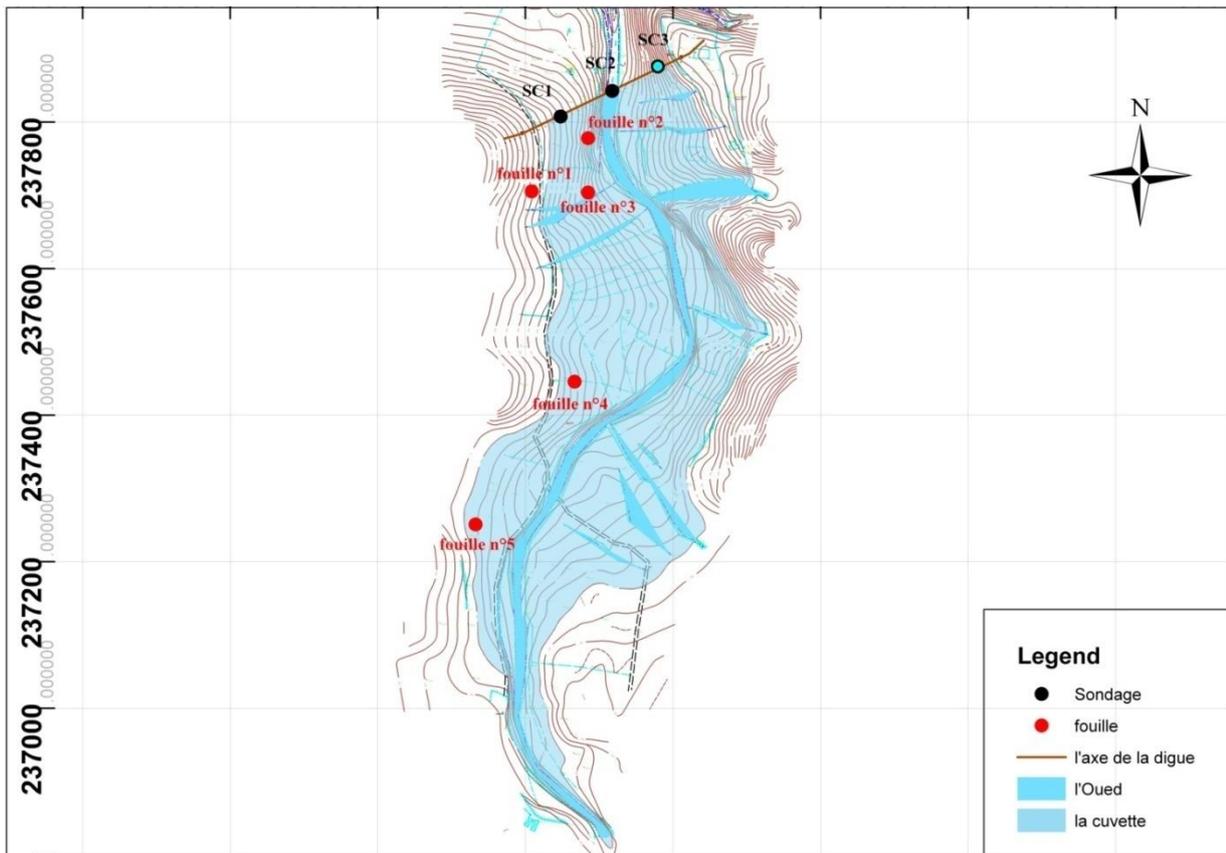


Figure II.4 : implantation des fouilles.

Source : (Bureau d'étude Moyens d'Applications et Techniques de l'Hydraulique et de l'Environnement. Constantine)

Le tableau ci-dessous récapitule le nombre d'essais auxquels ont été soumis les échantillons prélevés sur les zones d'emprunts des matériaux de construction

Tableau II.6 : récapitulation des essais des zones d'emprunt

Retenue Collinaire Oued Yassel				Granulométrie %						limite d'Atterberg			ANALYSES CHIMIQUES					Proctor normal		cisaillement U-U		perm.
N°	NOM	Emplacement	H(m)	cailloux	graviers	sable	sable fin	limon	argile	WL %	WP %	IP %	PH	CaCO3 %	So4	M O	Cl	W%	γ_d max	ϕ°	C	K
1	F1	Rive droite (z.emp)	3	18	24	19	23	9	6	non mesurable			5,4	75,8	1,25	4,89	0,71	13,6	1,73	42,15	0,03	$1,5 \cdot 10^{-1}$
2	F2	Rive droite	3	0	9	13	18	17	42	43,3	20,3	22,9	5,75	78,6	1,31	5,09	0,68	16,9	1,79	28,06	0,39	$8,55 \cdot 10^{-6}$
3	F3	Rive droite	2,90	0	7	12	21	19	40	42,45	20,07	22,38	5,3	75,04	1,28	5,15	0,65	9,5	1,79	27,5	0,34	$1,42 \cdot 10^{-7}$
4	F4	Rive droite	2,70	0	8	14	20	19	38	40,85	20,6	20,25	5,9	75,02	1,26	4,75	0,69	14,6	1,76	26,63	0,39	$4,03 \cdot 10^{-6}$
5	F5	Rive droite	3	0	6	11	21	18	43	44,16	20,65	23,51	5,5	74,06	1,22	4,70	0,7	11,1	1,78	27,2	0,35	$6,08 \cdot 10^{-7}$

Selon les résultats présentés dans le tableau II.6, on constate que le sol est constitué des argiles (plus de 40%) compactées peu plastiques et des sables limoneux (20%). (F2 à F5)

L'essai du cisaillement rectiligne de type U-U a montré que les argiles possèdent une résistance importante, ces argiles possèdent aussi une perméabilité très faible ce qui assure une bonne étanchéité.

D'après le Proctor normal, le taux de compactage est élevé et il peut atteindre le 95%.

En revanche, les analyses chimiques ont montré que le sol est moyennement agressif de classe A2 vu le pourcentage des sulfates et des chlorures assez marquant, ce qui nous oblige d'utiliser un ciment spécial pour la confection du béton des fondations.

Les matériaux du remblai qui assurent l'étanchéité de la digue seront exploités au niveau de la rive droite de la cuvette à l'exception de la zone où la fouille 05 a été réalisée. Ces matériaux sont des argiles et des sables limoneux.

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

Tableau II.7 : Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue

CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES	UNITE	Ma V	Ca G	A M	M.E
- Perméabilité (K)	m/s	10 ⁻⁴	-	10 ⁻⁹	10 ⁻⁶
- Teneur en eau naturelle (Wn)	%	21	3	14	/
- Densité sèche (γ_d)	t/m ³	1.85	2.7	1.70	/
- Densité humide (γ_h)	t/m ³	1.88	2.8	1.75	/
- Degré de saturation (Sr)	%	85	30	63	/
- Limite de liquidité (Wl)	%	52	/	43	42
- Limite de plasticité (Wp)	%	19	/	18	20
- Indice de plasticité (Ip)	%	32	/	26	22
- Indice de compression (Cc)	-	14.2	/	14.5	14
- Coefficient de gonflement (Cg)	-	11.5	/	15.6	20
- Cohésion (Cu)	Bars	0.4	/	1.20	0.4
- Angle de frottement (ϕ_u)	Degré	26	/	12	27
- Résistance comp.simp (Rc)	MPa	/	35	/	/

1. Fondation de la digue (F.D) :

- **Ma V:** Marne vaseuse.
- **Ca G:** Calcaires gréseux.
- **A M :** Argile marneuse.

2. Matériaux de construction de la digue (matériaux d'étanchéité) (M.E) :

- **Ar :** Argile des zones d'emprunt.

II.6.4.2. Matériaux pour filtres, transitions et drains :

Les matériaux destinés pour filtres afin de protéger le matériau étanche du remblai contre l'entraînement des particules doivent avoir un fuseau granulométrique obéissant aux critères de TERZAGUI ci-après en partant du fuseau granulométrique des matériaux de base (argiles).

II.6.4.3 Matériaux d'enrochement :

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 de calcaires qui se trouvent aux fonds des thalwegs du site de la retenue collinaire Leur propriétés géotechniques devront au moins être équivalentes au suivantes :

Poids spécifique des grains (γ_s).....2,0-2,5 t/m³

Micro-Deval à l'eau (M.D.E).....<40 %

Los Angeles (L.A)..... 35-50 %

Résistance à la compression simple (RC).....50-150 MPa

Résistance à la compression simple de saturation (Rcsat).....40-130 MPa

Ces blocs doivent avoir des dimensions comprises entre 200mm et 300 mm pour pouvoir bien résister aux mouvements des vagues.

Conclusion

Après l'analyse 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 retenue collinaire Oued Yassel (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 de la retenue collinaire); on peut faire les conclusions et les recommandations suivantes :

L'étanchéité de l'assiette de la retenue collinaire est assurée par les argiles marneuses.

- Au niveau de l'emprise de la digue, l'ancrage de la digue doit se faire sur la rive droite pour une profondeur de 4.20 m, et pour 6.50 m sur la rive gauche. Pour le fond de l'Oued, il faut ancrer au-delà du niveau des marnes vaseuses et allantes à une profondeur de 5.50 m.
- Les matériaux argileux destinés à l'étanchéité et la recharge de la digue seront exploités au niveau de la cuvette et sont quantitativement et qualitativement satisfaisants.
- Les matériaux nécessaires à la protection de la digue (blocs d'encrochement) peuvent être exploités à proximité du site.
- Les matériaux du remblai de la digue ainsi que ses terrains de fondation sont moyennement agressifs envers le béton à ciment ordinaire.

Chapitre: III

ETUDE
HYDROLOGIQUE

Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et a pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes. Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles ont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région. A défaut, on appliquera les méthodes déterministes

III.1. Situation géographique

Le site de la future retenue collinaire sur Oued Yassel à 42 km environ à vol d'oiseau à l'ouest du chef-lieu de wilaya et à 4 kilomètres environ à vol d'oiseau au Nord de la commune De Djilali Ben Amar.

L'axe de la présente retenue collinaire est caractérisé sur la carte d'Etat-major

DJILLALI BEN AMAR Feuille n° 214 à l'échelle 1/50.000 par les coordonnées LAMBERT VOIROL suivant :

X = 334,50 Km.

Y = 236,00 Km.

Z = 340 m

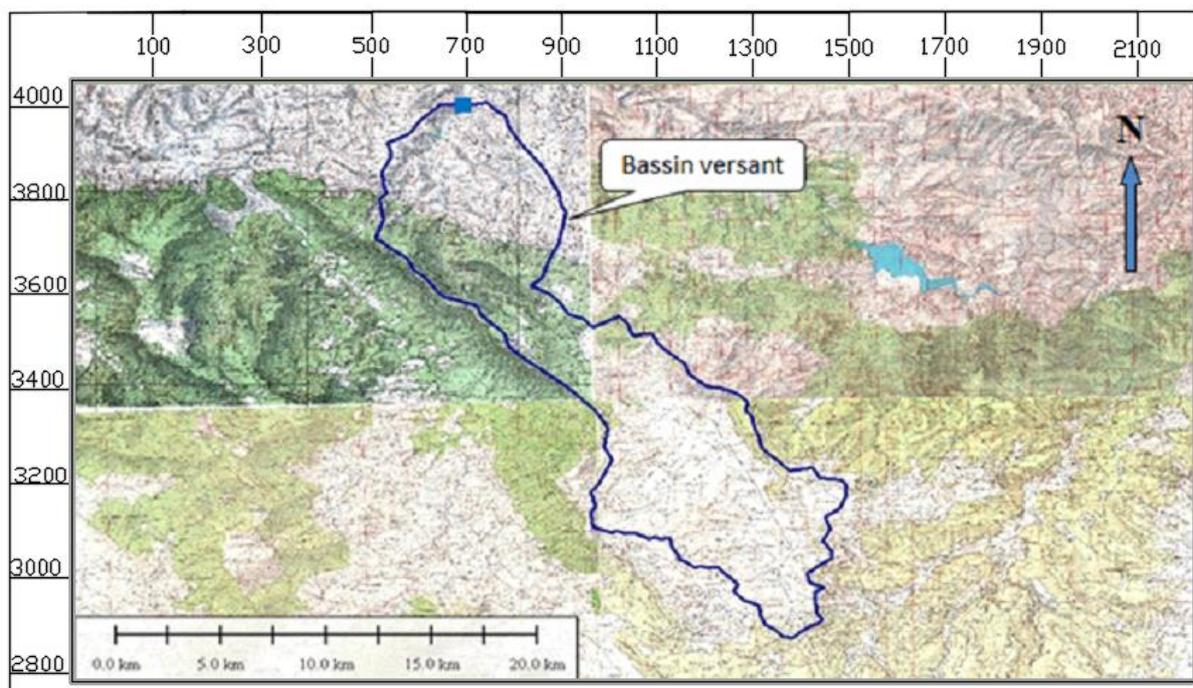


Figure III-1 : Bassin versant Oued Yassel
(cartes d'Etat-major Djillali ben amar Feuille n° 214 -l'échelle 1/20.000)

III.2. Relief et pente

Le relief est relativement très accidenté notamment entre la cote 1199 m et la cote 340 m, ce qui signifie une pente forte, par voie de conséquence la propagation des crues sera relativement importante.

III.3. Végétation

Le bassin versant présente 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 Yassel est délimité à partir de la carte topographique (Figure III.1). Cette 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.2015 à la base des quatre cartes d'état-major : Djilali Ben Amar Feuille N°214 ; Prévost-Paradol Feuille N°215 ; Dominique Luciani Feuille N°245 et Palat Feuille N°246 de l'échelle 1/50000.

$$S = 155.11 \text{ Km}^2$$

III.4.1.2 Périmètre du bassin versant

Le périmètre du bassin versant à l'aide de l'Autocade V.2015

$$P = 78.72 \text{ Km.}$$

III.4.2 Paramètres de forme

III.4.2.1 Indice de compacité de Gravellius "Kc"

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

P : périmètre du B.V (km).

A : surface du B.V (km²).

D'où : **Kc = 1.78 > 1.12** alors le bassin est « **Allongé** »

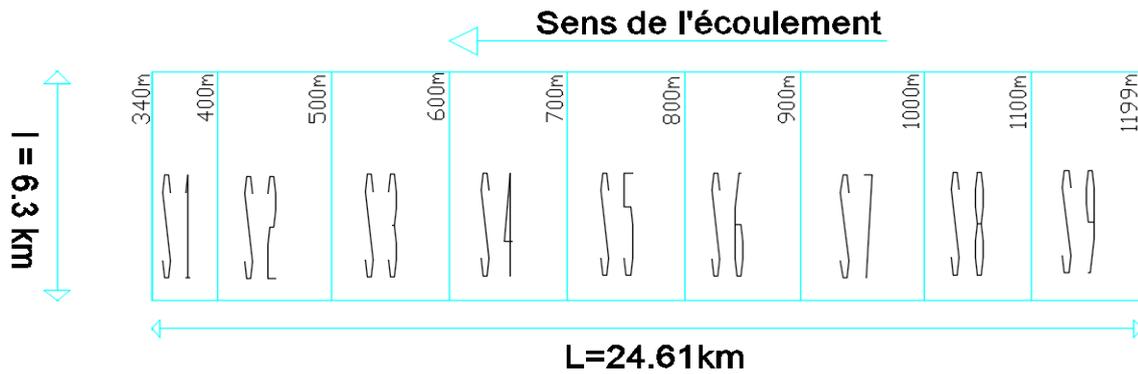


Figure III-2 : Rectangle équivalent

AN: L=24.61 Km l=6.3 Km

Tableau III.01 : les paramètres géométriques du bassin versant

Bassin	S (km ²)	P (km)	Kc	Ca	L (Km)	l (Km)
BV	155.11	78.72	1.78	9.92	24.61	6.3

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				H _i .S _i (m.Km ²)
	Partielles		Cumulées		
	Si (Km2)	Si (%)	Si (Km2)	Si (%)	
1199-1100	5,11	3.29	5,11	3,29	5873.95
1100-1000	37,33	24.06	42,44	27,36	39196.5
1000-900	37,02	23.87	79,46	51,23	35169
900-800	23,37	15.07	102,83	66,29	19864.5
800-700	8,79	5.67	111,62	71,96	6592.5
700-600	9,12	5.88	120,74	77,84	5928
600-500	17,44	11.24	138,18	89,09	959.2
500-400	14,14	9.12	152,32	98,20	6363
400-340	2,79	1.8	155,11	100,00	103.2
Somme	155,11				129671.96

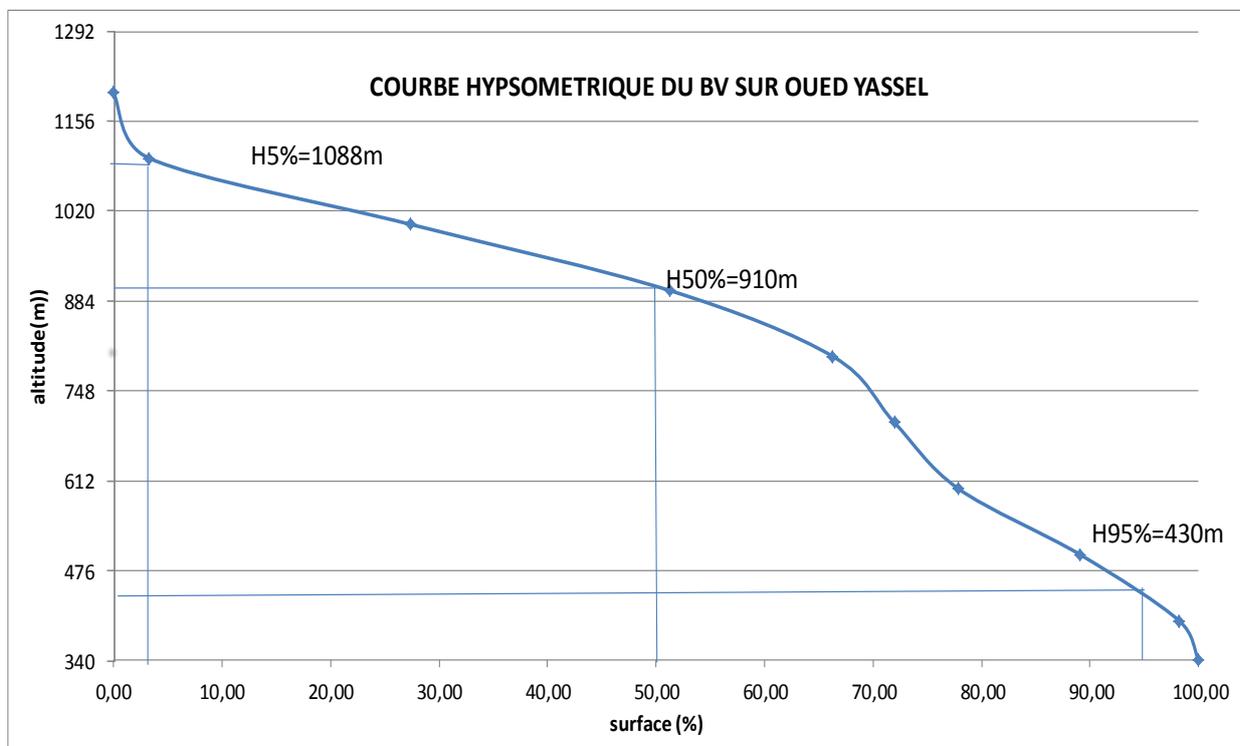


Figure III-03 : Courbe hypsométrique et répartition du Bassin versant

III.4.3.2 Altitudes caractéristiques

- **Altitudes max et min :**

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

$$H_{5\%}=1088 \text{ m NGA}$$

$$H_{95\%}=430 \text{ m NGA}$$

- **Altitudes médiane :**

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

$$H_{50\%} = 910 \text{ m NGA}$$

- **Altitudes moyenne :**

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

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

$$\text{AN:} \quad \text{AN: } H_{moy} = \frac{129671.96}{155.11} \Rightarrow H_{moy} = 836.m$$

$$H_{moy} = 836 \text{ m}$$

Avec :

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

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

S : Superficie du bassin versant (Km²)

III.4.3.3 Indice de pente

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

a. Indice de pente de global I_g

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

Avec : L : longueur du rectangle équivalent

$$\left. \begin{array}{l} H_{5\%}=1088 \text{ m} \\ H_{95\%}= 430 \text{ m} \\ L=24.61 \text{ km} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{AN: } \mathbf{I_g = 26.74 \text{ m/km}} \Rightarrow \mathbf{I_g = 2.674 \%}$$

$$\mathbf{0.02 < I_g < 0.05}$$

⇒ Donc on a un relief assez fort

b. Indice de pente moyenne I_m

Il est donné par la formule suivante :

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

$$I_m = \frac{(1199 - 340)(859)}{155.11}$$

Avec :

ΔH : Dénivelée (m)

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

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

AN: $\mathbf{I_m = 475.71 \text{ m/km}}$ d'où : $\mathbf{I_m = 47.57\%}$

c. Indice de pente de Roche I_p

I_p : c'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} .

La formule de (IP) est :

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

L : Longueur de rectangle équivalent (m)

S_i : surface partielle (%).

Tableau III.03 : Détermination de la pente Roche Ip

$H_i - H_{i-1}$	$D_i = H_i - H_{i-1}$	S_i (Km2)	$A_i = S_i/S$ (%)	$\sqrt{A_i * D_i}$
1199-1100	99	5,11	3.29	18.05
1100-1000	100	37,33	24.06	49.05
1000-900	100	37,02	23.87	48.86
900-800	100	23,37	15.07	38.82
800-700	100	8,79	5.67	22.51
700-600	100	9,12	5.88	24.25
600-500	100	17,44	11.24	33.53
500-400	100	14,14	9.12	30.2
400-340	60	2,79	1.8	10.39
Somme		155.11		275.69

$$\text{AN: } I_p = 55.57 \text{ m/km} \Rightarrow I_p = 5.557 \%$$

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.

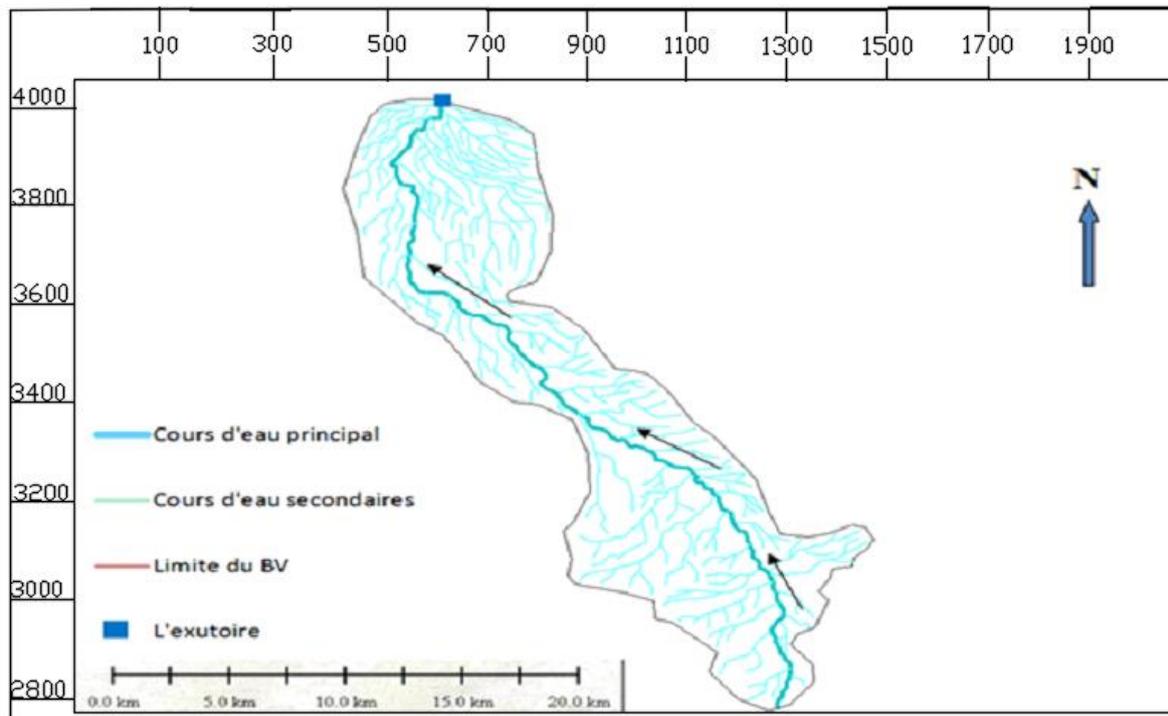


Figure III-4 Réseau hydrographique du Bassin versant Oued Yassel

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

L'oued Yassel 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

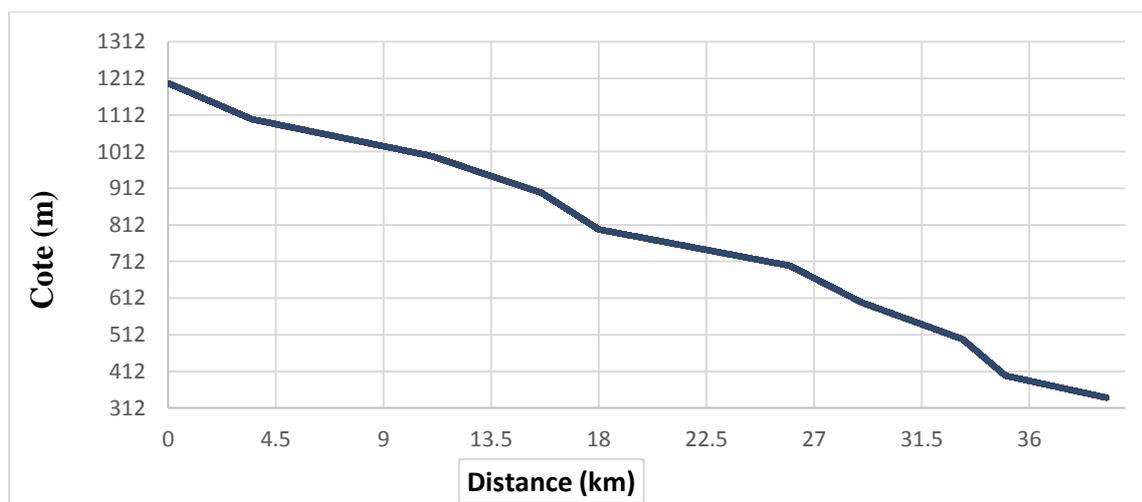


Figure III-05 : Profil en long du cours d'eau principal du bassin versant Oued Yassel

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).=800-700

ΔL : distance entre ces deux points (km).=4.875

$$A.N : I_c = 2.05 \%$$

III.4.4.4 Densité de drainage D_d

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

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

Avec : $\sum_{i=1}^n L_i$: somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km) = 679.95 Km.

S : surface du bassin versant (Km²).

$$AN : D_d = 4.5 \text{ Km/Km}^2$$

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= 326.

S : Surface du bassin versant.

$$AN : C_t = 9.7$$

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 : Lp : Longueur du cours d'eau principal (Km)

S : La superficie du bassin versant (Km²)

Hmoy, Hmin : Respectivement altitude moyenne et minimal du bassin versant (m)

b. Formule de SOGREAH - ANRH:

Formule établie dans le cadre d'établissement des études méthodologiques sur l'hydrologie des retenues collinaires en Algérie. Elle prend en considération la superficie du bassin versant ainsi que la longueur et la pente du cours d'eau :

$$T_c = 3 [S * L / (10 * I)^{1.5}]^{0.25}$$

S : Surface du bassin versant en km²

L : longueur du cours d'eau en km.

I : Pente du cours d'eau principal en %.

Tableau III.04 : Récapitulatif des Temps de concentration

Formule	T_c (heure)
Giandotti	6.10
SOGREAH - ANRH	7.42

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 = 6.1heures.**

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 :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \dots\dots\dots (III. 11)$$

Lp : Longueur du cours d'eau principal (Km) = 39.22

Tc : Temps de concentration (h). = 6.1 heures

$$\text{AN : } V_r = 6.43 \text{ Km/h.}$$

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

Désignations		Symboles	Unités	Valeurs
Coordonnées du site		X	Km	334.5
		Y	Km	236
		Z	m	340
Superficie		S	Km ²	155.11
Périmètre		P	Km	78.72
Longueur du thalweg principal		L	Km	39.22
Pente du thalweg principal		Ic	%	2.05
Indice de compacité		K _C	-	1.78
Coefficient d'allongement		Ca	-	9.92
Rectangle équivalent	longueur	L _r	Km	24.61
	largeur	l _r	Km	6.3
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1088.00
	moyenne	H _{moy}	m	836.00
	médiane	H _{med}	m	910.00
	minimale	H _{min}	m	430.00
Pente moyenne de B.V		Im	%	3.07
Indice de pente globale		I _g	%	2.674
Indice de pente moyenne		I _m	%	47.57
Indice de pente de M Roche		Ip	%	5.557
Densité de drainage		Dd	Km/Km ²	4.5
Coefficient de torrentialité		Ct	-	9.7
Temps de concentration		T _c	h	6.1
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	6.43

III.5. Données climatologiques

III.5.1 La Températures

Les données de températures de la région d'étude sont traitées à l'aide d'une seule station climatologique de l'office national de météorologie (ONM) à savoir la station de Miliana pour une période d'observation allant de 2001 à 2009. les caractéristiques de cette station figurent dans le tableau ci-dessous.

T0c min = Températures moyennes mensuelles et annuelles des minima ;

T0c moy = Températures moyennes mensuelles et annuelles ;

T0c 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}	11.49	11.65	16.58	19	22.15	31.89	32.06	34.44	28.59	21.18	15.87	11.5
T° _{min}	0.55	1.18	3.74	4.98	8.58	12.73	14	17.29	13.59	12.52	4.12	2.12
T° _{moy}	6.29	7.01	12.03	14.48	19.65	28.67	30.03	34.51	27.88	23.11	12.06	7.88

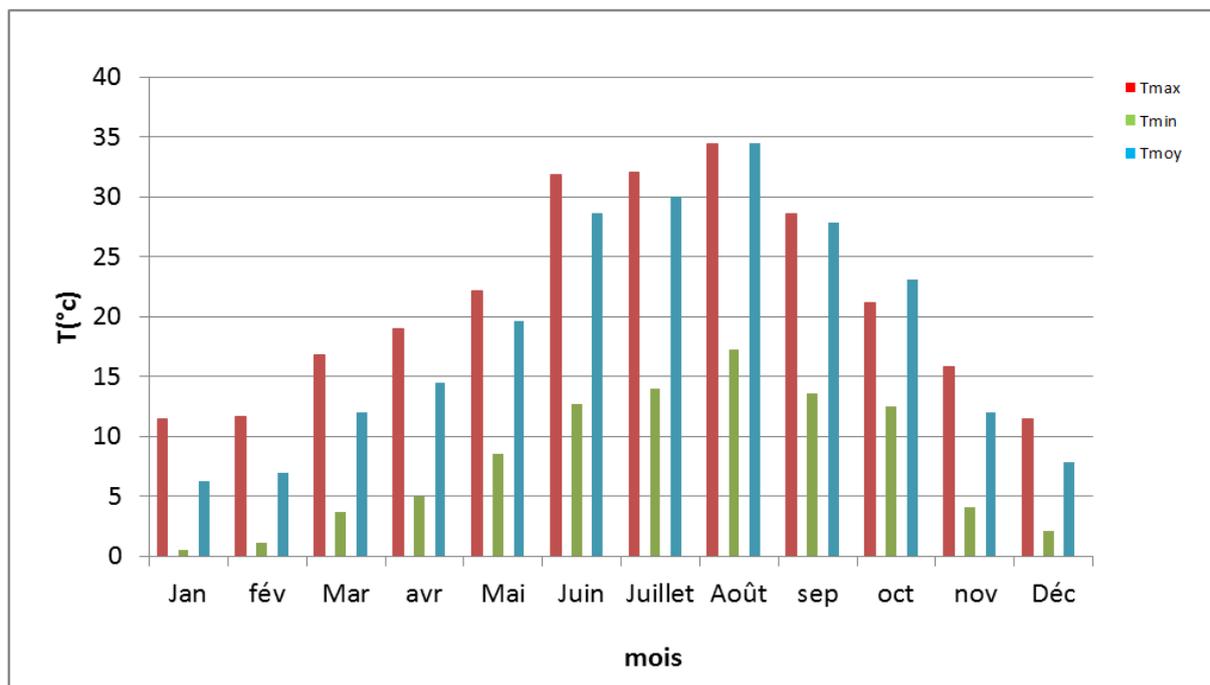


Figure III-06 : Histogramme de la répartition mensuelle des températures

Les températures maximums sont de l'ordre 11.49°C en hiver et 32.06°C en été.

La température moyenne annuelle est égale à 18.63°C, les mois les plus chauds sont les mois d'été, soit juin juillet août.

III.5.2 L'Evaporation

L'évaporation est mesurée à l'aide de l'évaporamètre « **BAC COLORADO** ». L'évaporation moyenne annuelle retenue est donc de 1887 mm, 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) (Fig III.07).

Tableau III.07 : Evaporation

Mois	Sep	oct	nov	Déc	Jan	fév	Mar	avr	mai	jui	juill	Aoû	Som
E (mm)	206	125	88	64	52	48	92	118	188	253	332	321	1887
E (0.78) (mm)	160	97	69	50	41	37	72	92	147	197	259	250	1471

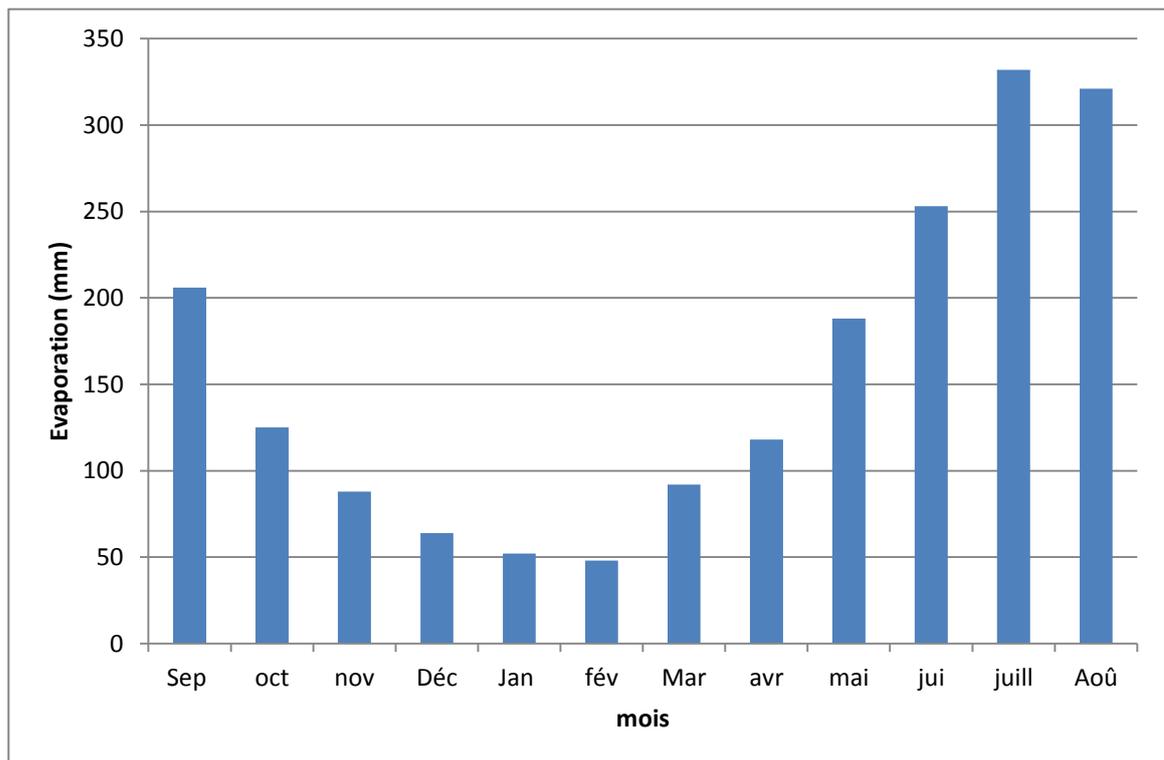


Figure III-7 : Histogramme de la répartition mensuelle d'évaporations

III.5.3 L'Humidité

L'humidité est élevée à moyenne et varie d'un mois à un autre durant toute l'année.

L'humidité moyenne est de 50% celle du maximum est 68% (mois de décembre) alors que l'humidité minimale est de 29% relevée durant le mois de juillet. Le Tableau (III.08) présente les valeurs moyennes d'humidité (III.08).

Tableau III.08 : Humidité relative station Sidi bekhti

Mois	Sep	octo	nov	Déc	Jan	fév	Mar	avr	mai	jui	juill	Aoû	Moy
H%	44	53	62	68	67	55	54	47	44	39	29	37	50

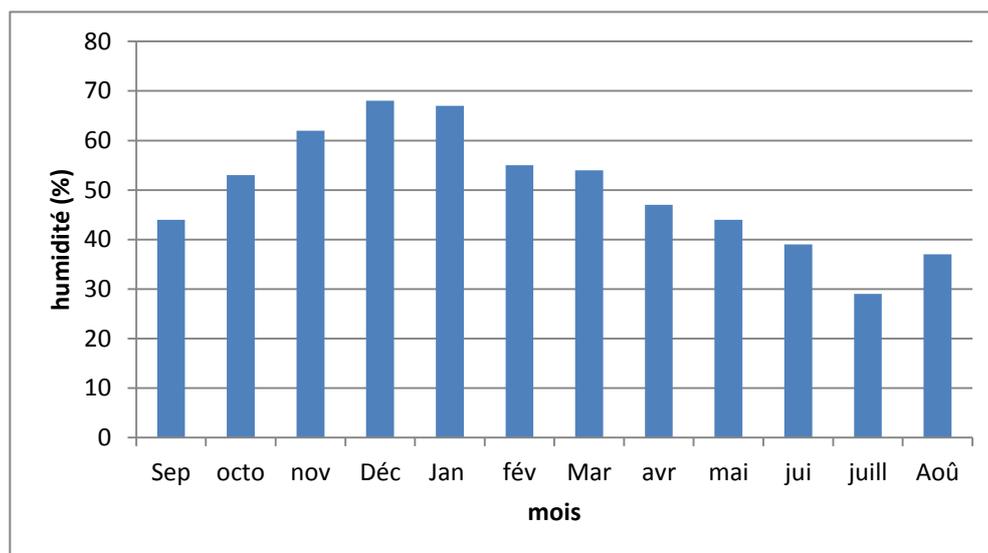


Figure III-8 : Histogramme de la répartition mensuelle de l'humidité

III.5.4 Les Précipitations

▪ Données disponibles

Les caractéristiques de la station pluviométrique Sidi Bakhti est données dans le tableau (III.09).

Tableau III.09 : caractéristiques des stations pluviométriques

Nom de la station	Code	X	Y	ALT (m)	Années d'observation
Sidi Bakhti	013103	343.858	217.822	936	1969/2009

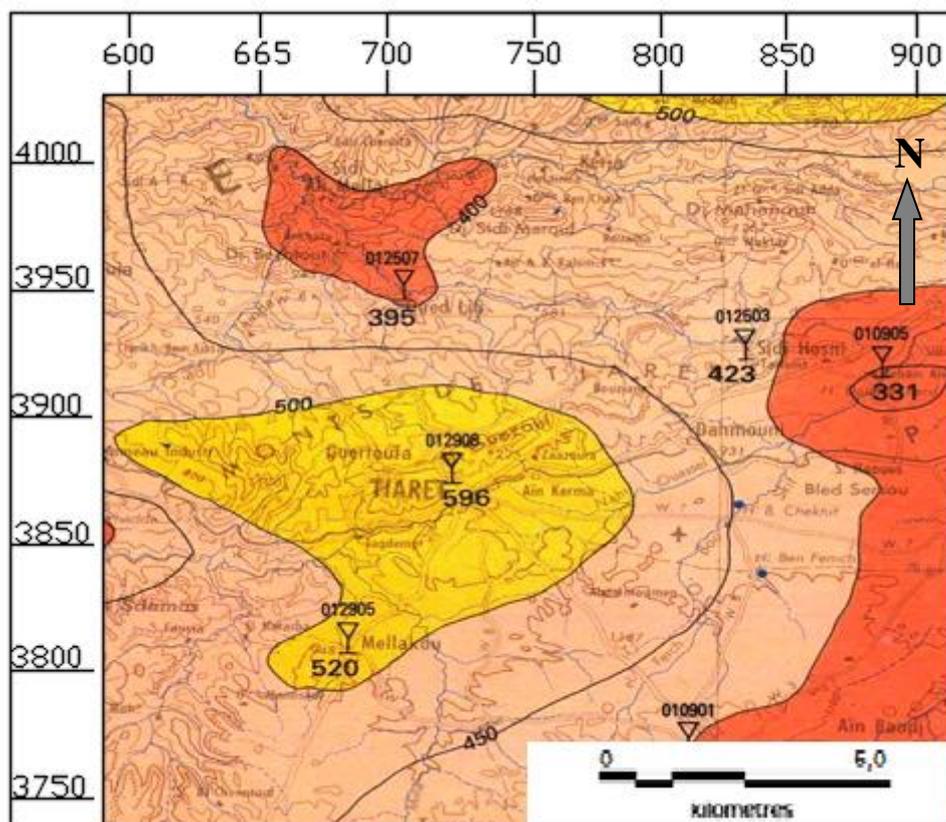


Figure III-9 : Carte Pluviométrique de la région Tiaret (ANRH en 1993).

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

Mois	Sept	oct	nov	Déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	Aoû	ΣP (mm)
P(mm)	38,6	40,6	57,1	63,5	62,2	62,8	31,9	47,0	43,0	9,1	0,5	9,7	465,8
P(%)	8,28	8,72	12,26	13,64	13,36	13,47	6,84	10,08	9,22	1,95	0,10	2,07	100,00

Afin de détailler la notion de pluie annuelle et de pluie mensuelle, on a analysé les données de la station de Sidi Bakhti. . Nous constatons que la moyenne annuelle des pluies à la station de Sidi Bakhti est de 465.8mm. Le mois le plus pluvieux est Décembre (63.5 mm).

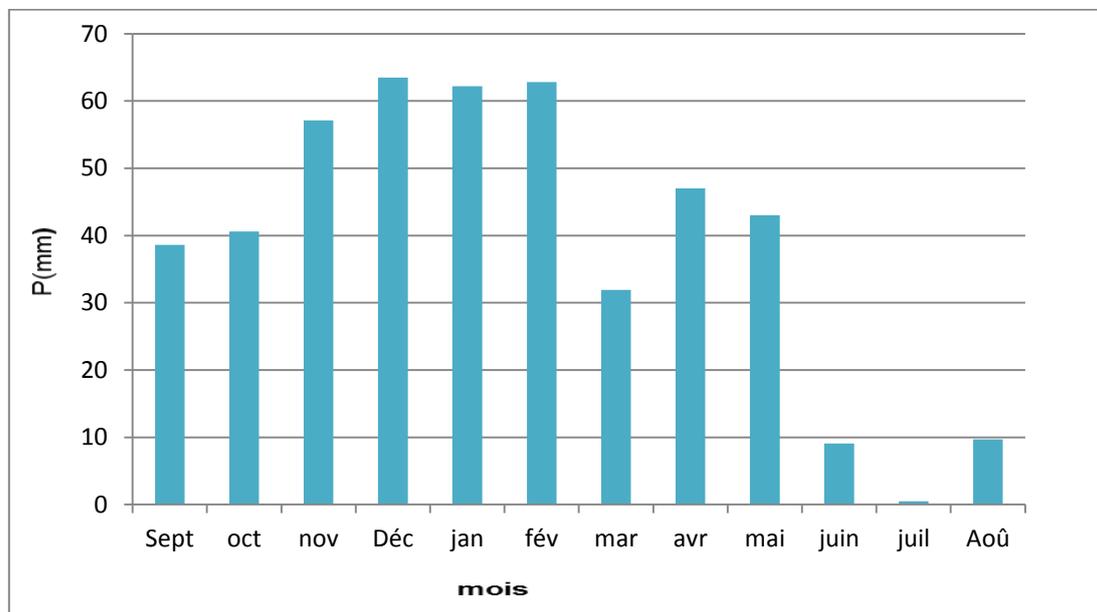


Figure III-10 : Répartition mensuelle des pluies station Sidi Bakhti.

II. 5.4.1 Etude des précipitations

a) Homogénéisations des données

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

b) Test de la médiane

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

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

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

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

On calcule les quantités suivantes N_s et T_s avec

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

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

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

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

$$N_s > 1/25(N + 1 - U_{1-\alpha/2} \sqrt{N + 1}) \dots\dots\dots (III. 14)$$

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

D'où

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

$N_s=20 > 14.65$

et

$$T_s < 3.3 * \text{Log}_{10}(N + 1) \dots\dots\dots (III. 15)$$

$T_s=4 < 5.36$

Tableau III.11: Classification de la série test de la médiane

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

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

III.5.4.2 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 Galton (Log-normale).
- La loi de Gumbel. (Loi doublement exponentielle)

L'exposant climatique pour notre région ($b=0.59$) est donné par l'ARNH d'Alger.

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

Calcul des fréquences expérimental (au non dépassement) :

$$T = \frac{1}{1-q} \quad \text{Et :} \quad q = F(x_i) = \frac{m-0.5}{n} \dots \dots \dots (III. 12)$$

m : numéro d'ordre de la valeur.

n : taille de l'échantillon.

Paramètres d'ajustement à la loi normale :

$$x_{p\%} = x_{moy} + \sigma \cdot U_{p\%} \dots \dots \dots (III. 13)$$

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.11 suivant ainsi que le graphique est donné par la figure III-11

Tableau III.12 : Résultat de l'ajustement à la loi de Galton.

Période de retour (ans)	Probabilité(q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	281	96.5	158 - 405
1000	0.9990	208	61.5	129 - 286
100	0.9900	179	49.1	116 - 242
50	0.9800	152	38.2	103 - 201
20	0.9500	120	26.0	86.3 - 153
10	0.9000	96.5	18.4	73.0 - 120
5	0.8000	74.4	12.2	58.8 - 90.0
2	0.5000	45.2	6.31	37.2 - 53.3

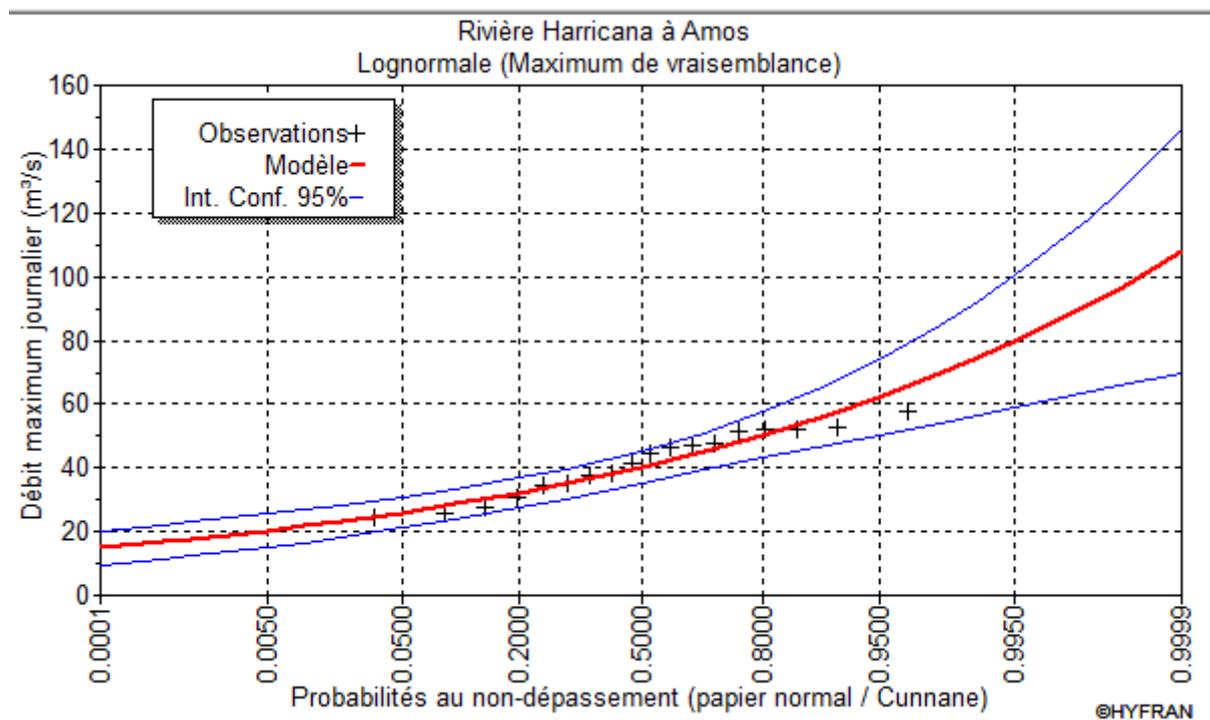


Figure III-11: Représentation graphique de la loi de Galton.

• Paramètres

Taille : n = 18

mu = 3.811972

sigma = 0.591357

- **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**

H0 : L'échantillon provient d'une loi Log-normale.

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une Loi-log-normale.

- ✓ **Résultats**

- ✓ Résultat de la statistique : 1.09

- ✓ p-value $p = 0.999$

- ✓ **Conclusion**

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

Tableau III.13 : Caractéristique de la loi Galton

Caractéristique	Caractéristique de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	Aucun	24.2
Maximum	Aucun	376
Moyenne	54.4	60.4
Ecart-type	34.9	79.5
Médiane	45.8	45.5
Coefficient de variation (C_v)	0.642	1.32
Coefficient d'asymétrie (C_s)	2.19	4.13
Coefficient d'aplatissement (C_k)	12.6	13.9

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

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (III. 14)$$

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

L'équation de la droite de Gumbel :

$$P_{\max,j} = \frac{1}{a}y + x_0 \dots\dots\dots (III. 15)$$

On peut écrire : $y = - [\ln (- \ln (F (x)))] \dots\dots\dots$
 (III. 16)

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.14 : Ajustement à la loi de Gumbel.

T (ans)	q	XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	263	44.9	175 - 351
2000.0	0.9995	224	37.5	150 - 297
1000.0	0.9990	207	34.3	140 - 274
200.0	0.9950	168	26.9	115 - 221
100.0	0.9900	151	23.8	105 - 198
50.0	0.9800	134	20.6	93.9 - 175
20.0	0.9500	112	16.5	79.5 - 144
10.0	0.9000	94.5	13.4	68.1 - 121
5.0	0.8000	76.3	10.4	56.0 - 96.7
3.0	0.6667	61.9	8.20	45.8 - 78.0
2.0	0.5000	48.9	6.64	35.9 - 62.0

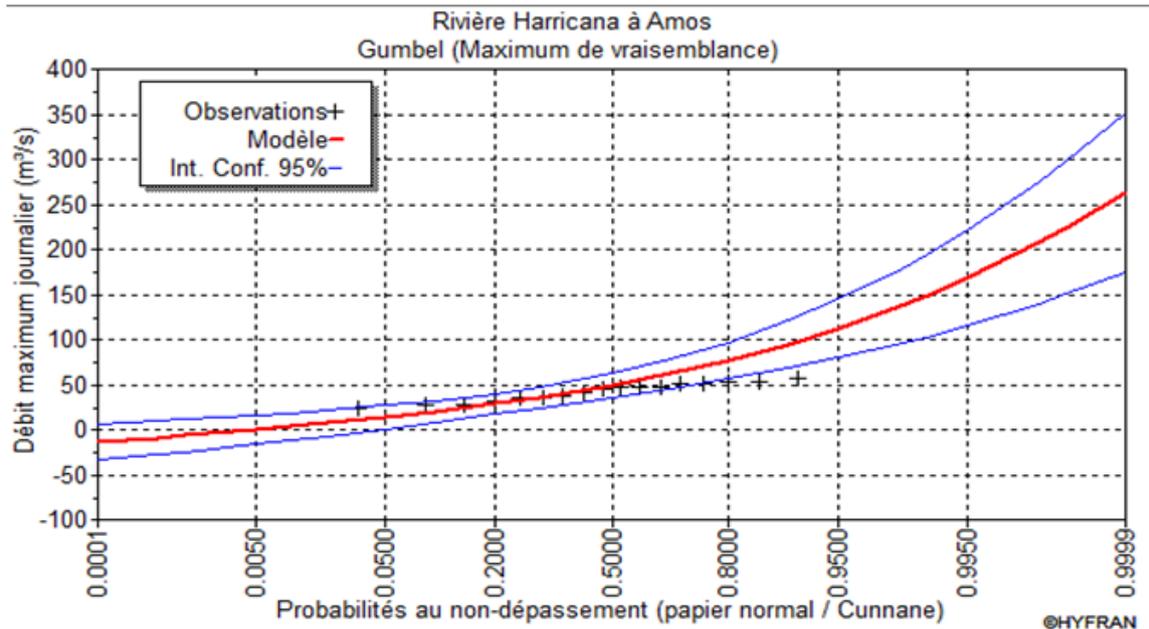


Figure III-12: Représentation graphique de la loi de Gumbel.

- **Paramètre**

Taille : $n = 18$

$\mu = 40.0858$

$\sigma = 24.1618$

- **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 : $X^2 = 11.33$

p-value $p = 0.0101$

Degrés de liberté : 3

Nombre de classes : 6

- ✓ **Conclusion**

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

Tableau III.15 : Caractéristique de la loi Gumbel

Caractéristique	Caractéristique de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	Aucun	24.2
Maximum	Aucun	376
Moyenne	54.0	60.4
Ecart-type	31.0	79.5
Médiane	48.9	45.5
Coefficient de variation (Cv)	0.574	1.32
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	4.13
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	13.9

d. Conclusion

D'après les deux schémas on conclut que la pluie maximale journalière suit la loi log-normale(Galton), car tous les points à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proche de la droite de HENRY, et ne s'ajuste pas à la loi de Gumbel car on a des valeurs négatives dans l'axe des Y.

III.5.4.2 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).

$$P_{ct} = P_{\max,j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III. 17)$$

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 ($b = 0.33$).

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

$$I_0 = \left(\frac{P_{\max,p\%}}{t} \right) \dots\dots\dots (III.20)$$

Et valeurs des pluies fréquentielles de courte durée correspondant au temps de concentration (tc) du bassin versant d'Oued Yassel sont présentées dans le Tableau III.13

Tableau III.15 Pluies de courtes durées et leur intensité

P.R T (ans)	10		50		100		200		1000	
	P _{ct} (mm)	I _t (mm /h)	P _{ct} (mm)	I _t (mm /h)						
0,25	13,62	54,46	21,44	85,78	25,25	101,02	29,35	117,38	39,65	158,58
0,5	17,11	34,23	26,96	53,91	31,75	63,49	36,89	73,78	49,83	99,67
1	21,51	21,51	33,88	33,88	39,90	39,90	46,37	46,37	62,64	62,64
2	27,04	13,52	42,59	21,30	50,16	25,08	58,29	29,14	78,74	39,37
3	30,91	10,30	48,69	16,23	57,34	19,11	66,63	22,21	90,02	30,01
4	33,99	8,50	53,54	13,39	63,05	15,76	73,27	18,32	98,98	24,75
5	36,59	7,32	57,63	11,53	67,87	13,57	78,86	15,77	106,55	21,31
6	38,86	6,48	61,21	10,20	72,08	12,01	83,76	13,96	113,15	18,86
8	42,73	5,34	67,30	8,41	79,26	9,91	92,10	11,51	124,42	15,55
10	45,99	4,60	72,44	7,24	85,31	8,53	99,13	9,91	133,93	13,39
12	48,85	4,07	76,94	6,41	90,60	7,55	105,28	8,77	142,23	11,85
14	51,40	3,67	80,95	5,78	95,33	6,81	110,78	7,91	149,66	10,69
16	53,71	3,36	84,60	5,29	99,63	6,23	115,77	7,24	156,40	9,77
18	55,84	3,10	87,95	4,89	103,58	5,75	120,35	6,69	162,60	9,03
20	57,81	2,89	91,06	4,55	107,24	5,36	124,61	6,23	168,35	8,42
22	59,66	2,71	93,97	4,27	110,67	5,03	128,59	5,85	173,73	7,90
24	61,40	2,56	96,71	4,03	113,89	4,75	132,34	5,51	178,79	7,45

III.5.5. 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**

$$A_0 = L_e \cdot S \dots\dots\dots (III. 18)$$

$$L_e = \bar{P}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (III. 19)$$

Avec :

- L_e : lame d'eau écoulée (mm)
- \bar{P} : Précipitation moyenne (m)
- S : Surface du bassin versant (Km^2)

- **Formule de l'ARNH**

$$A_0 = 0.915 \cdot \bar{P}^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (III. 20)$$

Avec :

- \bar{P} : Précipitation moyenne (mm)
- S : Surface du bassin versant (Km^2)

- **Formule de Maillet-Gauthier**

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

$$c_e = 0.6 \left(1 - 10^{-0.36 \times \bar{P}^2} \right) \dots\dots\dots (III.24)$$

Ou : $L_e = P \cdot C_e$
 $A_0 = L_e \cdot S$

Avec :

- L_e : La lame écoulée
- S : Surface du bassin versant (Km^2)
- \bar{P} : Précipitation moyenne (m)

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

Formule Empirique	L'apport moyen annuel (Hm ³)
F. Samie	8.95
F. de L'ARNH	5.66
F. Maillet-Gauthier	7.14
Moyenne	7.25

D'après ces résultats on adopte finalement la valeur de **Maillet-Gauthier** qui est la plus proche de la moyenne des autres valeurs, c'est-à-dire : **A₀ = 7.14 hm³**.

III.5.6.2 Caractéristiques de l'écoulement

a. Module de l'écoulement

Il est donné par : $M_e = A_0/T$ (III.25)

A₀ : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes T= 31.536×10⁶ s.

D'où : $M_e = 226.4$ l/s.

b. Module de l'écoulement relatif

Il est donné par : $M_0 = M_e/S$ (III. 26)

M₀ : Module de l'écoulement (l/s).

S : Surface de bassin versant (Km²).

D'où: $M_e = 1.5$ l/s/Km².

c. Lame d'eau écoulée

Il est donné par la formule suivante :

$L_e = A_0/S$ (III.27)

AN : $L_e = 47.25$ mm

d. Coefficient de l'écoulement

Il est donné par :

$C_e = L_e/P_0$ (III.28)

AN : $C_e = 0.101$

e. Coefficient de variation

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

■ **Sokolovsky**

Elle est donné par : $Cv = a + 0.063 \times \text{Log}_{10}(S + 1)$ (III.29)

Avec : $a = 0.78 - 0.29 \times \text{Log}_{10}(M_0)$ (III.30)

- M₀ : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].
- S : Superficie du bassin [Km²]

■ **Antonov**

Elle est donné par : $Cv = 0.7/(S + 1000)^{0.097}$ (III.32)

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 établi à partir d'une analyse statistique de 42 oueds de l'Algérie du nord elle s'écrit comme suit :

$$Cv = 0.93 \times K/M_0^{0.23} \dots\dots\dots (III.33)$$

Avec :

- K : coefficient de réduction K= (0.25-1.00) (K_s= 1 pour les oueds temporaires et K_s = 0,25 pour les oueds pérennes). Dans notre cas K_s = 1
- 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)		226.4	
Module spécifique M ₀ (l/s/km)		1.5	
Lame d'eau écoulee moyenne Le (mm)		47.25	
Coefficient de l'écoulement Ce		0.101	
Coefficient de variation Cv	F. Sokolovsky	0.866	Cv = 0.866
	F. Antonov	0.353	
	F. Algérienne de N. Padoum	0.85	

Conclusion :

Le coefficient de variation moyen calculé à base des formules Empiriques sera donc : **Cv=0.866** donnée par Sokolovsky.

III.5.6 Irrégularité des apports

III.5.6.1 Les apports fréquentiels

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

$$A_{(\%)} = \frac{A_0}{\sqrt{(C_v^2+1)}} \times e^{\mu\sqrt{\ln(C_v+1)}} \dots\dots\dots (III.34)$$

Avec :

- A% : Apport de fréquence donnée.
- μ : Variable réduite de Gauss.
- A₀ : 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	2	5	10	20	100	1000
Fréquence (%)	80	50	20	10	5	1	0.1
Le variable Gauss "μ"	-0.84	0	0.84	1.28	1.65	2.32	3.09
Apport (hm³)	3.01	5.55	10.26	14.16	17.51	52.22	130.87

III.5.7 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 :

- **Formule de Tixeront**

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s \cdot T}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III. 21)$$

Tel que : $Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S \dots\dots\dots (III. 22)$

Avec :

Q_s : Débit solide en [tonne/an].

γ_s : Poids spécifique des sédiments [1,6 t/m³].

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

α : Caractéristique de perméabilité. On prend $\alpha = 75$ (perméabilité moyenne)

- **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 :

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{P} + H_{moy})}{0.2(L+10)} \dots\dots\dots (III. 23)$$

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.19 : Récapitulatif des résultats des apports solides et volumes morts

Formule	Volume mort (m ³)
Tixeront	154006.587
Gravrillovic	102714.172

Conclusion

En opte pour la formule de TIXERONT comme volume mort de notre retenue c'est la relation la plus adaptée en Algérie donc le volume mort est de $V_m=0.154 (Hm^3)$

III.6 Etude des crues

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. La fréquence centennale (1%) est retenue pour le calcul de la crue de projet pour des raisons de sécurité et d'économie.

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

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, 1000, 200, 100,50, et 10ans et l'application de la méthode de l'hydrogramme synthétique pour le la détermination du débit de période de retour 100ans, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul

III.6.1 .Formules empiriques pour la détermination de la crue

a. Formule de Sokolovsky :

Elle donné par :

$$Q_{max p\%} = \frac{0.28 \times (P_{tc} - H_0) \times \alpha \times S}{T_c} \times f \dots \dots \dots (III. 24)$$

S : superficie du bassin versant.

P_{tc} : pluies de courte durée.

H_0 : la perte d'eau initiale. Au nord d'Algérie $H= 7mm$.

T_c : temps de concentration.

α : coefficient de ruissellement du bassin versant.

f : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.0.75

Tableau III.20 : 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

b. Formule de Turraza

Elle est donné par :

$$Q_{max p\%} = \frac{C \times I_{tc} \times S}{3.6} \dots\dots\dots (III. 25)$$

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.21 : 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

c. Formule de Giandotti

Elle est donné par :

$$Q_{max p\%} = \frac{170 \times S \times (H_{moy} - H_{min})^{1/2}}{4 \times S^{1/2} + 1.5L} \times P_{tc} \dots\dots\dots (III. 26)$$

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.22 : Pluies de courte durée

T (ans)	10	50	100	200	1000
Fréquence (%)	10	2	1	0.5	0.1
P_{ct} (mm)	61.40	96.71	113.89	132.34	178.79

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

Tableau III.23 : débits maximaux de crue

Formule		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)
10	10	196.72	198.67	260.11	218.5
2	50	309.85	312.92	409.87	344.21
1	100	486.52	368.5	563.12	472.71
0.5	200	565.34	428.21	747.83	580.46
0.1	1000	763.77	578.52	1010.29	784.19

Sur la base de ces résultats, primitivement les valeurs adoptées sont celle de **Sokolovsky** : 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 crues 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 :

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2 \dots\dots\dots (III. 27)$$

t_m=t_c =6.1 h : Temps de montée.

b. Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3 \dots\dots\dots (III. 28)$$

Avec: $T_d = \delta t_m$ (Sokolovski)

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2 — 4) , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin ,on prend $\delta=2,5$.

Donc : $T_d = 2.5 * 6.1 = 15$ 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-24 et la figure III.13

Tableau III.24 : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour

Phase de la montée :

temps (h)	Q _{maxi 10%} (m ³ /s)	Q _{maxi 1%} (m ³ /s)	Q _{maxi 0,5%} (m ³ /s)	Q _{maxi 0,1%} (m ³ /s)
0.00	0,0	0,00	0,00	0,00
1.00	20,5	13,07	8,33	5,29
2.00	82,1	52,30	33,31	21,15
3.00	184,7	117,67	74,94	47,58
4.00	328,4	209,20	133,23	84,59
5.00	513,1	326,87	208,18	132,17
6.10	763,8	486,52	309,85	196,72

Phase de la décrue :

temps (h)	Q _{maxi} 10% (m ³ /s)	Q _{maxi} 1% (m ³ /s)	Q _{maxi} 0,5% (m ³ /s)	Q _{maxi} 0,1%(m ³ /s)
0.00	763,8	486,52	309,85	196,72
1.00	432,8	299,37	190,78	98,75
2.00	182,1	92,28	69,29	41,14
3.00	52,6	33,49	21,33	13,54
4.00	31,2	19,85	12,64	8,03
5.00	16,5	10,53	6,71	4,26
6.00	7,4	4,71	3,00	1,90
7.00	2,5	1,56	1,00	0,63
8.00	0,42	0,27	0,17	0,11

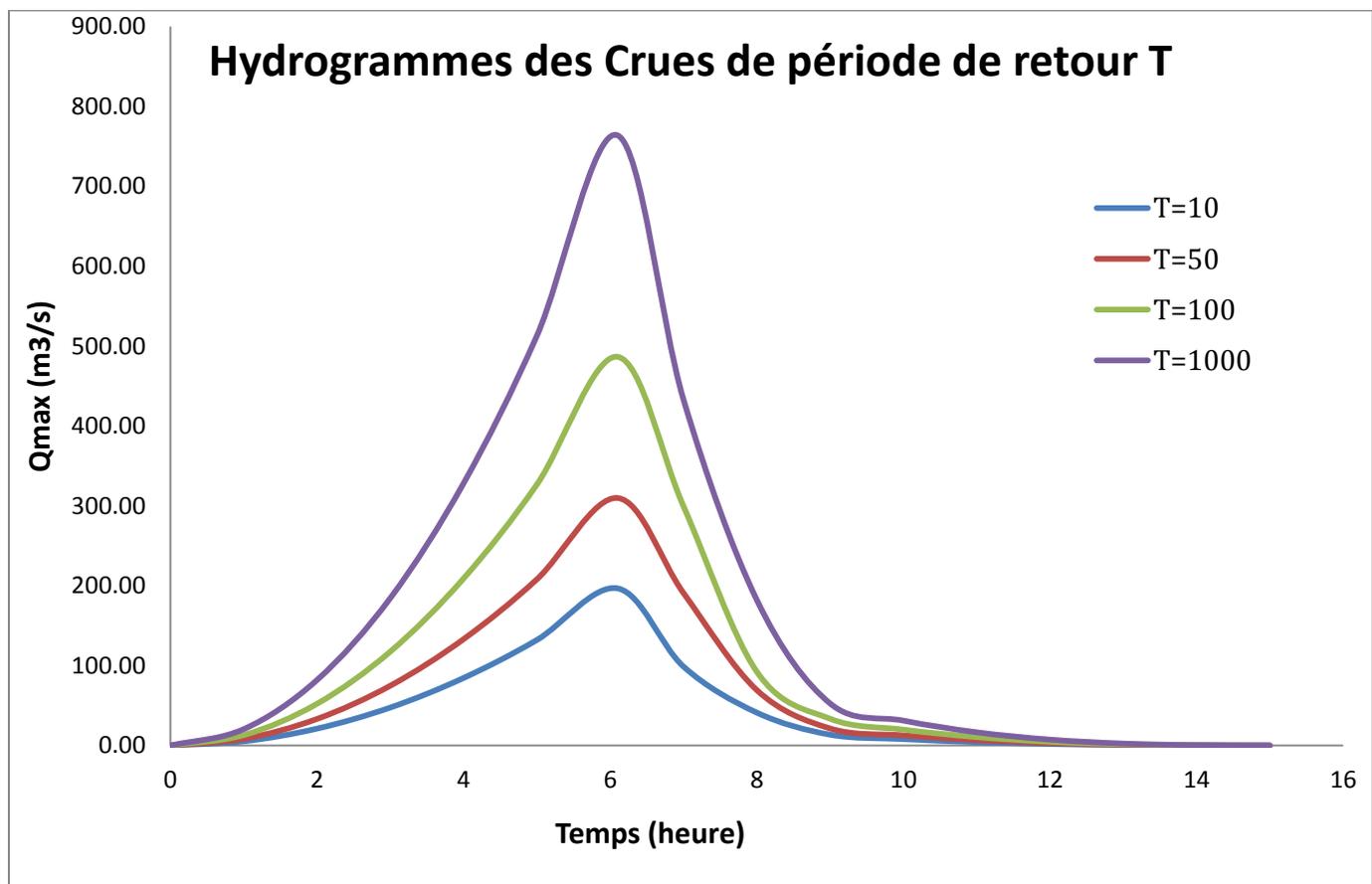


Figure III-13 : Hydrogrammes synthétiques pour différentes périodes de retour

III.6.2 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.

D'où $Q_{\max, 1\%} = 486.52 \text{ m}^3 / \text{s}$. Pour 100 ans.

III.6.3 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 :

$$V_{crue} = \frac{Q_{\max, 1\%} \times t_b}{2} \dots \dots \dots (III. 29)$$

Avec :

$Q_{\max, 1\%}$: Débit probable pour une période de retour de 100 ans

t_b : Temps de base (7.5 heure)

D'où : $V_{crue} = 1.83 \text{ Mm}^3$

III.7 Etude de régularisation

III.7.1 Objectifs et méthodologie

La régularisation est l'élaboration et l'exécution d'un programme d'exploitation des ressources en eau, d'un système donné, ou bien d'un ensemble de systèmes fluviaux.

Cette mesure comprend le dimensionnement des ouvrages de mobilisation des ressources superficielles et de leurs exploitations.

L'étude de régularisation de la retenue projetée sur Oued Yassel a pour objectif de la détermination du volume de la réserve utile ainsi le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- ✓ La régularisation saisonnière :

Elle est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

- ✓ La régularisation interannuelle :

Elle sera effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation, on stocke les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons sèches.

Pour procéder à ce type de régularisation, on utilise la méthode du bilan d'eau, elle nécessite la connaissance des données de base telles que :

- ✓ Les répartitions mensuelles des apports, d'évaporation sur la retenue et les pertes par infiltration.
- ✓ La courbe (Hauteur-Capacité-Surface) du plan d'eau provenant de dépouillement de la carte topographique de la cuvette.
- ✓ Les besoins en eau des utilisateurs de différents secteurs.

III.7.2 Répartition mensuelle des besoins

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

Tableau III.25 : Répartition mensuelle des besoins.

Mois	Besoin (m ³ /ha/an)	Taux (%)
Oct	71053,75	5
Nov	22737,2	1,6
Déc	0	0
Jan	0	0
Fév	0	0
Mar	14210,75	1
Avr	92369,875	6,5
Mai	154897,18	10,9
Jui	237319,53	16,7
Juil	312636,5	22
Août	298425,75	21
sept	217424,48	15,3
somme	1421075	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.26 : Moyennes mensuelles des apports de fréquence 80%

Mois	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aoû	Sep
A (Mm ³)	0.508	0.363	0.653	0.87	1.015	1.16	0.87	0.653	0.363	0.29	0.218	0.29
A 80% (Mm ³)	0.211	0.151	0.271	0.361	0.421	0.482	0.361	0.271	0.151	0.121	0.09	0.121

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 312 m et la cote maximale de 333 m, soit hauteur près de 21 m.

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

$$V_i = V_{i-1} + \Delta V_i \dots\dots\dots (III. 30)$$

Avec :

$$\Delta V_i = \left(\frac{S_i + S_{i+1}}{2} \right) \Delta H_i \dots\dots\dots (III. 31)$$

Tel que :

$$V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H_1 \dots\dots\dots (III. 32)$$

- S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m^2 .
- S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m^2 .
- ΔH : différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives en m
- ΔV_1 : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives en m^3 .

Pour tracer les courbes en se basant sur le levée 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 reprisant sur la figures III.22 et la figure. III.23

Tableau III.27 : Courbes topographiques et volumétrique

Côte (m)	H (m)	S (Km ²)	S moy (Km ²)	ΔH (m)	ΔV (Mm ³)	Vh (Mm ³)
312	0	0	0.000254	1	0.000169	0.000169
313	1	0.000508	0.008919	1	0,001059759	0,001229
314	2	0.001733	0.002828	1	0,002754468	0,003984
315	3	0.003923	0.005801	1	0,005696866	0,009680
316	4	0.007679	0.01048	1	0,010352917	0,020033
317	5	0.013281	0.01579	1	0,015725981	0,035759
318	6	0.018305	0.00201	1	0,022132019	0,057891
319	7	0.02194	0.02835	1	0,030366144	0,088257
320	8	0.034739	0.03935	1	0,039256748	0,127514
321	9	0.043955	0.04967	1	0,049564377	0,177079
322	10	0,055394	0.06269	1	0,062543181	0,239622
323	11	0,069976	0.077976	1	0,07783836	0,317460
324	12	0,085975	0.095238	1	0,095087488	0,412548
325	13	0,104501	0.11419	1	0,114055166	0,526603
326	14	0,123884	0.134679	1	0,134536507	0,661139
327	15	0,145478	0.156651	1	0,156518013	0,817657
328	16	0,167824	0.181105	1	0,18094197	0,998599
329	17	0,194385	0.209323	1	0,209145102	1,207744
330	18	0,224261	0.23957	1	0,239406787	1,447151
331	19	0,254879	0.271291	1	0,271124882	1,718276
332	20	0,287702	0.2988635	1	0,298794002	2,017070
333	21	0,310025	0.155013	1	0.314055166	2.321254

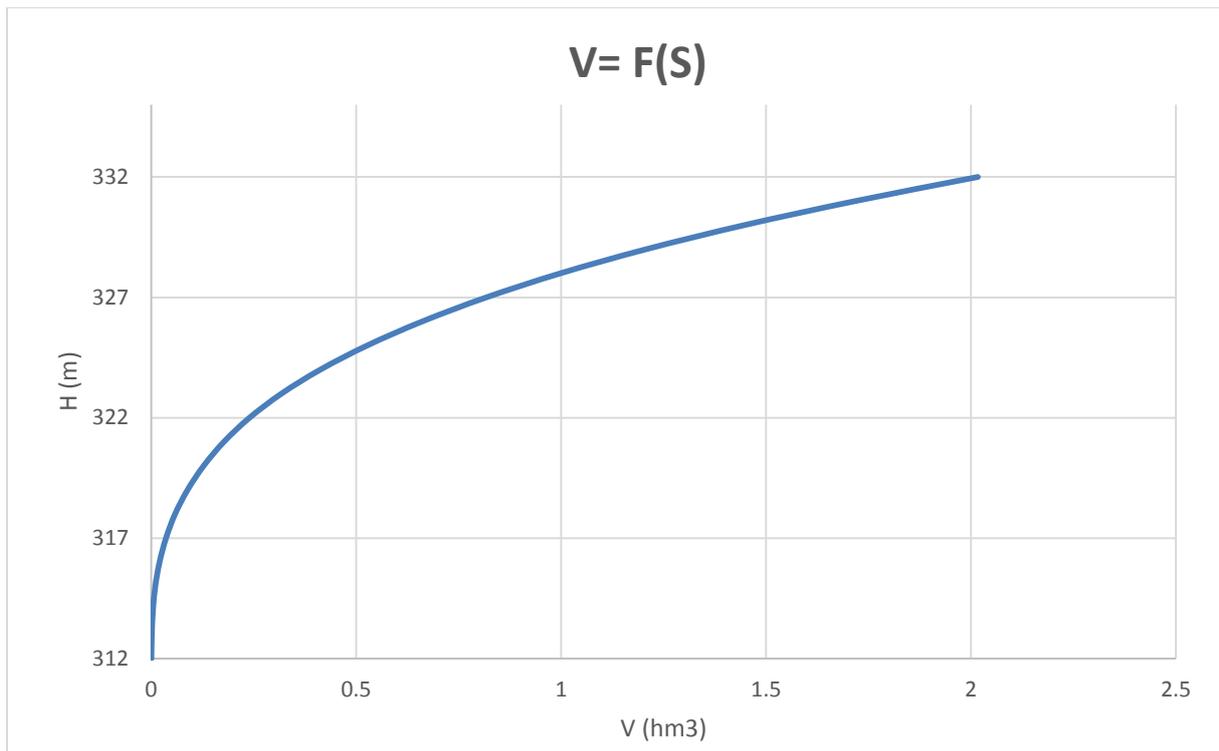


Figure III-14 : Courbe Capacité –Hauteur

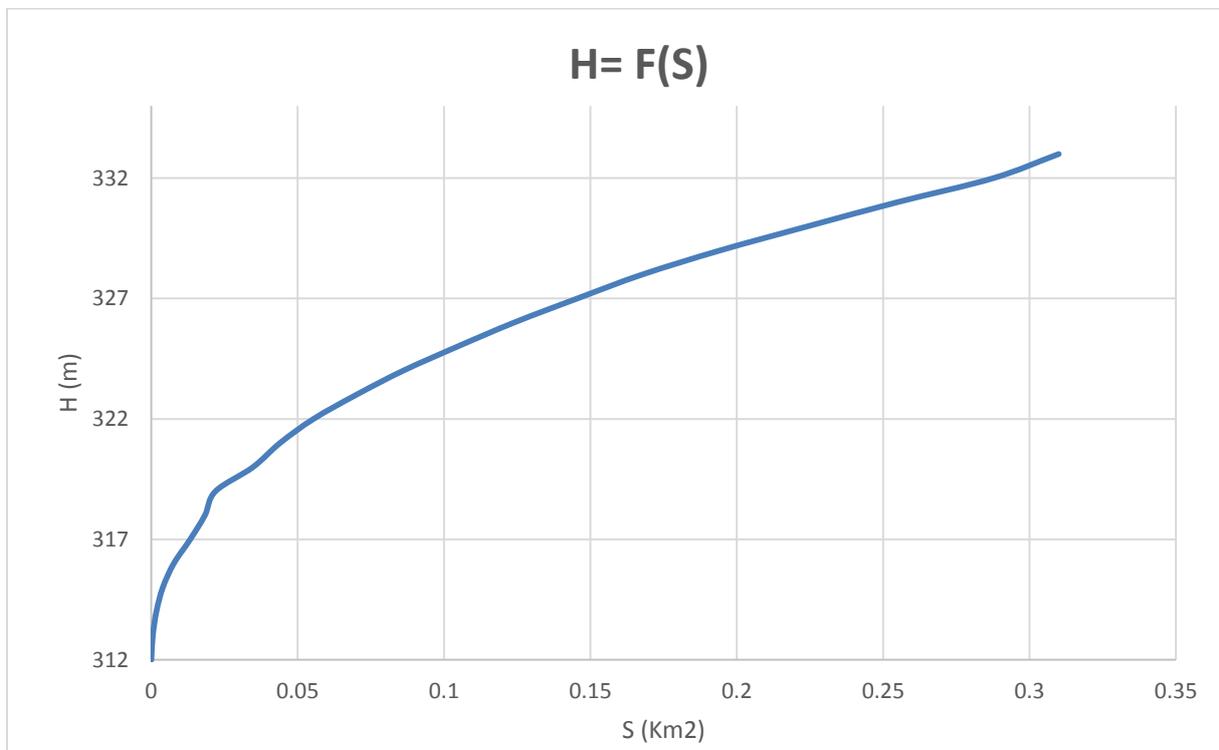


Figure III-15 : Courbe Surface –Hauteur

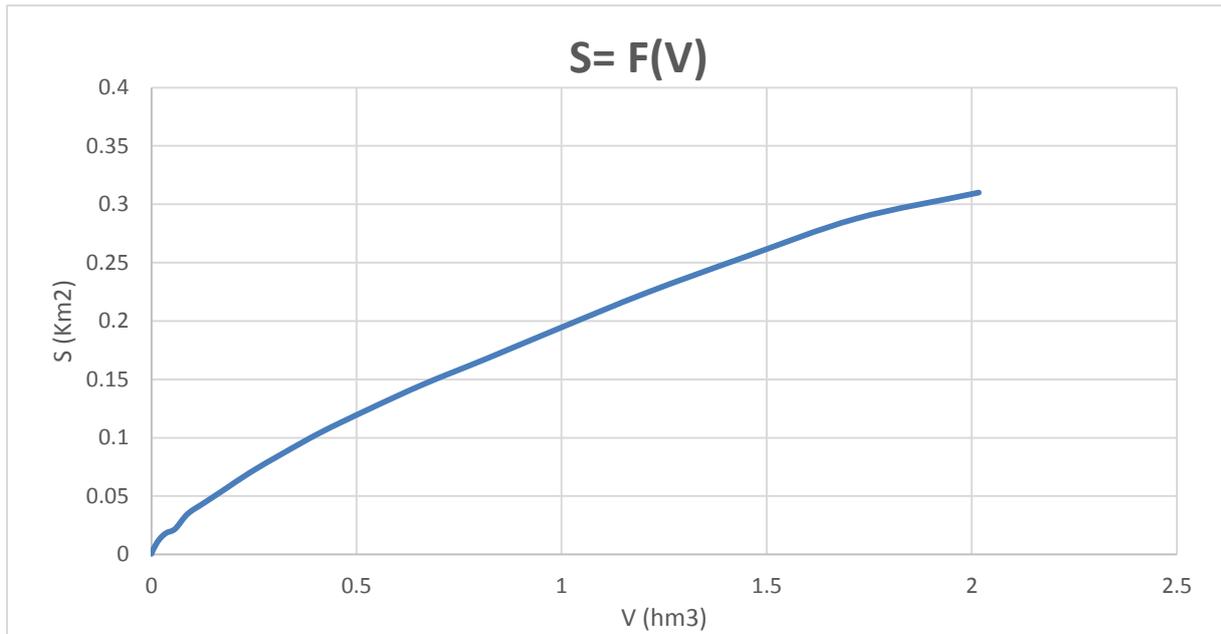


Figure III-16 : courbe volumétrique (S=f(V))

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 "Vs" et "Vd".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

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

Les calculs se font comme suit : $V_{rf} = V_{ri} + (W-U)$ (III. 33)

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 : $V_s = 2.17 Mm^3$ et $V_d = 0,582 Mm^3$.

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

$$V_s > V_d \quad \longrightarrow \quad V_U = V_d = 0,582 Mm^3$$

Le volume de la retenue normale sera : $V_{NNR} = V_m + V_U = 0.154 + 0,583 = 0.737 Mm^3$

$$V_{NNR} = 0.737 Mm^3$$

Tableau III.28 : 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)
Oct	0,211	0,071	0,14	0,294	0,294		0,014	0,154	0,14
Nov	0,151	0,023	0,128	0,422	0,422		0,026	0,154	0,128
Déc	0,271	0	0,271	0,693	0,693		-0,117	0,154	0,271
Jan	0,361	0	0,361	1,054	0,737	0,317	-0,207	0,154	0,361
Fév	0,421	0	0,421	1,158	0,737	0,421	-0,267	0,154	0,421
Mar	0,482	0,014	0,468	1,205	0,737	0,468	-0,117	0,154	0,271
Avr	0,361	0,092	0,269	1,006	0,737	0,269	0,504	0,504	
Mai	0,271	0,155	0,116	0,853	0,737	0,116	0,62	0,62	
Jui	0,151	0,237	-0,086	0,742	0,742		0,742	0,742	
Juill	0,121	0,313	-0,192	0,458	0,458		0,458	0,458	
Août	0,09	0,298	-0,208	0,251	0,251		0,251	0,251	
Sep	0,121	0,217	-0,096	0,154	0,154		0,154	0,154	
Total	3,012	1,42	1,592			1,592			1,592

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: $V_{ep} = E_s \times S_{moy} \dots \dots \dots (III. 34)$

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

EV: Evaporation mensuelle (mm) ;

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen, tirée de la courbe (capacité-hauteur).

III.7.6.2 Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \dots \dots \dots (III. 35)$$

$$V_{moy} = \left(\frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right)$$

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.29 : 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 $\delta = 1$ pour le calcul de volume d'infiltration

II.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% < ε < 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 :

$$V_s = 2,13Mm^3 \quad \text{et} \quad V_d = 0,603 Mm^3.$$

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

$$V_s > V_d \quad \longrightarrow \quad V_U = V_d = 0,603 Mm$$

$$\varepsilon = \frac{0.603 - 0.582}{0.603} \cdot 100 \Rightarrow \quad 2\% < \varepsilon = 3.48 \% < 5\%$$

Le volume de la retenue normale sera : $V_{NNR} = V_m + V_U = 0.154 + 0.603 = 0.758 Mm^3$

$V_{NNR} = 0.758 Mm^3$

Le résultat de calcul des pertes ainsi que le calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le **tableau III.30** et le **tableau III.31**.

Tableau III.30 : Volumes des pertes dans la retenue

Mois	V _{moy} (Mm ³)	S _{moy} (Km ²)	E _v (Mm ³)	V _{ep} (Mm ³)	V _{inf} (Mm ³)	Pertes (Mm ³)
Oct	0,0418	0,114	0,097	0,0011	0,0004	0,0015
Nov	0,0456	0,121	0,069	0,0083	0,0005	0,0088
Déc	0,0492	0,0125	0,05	0,0006	0,0005	0,0011
Jan	0,0721	0,074	0,041	0,003	0,0007	0,0038
Fév	0,1031	0,082	0,037	0,003	0,001	0,0041
Mar	0,1351	0,118	0,072	0,0085	0,0014	0,0098
Avr	0,163	0,127	0,092	0,0017	0,0016	0,0033
Mai	0,1937	0,132	0,147	0,0094	0,0019	0,0113
Jui	0,1982	0,147	0,197	0,019	0,002	0,0209
Juill	0,1451	0,121	0,259	0,0213	0,0015	0,0228
Août	0,0978	0,08	0,25	0,01	0,001	0,011
Sep	0,0852	0,083	0,16	0,0033	0,0009	0,0041
La somme						0,1026

Tableau III.31 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.

Mois	A80% (Mm ³)	U80% (Mm ³)	Π (Mm ³)	A-(U+ Π) (Mm ³)	1 ^{er} consigne			2 ^{ème} consigne		
					V _{rf} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S (Mm ³)	V _{rf} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S (Mm ³)
Oct	0,211	0,071	0,0015	0,1385	0,293	0,293		0,0155	0,154	0,139
Nov	0,151	0,023	0,0088	0,1192	0,412	0,412		0,035	0,154	0,119
Déc	0,271	0	0,0011	0,2699	0,682	0,682		-0,116	0,154	0,270
Jan	0,361	0	0,0038	0,3572	1,039	0,758	0,281	-0,203	0,154	0,357
Fév	0,421	0	0,0041	0,4169	1,175	0,758	0,417	-0,117	0,154	0,271
Mar	0,482	0,014	0,0098	0,4582	1,216	0,758	0,458	0,388	0,388	
Avr	0,361	0,092	0,0033	0,2657	1,024	0,758	0,266	0,653	0,653	
Mai	0,271	0,155	0,0113	0,1047	0,863	0,758	0,105	0,758	0,758	
Jui	0,151	0,237	0,0145	-0,1005	0,658	0,658		0,658	0,658	
Juill	0,121	0,313	0,0228	-0,2148	0,443	0,443		0,443	0,443	
Août	0,09	0,298	0,011	-0,189	0,254	0,254		0,2537	0,254	
Sep	0,121	0,217	0,0041	-0,1001	0,154	0,154		0,154	0,154	
Total	3,012	1,42	0,1026	1,156			1,156			1,156

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 :

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

Q : le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot dh/dt$$

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 X0.
3. Méthode graphique.
4. Méthode d'Eier-Cieh.
5. Méthode de Muskingum.

Dans notre étude on va utiliser la méthode de Muskingum

III.8.1 Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993)

III.8.1.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière :

Le mouvement de l'eau durant une période de crue dans un tronçon de rivière ou d'égout obéit aux équations de Saint-Venant. Ces équations traduisent la conservation de la masse et de la quantité de mouvement le long d'un tronçon orienté selon la direction principale d'écoulement X. L'équation de la quantité de mouvement se présente comme suit :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial X} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial X} = gA(S0 - Sf) + q \frac{Q}{A} \dots \dots \dots (III.57)$$

L'équation de continuité ou de conservation de la masse est la suivant :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial X} = q \dots \dots \dots (III.58)$$

En plus des notations habituelles, q désigne dans ces équations le débit latéral par unité de longueur du tronçon de rivière, débit qui entre dans le tronçon ou en sort.

La signification des cinq termes de l'équation(III.57) est la suivante :

- a. Le terme 1 représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. A titre d'exemple, si le débit de crue augmente de 1 m³/s à 2m³/s en une heure, ce terme vaut (1m³/s - 2m³/s) / 3600s= 0,000277m³/s. L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.
- b. Le terme 2 représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.
- c. Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x.
- d. Le terme 4 exprime les forces de gravité (S_o) et les forces de frottement (S_f).
- e. Le terme 5 exprime l'apport ou ma perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

La résolution des équations 1 et 2est faisable mais pose parfois des difficultés d'ordre pratique et numérique (Cunge et Wegner 1964). On a ainsi souvent cherché à simplifier ce système selon les applications et les contextes.

D'après plusieurs études (Cunge et al. 1980), les trois premiers termes de l'équation 26 peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation 26 devient en l'absence d'apport de débit latéral :

$$S_0 = S_f \dots \dots \dots (III.59)$$

L'équation de continuité 2 peut être mise sous la forme suivante :

$$I - O = \frac{dS}{dt} \dots \dots \dots (III.60)$$

Ou : I (INPUT ou Inflow) désigne le débit d'entrée Q_E.
 O (OUTPUT ou Outflow) désigne le débit de sortie Q_S.
 S désigne l'emmagasinement d'eau dans le tronçon.

L'équation (III.60) exprime tout simplement le principe de conservation de la masse traité: le taux de variation de l'emmagasinement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant.

III.8.1.2. Méthode de Muskingum

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t₁ et t₂ l'équation (III.60) s'écrit

$$\Delta t = S_1 - S_2 = \int I dt - \int O dt \dots \dots \dots (III.61)$$

Pour un petit intervalle de temps $\Delta t = t_1 - t_2$ on peut écrire :

$$S_1 - S_2 = \frac{I_1+I_2}{2} - \frac{O_1+O_2}{2} \dots \dots \dots (III.62)$$

La résolution du problème consiste à déterminer O₁ et O₂, connaissant I₁ et I₂,

L'équation (III.63) ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emménagement pour déterminer S_1 et S_2 .

III.8.1.3. Principe de la méthode de solution

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

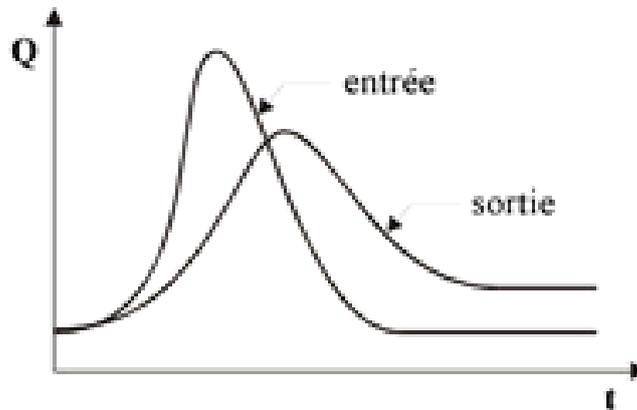


Figure III.17 Laminage à travers un barrage

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation (III.63) s'applique encore. Elle peut être réécrite :

$$2 \frac{dS}{dt} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \dots\dots\dots (III.63)$$

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue $[2S_2/\Delta t + O_2]$ en fonction d'autres quantités toutes connues qui figurent dans le membre de droite rappelons que les indices 1 et 2 désignent respectivement le début et la fin d'un intervalle de temps I_1 et I_2 , qui représentent les débits d'entrée au début et à la fin l'intervalle, sont connus car l'hydrogramme d'entrée du réservoir est supposé connu à tous les instants. S_1 et O_1 et sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue S_2 et O_2 , sont connus à cause récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

La question qui se pose est : comment calculer le débit de sortie O_2 à partir de la quantité connue $[2S_2/\Delta t + O_2]$?

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique $\frac{2S}{\Delta t} + O_2 = f(o)$. Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir. Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.

Comme il sera démontré dans les deux prochains paragraphes, le stockage S et le débit de sortie dépendent de la profondeur h dans le réservoir. On se donne arbitrairement un certain

nombre de valeurs de h pour couvrir adéquatement les plages de variation en période de crue et on construit le tableau suivant :

Tableau III.32 Valeurs de h et les plages de variation en période de crue

.h ₁	S ₁	O ₁	2S ₁ /Δt + O ₁
h ₁	S ₁	O ₁	2S ₂ /Δt + O ₂
h ₁	S ₁	O ₁	2S ₃ /Δt + O ₃
...
.h _n S _n O _n			2S _n /Δt + O _n

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

$$f(o) = \frac{2S}{\Delta t} + o.$$

III.8.1.4. Calcul du débit de sortie

Il y a plusieurs types d'évacuation de l'eau des réservoirs. Globalement, on peut pratiquement tous les intégrer dans l'une ou l'autre des deux familles suivantes :

- 1) Evacuation a surface libre par un déversoir (figure III.18). Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :

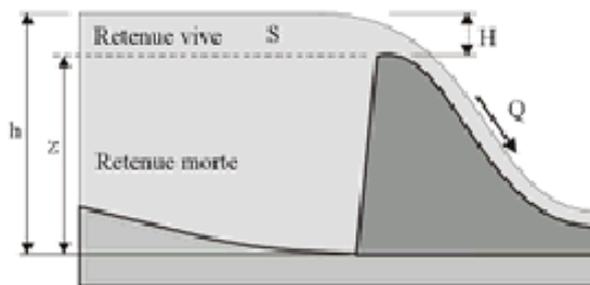


Figure III.18 Evacuateur à surface libre

$$Q = CBH^{3/2} = CB (h - z)^{3/2} \dots\dots\dots(III.64)$$

Ou : C : c'est une constante qui tient compte de la forme du déversoir

B : est la largeur de déversoir

H : est la charge au-dessus de la crête z en avant du déversoir, h: est la profondeur d'eau en amont du déversoir.

2) Evacuation par le fond à travers une vanne ou un orifice le débit se calcule alors par une relation de la forme :

$$Q = mA \sqrt{2gh} \dots\dots\dots(III.65)$$

Ou : m : est une constante de débit
 A : est la section d'écoulement
 .h : est la hauteur d'eau à partir du centre de la section d'écoulement jusqu'à la surface libre.

III.8.1.5. Calcul du volume stocké

Quand la section A du réservoir est constante, le calcul du volume stocké S pour une profondeur h donnée se fait à l'aide de la formule simple suivante:

$$S = Ah \dots\dots\dots(III.66)$$

Ceci est le cas pour certains bassins de rétention artificiels construits en milieu urbain.

Pour les réservoirs naturels, les berges ne sont pas verticales .les courbes d'emmagasinement se présentent alors sous la forme :

$$S = a_0 + a_1h + a_2h^2 + a_3h^3 + \dots + a_nh^n \dots\dots\dots(III.67)$$

Les coefficients $a_0, a_1, a_2, \dots, a_n$ qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges.

Que la section soit constante ou variable avec la profondeur, la connaissance de h permet de déterminer le volume stocké.

Application de la méthode de Mukingum pour une largeur de déversoir b=60m

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q = m \times b \times \sqrt{2g} \times H^{3/2}$$

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.

Pour b=60m : $Q = 130.226H^{3/2}$.

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage $f(Q) = 2S/(dt + Q)$
 Initialement le débit de sortie $Q = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ et la hauteur $H = 0 \text{ m}$.

La valeur maximal de débit d'entrée $Q = 487 \text{ m}^3/\text{s}$ nous donne la plage à couvrir avec le variable $H : 487 = 130.226H^{3/2}$, soit $H_{\text{max}} = 2.409 \text{ m}$.

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau III.32

Tableau III.33 Calcul de la courbe caractéristique du barrage.

H	cote	A (km ²)	S (m3)	Q (m ³ /s)	2S/dt+Q
0	330	0.224261	0	0	0
0.3	330.3	0.224561	67368,3	21,396	58,823
0.6	330.6	0.23957	143742	60,529	140,386
0.9	330.9	0.254877	229389,3	111,187	238,625
1.2	331.2	0.254958	305949,6	171,182	341,154
1.5	331.5	0.2712905	406935,75	239,225	465,300
1.8	331.8	0.275364	495655,2	314,495	589,859
2.1	332.1	0.287752	604279,2	396,303	732,014
2.4	332.4	0.28875	693000	484,179	869,179

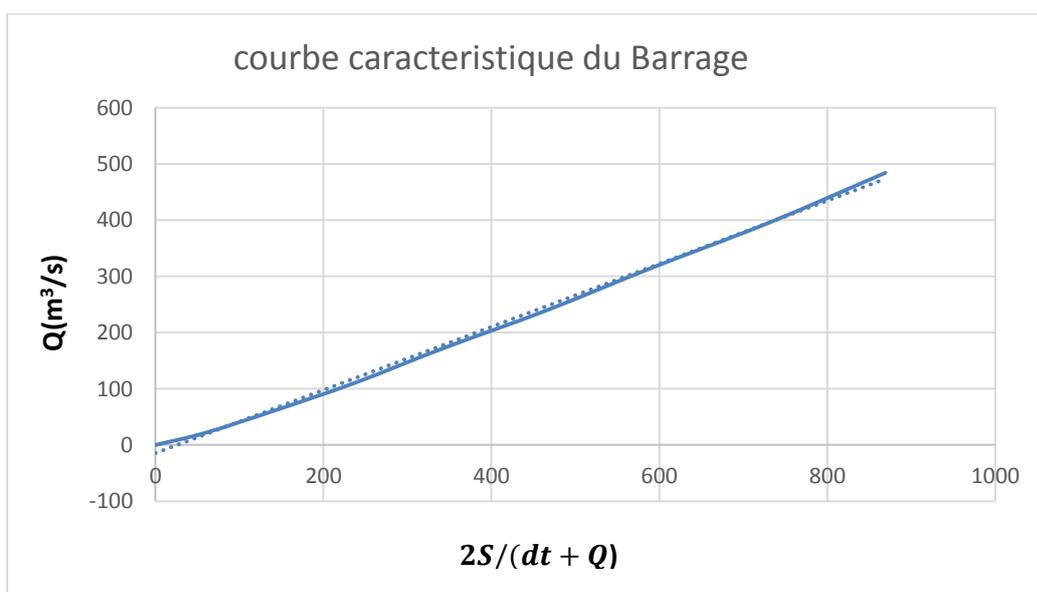


Figure III.19 Courbe caractéristique du barrage

Utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation $2 \frac{S^2}{\Delta t} + O_2 = I + I_2 + 2 \frac{S}{\Delta t} + O - 2O$
 On détermine l'hydrogramme laminée (**tableau III.33**)

Tableau III.34 Calcul de l'hydrogramme laminé.

t(h)	I(m3/s)	I1+I2	2S/Δt+O	((2S/ Δt)+O)-2O	O(m3/s)
0,000	0	13,510	0,000	0,000	0
1,000	13,51	66,690	58,823	54,883	1,97
2,000	53,18	172,170	227,053	176,773	25,14
3,000	118,99	329,940	506,713	329,373	88,67
4,000	210,95	537,820	867,193	511,293	177,95
5,000	326,87	813,390	1324,683	740,903	291,89
6,000	486,52	891,890	1632,793	763,893	463,45
7,000	405,37	731,760	1495,653	644,933	425,36
8,000	326,39	584,790	1229,723	539,983	344,87
9,000	258,4	458,980	998,963	447,823	275,57
10,000	200,58	352,670	800,493	367,713	216,39
11,000	152,09	263,620	631,333	298,113	166,61
12,000	111,53	190,920	489,033	238,933	125,05
13,000	79,39	133,490	372,423	189,203	91,61
14,000	54,1	88,950	278,153	147,913	65,12
15,000	34,85	55,660	203,573	115,173	44,2
16,000	20,81	31,970	147,143	89,403	28,87
17,000	11,16	16,240	105,643	69,943	17,85
18,000	5,08	6,820	76,763	56,483	10,14
19,000	1,74	2,070	58,553	47,713	5,42
20,000	0,33	0,340	48,053	42,573	2,74
21,000	0,01	0,010	42,583	39,643	1,47

Le calcul de l'hydrogramme laminé pour les différentes largeurs est donné dans le (tableau III –34)

Tableau III.35 Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties.

Hydrogramme	d'entrée (m ³ /s)		de						sortie (m ³ /s)		
	Q1	Q1+Q2	H=3.026 b=40m	H=2.62m b=50m	H=2,33m b=60m	H=2.17m b=70m	H=1.989m b=80m	H=1.839m b=90m			
0	0	13,510	0	0	0	0	0	0	0	0	
1	13,51	66,690	1,61	1,85	1,97	2,09	2,35	2,59			
2	53,18	172,170	20,79	22,45	25,14	27,83	29,74	31,4			
3	118,99	329,940	85,09	87,33	88,67	90,01	92,78	95,02			
4	210,95	537,820	173,09	175,39	177,95	180,51	183,39	185,69			
5	326,87	813,390	286,42	288,83	291,89	294,95	297,92	300,33			
6	486,52	891,890	457,06	460,58	463,76	466,08	467,92	469,40			
7	405,37	731,760	428,73	427,53	425,36	423,19	421,81	420,61			
8	326,39	584,790	347,19	345,9	344,87	343,84	342,25	340,96			
9	258,4	458,980	277,7	276,51	275,57	274,63	273,16	271,97			
10	200,58	352,670	218,31	217,21	216,39	215,57	214,22	213,12			
11	152,09	263,620	168,39	167,38	166,61	165,84	164,61	163,6			
12	111,53	190,920	127	126,1	125,05	124	122,88	121,98			
13	79,39	133,490	93,45	92,64	91,61	90,58	89,58	88,77			
14	54,1	88,950	66,95	66,24	65,12	64	63,12	62,41			
15	34,85	55,660	45,55	44,94	44,2	43,46	42,69	42,08			
16	20,81	31,970	30,14	29,62	28,87	28,12	27,47	26,95			
17	11,16	16,240	18,96	18,53	17,85	17,17	16,63	16,2			
18	5,08	6,820	10,82	10,48	10,14	9,8	9,37	9,03			
19	1,74	2,070	5,9	5,64	5,42	5,2	4,88	4,62			
20	0,33	0,340	3,04	2,86	2,74	2,62	2,39	2,21			
21	0,01	0,010	1,72	1,6	1,47	1,34	1,18	1,06			

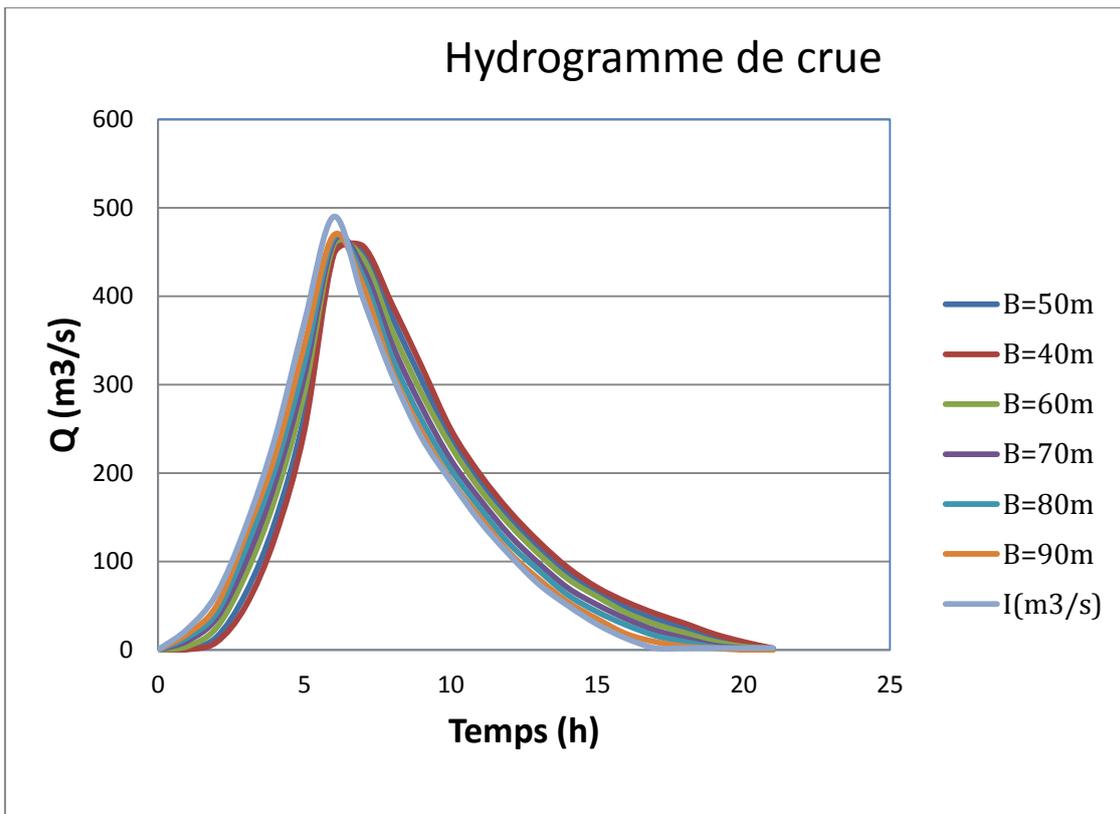


Figure III.20 Hydrogrammes de crue

Tableau III.36 Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum

b (m)	H (m)	NPHE(m)	Q (m³/s)	V _{forcé} (m³/s)
40	3.026	333.026	457.06	2.2329
50	2.62	332.62	460.58	2.2047
60	2.33	332.33	463.76	2.169
70	2.17	332.17	466.08	2.128
80	1.989	331.989	467.92	2.01707
90	1.839	331.839	469.40	1.9952

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

$$R = 0.75 \times H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (III. 36)$$

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (III. 37)$$

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 = 0.9 km)

b. Formule de Mallet et Pacquant

$$H = 0.5 + 0.33 \times \sqrt{F} \dots\dots\dots (III. 38)$$

c. Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0.3 \times \sqrt{F} \dots\dots\dots (III. 39)$$

Tableau III.37 : Récapitulatif des résultats

Formule	H(m)	V (m/s)	R(m)
F. Stevenson Gaillard	0.82	3.14	1.12
F. MALLET et PACQUANT	0.81	3.13	1.03
F. Simplifiée	-	-	1.28
La moyenne	-	-	1.15

III.9.2 Largeur en crête

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la 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) $H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t.$

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

Tableau III.38 : 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
40	3.026	20.7	7.51	6.00	6.88	7.58	7.01
50	2.62	20.29	7.43	5.95	6.82	7.51	7.0
60	2.33	20	7.38	5.92	6.77	7.45	6.9
70	2.17	19.84	7.34	5.90	6.75	7.42	6.9
80	1.989	19.66	7.32	5.88	6.71	7.39	6.8
90	1.839	19.51	7.29	5.86	6.69	7.36	6.8

On opte pour une largeur de crête égale à : **b_{cr} = 7 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. (3,5/3)
- **b** : Largeur en crête (m).
- **H_i** : Hauteur de la tranche au point i.

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

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.39 : Calcul du cout de la digue

Largeur déversante (m)	Volume de la digue (m ³)	Coût de la digue (Million de DA)
40	189723	75 889 200
50	186194	74 477 600
60	180357	72 142 800
70	170412	68 164 800
80	167850	67 140 000
90	164529	65 811 600

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 :

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

Avec :

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

Selon l'ANBT, en 2017 le mètre cube du béton vaut **25000 DA**

Tableau III.40 : 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)
40	3.026	7.49	299.6	7 490 000
50	2.62	6.97	348.5	8 712 500
60	2.33	6.63	397.8	9 945 000
70	2.17	6.54	457.8	11 445 000
80	1.989	6.39	511.2	12 780 000
90	1.839	6.32	568.8	14 220 000

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 **117** 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.41 : 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)	Coûts (DA)
40	457.06	11.59	17.04	1993.68	49 842 000
50	460.58	11.62	16.96	1984.32	49 608 000
60	463.76	11.66	16.85	1971.45	49 286 250
70	466.08	11.68	16.80	1965.6	49 140 000
80	467.92	11.70	16.74	1958.58	48 964 500
90	469.40	11.71	16.63	1945.71	48 642 750

Tableau III.42 : Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes

Largeurs déversants (m)	Coût total			Coût total (DA)
	Coût de la digue (DA)	Coût de l'évacuateur de crue (DA)		
		Déversoir	Coursier	
40	75 889 200	7 490 000	49 842 000	82 512 260
50	74 477 600	8 712 500	49 608 000	81 711 031
60	72 142 800	9 945 000	49 286 250	81 260 660
70	68 164 800	11 445 000	49 140 000	82 497 996
80	67 140 000	12 780 000	48 964 500	83 502 063
90	65 811 600	14 220 000	48 642 750	84 446 445

D’après l’étude d’optimisation on a trouvé les résultats suivants :

Tableau III.43 : les résultats d’optimisation

Largeur déversante	Lame déversante	Débit déversant	Hauteur du barrage	Côte en crête
60m	2.33	463.76	20	333.8

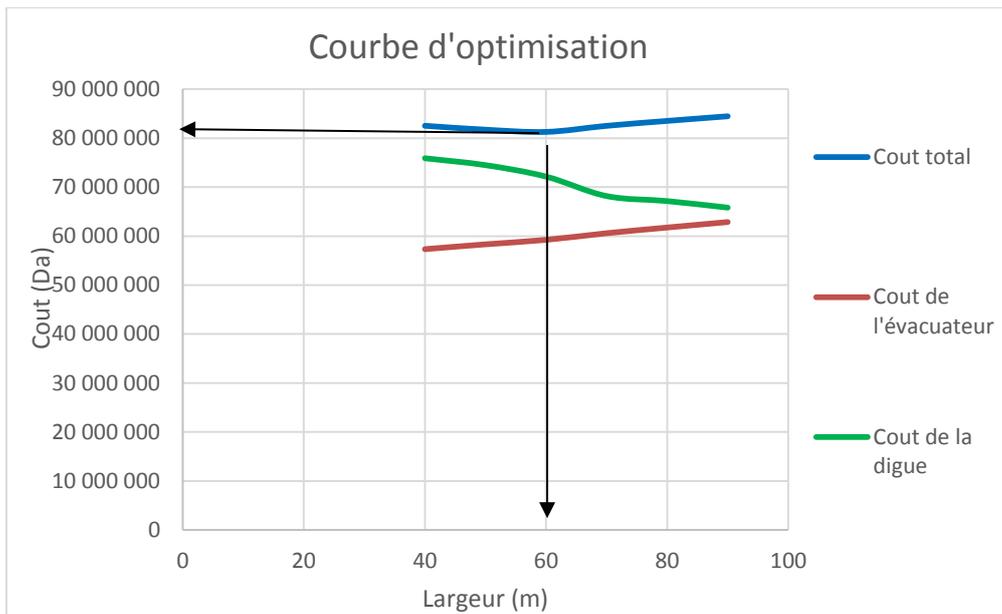


Figure III-21 : Courbe d'optimisation

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

Tableau III.44 : Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage

Dénominations	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	0.154
Volume utile	Mm ³	0.603
Volume au NNR	Mm ³	0.757
Côte du fond	m NGA	313
Côte NNR	m NGA	330
Côte NPHE	m NGA	332.33
Côte en crête	m NGA	333.8
Largeur en crête	m	7.0
Largeur du déversoir	m	60
Charge déversée	m	2.33

Conclusion :

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

Chapitre : IV

**ETUDE DES
VARIANTES DE
LA DIGUE**

Introduction

Simultanément à la recherche et à la sélection des sites, on doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables vu des conditions géologiques, hydrologiques et topographiques qu'on aura relevées.

En fait si l'éventail des retenues collinaires est assez large, quelques critères simples pourraient parfois nous permettre très vite de distinguer toutes les variantes susceptibles d'être sur le site.

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du type de barrages sont les suivantes :

- la topographie et les apports du bassin versant;
- la morphologie de la vallée;
- les conditions géologiques et géotechniques;

Plusieurs types des barrages resteront possibles. Des conditions économiques permettront alors de départager les solutions.

IV.1. Choix du type du barrage

Sur la base de l'expérience de la construction mondiale hydrotechnique et l'expérience de la construction des barrages en Algérie et compte tenu des conditions géologiques et géotechniques de la fondation permettant d'envisager un barrage en matériaux locaux, ce qui donne le choix entre les trois variantes :

- Barrage en terre homogène en argile.
- Barrage en enrochement zonée à noyau d'argile.
- Barrage en enrochement avec masque en béton

IV.1.1. Digue en terre homogène

Le barrage homogène est un barrage en remblai construit avec un matériau suffisamment étanche (argile, limon). C'est la technique la plus ancienne de barrages en remblais. La pente du talus sera différente selon la résistance du matériau choisi.

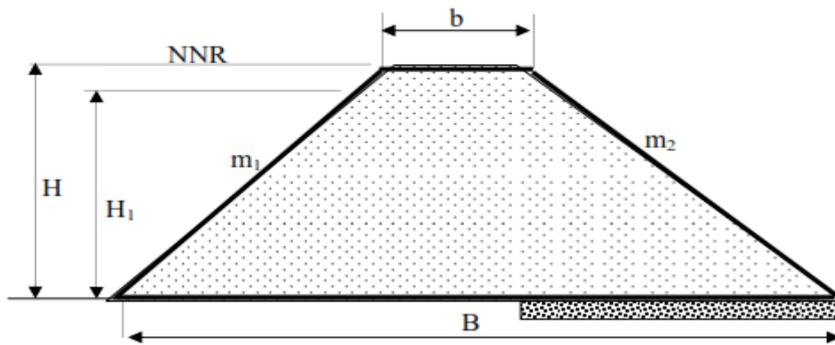


Figure IV- 1 : Coupe transversale d'une digue homogène

IV.1.2. Digue zoné à noyau étanche

Le barrage à noyau argileux sépare les fonctions d'étanchéité et de résistance. Un matériau le plus étanche possible (argileux) compose le noyau et est entouré par des matériaux plus résistants mais moins étanches (enrochements ou alluvions). En plus de pouvoir construire une pente plus raide et donc d'économiser du matériau, un meilleur contrôle des écoulements qui percent le barrage.

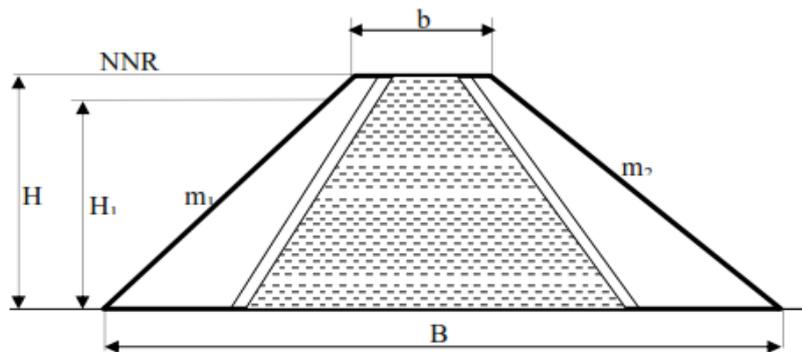


Figure IV- 2 : Coupe transversale d'une digue zonée

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.

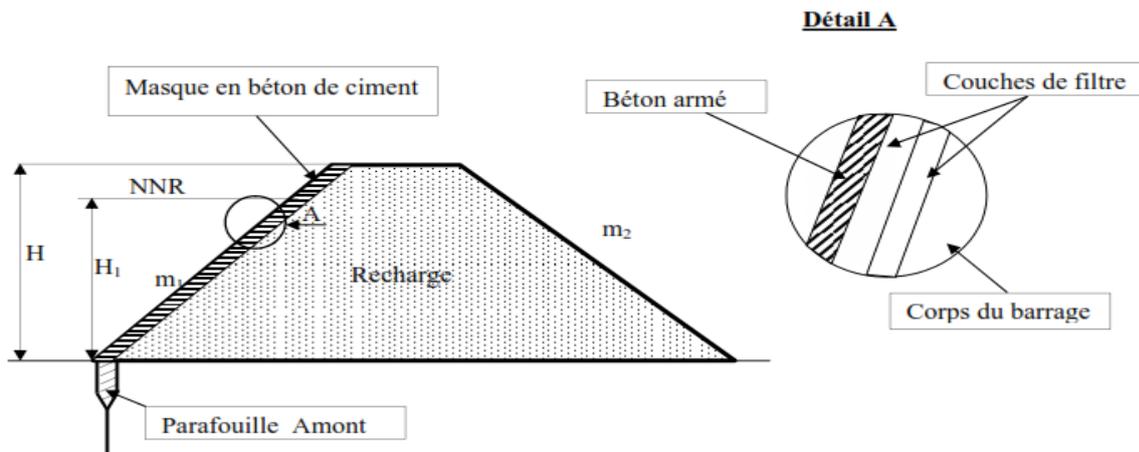


Figure IV- 3 : Coupe transversale d'une digue en enrochement avec masque en béton

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

$$R = 1.15 \text{ m}$$

B. Calcul du tassement

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

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

$$T = 0.011 \times 20 = 0.22 \text{ m}$$

Donc la cote en crête est :

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

Nous prenons la hauteur de barrage

$$H_b = 20\text{m}$$

C_{NNR} : Côte du niveau normal de la retenue ;

C_f : Côte du thalweg ;

R : la revanche ;

$H_{\text{dév}}$: La charge déversant ;

T : tassements.

Donc la côte en crête : **333.8 mNGA.**

IV.2. 2. Largeur en crête

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

$$b_c = 7 \text{ m}$$

IV.2. 3. La longueur en crête

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

$$L_{\text{cr}} = 233 \text{ m}$$

IV.2.4. Choix des pentes des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations, comme montre le tableau ci-après :

Tableau IV.01 : Valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur du barrage	Type du barrage	Pentes des talus	
		Amont	Aval
10 à 20 m	- Homogène, granulométrie étendue.	1/2,5	1/2,5
	- Homogène, à fort pourcentage d'argile.	1/3,5	1/3
	- A zones.	1/3	1/2,5

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. Pentés des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01

- Parement amont $m_1 = 3.5$.
- Parement aval $m_2 = 3$.

IV.3.2 Protection des talus

A. Talus amont

1) Méthode T.V.A (Tennessee-Valley- Authority)

Préconise une formule empirique pour déterminer l'épaisseur minimum de la couche d'engrochement 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'engrochement 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 $C = 0.028$.

$$e = 3.16^2 \times 0.028 = \mathbf{0.28 \text{ m}}$$

2) Deuxième méthode :

Les ingénieurs de l'US Army utilisent de préférence le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau 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 d'enrochement(m)	$D_{min}(m)$
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,40	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,35
1,8 ÷ 2,4	0,70	0,40
2,4 ÷ 3,0	0,80	0,45

Pour notre cas $H=0.82$ m

$$0.6 < H < 1.2 \text{ m, } e = 0,45 \text{ m, et } D_{min} = 0,30 \text{ m.}$$

En analysant les résultats obtenus que ce soit par la formule de T.V.A, ou avec l'abaque de l'US Army on peut conclure que l'épaisseur à retenir pour le dimensionnement de la digue est $e = 45$ cm avec un diamètre moyen de $d_m = 30$ cm.

B. Talus aval

Sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé au fur à mesure des travaux de terrassement. On fait un enrochement de pierre d'épaisseur (0,2m).

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, $L_b = 139\text{m}$.

Donc :

$$L_d = 46.3 \text{ m}$$

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.

$$N_{dr} = 332.33 \text{ m NGA}$$

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, $H_b = 20 \text{ m}$.

$$H_p = 0.17 \times H_b = 0.175 \times 20 = 3.5 \text{ m}$$

$$H_p = 3.5 \text{ m}$$

Largeur en crête

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

$$b_p = 1/3 \times 3.5 = 1.16\text{m}$$

Nous prenons :

$$b_p = 2 \text{ m}$$

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 : $m_1=1.5$ et $m_2= 2$.

Largeur en base du prisme

Elle est exprimée par :

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

$$B_p = 2 + (1.5 + 2) \times 3.5 = 14.25\text{m}$$

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

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 $C = 0.028$.

$$e = 3.16^2 \times 0.028 = \mathbf{0.28 \text{ m}}$$

▪ 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 :

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

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

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

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

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

$$L_{cr} = 0.28 \times 20 = 5.6 \text{ m}$$

$$\mathbf{L_{cr} = 5.6 \text{ m}}$$

B. Hauteur du noyau

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

$$\mathbf{H_n = 19}$$

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 ; ΔH=H₁-H₂
- **H₂** : Hauteur d'eau à l'aval, **H₂= 0**.
- **H₁** : Hauteur d'eau à l'amont, **H₁=17 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 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, $J_{adm} = 1.95$

$$B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} = \frac{17 - 0}{1.95} = 8.72m$$

$$B_{noy} > 8.72 \text{ m}$$

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 :

$$B_{min} = 9.8 \text{ m} \quad \text{et} \quad B_{max} = 20 \text{ m.}$$

Nous prenons :

$$B_{noy} = 20 \text{ m}$$

D. Pente des talus

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

$$m = \frac{(20 - 5.6)}{2 \times 19} = 0.379$$

Nous prenons :

$$m_1 = m_2 = 0.5$$

Tableau IV.06 : Caractéristiques du noyau

Caractéristiques du noyau	
Largeur en crête (m)	5.6
Hauteur du noyau (m)	19
Largeur à la base du noyau (m)	20
Pente des talus	0.5

IV.7.3.1. 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, **$L_b = 139$ m.**

Donc :

$$L_d = 46.33m$$

IV.7.3.2. 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. Pentés 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 :

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

$$e = 0.34m$$

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

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

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

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	425,28				189999,96
S2	495,48	460,38	29,88	13756,17	
S3	698,35	874,72	29,88	26136,72	
S4	1173,32	1224,61	29,88	36591,41	
S5	1457,61	1200,12	29,88	35859,58	
S6	1382,97	1320,13	29,88	39445,54	
S7	1087,05	445,41	29,88	13308,82	
S8	684,60	414,34	29,88	12380,55	
S9	153,80	419,05	29,88	12521,17	

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	32,36				11985,09
S2	51,39	41,88	29,88	1251,25	
S3	54,21	51,18	29,88	1529,32	
S4	56,37	54,07	29,88	1615,74	
S5	59,87	55,50	29,88	1658,21	
S6	62,35	59,81	29,88	1787,09	
S7	58,72	52,40	29,88	1565,72	
S8	54,39	46,97	29,88	1403,56	
S9	24,20	39,30	29,88	1174,20	

IV.9.2. Digue en terre zoné

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	425,28						151050,75	38949,21
S2	495,48	460,38	390,97	88,98	11682,05	2658,65		
S3	698,35	506,42	447,85	204,65	13381,62	6114,90		
S4	1173,32	932,38	661,92	230,02	19778,21	6873,14		
S5	1457,61	1140,94	884,04	252,68	26415,21	7550,15		
S6	1382,97	1381,47	1198,86	260,00	35821,84	7768,72		
S7	1087,05	989,54	687,66	143,24	20547,17	4279,95		
S8	684,60	528,28	416,39	76,21	12441,87	2277,2		
S9	153,80	419,35	367,55	47,75	10982,25	1426,65		

A. 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	32,36				11985,09
S2	51,39	41,88	29,88	1251,25	
S3	54,21	51,18	29,88	1529,32	
S4	56,37	54,07	29,88	1615,74	
S5	59,87	55,50	29,88	1658,21	
S6	62,35	59,81	29,88	1787,09	
S7	58,72	52,40	29,88	1565,72	
S8	54,39	46,97	29,88	1403,56	
S9	24,20	39,30	29,88	1174,20	

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	425,28				189999,96
S2	495,48	460,38	29,88	13756,17	
S3	698,35	874,72	29,88	26136,72	
S4	1173,32	1224,61	29,88	36591,41	
S5	1457,61	1200,12	29,88	35859,58	
S6	1382,97	1320,13	29,88	39445,54	
S7	1087,05	445,41	29,88	13308,82	
S8	684,60	414,34	29,88	12380,55	
S9	153,80	419,05	29,88	12521,17	

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	29,41				11050,11
S2	40,52	34,97	29,88	1044,75	
S3	49,38	44,95	29,88	1343,11	
S4	54,94	52,16	29,88	1558,54	
S5	58,87	56,91	29,88	1700,32	
S6	55,34	57,11	29,88	1706,30	
S7	49,08	52,21	29,88	1560,03	
S8	37,57	43,33	29,88	1294,55	
S9	18,82	28,20	29,88	842,47	

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	189999,96	500	94999980	122984968
	Rip-Rap	11985,09	1200	14382108	
	Filtres et Drains	13602,88	1000	13602880	
Zoné	Recharges	151050,75	600	90630450	134071333
	Noyau	38949,21	500	19474605	
	Rip-Rap	11985,09	1200	14382108	
	Filtres et Drain	9584,17	1000	9584170	
Avec masque	Recharges	189999,96	600	113999976	335002176
	Béton	11050,11	20000	221002200	

IV.9.4. Comparaison des résultats et discussions

D'après le tableau IV-13, il apparaît clairement que nous ne pouvons nous orienter que vers la 1^{ère} variante car c'est la plus économique et la plus facile à mettre en place techniquement en plus la disponibilité des matériaux de construction (principalement l'argile) en quantité et qualité, sur le gîte d'emprunt qui est situé à proximité de la cuvette

Chapitre : V

**ETUDE DE LA
VARIANTE
RETENUE**

Introduction

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.

Pour notre cas, on a choisi une digue en terre homogène, d'une hauteur totale de 20 m au-dessus de la fondation, avec une largeur en crête est de 7 m, et les fruits hypothétiques des talus amont et aval sont donnés successivement de (3.5- 3).

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.

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

Caractéristiques du Rip-Rap	
Epaisseur (m)	0.40
D ₅₀ (m)	0.20

V.2. Calcul des filtres

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entrainement des particules fines du massif à drainer, on interpose alors un filtre entre les deux matériaux, sa fonction, principale est de retenir ces particules des sols drainés tout en permettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux grossiers

Ces filtres peuvent être situés :

- ✓ Entre deux couches du sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols puissent migrer dans l'autre sol ;
- ✓ Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituant les drains ;
- ✓ A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;
- ✓ Sous et au-delà du pied aval du barrage;

Les filtres peuvent être constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer.

• **Règles des filtres**

L'exigence primordiale aux sols des filtres est qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du phénomène de Renard.

Condition 1 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt{\eta} \cdot (1+0.05\eta) \cdot \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots(V.1)$$

D'où :

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta=D_{60}/D_{10}$.

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$.

$n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux.

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

Condition 2 :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots (V.2)$$

D_{15} : Diamètre de filtre.

d_{85} : Diamètre du sol à protéger.

• **Détermination de la courbe granulométrique des filtres**

En tenant compte des règles suivantes :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \dots\dots\dots(V.3)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots\dots\dots(V.4)$$

Avec :

D_{xx} : diamètre de filtre

d_{xx} : diamètre du sol à protéger.

• **Granulométrie de sol a protégé**

$d_{15} = 0.0004 \text{mm}$

$d_{50} = 0.005 \text{mm}$

$d_{85} = 0.5 \text{mm}$

❖ La première couche de filtre est entre le Corps du barrage et la première couche de drain à des limites suivantes :

- $0.0048 \text{mm} < D_{15} < 0.016 \text{mm}$

- $0.060\text{mm} < D_{50} < 0.290\text{mm}$

La courbe granulométrique moyenne est :

$D_{15} = 0.01 \text{ mm}$

$D_{50} = 0.18 \text{ mm}$

❖ La deuxième couche des filtres on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche :

- $0.12\text{mm} < D_{15} < 0.40\text{mm}$

- $2.16\text{mm} < D_{50} < 10.44\text{mm}$

D’où la courbe granulométrique moyenne a les dimensions suivantes :

$D_{15} = 0.26 \text{ mm}$

$D_{50} = 6.3 \text{ mm}$

Filtre N° 01 :

- **Vérification de l’absence du RENARD dans le sol des filtres :**

Pour qu’il n’y a pas le phénomène du Renard il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[n]{\eta} (1 + 0.05\eta) \frac{n}{1-n}$$

D’après la courbe granulométriques de T₁ :

$D_5 = 0.005\text{mm} ;$

$D_{17} = 0.009\text{mm} ;$

AN : $\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 5$ coefficient d’hétérogénéité ;

$n = 0.45 - 0.1 \cdot \log \eta = 0.38;$

$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.56 > 0.22$

La condition est vérifiée donc il n’y a pas de phénomène de RENARD dans ce cas.

- **Vérification de la condition 2 de TERZAGUI (zone de transition) :**

- **$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.01}{0.5} = 0.02 < 4$ (V.6)**

- La condition de TERZAGUI est vérifiée.

Filtre N° 02 :

- **Vérification de l’absence du RENARD dans le sol des filtres :**

D’après la courbe granulométriques de T₂ :

$D_5 = 0.16\text{mm} ;$

$D_{17} = 0.311\text{mm} ;$

AN :

$n = 0.41$ et $\eta = 9.21$

$$D_5 / D_{17} = 0.52 > 0.47$$

La condition est vérifiée donc le phénomène de RENARD inexistant.

- **Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.26}{0.5} = 0.52 < 4$$

La condition est vérifiée.

V.3. prisme de drainage

Tableau V.2 : Caractéristiques du prisme de drainage

Hauteur (m)		4
Largeur en crête (m)		3
Fruits de talus	m ₁	1.5
	m ₂	2

V.4. 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.

Tableau V.3 : Caractéristiques de berme

Les bermes	Talus amont	Talus aval	Largeur
1 ^{er} berme	325 NGA	320 NGA	3 m

V.5. Protection de la crête

Pour le barrage homogène, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante pour les matériaux de la couche de crête.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un

dévers amont uniforme de (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. Objectif de calcul d'infiltration

L'objectif de cette partie est de déterminer :

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

V.6.2. Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre

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

- Que le sol est homogène et isotrope, c'est à dire que la perméabilité horizontale est identique à la perméabilité verticale ;
- Que la ligne phréatique suit la loi de la parabole de KOZENY ;
- Que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

V.6.3. Positionnement de la ligne de saturation

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ». Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, et elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse. Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \dots \dots \dots (V-7)$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots \dots \dots (V-8)$$

Avec :

d : largeur de base du massif.

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

On a : $d = 51.26\text{m}$ et $h = 17\text{ m}$.

D'où : $y_0 = 2.75\text{ m}$

L'équation de la parabole s'écrit comme suite :

$$y^2 = 5.5 x + 7.54$$

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

$$A = \frac{Y_0}{2} = \frac{1}{2}(\sqrt{h^2 + d^2} - d) \dots\dots\dots (V-9)$$

On trouve **A = 1.8m**

Tableau V.4 : Coordonnées de la parabole de Kozeny

X(m)	0,00	1,00	3,00	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	35,00	40,00	45,00	50,00
Y(m)	0,00	2,20	3,80	4,91	6,95	8,51	9,82	10,98	12,03	12,99	13,89	14,73	15,53

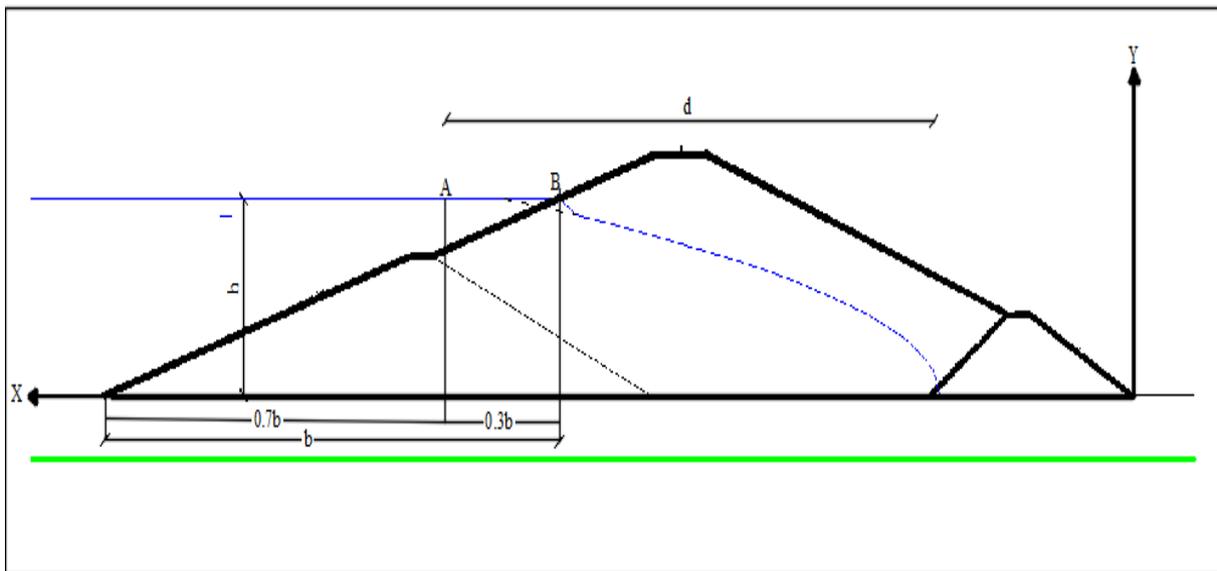


Figure V-1 : Schéma de calcul de la ligne de saturation

V 6.4. Débit d'infiltration

A. A travers la digue

D'après la loi de Darcy, le débit d'infiltration est :

$$q = K.I.A \dots\dots\dots (V.10)$$

Avec :

- **q** : débit d'infiltration (m²/s/ml).
- **I** : gradient hydraulique.
- **K** : Coefficient de perméabilité. (K=1.21×10⁻⁸ m/s).
- **A** : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dy}{dx}$ et $A = y \cdot 1$

Donc :

$$q = K \cdot y \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (V.11)$$

Avec :

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

D'où:

$$q = K \cdot y_0 \text{ m}^3/\text{s/ml} \dots\dots\dots (V.12)$$

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q \cdot L \dots\dots\dots (V.11)$$

$$y_0 = 2.75\text{m}$$

$$K = 1.21 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

$$q = 1.21 \times 10^{-8} \times 2.75 = 3.33 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s/ml}$$

Donc :

$$Q = q \cdot L = 3.33 \times 10^{-8} \times 239 = 7.95 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\mathbf{Q = 7.95 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}}$$

B. A travers la fondation

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy.

$$q = K \cdot I \cdot A \dots\dots\dots (V.13)$$

- **K** : Coefficient de perméabilité. **K=1.21×10⁻⁸ m/s**

$$I = H/L_b \dots\dots\dots (V.14)$$

- **H** : Charge de la retenue, **H= 17 m**
- **L_b** : 114.32m L'emprise du barrage.

- **A** : Section d'infiltration par unité de longueur. **A=T.1**
- **T** : Profondeur du sol de fondation perméable. **T=3.2m**

D'où :

$$q = K.I.T \dots\dots\dots (V.15)$$

$$q = 1.21 \times 10^{-8} \times \frac{17}{114.32} \times 3.2 = 0.58 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}/\text{ml}$$

Donc :

$$Q_F = q.L = 0.58 \times 10^{-8} \times 239 = \mathbf{1.37 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}}$$

C. Débit total d'infiltration

$$Q = Q_F + Q_D \dots\dots\dots (V.16)$$

$$Q = 7.95 \times 10^{-6} + 1.37 \times 10^{-6} = 9.32 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = \mathbf{9.32 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s} = 293.92 \text{ m}^3/\text{an}}$$

$$Q_{\text{inf}} \approx \mathbf{300 \text{ m}^3/\text{ans}}$$

V.7. Etude de stabilité

La stabilité des barrages en terre est étudiée au moyen des méthodes utilisées plus généralement pour l'étude des pentes en mécanique des sols, les plus courantes sont celles de FELLENIUS, BISHOP, SPENCER, JANBU. Toutes sont des méthodes d'équilibre de forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies. Un facteur qui influe très fortement sur la stabilité est la pression interstitielle qui peut s'installer de façon durable dans le remblai :

- En raison des écoulements permanents à travers le remblai.
- En conséquence des variations des contraintes résultantes de la construction d'une vidange rapide ou bien de séismes.

Plusieurs configurations doivent être analysées à savoir :

a) Fonctionnement normal (talus aval)

Le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités.

b) Fin de construction (talus aval et amont)

Pas encore d'action de la retenue mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées.

c) Vidange rapide (talus amont)

Après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont.

V.7.1. Méthode de Fellenius

Cette méthode se base sur l'hypothèse que la surface de glissement BC (voir Figure V.2) 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.

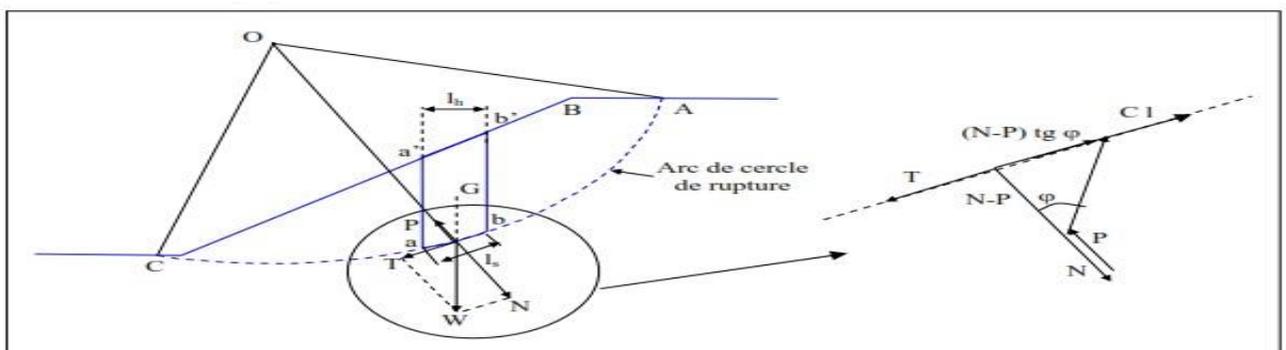


Figure V-2 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenius

V-7-2- Ordre de calcul (Méthode des tranches)

- Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.

- 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 :

$$R_1 = K_1 H_b \text{ et } R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage $H_b = 20 \text{ m}$.

($K_1 - K_2$) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau V-5

Tableau V-5 : Les différentes valeurs de 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 cas :

Tableau V.6 : Valeurs des R_1 et R_2

Talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3.5	1.25	3.025	20	60.5
Aval	3	1	2.3	20	46

L'intersection de R_1 et R_2 avec les deux lignes précédentes nous donne la zone des cercles (centres des cercles).

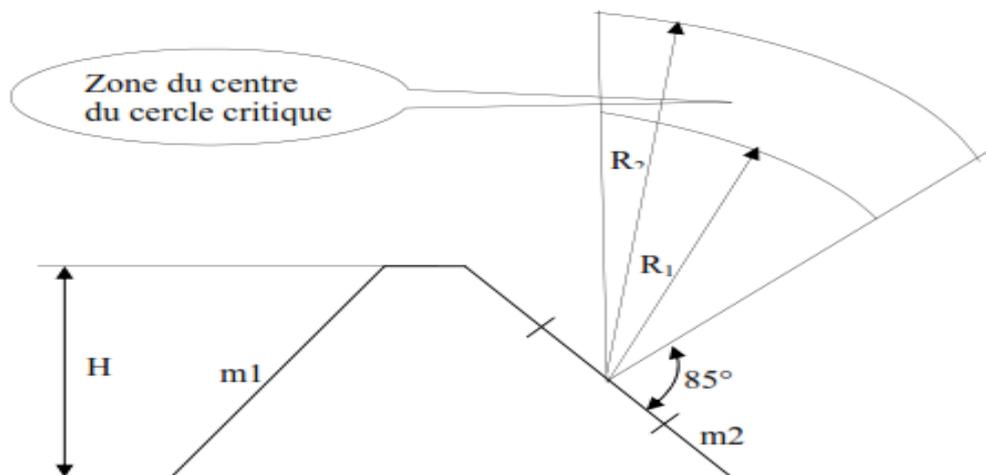


Figure V-3 : Zone du centre du cercle critique selon principe de Fondéev

- 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 :

$$G_i = b \sum (\gamma_i h_i) \dots\dots\dots (V.17)$$

Avec :

- **Gi** : poids propre de la tranche.
- **b** : largeur d'une tranche (b=0.1R).
- **hi** : hauteurs des tranches.
- **γi** : 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 :

$$\gamma_s = (1 - n)\gamma_{sp} (1 + W) \dots\dots\dots (V.18)$$

Avec :

- **γs** : 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 :

$$\gamma_{s.s} = (1 - n)(\gamma_{sp} - \gamma_w) \dots\dots\dots (V.19)$$

Avec :

- **γw** : poids volumique de l'eau.

Dans le cas d'une vidange rapide, nous utilisons le poids d'une tranche à poids volumique déjaugé qui est donné par la formule ci-après :

$$\gamma' = (\gamma_{s.s} - 1) \dots\dots\dots (V.20)$$

Le poids « Gi » 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).

$$U_i = \gamma_w * h * dl \dots\dots\dots (V.21)$$

- **dl** : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

C. Forces de cohésion

$$F_c = C * dl \dots\dots\dots (V.22)$$

$$dl = \frac{2\pi * R * \theta}{360^\circ} \approx \frac{b}{\cos \alpha} \dots\dots\dots (V.23)$$

Avec :

- **θ** : angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.
- **C** : cohésion du sol considéré.

D. Forces de frottement

$$F_f = (N_n - U_i dl) \text{tg} \varphi = (G_i \cos \alpha - U_i dl) \text{tg} \varphi \dots\dots\dots (V.24)$$

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

$$T'_n = a * G_i \dots\dots\dots (V.25)$$

Avec :

- **G_i** : poids de la tranche.
- **a** : Coefficient de séisme.

V.7.4. 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.

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) tg \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) tg \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.26)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) tg \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) tg \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.27)$$

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.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (tg \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.28)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (tg \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.29)$$

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.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.30)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.31)$$

Le tableau suivant montre les valeurs des coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement :

Les coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement. Sont représenté dans l'Annexe

Tableau V-7 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		K _{ss}	K _{as}
Fin de construction	Talus aval		
	R1=45.07	2.28	1.58
	R2=44.6	1.78	1.32
	R3=43.03	1.94	1.37
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R1=45.85	2.11	1.51
	R2=43.27	1.93	1.38
	R3=42.59	1.98	1.4
Vidange rapide	Talus amont		
	R1=44.17	3.83	2.32
	R2=43.75	3.09	1.96
	R3=41.69	2.81	1.78

CONCLUSION

D'après les résultats obtenus. On remarque que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme.

Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

Chapitre :VI

*ETUDE DES
OUVRAGES
ANNEXES*

Introduction

Les barrages réservoirs sont souvent équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue sont :

- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre retenue.

VI.1. 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 créer d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

VI-1-1-Différents types d'évacuateurs de crue

VI-1-1-1-Evacuateur de crues en puits (tulipe)

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s ;
- Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.
- En parallèle ce type d'évacuateurs représente ces inconvénients :

- Problème de saturation (Débit supérieur à celui du dimensionnement, charriage) ;
- Problème de vibration ;
- Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie) ;
- Prévoir des protections anti vortex (coût et entretien) ;
- Dissipation au pied de la digue.

VI-1-1-2-Evacuateur de crues latérales à entonnement latéral

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

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

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

VI-1-1-3-Evacuateur de crue latérale à entonnement frontal

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

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.
- Ces inconvénients sont :
- Le coût élevé.
- La difficulté de modification.

VI-1-1-4-Evacuateur de crues en siphon

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, une fois posé sur le corps du barrage, il représente les avantages suivants :

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.
- Ces inconvénients sont :
- L'amorçage et le désamorçage.

- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.

VI.1.2. 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.

VI.1.3. Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue

VI.1.3.1 Canal d'approche

- Le canal d'approche dispose d'une largeur constante de 60,00 m sur toute sa longueur. La vitesse d'approche est calculée suivant la formule suivante :

$$V = \frac{Q}{H \times b} \dots\dots\dots(VI.1)$$

Avec :

- **Q** : Débit à évacuer (m³/s) 1%, **Q = 464 m³/s.**
- **H** : Charge d'eau (m) et, **H = 4.33 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 = 2 m**
- **h** : Lane déversante en (m), **h = 2.33 m**
- **b** : largeur du déversoir, **b = 60 m**

$$V = 1.79 \text{ m/s}$$

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 :

$$R_e = 0.6 + 0.05V (H)^{1/3} \dots\dots\dots(VI.4)$$

$$R_e = 0.75 \text{ m}$$

La hauteur de mur est

$$H_m = H + R \dots\dots\dots(VI.5)$$

H_m = 5.08 m nous prenons **H_m = 5 m**

❖ **Longueur du canal d'approche**

La longueur du canal d'approche dépend de la topographie, elle est égale à 40m

VI.1.3.2. Déversoir

Cette partie de l'ouvrage sert à évacuer les crues, à assurer le niveau de la retenue normal (330,00 m) d'une manière étanche et amortir l'énergie des crues déversées.

L'ouvrage est constitué d'un seuil pratique en béton armé dont la largeur est de 60 m.

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante :

$$y = \frac{x^{1,85}}{2H^{0,85}} \dots\dots\dots (VI.6)$$

Tableau VI.1 Coordonnées du profil de Creager

X (m)	Y (m)
0	0,294
0,233	0,084
0,466	0,016
0,699	0
0,932	0,016
1,398	0,14
1,864	0,331
2,33	0,599
2,796	0,925
3,262	1,316
3,961	2,027
4,66	2,843
5,825	4,567

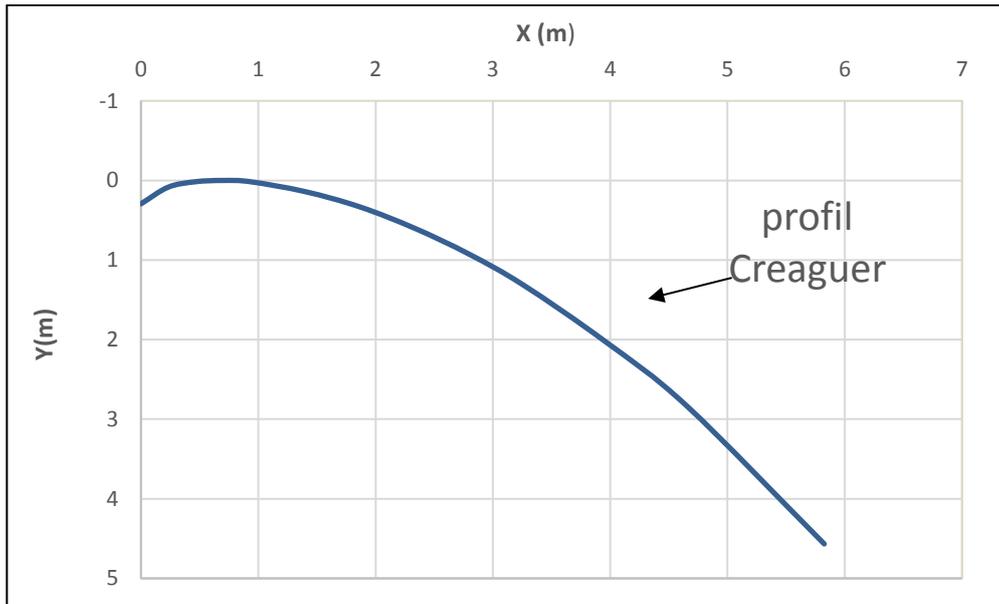


Figure VI.1 : profil Creager du déversoir

VI.1.3.3. Chenal d'écoulement

Il permet de canaliser les eaux de crues déversées par le seuil frontal vers le seuil latéral. Il se compose de deux tronçons,

A. Premier tronçon

A. 1. Profondeur critique

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \dots\dots\dots(VI.7)$$

Avec :

- **Q** : Débit à évacuer (m³/s), **Q = 464 m³/s**
- **b** : largeur du chenal, **b = 60 m**
- **g** : l'accélération de pesanteur, **g = 9.81m/s**

$$y_c = 1.83 \text{ m}$$

A. 2. 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, ce coefficient dépend de la nature des parois.

$K = 20 \text{ à } 40$ Pour des canaux rocheux en mauvais état.

$K = 80 \text{ à } 100$ Pour le béton lisse et fonte revêtue.

On prend : $K = 80 \text{ m}^{1/3} / \text{s}$

$$I_{cr} = 0.0013 = 0.13 \%$$

$0.1 \% < 0.13 \% \Rightarrow I < I_{cr}$: écoulement fluvial donc la condition est vérifiée.

B. Deuxième tronçon

$L = 3,75 \text{ m}$, $I = 6,93 \%$,

VI.1.3.4. Auge de réception (Seuil latéral)

Cette partie de l'ouvrage sert à évacuer les eaux de crues provenant du chenal de l'évacuateur frontal et les déverser dans la tranchée de l'évacuateur d'une manière étanche afin d'amortir l'énergie cinétique du niveau 325,95m au niveau 320,18m.

❖ **Ordre du calcul :**

- On divise la largeur déversante en 5 tronçons et on établit les distances partielles de l'origine jusqu'à chaque site x_i .
- On fixe la vitesse moyenne de l'eau au bout de la tranchée et celle de la fin,
- Détermine les vitesses moyennes aux différents sites x_i .

A. Le Débits:

$$q = \frac{Q}{B} \dots\dots\dots (VI.9)$$

$$q = \frac{464}{60} = 7.73 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Le débit de chaque site est déterminé par :

$$Q_i = q * x_i \dots\dots\dots (VI.10)$$

B. La vitesse de chaque site xi :

$$V_i = V_{in} + a(x_i - 1) \dots \dots \dots (VI.11)$$

$$a = \frac{V_f - V_{in}}{L - 1} \dots \dots \dots (III.12)$$

a : Coefficient de proportionnalité.

$$V_i = (3 \div 5) \text{ m/s}$$

$$V_f = (8 \div 10) \text{ m/s}$$

Nous prenons: $V_{in} = 3.6 \text{ m/s}$; $V_f = 8 \text{ m/s}$ donc : $a = 0.45$

Calcul des sections mouillées aux sites :

Cette section donnée par :

$$S_i = Q_i / V_i \quad (\text{m}^2)$$

C. Largeur aux sites :

Cette largeur est donnée par la formule suivante :

$$b_i = L_1 + \frac{X_i \times (L_0 - L_1)}{L} \dots \dots \dots (VI.13)$$

Largeur du coursier :

$L_c = Q^{0.55} = 464^{0.55} = 29.28 \text{ m}$. Pour éviter le phénomène de cavitation on opte pour $L_c = 30\text{m}$.

Selon la topographie on prend les rapports suivants :

On a :: $L_0 = L_c$ et $\frac{L_1}{L_0} = 0.5$

Donc : $L_0 = 30\text{m}$ et $L_1 = 15 \text{ m}$

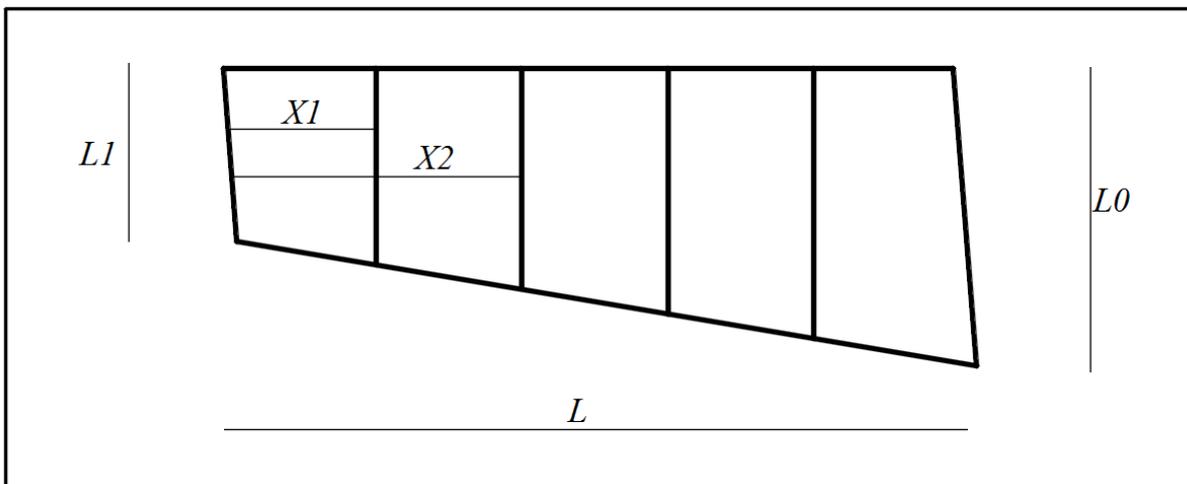


Figure VI.2 : représentation des tranchées

D. Calcul de la profondeur d'eau aux sites :

Cette profondeur est donnée par :

$$h_i = \frac{(-b_i + \sqrt{b_i^2 + 4mS_i})}{2m} \dots\dots\dots (VI.14)$$

Avec m : pente du profile déversoir (m=1/3).

E. Calcul de la pente de fond pour chaque site :

Cette pente est donnée par :

$$L_i = \frac{V_i^2}{R_i \times C_i^2} \dots\dots\dots (VI.15)$$

V_i : Vitesse moyenne aux sites x_i .

R_i : Rayon hydraulique à chaque site x_i .

C_i : Coefficient de Chézy à chaque site x_i .

$$C_i = 1/n \times R_i^{\frac{1}{6}} \dots\dots\dots (VI.16)$$

n: Coefficient de Manning en (s/m^{1/2}). Pour le béton on prend n=0.014 s/m^{1/2}.

F. Pertes de charge de chaque site :

$$\Delta h_i = L_i \cdot \Delta x_i \quad (m) \dots\dots\dots (VI.17)$$

Avec $\Delta x_i = X_i - X_{i-1}$ (m)

Une fois que nous avons déterminé les hauteurs d'eau h_i et les pertes de charge de chaque Tronçon, on détermine les côtes de la surface libre et les côtes du Fond de la tranchée.

Tableau VI.2: hauteurs d'eau et pertes de charge

N	X_i (m)	Q_i (m ³ /s)	V_i (m ²)	b_i (m)	h_i (m)	R_i (m)	C_i	l_i (m)	Δh
1	4	29.23	0.9	15.94	2.04	1.62	77.34	0.26	1.05
2	15	109.61	1.74	18.54	3.39	2.48	82.94	0.15	1.67
3	30	219.21	2.46	22.09	4.03	2.95	85.33	0.14	2.02
4	50	365.35	3.18	26.81	4.29	3.25	86.67	0.13	2.59
5	63.5	464	3.58	30	4.32	3.35	87.12	0.22	2.99

Tableau VI.3 : Récapitulatif du calcul du canal latéral.

Section N ⁰	Cote (m)	
	Ligne d'eau	Fond de l'auge
0	327.00	325.95
1	326.49	325.44
2	325.17	324.12
3	324.20	323.15
4	323.55	322.50
5	323.15	322.10

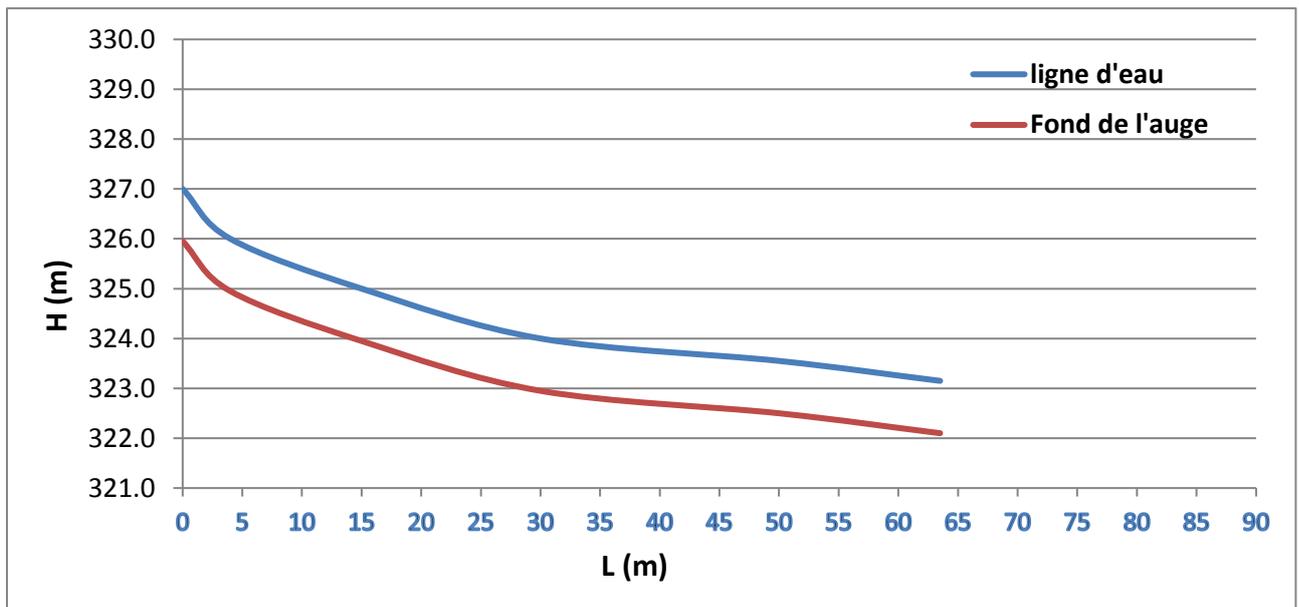


Figure VI.3 : Profil en long du canal latéral.

VI.1.3.5. Chenal d'écoulement

Il permet de canaliser les eaux de crues évacuées par la tranchée vers le coursier et dispose d'une longueur de 20m, une largeur de 30m.

A. Profondeur critique

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \dots\dots\dots(VI.18)$$

- Avec : **Q** : Débit à évacuer (m³/s), **Q = 464 m³/s**
- b** : largeur du chenal, **b = 30 m**
- g** : l'accélération de pesanteur, **g = 9.81m/s**

y_c = 2.9 m

B. Pente critique

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour $y = y_c$

$$I_{cr} = \left[\frac{Q(b + 2 \times y_c)^{2/3}}{K(b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots(VI.19)$$

Avec :

- **R** : rayon hydraulique (en m).
- **I** : la pente en (m/m).
- **S** : section mouillée
- **K** : coefficient de Manning-Strickler, ce coefficient dépend de la nature des parois.

$K = 20$ à 40 Pour des canaux rocheux en mauvais état.

$K = 80$ à 100 Pour le béton lisse et fonte revêtue.

On prend : $K = 80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

$$I_{cr} = 0.00136 = 0.136 \%$$

$0.1 \% < 0.136 \% \Rightarrow I < I_{cr}$: écoulement fluvial donc la condition est vérifiée.

VI. 1.3.6. Calcul du divergent

Pour éviter l'écoulement à grande vitesse, on prévoit un divergent au niveau du coursier d'une longueur L :

$$L = 2,5 \cdot (L_2 - L_1) = 2,5 \cdot (40 - 28) = 30 \text{ m}$$

Avec ; L_1 et L_2 : Largeurs initial et final du divergent.

VI. 1.3.7. Le coursier

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement et conduit l'eau du divergent au bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

La pente du coursier est de 16.7%, avec une longueur de 30m et largeur de 40m

A. Profondeur critique

La profondeur critique pour une section rectangulaire est calculée par la formule suivante :

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \dots\dots\dots(VI.20)$$

B. Pente critique

La pente critique est donnée par la formule suivante :

$$I_{cr} = \left[\frac{Q(b + 2 \times y_c)^{2/3}}{K(b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots(VI.21)$$

Donc

$$I_{cr} = 0.0013 \text{ m/m}$$

C. Profondeur normale

Pour un écoulement uniforme la hauteur normale est déduite par la formule de Chézy :

$$Q = S * C * R * I \dots\dots\dots(VI.22)$$

Par itération on trouve : $h_n = 0,57 \text{ m}$.

On a : $h_n < h_c$ et $I_c < I_n$ alors le régime d'écoulement est torrentiel.

✓ **Calcul de la ligne d'eau**

• **Méthode indirecte d'intégration numérique**

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux Prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant $Dq/dx = 0$, est :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^2} \dots\dots\dots(VI.23)$$

Avec :

S_0 : pente du fond.

S_f : pente de la ligne d'énergie. En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie S_f peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning.

L'équation devient en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}}{1 - (Q^2 * B) / g A^3} \dots\dots\dots(VI.24)$$

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance Δx correspondante aux Profondeurs y_i , et on calcul la profondeur moyenne :

$$Y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2} \dots\dots\dots (VI.25)$$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul Δx à chaque valeur de y_i , utilisant y_{moy} , et en l'ajoute à Δx cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieure à la longueur L, et on continue avec une valeur de $y_i < y_i$ Jusqu'à trouver la somme de Δx égal à la longueur L de coursier.

Dans notre cas toujours $y_i < y_0$ (courbe de remous type S2).

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 Calcul de ligne d'eau par la méthode indirecte d'intégration numérique

Y (m)	$S_{moy}(m^2)$	$R_{moy}(m)$	Fr^2	$1-Fr^2$	$\frac{n^2 * Q^2}{A^2 * R^4/3}$	$\frac{S_0}{- \frac{n^2 * Q^2}{A^2 * R^4/3}}$	Δx (m)	L (m)
2,39								
2,321	94,22	2,11	1,05	-0,05	0,003	0,164	-0,017	0
2,252	91,46	2,05	1,15	-0,15	0,003	0,164	-0,052	0
2,183	88,7	2,00	1,26	-0,26	0,003	0,164	-0,091	0
2,114	85,94	1,94	1,38	-0,38	0,003	0,164	-0,136	0
2,045	83,18	1,88	1,53	-0,53	0,004	0,163	-0,187	0
1,976	80,42	1,83	1,69	-0,69	0,004	0,163	-0,245	1
1,907	77,66	1,77	1,87	-0,87	0,005	0,162	-0,313	1
1,838	74,9	1,71	2,09	-1,09	0,005	0,162	-0,391	1
1,769	72,14	1,65	2,34	-1,34	0,006	0,161	-0,482	2
1,7	69,38	1,60	2,63	-1,63	0,007	0,160	-0,590	2
1,631	66,62	1,54	2,97	-1,97	0,008	0,159	-0,718	3
1,562	63,86	1,48	3,37	-2,37	0,009	0,158	-0,871	4
1,493	61,1	1,42	3,85	-2,85	0,010	0,157	-1,055	5
1,424	58,34	1,36	4,42	-3,42	0,012	0,155	-1,281	6
1,355	55,58	1,30	5,11	-4,11	0,014	0,153	-1,561	8
1,286	52,82	1,24	5,96	-4,96	0,017	0,150	-1,914	10
1,217	50,06	1,18	7,00	-6,00	0,020	0,147	-2,366	12
1,148	47,3	1,12	8,30	-7,30	0,024	0,143	-2,959	15
1,079	44,54	1,05	9,94	-8,94	0,029	0,138	-3,761	19
1,01	41,78	0,99	12,04	-11,04	0,036	0,131	-4,887	24
0,941	39,02	0,93	14,78	-13,78	0,045	0,122	-6,550	30

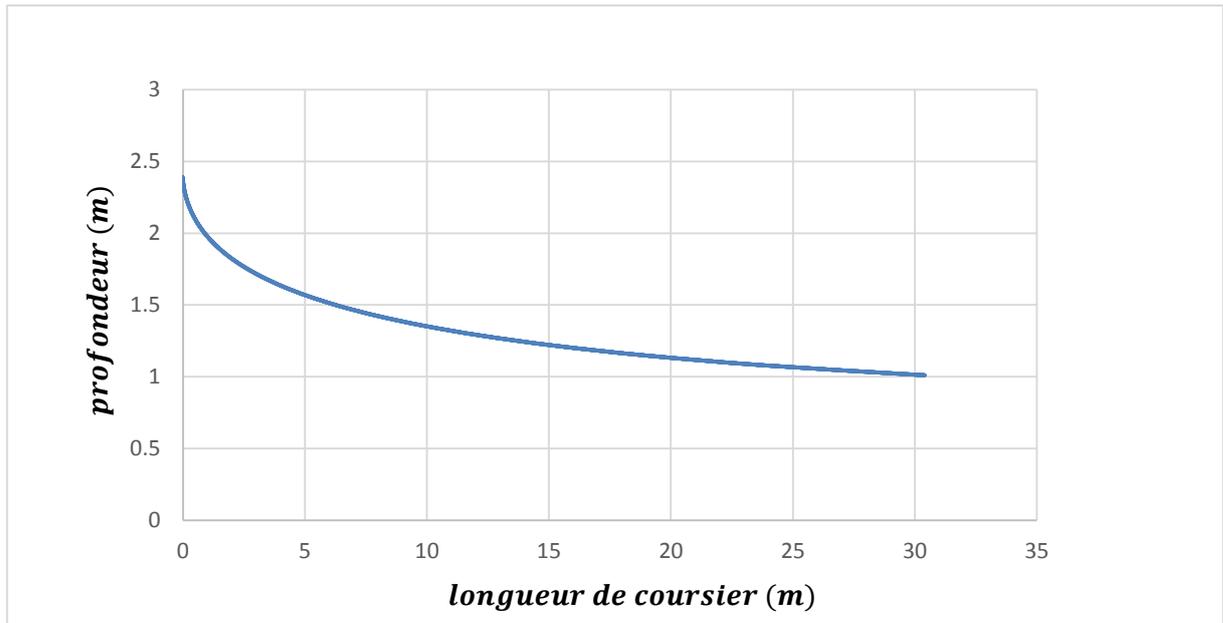


Figure VI.4 représentation de la ligne d'eau dans le coursier.

✓ **Détermination de la hauteur des murs bajoyers:**

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées comme suit :

$$H_{baj} = H + R \dots\dots\dots (VI.26)$$

Avec : R : Revanche (m).

$$R = 0.06 + 0.05 * V * H^{(1/3)}$$

Et d'après la ligne d'eau les hauteurs des murs varient dans chaque tronçon de coursier en fonction de la profondeur d'eau et la vitesse de l'écoulement.

Le calcul des hauteurs des murs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.

L (m)	H (m)	V(m/s)	R (m)	Hbaj
0	2.39	4.88	0,39	2,41
3	1.631	6.95	0,47	1,66
6	1.424	7.95	0,51	1,45
10	1.286	8.78	0,54	1,31
15	1.148	9.81	0,57	1,18
24	1.01	11.10	0,62	1,04
30	0.941	11.89	0,64	0,98

- ✓ **Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulantes le long de coursier :**
- **Aération de coursier**

L'écoulement à grande vitesse dans le coursier présente un risque élevé de dégâts liés à l'érosion du fond suite à la cavitation, le phénomène d'aération commence à partir d'une section où $V > V_{cr}$.

V_{cr} est donnée par la formule de VOINITCH SYANOGENSKY :

$$V_{cri} = 6,63 \times \sqrt{g \times R \times \cos \theta} \times \sqrt{1 + 0,001/R^2} \times \left(\frac{8,71 \times n}{R^{1/6}} + 1 \right) \dots \dots \dots (VI.27)$$

Avec : V_{cr} : La vitesse critique.

θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier.

R : Rayon hydraulique.

N : Coefficient de rugosité. ($n=0.014$).

Le calcul de V_{cr} pour chaque section dans le coursier est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 Vérification de phénomène d'aération dans le coursier.

Section	Y	R	V_{cr}	V	$V_{cr} > V$
0	2.39	2,11	33.26	4.88	Vérifié
1	1.631	1,54	28.12	6.95	Vérifié
2	1.424	1,36	26.92	7.95	Vérifié
3	1.286	1,24	25.75	8.78	Vérifié
4	1.148	1,12	24.51	9.81	Vérifié
5	1.01	0,99	23.08	11.10	Vérifié
6	0.941	0,93	22.41	11.89	vérifié

La condition d'écoulement non aéré à la fin coursier est vérifiée.

VI. 1.3.8. Bassin de dissipation

L'écoulement d'eau dans le coursier jusqu'au niveau de pied du barrage atteint souvent une vitesse très élevée, ce débit à haute vitesse peut endommager, par son importante quantité d'énergie cinétique le lit naturel de la rivière, la seule manière de contrôler l'écoulement à haute vitesse est de dissiper une partie de l'énergie mécanique et d'obtenir avec le bassin de dissipation un écoulement à vitesse convenable dans le lit de la rivière.

D'après les tests réalisés par l'USBR « The Bureau of Reclamation » : le bassin de dissipation le plus favorable dépend du type de ressaut.

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).

La vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin de dissipation est $\leq 15 \text{ m/s}$, et le nombre de Froude est de $4.64 > 4.5$. Donc, d'après l'USBR ; le bassin de dissipation le plus favorable est un bassin à ressaut de type II.

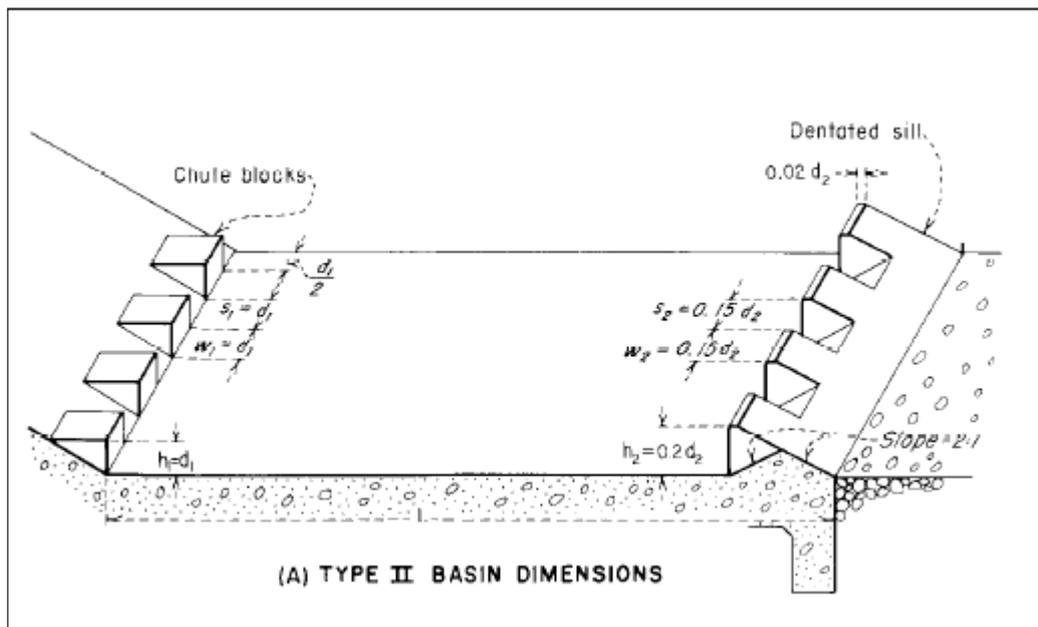


Figure IV.5 Schéma de bassin de dissipation USBR type II.

A. Détermination des caractéristiques du bassin

D'après les abaques : $\frac{d_2}{d_1} = 0,5 * (\sqrt{1 + 8 * Fr^2} - 1)$

Alors : $d_2 = 5.23 \text{ m}$.

$$\frac{L}{d_2} = 3,75 \text{ donc } L = 19,61 \text{ m} \quad \text{On prend } L = 20,00 \text{ m}$$

- Avec : d1 : tirant d'eau avant le ressaut.
- d2 : tirant d'eau après le ressaut.
- L : longueur de bassin de dissipation.

B. Dimensionnement des blocs Chicanes

Tableau VI.7 : Les dimensions des blocs Chicanes du bassin de dissipation

La hauteur des blocs de chutes (m)	h₁=0.2×d₂	1.10
La largeur des blocs de chutes (m)	W < y₁	0.9
Espacement entre deux blocs de chutes (m)	E=2.5W	2.25

VI. 1.3.9. Canal de Fuite

Le rôle du canal de fuite est d'acheminer les eaux évacuées par l'évacuateur de crue vers l'oued. Il dispose d'une section trapézoïdale avec une pente longitudinale de 0,05%, une largeur à la base de 40,00 m, une hauteur de 5,70m, pente des talus m =1 et sa longueur est de 43,70 m.

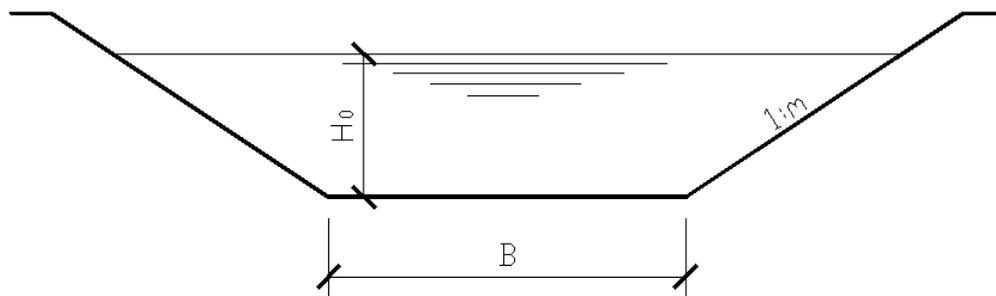


Figure IV.6 : canal de fuite.

A. La hauteur critique

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante (Agraskine) :

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{Z'}{3} + 0,105Z'^2 \right) \dots\dots\dots (VI.28)$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.b^2}} \dots\dots\dots (VI.29)$$

$$Z' = \frac{K.m}{b} \dots\dots\dots (VI.30)$$

Avec :

- **m** : fruit des talus du canal de fuite, **m = 1**

$$h_{cr} = 2.42 \text{ m}$$

B. La pente critique

Elle est donnée par : $I_{cr} = \frac{Q^2}{S_c^2 . C_c^2 . R_c} \dots\dots\dots (VI.31)$

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=0.03 (m)**

Avec :

$$\text{Surface mouillée } S_c = m . h_c^2 + b.h_c = 102.66 \text{ m}^2$$

$$\text{Périmètre mouillée } P_c = b + 2.h_c \sqrt{1+m^2} = 46.84 \text{ m}$$

$$\text{Rayon hydraulique } R_c = \frac{S_c}{P_c} = 2.19 \text{ m}$$

$$\text{Coefficient de Chézy } C_c = \frac{1}{n} * R^{1/6} = 37.98 \text{ m}^{-6}$$

La pente critique est : **I_{cr} = 0.00646 = 0.65 %**

C. Profondeur normale dans le canal

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \dots\dots\dots (VI.32)$$

Pour la hauteur normale nous avons :

$$S_c = m . h_n^2 + b.h_n \dots\dots\dots (VI.33)$$

$$P_n = b + 2.h_n \sqrt{1+m^2} \dots\dots\dots (VI.34)$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (mh_n^2 + b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (VI.35)$$

Le résultat du calcul par itération donne : **h_n = 1.29 m**

D. Vitesse dans le canal

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n} \dots\dots\dots (VI.36)$$

V = 8.71 m/s

VI.2. Ouvrage de vidange

C'est un ouvrage primordial pour une retenue; il a pour rôle:

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages;
- Vider la tranche morte en fin de saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts solides) et des parties amont du collinaire (prise, vidange, parement amont de la digue);
- Evacuer les crues pendant les travaux (crues de fréquence 2 à 20ans).
- Actuellement, on préfère équiper les pertuis de fond avec des vannes à ouverture totale.

VI.2.1. Calcul du débit de vidange

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots (VI.37)$$

Avec :

- **Q_r** : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (pris égal à débit moyen annuel)
- **V** : volume utile, **V_u = 0.604 Mm³**
- **T** : temps de vidange, **T = 689472 secondes**

$$Q_{vf} = \frac{0.604 \times 10^6}{689472} + \frac{1.76 \times 10^6}{31.536 \times 10^6} = \mathbf{0.932 m^3/s}$$

Q_{vf} = 0.932 m³/s

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 :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ} \dots\dots\dots (VI.38)$$

Avec :

- **Q_{vf}** : débit de vidange (m³/s)
- **μ** : coefficient de débit **μ ∈ (0.8 ÷ 0.85)**, nous prenons **μ=0.8**.
- **S** : section de la conduite (m²)
- **Z** : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (**Z = 17.7 m**)

Alors que :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \dots\dots\dots (VI.39)$$

Nous trouvons : **S = 0.0625 m²**

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots (VI.40)$$

D = 0.282 m Nous prenons : **D = 300 mm**

VI.2.3. Correction de la valeur de coefficient μ

$$\mu = 1 / \sqrt{(1 + \sum \xi + (\lambda \cdot L / D))}$$

Données de base :

- Longueur totale de la conduite : **L = 139,04m**
- Charge d'eau : **H = 330,00 – 312,30 = 17,70m**
- Coefficient de perte de charge de la conduite : **λ = 0,02**
- Coefficient de perte de charge d'entrée : **ξ_e = 0,50**
- Coefficient de perte de charge des vannes : **ξ_v = 2x0,25=0,50**
- Coefficient de perte de charge de la courbure : **ξ_c = 0,00**
- Coefficient de perte de la grille : **ξ_g = 0,2**
- Coefficient de perte de charge du cône de réduction : **ξ_{cr} = 0,20**

$$\mu = 1 / \sqrt{(1 + (0,50 + 0,50 + 0,20 + 0,20) + (0,02.L / 0,50))} = \mathbf{0,354}$$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à :

$$\mathbf{d = 424 \text{ mm}}$$

Nous adoptons le diamètre normalisé :

$$\mathbf{D = 500 \text{ mm}}$$

VI.2.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes :

$$V_s = Q_{vf} / S_{vf} \dots\dots\dots (VI.41)$$

$$\text{D'où : } \quad \mathbf{V_s = 6.59 \text{ m/s}}$$

VI.3. Ouvrage de prise d'eau

Les petits barrages, et particulièrement ceux destinés à une utilisation agricole, disposent généralement un ouvrage de prise (parfois de plusieurs). Mais il arrive également qu'en vue d'exploiter la retenue à des fins d'adduction d'eau ou de satisfaction des besoins pastoraux, on les dote d'organes de prise spécifiques à ces différents usages. Par contre, nous ne traiterons pas ici les conduites forcées destinées à actionner des turbines, qui équipent le plus souvent de grands barrages.

VI.3.1 Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau

Les besoins en eau atteignent une valeur maximale en mois de Juillet :

$$\mathbf{V_{max} = 312636.5 \text{ m}^3}$$

Donc :

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} = \frac{312636.5}{30 \times 3600 \times 20} = 0.145 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nous supposons que la consommation se fait 20 heures par jour pendant 30 jours.

VI.3.2 Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre

$$Q = \mu S \sqrt{2g.H} \text{ (m}^3/\text{s)} \dots\dots\dots (VI.42)$$

Avec :

- μ : coefficient de débit,

- **S** : section de la conduite en m²
- **H** : charge d'eau, **H=14.28 m**

VI.3.2 Calcule la valeur de coefficient μ :

Données de base :

- Longueur totale de la conduite : $L = 139,04\text{m}$
- Charge d'eau : $H = 326,58 - 312,30 = 14,28\text{m}$
- Coefficient de perte de charge de la conduite : $\lambda = 0,02$
- Coefficient de perte de charge d'entrée : $\xi_e = 0,50$
- Coefficient de perte de charge des vannes : $\xi_v = 2 \times 0,25 = 0,50$
- Coefficient de perte de charge de courbure : $\xi_c = 0,00$
- Coefficient de perte de charge de la grille : $\xi_g = 0,2$
- Coefficient de changement de direction : $\xi_{cd} = 2 \times 1,5 = 3,00$
- Coefficient de perte de charge du cône de réduction : $\xi_r = 0,20$
- Coefficient de perte de charge du rétrécissement : $\xi_{rt} = 0,37$

$$\mu = 1 / \sqrt{1 + (0,50 + 0,50 + 0,00 + 0,20 + 3,00 + 0,20 + 0,37) + (0,02 \cdot L / 0,50)} = 0,297$$

Nous trouvons :

$$S = 0,029 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la prise d'eau sera égal à :

$$D = 192,7 \text{ mm}$$

Nous prenons :

$$\mathbf{D = 200 \text{ mm}}$$

VI.3.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

$$V = Q/S \dots\dots\dots (VI.43)$$

$$\mathbf{V = 5 \text{ m/s}}$$

Conclusion

Les ouvrages annexes d'un barrage sont d'une importance capitale puisqu'ils sont liés à la sécurité et à l'exploitation de l'ouvrage dans ce cas, on doit éviter tout sous-dimensionnement de chaque ouvrage.

Dans ce chapitre, et après avoir analysé la topographie du site, nous avons opté pour un évacuateur de crues latéral à entonnement latéral. Vu les rives de notre retenue collinaire qui sont très abruptes. Pour le dimensionnement de cet évacuateur, la vitesse d'approche est de 1,79 m/s.

Pour ce qui est du déversoir, il a été dimensionné selon un profil de type Creager pour mieux anticiper les chutes et éviter l'érosion régressive.

L'évacuateur de crues se termine par un bassin d'amortissement à ressaut de type II, et de longueur égale à 20 m avec des blocs de chute.

La vidange de fond a été dimensionnée pour un diamètre de 500 mm et la conduite de prise d'eau aura un diamètre de 200 mm.

Chapitre :VII

**ORGANISATION
DE CHANTIER**

Introduction

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient ;
-

VII.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. les moyens de chantier :

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci-après :

- a) les compacteurs à pneus ;
- b) les rouleaux à pieds dameurs pour le compactage des sols fins ;
- c) les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- a) la décapeuse automotrice (motor scraper) ;
- b) la pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou a un relief très marqué.

VII.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

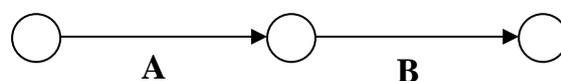
VII.3.2.1 Méthodes basées sur le réseau

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

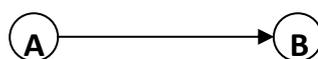
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



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.

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

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
Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage	B	2,5
Réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange	C	1,5
Excavations de l'évacuateur de crues	D	1,5
Préparation des zones d'emprunt	E	2,5
Réalisation (coffrage+coulage) de l'évacuateur de crues	F	2,5
Déboisement de la cuvette	G	3,5
Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	H	1,5
Approvisionnement du filter	I	2,5
Mise en place D'un système de drainage	J	1,5
Remblai compacté	K	4,5
Revêtements de talus	L	3,5
Equipement hydraulique	M	1,5
Travaux de finition.	N	2,5

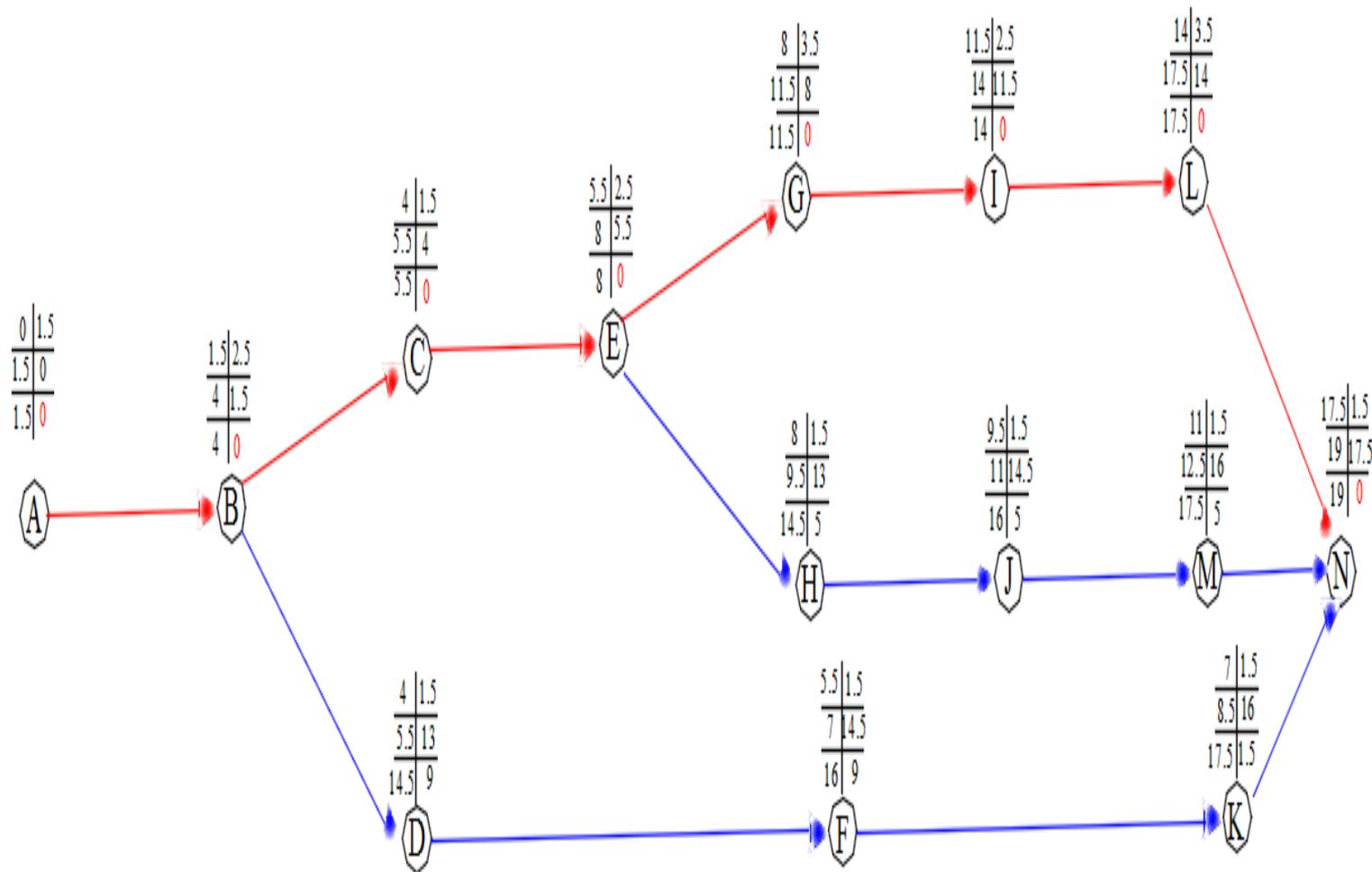


Figure VII.1 : Réseau à nœuds

Opérations	Temps(J)																		Observations
	Mai	Juin	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	
Installation du chantier	1.5																		
Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage		2.5																	
Réalisation de la portion de tranchée d'ancrage					1.5														
Excavations de l'E.C					1.5														
Préparations des zones d'emprunt							1.5												
Coffrage, coulage de l'E.C							1.5												
Déboisement de la cuvette									3.5										
Remblais de la clé d'encrage									1.5										
Approvisionnement du filtre													2.5						
Mise en place d'un système de drainage													1.5						
Remblai compacté													1.5						
Revêtements de talus															3.5				
Equipements hydromécaniques															1.5				
Travaux de finitions																		1.5	

Figure VII.2 Diagramme de GANTT

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	12500	300	3750000
matériaux grossiers	m ³	178057	500	89028500
Drains	m ³	3562,17	1000	3562170
Rip-Rap	m ³	3575,21	1200	4290252
Montant total (DA)	100630922			

Tableau VII.03 : Devis estimatif de l'évacuateur de crue

Désignation	Unité	Quantité (m ³)	P.U (DA)	Montant (DA)
Déblai	m ³	1251	700	875700
Remblai	m ³	1078	500	539000
Béton armé 350 Kg/m ³	m ³	2400	25000	60000000
Sable	m ³	185	600	111000
Béton de propreté 250 Kg/m ³	m ³	300	12000	3600000
Water-Stop	ml	50	300	15000
Montant total (DA)	65 140 700			

Tableau VII.04 : Vidange de fond et prise d'eau

Désignation	Unité	Quantité (m ³)	P.U (DA)	Montant (DA)
Déblai	m ³	980	700	686000
Remblai	m ³	650	500	325000
Béton armé 350 Kg/m ³	m ³	140	25000	3500000
Conduite métallique 500 mm	ml	82	45000	3690000
Conduite métallique 200 mm	ml	82	38000	3116000
Vannes 500 mm	u	2	40000	80000
Vannes 200 mm	u	2	32000	64000
Montant total (DA)	11 461 000			

Le coût total de l'ouvrage s'élève à :

$$100\,630\,922 + 65\,140\,700 + 11\,461\,000 = 177\,232\,622 \text{ DA}$$

Montant total de la retenue : **177 232 622 DA**

$$\frac{\text{Cout du projet}}{\text{Volume de la retenue}} = \frac{177\,232\,622}{603\,000} = 293.92 \text{ DA/m}^3$$

Conclusion

Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Nous pouvons dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation et surtout les tâches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude d'organisation d'un chantier.

D'après nos calculs, le temps de réalisation de la retenue collinaire sur oued Yassel est estimé à **19** mois.

Chapitre :VIII

PROTECTION
ET SECURITE
DE TRAVAIL.

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 tenu 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

grave 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 les 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 cochère 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.
- ❖ Éviter 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
<p>1. Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement</p>	<p>Disposition concernant :</p> <ul style="list-style-type: none"> - 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.....).
<p>2. Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Repérage des lignes électriques.
<p>3. Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
<p>4. Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Interdiction de dépassement et de stationnement
<p>5. Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Définition des lieux de stockage des divers matériaux ; - Moyens de calage de chargement et de déchargement.
<p>6. Eliminer les surcharges en bordure des fouilles</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
<p>7. Prévenir les chutes des objets</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières
<p>8. Prévenir des ruptures des organes de levage.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules
<p>9. Heurts des personnes par les outils.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

Conclusion

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

Chapitre : IX

**IMPACT
ENVIRONNEMENTAL**

Introduction

La construction d'une retenue influence de manière significative la zone du cours d'eau ou il est érigé. La retenue constitue une barrière à l'écoulement naturel d'un cours d'eau, avec pour incidence d'affecter la migration des poissons et autres organismes, ainsi que le transport des sédiments. En créant un lac artificiel, la retenue peut avoir une incidence sur la nappe phréatique et également sur la qualité des eaux. En outre, la retenue modifie le régime hydraulique à l'aval, ce qui peut conduire entre autres à des fluctuations journalières ou saisonnières des débits.

L'analyse des impacts sur l'environnement englobe des aspects physiques, biologiques, humains et socioéconomiques. Les aspects physiques intéressent l'atmosphère (questions climatiques), l'hydrosphère (problèmes liés à l'eau de surface et souterraine) et la lithosphère (problèmes liés à la géologie tels que l'analyse de la stabilité des fondations de la retenue et des versants de la retenue ainsi que la végétation).

IX.1. Impacts liés à l'atmosphère

Il est admis que les plans d'eau naturels de grandes surfaces (mers) peuvent avoir dans leurs environs directs une incidence en particulier sur les températures et l'humidité, alors que les surfaces plus réduites (lacs) ont une influence sur le microclimat local. Il est par contre difficile de disposer de données fiables concernant les effets des lacs artificiels sur le climat. Ce point est sujet à de grandes discussions, en particulier à propos de grandes retenues créées dans les pays.

❖ Qualité de l'air

Elle peut être localement affectée durant période du chantier par les excavations et les transports de matériaux, mais sans poser de problèmes spéciaux, si ce n'est celui de disposer de systèmes de protection personnelle.

❖ Incidence sur le climat

Il est admis que les plans d'eau naturels de grandes surfaces (mers) peuvent avoir dans leurs environs directs une incidence en particulier sur les températures et l'humidité, alors que les surfaces plus réduites (lacs) ont une influence sur le microclimat local. Il est par contre difficile de disposer de données fiables concernant les effets des lacs artificiels sur le climat.

IX.2. Impacts liés à la création d'une barrière à l'écoulement

❖ Migrations des poissons

Si des mesures particulières d'accompagnement ne sont pas réalisées, la migration des poissons entre l'amont et l'aval est interrompue. Par contre, on observe souvent la colonisation de la retenue par de nouvelles espèces.

IX.3. Impacts liés à la création d'une retenue

❖ Faune et flore

L'inondation des terres immergées par la retenue a de multiples conséquences dont certaines concernent la faune et flore, ainsi que la végétation. Il est donc recommandé de dresser les inventaires des différentes espèces de faune et flore présentes. Ce travail va éventuellement conduire à mettre en évidence d'espèces rares qui peuvent être mises en danger et d'espèces déjà en voie de disparition.

IX.4. Impacts liés à la modification du régime d'écoulement à l'aval

❖ Ecoulement d'un débit résiduel

En cas de dérivation, seul un débit minimal est restitué à la rivière à l'aval. Le lit de la rivière est ainsi modifié, ce qui influence la capacité de la rivière à évacuer les crues. De plus, les petits et moyennes crues sont supprimées ou fortement réduites par le laminage dans la retenue. L'inondation périodique de surface de frayères, marécages et étangs, ilots et berges ainsi que d'autres zones de grande valeur écologique est évitée.

Un autre problème peut surgir lors de la première mise en eau des grandes retenues dont le remplissage peut pendant des mois, voire des années. Dans ce cas de figure, un assèchement aval doit être évité.

❖ Transports des sédiments

On observe aussi des modifications dans les transports, car les apports de sédiments par les affluents ne sont pas évacués. On peut ici procéder à des chasses artificielles en faisant des lâchers contrôlés.

IX.5. Etude d'impact

Pour le cas de la retenue collinaire oued yassel la zone du projet doit être délimitée et protégée et la qualité des eaux de la retenue préservée. Aussi doit on étudier les rejets et les contaminations possibles de la future retenue afin d'éviter par exemple une eutrophisation future.

Outre l'impact du projet sur l'environnement, l'impact sanitaire (maladies hydriques soit du fait de vecteurs de maladie comme les insectes, soit au niveau du périmètre d'irrigation) doit être soigneusement étudié avec les directions concernées de la santé publique.

Dans les paragraphes suivants, sont décrites quelques situations auxquelles il faut accorder une attention particulière.

L'immobilisation de la masse d'eau dans le réservoir, en plus de l'augmentation de l'évaporation et, par conséquent, de la salinité, provoque son réchauffement suite à son exposition au soleil. Ces facteurs associés à une diminution de la turbulence, déterminent une réduction de l'oxygénation qui, se combinant à son tour avec l'absence du transport des

détritus organiques vers l'aval, peut favoriser des conditions de stagnation et d'anaérobiose dans le cours d'eau.

La liaison entre ces conditions et l'apparition de maladies de type paludéen est particulièrement étroite.

La réalisation du périmètre d'irrigation peut créer un milieu favorable à la diffusion d'agents pathogènes et de parasites transmissibles par des organismes aquatiques proliférant là où il y a accumulation d'eau ou présence d'eaux courantes.

Une attention particulière devra être dédiée à cet égard, à la vérification de l'existence dans la zone, parmi les maladies endémiques, de la schistosomiase et de l'onchocercose, dont la prévention est difficile. Il y a donc lieu d'engager avec les responsables locaux de la santé des discussions à ce sujet.

Il est encore à noter que le réservoir constituera un élément de rappel pour le bétail et la faune sauvage existant dans la zone, ce qui peut être une cause de contamination organique et de chutes noyades d'animaux.

La qualité de l'eau d'alimentation de la retenue doit, finalement, être protégée en ce qui concerne l'utilisation excessive des pâturages des terrains en amont.

Dans le but d'éliminer ou, tout au moins réduire les effets négatifs décrits, l'adoption de mesures de protection s'impose.

Au cas où, dans la zone choisie pour la construction de la retenue, la présence de maladies du type susmentionné aurait été constatée, il sera opportun de prévoir que les ouvrages d'adduction et le réseau de distribution soient réalisés par tuyaux plutôt que par canaux ouverts, afin de réduire les possibilités de diffusion des agents pathogènes et les contacts directs entre la population rurale et les eaux. Il sera également opportun d'effectuer la vidange périodique de la retenue afin d'en enlever les dépôts organiques et inorganiques qui s'y accumulent et constituent la nourriture des mollusques porteurs de l'agent pathogène de la schistosomiase.

Il faudra, encore, prévoir la clôture de la retenue sur tout son périmètre, afin d'en empêcher l'accès aux animaux et l'abandon de déchets de toute nature.

Le cas échéant, il faudra adopter des mesures restrictives pour le pâturage dans le bassin versant, en réalisant en même temps en aval des abreuvoirs alimentés par la retenue.

*CONCLUSION
GENERALE*

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de la préparation du mémoire de fin d'étude, nous avons essayé de traiter et d'étudier la retenue collinaire sur oued Yassel commune Djilali Ben Amer dans la wilaya de Tiaret qui est destiné à l'irrigation.

On a fait une étude géologique qui comprend l'étude de la fondation, la cuvette et la disponibilité des matériaux de construction ensuite on a étudié l'hydrologie de la région pour voir si le réservoir se remplira ou pas en se basant sur les données hydrologiques de plusieurs années d'observation

Le choix de la variante a été fait, en fonction de l'étude technico- économique, et des sols avoisinant, et on a opté pour une digue en terre homogène vu la disponibilité des matériaux de constructions et vu sa simplicité de réalisation.

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 60 m.

La capacité totale de la cuvette de l'ouvrage projeté est de 0.757 Hm³ dont 0.603 Hm³ de volume utile et 0.154 Hm³ de volume mort, et une hauteur de 20 m.

La vidange de fond a été dimensionnée pour un diamètre de 500 mm et la conduite de prise d'eau aura un diamètre de 200 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.

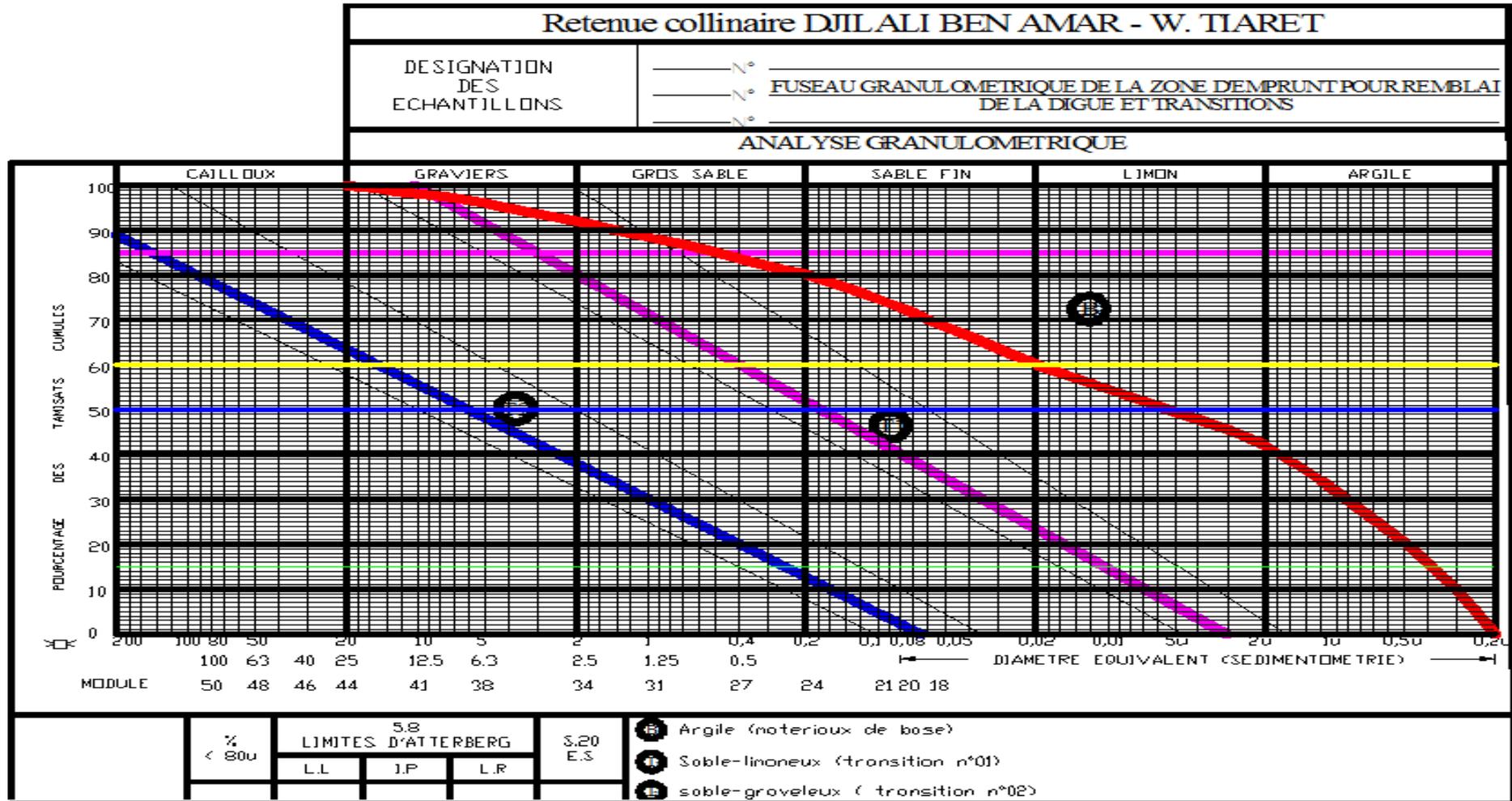
A la fin de cette étude, On peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude d'un barrage tout en se basant sur les fondements théoriques acquis tout au long de notre parcours du cursus universitaire.

Références bibliographiques

- 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.
- Boutoutaou .D, (Mai 2006).**Méthode de calcul des débits de pointe de crues en Algérie Septentrional. Séminaire National sur les Ressources en Eau et leur Utilisation. C.U. Khemis Miliana. Mai 2006.
- CARLIER.M, (1972)** Hydraulique générale et appliquée.
- 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.
- HASSANE.M,** Les ouvrages annexes de barrage (extrait du cours d'ouvrages hydrotechniques)
- 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.

LES ANNEXES

Annexe I : La Courbe granulométrique



Annexe II : Série pluviométrique

Code station : 013103
Nom station : SIDI BEKHTI
X : 343.4
Y : 217.9
Z : 925

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Aout	Pj max
1969	1,5	12,4	17,5	16,1	27	25	17,7	44	12,5	2,5	0	11	23
1970	4,9	8,2	3,3	14,5	28,3	9,4	13,6	12,5	103,8	5,7	16,5	0	32,8
1971	8,8	32,2	31,1	20,5	72	21,3	65,4	15,6	135	5,2	0	16,5	42,8
1972	1,5	10,4	15,8	20,2	35,1	20,5	9,6	36,2	0	3,5	0	0,7	53
1973	1,5	0,2	6,5	17,3	0,6	14,2	26	28	3,5	5,5	0	0	36,1
1974	2,1	7	28	0	16,5	31	42,5	43	2,8	2,2	0	2,1	25,4
1975	22,5	0	33	13,3	12,5	25	17,5	16	27,5	5	17	2	24,7
1976	15	30	14	15,8	29	5	14,3	26	17,2	12	7	3,5	18,2
1977	0	8	28	22	31	11,3	14	20	15	3	0	8	50
1978	0	12	14	12	13,7	18	21,3	22,5	0	22	19,5	11	47
1979	9,1	14,9	23	18	13	10,5	20,6	15,6	5,6	0	0	0	20,9
1980	22,7	12,1	9,7	37,5	15,5	15,7	7,7	11,8	12,6	3	0	17,1	37,1
1981	0	12,7	0	18,8	16,2	22,7	0	31,5	17,6	7,5	18,8	0	24,6
1982	5,2	26,1	19,2	30	0	18,7	9,5	0	7,5	0	0	0	17
1983	0	3,5	10,5	19,3	12,7	13,2	0	0	0,5	14,5	0	5,2	40,5
1984	19	19	30,3	8,7	10,2	13,5	16	5	19,9	1,2	0	0	18,4
1985	7,5	1	10,5	36,3	16,2	19,2	72	7,5	5,2	8,5	0	0,5	16,2
1986	2	2,5	15,1	20	20,7	24	5,2	5,2	6,2	0	40	0	50,4
1987	16	17,5	23,1	10,1	24,7	13,5	10,2	10,9	12	11,7	0	0	23,9
1988	10,5	14,5	12,5	18	11,2	14,7	38,7	9,6	12,6	7,5	15,2	25,2	21,4
1989	4,6	0	11	21,3	30,5	0	5,5	36,5	20,5	0	0	0	26,1
1990	17,2	2,5	16,1	24,2	15	24,2	12,85	5,2	6,5	0	0	8,5	41,3
1991	4,7	27,5	11,5	7,5	27,5	12,5	24,5	14,3	26,1	5,2	0	0	39,3
1992	5,2	17,6	13,2	24,2	2,5	18,3	7,2	37,6	47,8	0	0	0	31,7

1993	26,6	53	9,5	11,3	12,6	21	0	9,7	0	0	0	29,5	22,4
1994	52,1	72,6	36,2	22,5	21,6	13,9	5,9	21,5	2,5	0	13,5	14,78	26,4
1995	25,2	0	5,1	11,2	20,5	35,3	26,7	25,7	23,68	12,05	0	0	26,1
1996	15,2	7,5	8,2	19,8	14,2	5,2	0	46,2	15,3	0	0	15,6	37,7
1997	25,3	17,2	57,5	18,5	7,5	15,2	8,2	23,2	29,1	0	0	0	34,6
1998	0	8,2	5,1	15,5	46,8	39,4	21,7	0	14,2	0	0	0	22,4
1999	18,5	13,5	17,4	51,8	0	0	11,2	11,3	16,1	0	0	15,2	24,6
2000	14,5	28,9	30,7	18,1	13,8	19,6	2,4	16,6	16,4	0	2,5	7,9	30,3
2001	18,7	11,4	33,2	6,8	5,1	3,5	13	18,5	51,7	13,5	2,5	8	12,8
2002	0	16,8	25,2	16,4	23,3	21,7	6,5	44,8	8,6	6,2	0,7	7,2	7,3
2003	4,2	21,2	14,5	34,7	16,2	11,8	7,9	20,3	20,6	9,4	0	7,5	32,8
2004	14,8	9,7	12,1	41,7	10,5	10,5	9,3	1,7	0	9,2	1,2	0	28,2
2005	10,5	22,6	17,4	5,7	38	16,4	10,5	25	32	3,5	1,1	0	16,4
2006	13,2	11,5	16,2	16,1	12,5	17,2	24,3	26,8	8,3	19,6	11,54	14,9	46,2
2007	16,4	8,6	28,6	5,2	16,2	7,1	13,5	2,5	24,6	27,6	14,52	17,35	77,6
2008	10,5	16,7	16,5	17,4	20,5	19,2	22,87	27,7	10,5	1,2	2,5	2,5	41
2009	19,5	34	11,7	46	55	16,7	24,2	13,5	36,9	12,7	0	14,58	46,4

Annexe III : Stabilité des talus

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval (R= 42.56)

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
-5	4,26	0,5	0	0	0,284	0,959	0	0	0	4,7	14,1	0,27	0	0	0,000	0	35,9	0
-4	4,26	2,57	0,72	2,67	0,284	0,959	18,533	5,263	17,770	4,51	13,53	0,27	4,798	2,67	12,042	3,251	35,9	63,543
-3	4,26	3,91	0,71	4,21	0,284	0,959	41,001	11,644	39,313	4,39	13,17	0,27	10,614	4,21	18,482	4,990	35,9	140,576
-2	4,26	5,25	0,59	5,44	0,284	0,959	67,561	19,187	64,779	4,32	12,96	0,27	17,490	5,44	23,501	6,345	35,9	231,640
-1	4,26	6,59	0,7	6,05	0,284	0,959	94,916	26,956	91,008	4,3	12,9	0,27	24,572	6,05	26,015	7,024	35,9	325,428
0	4,26	7,93	0,69	6,24	0,284	0,959	117,28	33,306	112,446	4,32	12,96	0,27	30,360	6,24	26,957	7,278	35,9	402,090
1	4,26	8,99	0,97	5,95	0,284	0,959	132,61	37,661	127,148	4,39	13,17	0,27	34,330	5,95	26,121	7,053	35,9	454,659
2	4,26	7,57	3,7	4,83	0,284	0,959	136,5	38,767	130,883	4,51	13,53	0,27	35,338	4,83	21,783	5,881	35,9	468,017
3	4,26	6,54	6,13	3,66	0,284	0,959	134,61	38,230	129,069	4,7	14,1	0,27	34,849	3,66	17,202	4,645	35,9	461,529
4	4,26	5,86	8,02	2,12	0,284	0,959	124,34	35,313	119,220	4,89	14,67	0,27	32,189	2,12	10,367	2,799	35,9	426,312
5	4,26	5,45	9,64	0,46	0,284	0,959	114,64	32,559	109,923	5,49	16,47	0,27	29,679	0,46	2,525	0,682	35,9	393,068
6	4,26	5,42	8,36	0	0,284	0,959	94,247	26,766	90,367	6,02	18,06	0,27	24,399	0	0,000	0,000	35,9	323,136
7	4,26	5,62	5,41	0	0,284	0,959	63,241	17,960	60,637	7,3	21,9	0,27	16,372	0	0,000	0,000	35,9	216,827
8	4,26	5,9	0,55	0	0,284	0,959	6,7496	1,917	6,472	7,31	21,93	0,27	1,747	0	0,000	0,000	35,9	23,142
somme								325,530	1099,034		213,5		296,739		184,994	49,948		3929,968

Kss	1,981154
Kas	1,404841

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval (R= 43.27)

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
-5	4,33	1,11	0,25	1,23	0,289	0,957	3,499	1,010	3,35	4,7	14,1	0,27	0,90	1,23	5,781	1,56	35,9	11,996
-4	4,33	2,45	0,55	3,03	0,289	0,957	18,689	5,395	17,89	4,51	13,53	0,27	4,83	3,03	13,6653	3,69	35,9	64,077
-3	4,33	3,79	0,64	4,48	0,289	0,957	41,381	11,945	39,62	4,39	13,17	0,27	10,70	4,48	19,6672	5,31	35,9	141,878
-2	4,33	5,13	0,48	5,72	0,289	0,957	67,917	19,605	65,03	4,32	12,96	0,27	17,56	5,72	24,7104	6,67	35,9	232,861
-1	4,33	6,47	0,54	6,34	0,289	0,957	95,049	27,438	91,00	4,3	12,9	0,27	24,57	6,34	27,262	7,36	35,9	325,887
0	4,33	7,81	0,59	6,47	0,289	0,957	117,720	33,982	112,71	4,32	12,96	0,27	30,43	6,47	27,9504	7,55	35,9	403,615
1	4,33	9,15	0,65	6,24	0,289	0,957	134,556	38,842	128,83	4,39	13,17	0,27	34,78	6,24	27,3936	7,40	35,9	461,340
2	4,33	7,67	3,51	5,49	0,289	0,957	146,109	42,177	139,89	4,51	13,53	0,27	37,77	5,49	24,7599	6,69	35,9	500,949
3	4,33	6,61	5,96	4,31	0,289	0,957	142,910	41,253	136,83	4,7	14,1	0,27	36,94	4,31	20,257	5,47	35,9	489,980
4	4,33	5,9	7,88	2,79	0,289	0,957	131,930	38,084	126,31	4,89	14,67	0,27	34,10	2,79	13,6431	3,68	35,9	452,335
5	4,33	5,47	9,52	0,66	0,289	0,957	116,041	33,497	111,10	5,49	16,47	0,27	30,00	0,66	3,6234	0,98	35,9	397,857
6	4,33	5,4	8,58	0	0,289	0,957	96,371	27,819	92,27	6,02	18,06	0,27	24,91	0	0	0,00	35,9	330,416
7	4,33	5,59	5,67	0	0,289	0,957	65,926	19,031	63,12	7,3	21,9	0,27	17,04	0	0	0,00	35,9	226,035
8	4,33	6,04	1,42	0	0,289	0,957	17,840	5,150	17,08	7,31	21,93	0,27	4,61	0	0	0,00	35,9	61,165
somme								345,227	1145,03		213,5		309,16		208,713	56,35		4100,39

Kss	1,929008
Kas	1,380887

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval (R= 45.85)

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
-2	4,59	1,44	0	0	0,306	0,952	0	0	0	4,7	14,1	0,27	0,000	0	0	0	35,9	0,000
-1	4,59	4,04	0,58	0,84	0,306	0,952	12,136	3,714	11,554	4,51	13,53	0,27	3,120	0,84	3,7884	1,023	35,9	41,610
0	4,59	5,98	0,51	2,09	0,306	0,952	33,090	10,125	31,502	4,39	13,17	0,27	8,506	2,09	9,1751	2,477	35,9	113,451
1	4,59	7,96	0,6	2,33	0,306	0,952	49,624	15,185	47,244	4,32	12,96	0,27	12,756	2,33	10,0656	2,718	35,9	170,142
2	4,59	8,27	2,32	1,72	0,306	0,952	70,348	21,526	66,973	4,3	12,9	0,27	18,083	1,72	7,396	1,997	35,9	241,195
3	4,59	6,57	6,03	0,23	0,306	0,952	85,637	26,205	81,529	4,32	12,96	0,27	22,013	0,23	0,9936	0,268	35,9	293,616
4	4,59	5,69	6,7	0	0,306	0,952	79,296	24,265	75,492	4,39	13,17	0,27	20,383	0	0	0,000	35,9	271,874
5	4,59	5,41	5,25	0	0,306	0,952	59,077	18,078	56,243	4,51	13,53	0,27	15,186	0	0	0,000	35,9	202,552
6	4,59	5,79	1,48	0	0,306	0,952	17,824	5,454	16,969	4,7	14,1	0,27	4,582	0	0	0	35,9	61,111
somme							407,03	124,552		40,14		2,43		7,21	31,4187		440,82	

Kss	2,114312
Kas	1,505724

Stabilité pour le cas de fin de construction aval (R= 43.03)

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
-5	4,3	1,15	0,27	0,64	-0,333	0,943	12,77	-4,257	12,040	4,7	14,1	0,27	3,251	0,27	1,269	0,343	35,9	43,784
-4	4,3	2,54	0,66	2,53	-0,267	0,964	28,791	-7,678	27,749	4,51	13,53	0,27	7,492	0,66	2,9766	0,804	35,9	98,713
-3	4,3	3,88	0,62	4,06	-0,200	0,980	40,408	-8,082	39,592	4,39	13,17	0,27	10,690	0,62	2,7218	0,735	35,9	138,543
-2	4,3	5,22	0,49	5,29	-0,133	0,991	51,197	-6,826	50,740	4,32	12,96	0,27	13,700	0,49	2,1168	0,572	35,9	175,533
-1	4,3	6,54	0,54	5,89	-0,067	0,998	63,463	-4,231	63,322	4,3	12,9	0,27	17,097	0,54	2,322	0,627	35,9	217,589
0	4,3	7,9	0,54	6,06	0,000	1,000	75,627	0,000	75,627	4,32	12,96	0,27	20,419	0,54	2,3328	0,630	35,9	259,294
1	4,3	9,07	0,8	5,8	0,067	0,998	88,484	5,899	88,287	4,39	13,17	0,27	23,837	0,8	3,512	0,948	35,9	303,375
2	4,3	7,6	3,67	5,08	0,133	0,991	101,75	13,566	100,837	4,51	13,53	0,27	27,226	3,67	16,5517	4,469	35,9	348,845
3	4,3	6,56	6,08	3,91	0,200	0,980	114,62	22,924	112,305	4,7	14,1	0,27	30,322	6,08	28,576	7,71552	35,9	392,989
4	4,3	5,87	7,98	2,39	0,267	0,964	125,93	33,5822	121,373	4,7	14,1	0,27	32,771	7,98	37,506	10,12662	35,9	431,775
5	4,3	5,46	9,86	0	0,333	0,943	139,57	46,522	131,584	4,7	14,1	0,27	35,528	9,86	46,342	12,512	35,9	478,516
6	4,3	5,42	8,22	0	0,400	0,917	124,12	49,647	113,755	4,7	14,1	0,27	30,714	8,22	38,634	10,431	35,9	425,547
7	4,3	5,48	5,36	0	0,467	0,884	98,336	45,890	86,971	4,7	14,1	0,27	23,482	5,36	25,192	6,802	35,9	337,154
8	4,3	5,92	0,65	0	0,533	0,846	58,93	31,429	49,849	4,7	14,1	0,27	13,459	0,65	3,055	0,825	35,9	202,047
somme								218,386	1074,029		190,9		289,988		213,108	57,539		3853,703

Kss	1,938623
Kas	1,374913

Stabilité pour le cas de fin de construction aval (R= 44.60)

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	4,46	0,55	0	0	-0,267	0,964	5,1022	-1,361	4,917	4,7	14,1	0,27	1,328	0	0,000	0	35,9	17,494
-3	4,46	2,2	0,49	1,42	-0,200	0,980	25,086	-5,017	24,579	4,51	13,53	0,27	6,636	0,49	2,210	0,597	35,9	86,009
-2	4,46	3,56	0,67	2,86	-0,133	0,991	39,42	-5,256	39,068	4,39	13,17	0,27	10,548	0,67	2,941	0,794	35,9	135,156
-1	4,46	4,96	0,49	4,19	-0,067	0,998	50,69	-3,379	50,577	4,32	12,96	0,27	13,656	0,49	2,117	0,572	35,9	173,795
0	4,46	6,35	0,53	4,81	0,000	1,000	63,966	0,000	63,966	4,3	12,9	0,27	17,271	0,53	2,279	0,615	35,9	219,315
1	4,46	7,74	0,58	4,98	0,067	0,998	77,338	5,156	77,166	4,32	12,96	0,27	20,835	0,58	2,506	0,677	35,9	265,162
2	4,46	9,13	0,64	4,71	0,133	0,991	90,806	12,107	89,995	4,39	13,17	0,27	24,299	0,64	2,810	0,759	35,9	311,336
3	4,46	7,59	3,56	3,97	0,200	0,980	104,39	20,878	102,280	4,51	13,53	0,27	27,616	3,56	16,056	4,335	35,9	357,908
4	4,46	6,57	6,06	2,76	0,267	0,964	118,79	31,677	114,486	4,7	14,1	0,27	30,911	6,06	28,482	7,69014	35,9	407,275
5	4,46	5,86	7,94	1,16	0,333	0,942809	130,14	43,3815	122,7015	4,7	14,1	0,27	33,129	7,94	37,318	10,07586	35,9	446,214
6	4,46	5,45	8,65	0	0,400	0,917	133,12	53,247	122,004	4,7	14,1	0,27	32,941	8,65	40,655	10,977	35,9	456,407
7	4,46	5,68	3,9	0	0,467	0,884	89,915	41,961	79,524	4,7	14,1	0,27	21,472	3,9	18,330	4,949	35,9	308,284
8	4,46	4,82	0	0	0,533	0,846	44,714	23,848	37,824	4,7	14,1	0,27	10,212	0	0,000	0,000	35,9	153,307
somme								217,241	929,089		176,8		250,854		155,703	42,040		3337,660

Kss	1,775142
Kas	1,320318

Stabilité pour le cas de fin de construction aval (R= 45.07)

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	4,5	1,56	0	0	-0,26	0,964	14,602	-3,894	14,073	4,7	14,1	0,27	3,800	0	0	0	35,9	50,063
-3	4,5	3,02	0,7	0,89	-0,20	0,980	35,008	-7,002	34,301	4,51	13,53	0,27	9,261	0,7	3,157	0,852	35,9	120,029
-2	4,5	4,44	0,49	2,25	-0,13	0,991	46,277	-6,170	45,864	4,39	13,17	0,27	12,383	0,49	2,1511	0,581	35,9	158,666
-1	4,5	5,85	0,52	2,91	-0,06	0,998	59,764	-3,984	59,631	4,32	12,96	0,27	16,100	0,52	2,2464	0,607	35,9	204,905
0	4,5	7,26	0,53	3,07	0,000	1,000	73,058	0,000	73,058	4,3	12,9	0,27	19,726	0,53	2,279	0,615	35,9	250,485
1	4,5	8,67	0,62	2,81	0,067	0,998	87,122	5,808	86,928	4,32	12,96	0,27	23,471	0,62	2,6784	0,723	35,9	298,706
2	4,5	7,96	2,81	2,06	0,133	0,991	101,57	13,542	100,659	4,39	13,17	0,27	27,178	2,81	12,3359	3,331	35,9	348,229
3	4,5	6,73	5,54	0,82	0,200	0,980	116,34	23,269	113,992	4,51	13,53	0,27	30,778	5,54	24,9854	6,746	35,9	398,894
4	4,5	5,93	6,8	0	0,267	0,964	120,99	32,264	116,608	4,7	14,1	0,27	31,484	6,8	31,96	8,6292	35,9	414,822
5	4,5	5,49	6,29	0	0,333	0,942809	111,96	37,3197	105,5561	4,7	14,1	0,27	28,500	6,29	29,563	7,98201	35,9	383,863
6	4,5	5,37	4,67	0	0,400	0,917	95,235	38,094	87,285	4,7	14,1	0,27	23,567	4,67	21,949	5,926	35,9	326,524
7	4,5	5,58	1,69	0	0,467	0,884	68,504	31,968	60,587	4,7	14,1	0,27	16,358	1,69	7,943	2,145	35,9	234,871
								161.25	898.54		162.72		242.61		141.25	38.137		3190.06

Kss	2,277639
Kas	1,582746

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (R= 41.69)

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	4,17	0	0,93	0,92	-0,267	0,964	8,299	-2,2131	7,999	4,7	14,1	0,27	2,160	0,93	4,371	1,180	35,9	28,4544108
-3	4,17	0	2,5	1,81	-0,2	0,980	22,310	-4,462	21,859	4,51	13,53	0,27	5,902	2,5	11,275	3,044	35,9	76,490
-2	4,17	0	4,11	2,2	-0,133	0,991	36,677	-4,890	36,349	4,39	13,17	0,27	9,814	4,11	18,043	4,872	35,9	125,750
-1	4,17	0	5,73	2,13	-0,067	0,998	51,133	-3,409	51,020	4,32	12,96	0,27	13,775	5,73	24,754	6,683	35,9	175,316
0	4,17	0	7,36	1,63	0,000	1,000	65,679	0,000	65,679	4,3	12,9	0,27	17,733	7,36	31,648	8,545	35,9	225,188
1	4,17	0	8,87	0,75	0,067	0,998	79,154	5,277	78,978	4,32	12,96	0,27	21,324	8,87	38,318	10,346	35,9	271,388
2	4,17	0	9,94	0	0,133	0,991	88,703	11,827	87,911	4,39	13,17	0,27	23,736	9,94	43,637	11,782	35,9	304,126
3	4,17	0	9,74	0	0,200	0,980	86,918	17,384	85,162	4,51	13,53	0,27	22,994	9,74	43,927	11,860	35,9	298,006
4	4,17	0	9,01	0	0,267	0,964	80,403	21,441	77,492	4,7	14,1	0,27	20,923	9,01	42,347	11,434	35,9	275,671
5	4,17	1,69	5,85	0	0,333	0,943	66,863	22,288	63,039	4,89	14,67	0,27	17,020	5,85	28,607	7,724	35,9	229,245
6	4,17	3,32	2,32	0	0,400	0,917	49,5	19,800	45,367	5,49	16,47	0,27	12,249	2,32	12,737	3,439	35,9	169,714
7	4,17	2,47	0	0	0,467	0,884	21,424	9,998	18,948	6,02	18,06	0,27	5,116	0	0,000	0,000	35,9	73,454
somme								93,039	639,801		169,6		172,7464		299,663	80,909		2252,802

Kss	2,810178
Kas	1,777697

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (R= 43.75)

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	4,4	0	0,71	0,67	-0,266	0,964	6,6854	-1,782	6,443275	4,7	14,1	0,27	1,73968431	0,71	3,337	0,90099	35,9	22,9214253
-3	4,4	0	2,27	1,67	-0,2	0,980	21,374	-4,275	20,942	4,51	13,53	0,27	5,654	2,27	10,238	2,764	35,9	73,284
-2	4,4	0	3,88	2,07	-0,133	0,991	36,534	-4,871	36,208	4,39	13,17	0,27	9,776	3,88	17,033	4,599	35,9	125,261
-1	4,4	0	5,5	1,94	-0,067	0,998	51,788	-3,453	51,673	4,32	12,96	0,27	13,952	5,5	23,760	6,415	35,9	177,560
0	4,4	0	7,13	1,41	0	1,000	67,136	0,000	67,136	4,3	12,9	0,27	18,127	7,13	30,659	8,278	35,9	230,183
1	4,4	0	6,52	0,63	0,0667	0,998	61,392	4,093	61,256	4,32	12,96	0,27	16,539	6,52	28,166	7,605	35,9	210,490
2	4,4	0	9,46	0	0,133	0,991	89,075	11,877	88,280	4,39	13,17	0,27	23,836	9,46	41,529	11,213	35,9	305,404
3	4,4	0	9,17	0	0,2	0,980	86,345	17,269	84,600	4,51	13,53	0,27	22,842	9,17	41,357	11,166	35,9	296,042
4	4,4	0	8,34	0	0,267	0,964	78,529	20,941	75,686	4,7	14,1	0,27	20,435	8,34	39,198	10,583	35,9	269,246
5	4,4	5,24	1,64	0	0,333	0,943	63,399	21,133	59,773	4,89	14,67	0,27	16,139	1,64	8,020	2,165	35,9	217,369
6	4,4	1,65	2,99	0	0,4	0,917	43,255	17,302	39,644	5,49	16,47	0,27	10,704	2,99	16,415	4,432	35,9	148,303
7	4,4	0	1,37	0	0,467	0,884	12,9	6,020	11,409	6,02	18,06	0,27	3,080	1,37	8,247	2,227	35,9	44,229
somme								84,253	603,050		169,6		162,825		267,96	72,349		2120,267

Kss	3,087063
Kas	1,95977

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (R= 44.17)

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	4,42	0	1,57	0,92	-0,2	0,980	14,850	-2,970	14,55028	4,7	14,1	0,27	3,929	1,57	7,379	1,992	35,9	50,916
-2	4,42	0	3,26	1,32	-0,133	0,991	30,836	-4,111	30,560	4,51	13,53	0,27	8,251	3,26	14,703	3,970	35,9	105,723
-1	4,42	0	4,96	1,37	-0,133	0,998	46,916	-3,128	46,811	4,39	13,17	0,27	12,639	4,96	21,774	5,879	35,9	160,855
0	4,42	0	6,66	0,72	-0,133	1,000	62,996	0,000	62,996	4,32	12,96	0,27	17,009	6,66	28,771	7,768	35,9	215,987
1	4,42	0	8,14	0	-0,133	0,998	76,995	5,133	76,823	4,3	12,9	0,27	20,742	8,14	35,002	9,451	35,9	263,984
2	4,42	0	8,54	0	-0,133	0,991	80,778	10,770	80,057	4,32	12,96	0,27	21,615	8,54	36,893	9,961	35,9	276,956
3	4,42	0	8,33	0	-0,133	0,980	78,792	15,758	77,200	4,39	13,17	0,27	20,844	8,33	36,569	9,874	35,9	270,146
4	4,42	1,52	4,63	0	-0,133	0,964	57,769	15,405	55,677	4,51	13,53	0,27	15,033	4,63	20,881	5,638	35,9	198,065
5	4,42	3,15	0,83	0	-0,133	0,943	36,811	12,270	34,705	4,7	14,1	0,27	9,370	0,83	3,901	1,053	35,9	126,209
6	4,42	0,88	0	0	-0,133	0,917	8,090	3,236	7,415	4,89	14,67	0,27	2,002	0	0,000	0,000	35,9	27,739
somme								52,364	486,795		135,1		131,435		205,873	55,586		1696,579

Kss	3,828329
Kas	2,323779