



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option: OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

**ETUDE DE LA RETENUE COLLINAIRE SUR OUED
MEGROUNE, COMMUNE D'EL AMIRIA
(W.OUM EL BOUAGHI)**

Présenté par :

RAHALI HAMID

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
A.HADJ SADOK	M.C.A	Président
A. ZEROUAL	M.C.A	Examineur
N. SAIL	M.A.A	Examineur
E.OSMANI	M.A.A	Examineur
M.D. BENSALAH	M.C.B	Promoteur

Session Septembre–2019

ملخص

في إطار ترقية الاستراتيجيات الوطنية وتعبئة الموارد المائية لقطاع المياه، تسعى الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات لإنشاء السدود والحواجز المائية لتغطية الحاجيات من المياه، وذلك من أجل تخزين المياه السطحية وتوجيهها نحو الاستعمال في سقي الأراضي الفلاحية، لذلك قمنا في مذكرتنا بدراسة إنجاز سد صغير على واد مقرون ببلدية العامرية ولاية أم البواقي، باعتبار إنشاء هذا السد سيسمح بسقي الأراضي الفلاحية المجاورة والتي تقدر بـ 20 هكتارا.

ومن أجل هذا، يجب التحقق من الشروط الجيولوجية، الهيدرولوجية والطبوغرافية، ثم نقوم باختيار وحساب النموذج من أجل ضمان الاستغلال الآمن للسد طوال فترة الخدمة، أما فيما يتعلق بالإنجاز الأنسب للسد وكذلك المنشآت الملحقة به، قمنا بشرح معمق ودقيق يضم مختلف أطوار مراحل الإنجاز.

الكلمات المفتاحية: المياه، سد، واد، مقرون، سقي، إنجاز.

Résumé :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de promotion du secteur hydraulique qui consiste en la mobilisation de la ressource en eau, l'Agence Nationale des Barrages et Transfert (ANBT) a développé une politique de réalisation des barrages et retenues collinaires, pour la mobilisation des eaux de surface afin de l'exploiter de manière optimale et rationnelle pour l'irrigation des surfaces Agricoles. Dans ce travail, nous avons étudié la réalisation d'un petit barrage sur oued Megroune dans la commune d'El Amiria , W.Oum El Bouaghi . La réalisation de ce barrage va permettre d'irriguer une surface agricole avoisinante de presque 20 ha.

Pour cela il faut vérifier que les conditions géologiques, hydrologiques et topographiques sont favorables, puis nous choisissons et nous calculons le modèle de barrage le plus adéquat ainsi que le type et le détail des ouvrages annexes qui assureront une exploitation sécurisée et un bon fonctionnement pendant toute la vie de l'ouvrage ,pour la réalisation nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

Mots clés : Eau, Barrage, Oued, Megroune, Irrigation, Réalisation

Abstract :

As part of the national strategy for water sector promotion, which consists of the mobilization of water resources, the National Agency for Dams and Transfer (ANBT) has developed a policy for the construction of dams to store surface water in order to exploit it optimally and rationally for agricultural reasons. In this work, we studied the realization of a small dam on the Megroune wadi in the municipality of El Amiria , city of Oum El Bouaghi . The construction of this dam will irrigate 20 ha of neighboring agricultural area.

For this, we verified if that the geological, hydrological and topographic conditions are favorable. Then, we calculated and chose the appropriate dam model and the auxiliary work that will ensure safety operation and good functioning of the dam. For the realization, we elaborated an explanatory note containing the different stages of calculation.

Key words : water, Dam, Wadi, Megroune, Irrigate, realization

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : SITUATION ET DESCRIPTION DE SITE D'ETUDE

I.1 INTRODUCTION.....	3
I.2 CHOIX DU SITE.....	3
I.3 SITUATION.....	3
I.4 CONTRAINTES PHYSIQUES EXISTANTES.....	4
I.5 CHOIX DE L'AXE DE LA DIGUE.....	4
I.6 PREIMPLANTATION DE L'EVACUATEUR DE CRUE.....	5
I.7 HYDROGRAPHIE.....	5
CONCLUSION.....	5

Chapitre II : ETUDES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES

INTRODUCTION.....	6
II.1 DONNEES DU SITE.....	6
II.1.1 Situation et Topographie.....	6
II.2 SYNTHESE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE.....	7
II.2.1 Géologie régionale.....	7
II.2.2 hydrogéologie sommaire de la région.....	8
II.2.3 Analyse lithologique de l'emprise et de la cuvette.....	9
II.2.4 hydrogéologie de la cuvette.....	10
II.2.5 Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise de la digue.....	10
II.2.6 Fondation de la digue et ses ouvrages annexes.....	11
II.2.7 Stabilité des versants de la cuvette.....	11
II.2.8. Matériaux de construction de la retenue collinaire.....	11
II.2.9 Sismicité de la région d'étude.....	12
II.3 Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue....	13
II.3.1 Terrains d'assise et de fondation de la digue.....	13
II.3.1.1 Alluvions récentes et actuelles du fond de la vallée.....	13
II.3.1.2 Matériaux de fondation de la digue.....	14

II.3.2 Matériaux de construction de la digue.....	14
II.3.2.1 Matériaux d'étanchéité et recharge.....	14
II.4 MATERIAUX DE CONSTRUCTION DE LA DIGUE	15
II.4.1 Matériaux d'étanchéité	15
II.4.2 Matériaux filtres, drains et transitions	15
II.4.3 Matériaux pour rip-rap	15
CONCLUSIONS	16

Chapitre III : ETUDES HYDROLOGIQUE

INTRODUCTION	18
III.1 CARACTERISTIQUES GENERALES	18
III.1.1 Caractéristiques morphologiques du bassin versant.....	18
III.1.2 Paramètres de relief.....	20
III.1.3 Les indices	23
III.1.4 Caractéristiques hydrographique du bassin versant	24
III.1.4 Caractéristique hydrographique de bassin versant	25
III.2 CARACTERISTIQUES CLIMATIQUE DU BASSIN VERSANT	30
III.2.1 Température.....	30
III.2.2 Vitesse du vent	31
III.2.3 Evaporation.....	31
III.3.1 Pluies moyennes annuelles	31
III 3.2 Précipitations maximales journalières	33
III 3.3 Ajustement des pluies maximales journalières.....	33
III 3.4 Choix de la loi d'ajustement.....	35
III.3.5 Pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	35
III.4 ETUDE DES APPORTS	39
III.4.1 Apport moyen interannuel	39
III.4.2 Répartition mensuelle des apports.....	41
III.4.3 Caractéristiques de l'écoulement	42
III.4.4 Apports fréquentiels	44
III.4.5 Apport solide et détermination du volume mort.....	45
III.5 ETUDE DES CRUES.....	47
III.5.1 Détermination des débits maximales.....	47

III.5.2	Caractéristiques de la crue.....	49
III.5.3	Choix de la crue de projet.....	52
III.6	REGULARISATION DE L'ÉCOULEMENT	52
III.6.1	Répartition des besoins.....	53
III.6.2	Courbes « Hauteurs –Capacités –Surface ».....	53
III.6.3	Volume utile	55
III.7	LAMINAGE DES CRUES	64
III.8	ETUDE D'OPTIMISATION	71
III.8.1	La revanche	71
III.8.2	Tassement.....	71
III.8.4	Calcul des coûts.....	73
	CONCLUSION :	80

Chapitre IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

	INTRODUCTION.....	81
IV.1	CRITÈRE À PRENDRE POUR L'EMPLACEMENT DE L'AXE DE LA RETENUE.....	81
IV.2	CHOIX DU TYPE DE LA RETENUE.....	81
IV.3	LES VARIANTES À CHOISIR	82
a.	Barrage Homogène.....	82
b.	Barrage zoné.....	82
c.	Digue e en enrochement à masque amont	83
IV.5	DIMENSIONS GÉNÉRALES DE LA RETENUE	84
IV.5.1	Hauteur de la digue.....	84
IV.5.2	Largeur en crête	84
IV.5.3	Longueur en crête	84
IV.5.4	Pentes des talus	84
IV.5.5	Revêtement de la crête et des talus de la digue.....	85
IV.6	CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE.....	86
IV.7	ÉTANCHÉITÉ DE LA RETENUE	86
IV.7.1	Noyau.....	86
IV.7.2	Les drains.....	88
IV.7.3	Les Filtres	89
IV.8	ÉTANCHÉITÉ DE LA FONDATION	90

IV.9 ETUDE TECHNICO-ÉCONOMIQUE	90
CONCLUSION	94

Chapitre V : ETUDE DE LA VARIANTE CHOISIE

INTRODUCTION	95
V.1 DETAIL CONSTRUCTIF DU BARRAGE.....	95
V.2 PROTECTION DES TALUS	95
V.2.1 Talus aval	95
V.2.2 Talus amont.....	96
V.3 PROTECTION DE LA CRETE	96
V.4. ETANCHEITE DE LA FONDATION	96
V.5. DISPOSITIF DE DRAINAGE DU REMBLAI	97
V.5.1.Drain prisme.....	97
V.5.2.Drain tapis	97
V.6 CALCUL DES FILTRES	97
V.7 ETUDE DES INFILTRATIONS.....	101
V.7.1 Objectif de calcul d'infiltration.....	101
V.7.2 Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre ...	101
V.7.3 Positionnement de la ligne de saturation.....	101
V.7.2 Débit d'infiltration	103
V.8 ETUDE DE STABILITE.....	107
V.8.1 méthode de FELLENIUS.....	107
V.8.2 Détermination de la zone des cercles critiques	108
V.8.3 Forces agissant sur une tranche.....	109
CONCLUSION	113

Chapitre VI : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

INTRODUCTION.....	113
VI.1 EVACUATEUR DE CRUES.....	113
VI.1.1 Différents types d'évacuateurs de crue	113
VI.2 DIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUE	115

VI.2.1 Canal d'approche.....	116
VI.2.2 Le déversoir	117
VI.2.3 Chenal d'écoulement.....	118
VI.2.4 convergent.....	120
VI.2.5 Le coursier	121
VI.2.6 Dissipateur d'énergie	126
VI.2.7 Canal de restitution	129
VI.3 OUVRAGE DE VIDANGE	130
VI.3.1 Estimation du temps de vidange :	131
VI.3.2 Calcul diamètre de la conduite de vidange de fond	132
VI.4 OUVRAGE DE PRISE D'EAU	135
VI.4.1 Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau	136
VI.4.2 Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre	136
VI.4.3 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite.....	136
V.4.1.La chambre des vannes :	136
CONCLUSION	137

Chapitre VII : Organisation de Chantier

INTRODUCTION	138
VII.1 ROLES ET RESPONSABILITES DES INTERVENANTS SUR CHANTIER.....	138
VII.1.1 Le maître de l'ouvrage	138
VII.1.2 Le maître d'œuvre.....	139
VII.1.3 L'entrepreneur.....	139
VII.2 TRAVAUX PREPARATOIRES ET INSTALLATION DE L'ENTREPRISE	139
VII.2.1 Installations destinées au personnel	139
VII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux	139
VII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins.....	140
VII.2.4 Installation destinée pour la préfabrication.....	140
VII.3 LES MOYENS DU CHANTIER.....	140
VII.3.1 Les moyens humains.....	140
VII.3.2 Moyens matériels du chantier	140
VII.4 PLANIFICATION	143
VII.4.1 Définition	143

VII.4.2 Techniques de la planification.....	143
VII.5 DEVIS ESTIMATIF DU BARRAGE ET DES OUVRAGES ANNEXES	149
VII.6 LE COUT UNITAIRE DU METRE CUBE D’EAU	152
CONCLUSION	152

CHAPITRE VIII : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

INTRODUCTION	153
VIII.1 MATERIELS ET DISPOSITIFS DE SECURITE	153
VIII.2 LES CAUSES DES ACCIDENTS PENDANT LA CONSTRUCTION DE LA RETENUE ET LES OUVRAGES ANNEXES.....	154
VIII.2.1 Facteur matériel et facteur humain.....	154
VIII.2.2 Les mesures de prévention contre les accidents.....	155
VIII.4 LES TRAVAUX DE TERRASSEMENT	158
VIII.5 PLAN DE SECURITE ADAPTE AUX TRAVAUX DE REALISATION.....	159
CONCLUSION	161

CHAPITRE IX : ETUDE IMPACT DE PROJET SUR L’ENVIRONNEMENT

INTRODUCTION	162
IX.1 IDENTIFICATION DES PRINCIPAUX IMPACTS	162
IX.2 LES PRINCIPAUX INTERVENANTS DANS D’ETUDE IMPACT SUR L’ENVIRONNEMENT (I’EIE)	163
IX.3 EVALUATIONS DES IMPACTS	163
IX.3.1 Evaluation des impacts du milieu physique	163
IX.3.2 Evaluation des impacts du milieu biologique	164
IX.3.3 Evaluation des impacts du milieu humain.....	164
IV.4 MESURES D’ATTENUATIONS.....	167
CONCLUSION	170
CONCLUSION GENERALE.....	171
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	172
Annexes	210

Liste des Tableaux

Tableau II.11 : Coefficient d'accélération de zone.....	12
Tableau III.1 : Répartition en % de la surface élémentaire.....	21
Tableau III.2 : Longueurs des courbes de niveaux.....	23
Tableau III.3 : Calcule d'indice Roche.....	25
Tableau III.4 : Type de relief.....	25
Tableau III.5 : Paramètres hydromorphométriques du bassin versant.....	29
Tableau III.6 : Répartition mensuelle de la température.....	30
Tableau III.7 : Répartition mensuelle de la vitesse du vent.....	31
Tableau III.8 : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	31
Tableau III.9 : Caractéristiques de la station pluviométrique.....	31
Tableau III.10 : Résultat du test de MOOD.....	32
Tableau III.11 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations (1947-2004).....	33
Tableau III.12 : Caractéristiques empiriques de la série.....	33
Tableau III.13 : Résultat du test du Khi ²	35
Tableau III.14 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.....	36
Tableau III.15: Pluies de courte durée et Intensité des pluies I0 (mm/h).....	37
Tableau III.16 : Récapitulatif des apports.....	40
Tableau III.17 : Répartition mensuelle des apports.....	41
Tableau III.18 : Les valeurs du coefficient de variation trouvées par les différentes formules.....	44
Tableau III.19: Les apports de différentes fréquences.....	44
Tableau III.20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%	45
Tableau III.21 : Débit max pour une fréquence voulue (mallet-gauthier).....	47
Tableau III.22 : Débit max pour une fréquence voulue (Turraza).....	48

Tableau III.23 : Débit max pour une fréquence voulue (ANRH).....	48
Tableau III.24 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue γ	50
Tableau III.25 : Valeurs des débits de crues en fonction du temps.....	51
Tableau III.26: Répartition mensuelle des besoins.....	53
Tableau III.27 : Courbes « Hauteurs –Capacités –Surface ».....	54
Tableau III.28 : Le volume utile de la retenue.....	55
Tableau III.29 : Régularisation saisonnière sans pertes.....	57
Tableau. III.30 : Calcul des pertes dans la retenue.....	59
Tableau III.31 : La régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	60
Tableau. III.32 : Calcul des pertes dans la retenue pour la 2ème approximation.....	61
Tableau III.33 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes pour la 2ème approximation 62.....	62
Tableau III.34 : Récapitulatif des résultats.....	63
Tableau III.35 : Les valeurs des différents paramètres utilisé dans la méthode de Muskingum	66
Tableau III.36 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage.....	67
Tableau III.37 : Calcul de l'hydrogramme laminé.....	68
Tableau III.38 : Hydrogramme d'entrée et hydrogramme de sortie.....	69
Tableau III.39 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum.....	70
Tableau III.40 : Variation de la hauteur du barrage.....	73
Tableau III.41 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.....	73
Tableau III.42 : Cout et volume de la digue.....	75
Tableau III.43 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs.....	77
Tableau III.44 : Coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.....	77
Tableau III.45 : Le coût total (Digue + Evacuateur de crues).....	78

Figure III.46 : Tableau récapitulatif des caractéristiques de l'aménagement collinaire.....	79
Tableau IV.1 : Valeurs indicatives des fruits de talus	84
Tableau IV.2 : Epaisseur de l'enrochement et d_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.....	85
Tableau IV.3 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	86
Tableau IV.4 : Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.....	87
Tableau IV.5 : Volume de recharge (Argile).....	92
Tableau IV.6 : Le coût de Première variante.....	92
Tableau IV.7 : Le coût de Deuxième variante.....	93
Tableau IV.8 : Le coût de Troisième variante.....	93
Tableau IV.9 : récapitulatif les coûts des différentes variantes étudiées.....	94
Tableau V.1 : différentes caractéristiques de la digue.....	95
Tableau V.2 : Coordonnées de la parabole de KOZENY.....	103
Tableau V.3 : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.....	105
Tableau V.4 : Gradient admissible pour les fondations.....	106
Tableau V.5 : Détermination du coefficient de sécurité.....	106
Tableau V.6 : Valeurs des K_1 et K_2	108
Tableau V.7 : Valeurs des R_1 et R_2 pour les talus de notre digue.....	108
Tableau V.8 : Valeurs des coefficients de stabilité admissibles.....	111
Tableau V.8 : Caractéristique géotechnique.....	112
Tableau V.10 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement....	112
Tableau VI.1 : Coordonnés du profil de Greager.....	118
Tableau VI.2 : Calcul de la profondeur normale (chenal).....	120
Tableau IV.3 : Calcul de la profondeur normale (coursier).....	123
Tableau IV.4 : les Caractéristiques de coursier	123
Tableau IV.5 : Calcul de la ligne d'eau avec la méthode indirecte d'intégration numérique.....	124

Tableau.VI.6 : Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR.....	126
Tableau VI.7 : Calcul de la profondeur normale (canal de fuite).....	130
Tableau. VI.8 : Le temps de vidange.....	131
Tableau VI.9 : Coefficients de pertes de charge singulières.....	134
Tableau VII.1 : Symboles des opérations réalisées	147
Tableau VII.2 : Les opérations réalisées.....	148
Tableau VII.3 : Devis estimatif du barrage	149
Tableau VII.4 : Devis estimatif d'évacuateur de crues	150
Tableau VII.5 : Devis estimatif de prise et vidange de fond	151
Tableau VII.6 : Devis estimatif global.....	151
Tableau VIII.1 : Tableau Plan de sécurité au travail.....	160
Tableau IX.1 : Identification des impacts sur le milieu physique.....	166
Tableau IX.2 : Identification des impacts sur le milieu biologique.....	166
Tableau IX.3 : Identification des impacts sur le milieu humain.....	167
Tableau IX.4 : Mesure d'atténuation.....	168

Liste des Figures

Figure I.2 : Représentation géographique de la commune d'EL AMIRIA	4
Figure II.1 : Extrait de la carte géologique	8
Figure II.2 : Carte de zonage sismique du territoire national	13
Figure III.1 : Délimitation du bassin versant (ArcMap).....	19
Figure III.2 : rectangle équivalent.....	20
Figure III.3 : Courbe hypsométrique du bassin versant	21
Figure III.4 : Carte hypsométrique.....	22
Figure III.5 : La carte des courbes de Niveau.....	23
Figure III.6 : Classification de Réseau hydrographique du bassin versant.....	26
Figure III.7 : Ajustement à la loi de Gumbel.....	34
Figure III.8 : Ajustement à la loi de Galton.....	34
Figure III.9 : Courbes des pluies de courte durée.....	38
Figure III.10 : Intensité-Durée-Fréquence (IDF).....	38
Figure. III.11 : Carte de l'écoulement annuel moyen d'après le modèle LOIEAU	41
Figure III.12 : Histogramme de répartition mensuelle de l'apport moyen.....	42
Figure III.13 : Histogramme de répartition mensuelle de l'apport A80%.....	45
Figure III.14 : Hydrogrammes des crues probables en fonction du temps selon méthode de Turraza.....	50
Figure III.15 : Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour centennal.....	51
Figure III.16 : Courbes Capacité_Surface_Hauteur	55
Figure III.17 : Modélisation de la courbe surface-hauteur.....	66
Figure III.18 : Courbe caractéristique de la cuvette.....	67
Figure III.19 : Hydrogramme de sortie.....	70
Figure III.20 : principe de calcul du volume d'un barrage.....	74
Figure III.21 : Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur b du déversoir.....	78
Figure IV.1 : Digue homogène (Wikhydro).....	82

Figure IV.2 : Digue à noyau (Wikhydro).....	83
Figure IV.3 : Digue à masque (Wikhydro).....	83
Figure V.1 : Détails des revêtements de talus Aval.....	95
Figure V.2 : Détails des revêtements de talus Amont.....	96
Figure V.3 Positionnement de la ligne de saturation.....	102
Figure V.4 : Schéma de calcul de la tranche verticale sur le talus.....	107
Figure VI.1 : Dimensions du déversoir.....	117
Figure VI.2 : Dimensions et géométrie du déversoir.....	118
Figure VI.3 : Profil de la ligne d'eau au niveau du coursier.....	125
Figure VI.4: Bassin de dissipation USBR type II (Design of Small Dams, 1987).....	127
Figure VI.5 : caractéristique du bassin de dissipation pour $Fr > 4.5$ et $V < 15$ m/s.....	127
Figure VI.6 : Schéma type pour l'équation de Bernoulli.....	133
Figure.VI.7 : Schéma d'aménagement. De conduite prise d'eau Gravitaire.....	135
Figure VII.1 : Exemple d'installations destinées au personnel.....	139
Figure VII.2 Compacteur à pneus.....	140
Figure VII.3 Compacteur rouleaux.....	141
Figure VII.4 Compacteur à pied de mouton.....	141
Figure VII.5 : Décapeuse automotrice.....	142
Figure VII.6 : Pelle hydraulique.....	142
Figure VII.7 : Un camion.....	143
Figure VII.8 : Réseau a nœuds.....	148
Figure VIII.1 : Casque de protection.....	155
Figure VIII.2 : les gants pour éviter les blessures.....	156
Figure VIII.3 : un casque.....	156
Figure VIII.4 : Lunette	156
Figure VIII.5 : des chaussures de chantier.....	156
Figure VIII.6 : blindage.....	157

Liste des Annexes

Annexe.1 : Répartition des pluies des pluies mensuelle et maximales journalières

Annexe .2 : Calcul du test de MOOD Pluie moyenne annuelle

Annexe .3 : Calcul de l'hydrogramme laminé pour B=14 m

Annexe.4 : Calcul de stabilité de la digue

Annexe.5 : Abaques de calcul de bassin de dissipation USBR type II.

Liste des Planches

Planche 1/7 : Vue en Plan de l'aménagement sur Oued Megroune (w. Oum EL Bouaghi)

Planche 2/7 : Coupes Types de la Digue Pour les Trois Variantes

Planche 3/7 : Coupes en Travers de la digue sur Oued Megroune (w. Oum EL Bouaghi)

Planche 4/7 : Profil On Long de l'Axe de La Digue

Planche 5/7 : Profil en Long de l'Evacuateur de Crues Sur Oued Megroune (w. Oum EL Bouaghi)

Planche 6/7 : Schéma De Calcule De La Stabilité de la Digue et la ligne de la Saturation

Planche 7/7 : planning d'exécution des travaux

INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie est actuellement aux prises avec un problème de rareté de l'eau qui s'accroît d'année en année à cause d'une sécheresse persistante. En fait, l'Algérie serait aujourd'hui parmi les pays les plus déficitaires en matière de potentialités hydriques : de 1 500 m³ par habitant par an en 1962, la disponibilité en eau est passée à 500 m³ actuellement et sera inférieure à 450 m³ par habitant par an en 2020. Le seuil théorique de rareté de l'eau est fixé par la Banque Mondiale à 1 000 m³ par habitant par an.

D'une manière générale, l'impact des faibles quantités de précipitations dues à un climat sec et chaud qui sévit sur une bonne partie du territoire est aggravé par la mauvaise répartition des pluies dans l'espace et le temps. L'activité agricole a toujours été et sera toujours soumise aux aléas climatiques. L'eau constitue une contrainte majeure et un facteur limitant de la production agricole sur les trois-quarts de la superficie agricole utile de l'Algérie.

En 2001, une nouvelle structure (Unité des Retenues Collinaires - URC) a été créée auprès de l'ANBT afin de redynamiser les études et travaux de réalisation Retenues collinaires, pour le but de augmenter le temps de stockage des eaux, de prolonger les périodes d'irrigation. Ils offrent également l'avantage de favoriser la recharge des nappes et de réduire l'envasement des barrages situés en aval.

Dans cette optique, notre travail consiste à étudier la possibilité de réalisation d'une retenue collinaire sur l'affluent de l'oued Megroune situé à commune d'El Amiria dans la wilaya de Oum El Bouaghi dont le but est l'irrigation des surfaces agricoles très étendues dans la région. Pour cela, on doit commencer par introduction générale, le premier chapitre dresse un portrait topographique global du lieu, suivit du deuxième chapitre qui concerne le choix du site favorable à partir des conditions géologiques et géotechniques. Par la suite, dans le troisième chapitre, un traitement détaillé des données pluviométriques et géomorphologiques est effectué pour déterminer les caractéristiques hydrologiques, estimer la capacité globale de la retenue et trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue.

Le quatrième chapitre est consacré à l'analyse des variantes de la digue dont le choix est en fonction de la disponibilité des matériaux dans la zone d'emprunts, et dans le cinquième chapitre, la variante choisie sera traité plus en détail.

Ensuite, une étude des ouvrages annexes est entamée à savoir le dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue, ouvrages de vidanges et de prise d'eau.

pour les deux avant dernier chapitres est consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes taches de réalisation et l'établissement du planning des travaux , et aussi la protection et la sécurité de travail, suivi par un dernier chapitre qui traitera l'étude impact de projet sur l'environnement travail suivit enfin d'une conclusion générale

Chapitre I : SITUATION ET DESCRIPTION DE SITE D'ETUDE

Introduction :

Le présent chapitre a pour objectif l'étude de la situation topographique et géographique du site de la retenue collinaire sur oued Megroune. L'étude sera élaborée, dans le but de la mobilisation des eaux de surface et entre dans le cadre de la protection.

Les principaux travaux à réaliser dans le cadre de cette étude sont le choix d'un site potentiel, la reconnaissance détaillée du site et de la cuvette, le choix de l'axe de la digue et ses ouvrages annexes, définir la consistance et la nature du programme de reconnaissance, matérialiser les propositions sur carte, qui permettent de créer une base de donnée pour les prochaines phases.

I.2. Choix du site:

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

- Garantir la quantité d'eau qui sera stockée 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 du barrage sera 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.

I. 3. SITUATION:

Géographiquement, la retenue collinaire sur l'oued Megroune se situe à 03 km environs au Nord-Est de la commune EL-AMIRIA le site de la retenue est accessible à partir de la route qui mène de SIGUS vers GUELMA

Le site de la retenue collinaire est aisément accessible à travers une piste, à partir de la route qui mène de Sigus vers la wilaya de Guelma

Dans le cadre d'une mission de reconnaissance, les coordonnées du site de la retenue aux coordonnées LAM BERT son :

Carte d'Etat-major au 1/50.000

Carte de LE KHROUB

X=878.000,00

Y=321.500,00

Z=875,00



Figure I.1 : Localisation géographique de la commune d'EL AMIRIA (wikipedia.org)

I.4.-Contraintes physiques existantes:

Le site ne présente aucune contrainte physique. Seulement il est à signaler l'existence de deux Pistes l'une agricole et la deuxième qui sert comme piste d'accès à une seule habitation située à l'aval sur le flanc droit de Oued Megroune ces deux pistes peuvent être déviées facilement sur la partie Ouest du site de la future retenue.

I.5.Choix de l'axe de la digue:

Le choix de l'axe de la digue a été fait en tenant compte des critères topographiques.

Les coordonnées du site de la digue de l'oued Megroune sont:

X 878.000,00

Y 321.500,00

Z 875,00

I.6.Pré implantation de l'évacuateur de crue:

Dans notre projet, nous préconisons un évacuateur latéral, de surface et à seuil fixe. En général, son emplacement dépend des conditions topographiques, géologiques et économiques.

Dans ce sens, l'examen du site au stade actuel de l'étude montre que l'emplacement de l'évacuateur de surface sur la rive gauche est le plus judicieux tant sur le plan topographique qu'économique.

I.7.Hydrographie :

L'air d'étude se présente généralement comme une région au relief ondulé et aux pentes abruptes.

La plus grande partie du bassin versant de l'oued Megroune se situe entre 885 et 1167 m

L'oued Megroune coule du nord-est vers le sud-ouest

CONCLUSION

A la lumière des données obtenues et l'examen sommaire des données de base qui concernent les conditions topographiques, géologiques, hydrologiques et techniques du site de la future retenue sur Oued Megroune.

Nous pouvons retenir ce qui suit :

- Le site objet de cette étude offre de bonnes conditions tant sur le plan topographie et géologie que sur le plan hydrologie.
- Les matériaux destinés à l'étanchéité et à la recharge de la digue sont largement disponibles quantitativement et qualitativement dans la cuvette et ses alentours.

CHAPITRE II : ETUDES GEOLOGIQUES GEOTECHNIQUE

INTRODUCTION :

L'étude de cette retenue collinaire a pour but l'utilisation rationnelle des eaux de précipitation par leur accumulation et leur stockage au niveau de l'assiette pour l'irrigation des parcelles limitrophes.

Le présent chapitre traite l'étude géologique de la retenue collinaire de l'Oued El Kemah (Megroune) commune d'El Amiria. Elle est basée essentiellement sur les données recueillies sur terrain telles que les observations faites sur site après plusieurs Visites de reconnaissances et les résultats de la campagne de prospection de terrain (la réalisation de sondages carottés et des puits en différents endroits de la retenue (zone d'emprunt et zone d'emprise de la digue) avec analyse descriptive (lithologie) des formations géologiques rencontrées et traversées par elle et enfin le levé géologique du site et sa cuvette. La recherche, la collection et l'exploitation de la documentation existante sur la zone d'étude (cartes géologiques, topographiques, documents divers.)

II.1 DONNES DU SITE :

II.1.1 Situation et Topographie :

Afin de disposer d'un plan topographique avec courbes de niveau de la cuvette et de la zone d'implantation de la digue, un nivellement a été réalisé.

Le plan topographique de la cuvette a été réalisé à l'échelle 1/1000^{ème} et 1/500^{ème} celui du site pour l'implantation des ouvrages à l'échelle 1/1000^{ème} à partir des points de repère implantés sur terrain.

La surface inondée et le volume d'eau stockée en fonction des niveaux des eaux dans la cuvette sont calculés d'après le fond topographique à l'échelle 1/1000^{ème}.

Sur la base du fond topographique à l'échelle 1/500^{ème}, on a établi les profils en long et en travers de la digue, de l'évacuateur de crue, de la prise d'eau et vidange de fond. Les terrassements des ouvrages projetés ont été calculés sur la base des documents.

II.2- Synthèse Géologique et Géotechnique :

II.2.1. Géologie régionale :

Analyse litho stratigraphique des faciés :

D'après la carte géologique de la région de Le Khroub feuille n° 97 échelle 1/50.000 publiée en 1957 par le service de la carte géologique de l'Algérie montre que le bassin versant nord de la région de Machtat Ouled Djelila est couverte par les formations suivantes :

A : éboulis (blocs et graviers dans une matrice argilo-limoneuse).

a: alluvions actuelles et récentes des plateaux sheet flood et des fonds des vallées jusqu' à 5-6m au-dessus du lit des grands oued ce sont des limons sables et graviers.

q" : les graviers des hautes plateaux se distinguent de q" et de q' par la grande taille des blocs (surtout du crétacé moyen), qui sont rarement bien roulés et dont le diamètre dépasse souvent 1m et par leur moindre degré de cimentation. Une croute calcaire épaisse q" peut cependant cimenter leur partie supérieure. En plusieurs endroits, cependant, la distinction entre q" et q'" est spectaculaire. On y rencontre toute les roches assez dures des terrains antérieurs, celles du crétacé ne manquent jamais. Il est surprenant que presque partout on trouve également des grés numidiens ;

Il ne semble pourtant pas nécessaire de conclure que l'érosion anté-quadernaire a respecté des buttes de l'oligocène disséminées dans toute la région. On suppose plutôt que pendant le néogène la dénudation a enlevé 70-90 % de la couverture oligocène. De grands blocs de grés sont descendus sur place pendant cette évolution parce que la décomposition et la désagrégation y progressent difficilement les ruisseaux manquant de force pour les transporter. Ensuite les grandes pluies de l'époque ont dû augmenter énormément la capacité de transport des eaux. Cette grande capacité nécessite une forte pente de sorte que la base de q" ne peut être horizontal dès son origine.

e1 : lutétien supérieur (localement un peu de préabonien) marnes grises, brunes par décomposition à intercalation de calcaires : lumachelles et calcaires compacts ocreux, qui présentent parfois une surface curieusement mamelonnée. Les calcaires peuvent former des bancs continus ou des lentilles. Parfois on trouve dans le noyau des nodules de calcaires ocreux, brunâtre et gris dont le diamètre peut dépasser un mètre.

Le versant de la future retenue collinaire est quasiment couvert par ces formations marneuses qui s'altèrent en surface en donnant des argiles marneuses plastiques.

e1- IV : calcaires à silex et calcaires phosphatés de l'éocène inférieur – lutétien. Calcaires lités plus ou moins phosphatés alternant avec des couches marneuse du lutétien inférieur probable, calcaires à rognons et à bancs ou nodules alignés de silex et marno calcaire du thanétien-yprésien, calcaires glauconieux- phosphatés.

La figure suivant représente la géologie régionale de notre site d'étude

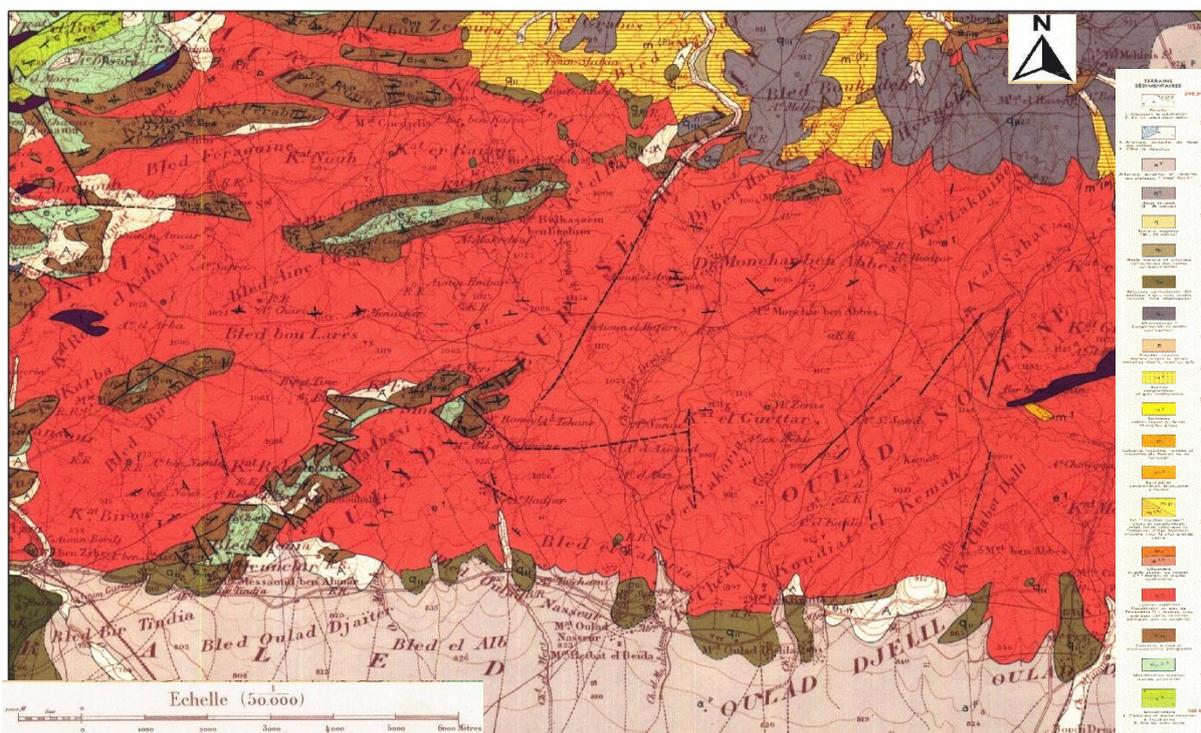


Figure. II.2 : Extrait de la carte géologique, Echelle : 1/50000 source ARNH

II.2.2. hydrogéologie sommaire de la région

La région d'étude où se situe notre site de retenue collinaire sur l'Oued El Kemah (MEGROUNE) commune d'El Amiria est à dominance marneuse, nous permet de dire que les pertes d'eau par infiltration à travers la cuvette est assez faibles et l'imperméabilité des marnes entraînent une récupération des eaux de surface du bassin versant dans l'assiette de la retenue collinaire.

L'abondance de formations marneuses et argileuses, constitue un tapis étanche pour les infiltrations verticales de l'eau. Ce sont donc des formations imperméables.

Les pertes d'eau de précipitation par infiltrations à travers les affleurements de terrains perméables est peu importante dans la région. Cette hypothèse est confirmée par la présence de peu de milieux aquifères de faible importance dans cette région

II.2.3. Analyse lithologique de l'emprise et de la cuvette

Elle est essentiellement basée sur les observations faites lors de la campagne de prospection géologique de terrain (levé géologique du site et son assiette et la description lithologique des facies rencontrés lors de la campagne de reconnaissance de terrain l'exécution des fouilles (K10, K11, K12) en différents endroits de l'axe de la future digue.

Ces sondages sont exécutés sur une profondeur de 2m à 5m au niveau de l'axe.

Le fond de la vallée (talweg) de la retenue est caractérisé par une sédimentation alluviale :

alluvions récentes et actuelles, formées par des matériaux pulvérulents tels que les cailloux, graviers et sables et argilo limoneux (ce sont des terrasses alluvionnaires).

Ces dépôts alluvionnaires de terrasses proviennent de la décomposition Physico-chimique des roches mères (calcaires, mares et grès).

Les versants à pente douce de la retenue sont parfois masqués au fond de la vallée par des dépôts ou sédiments détritiques alluvionnaires constitués sous une très faible puissance par de fine couverture argileuse de l'ordre de 0,50 mètres, débris cailloux éboulés de nature calcareuse

Le terrain de l'emprise de la digue est caractérisé par une mise en place des marnes schisteuses grises indures.

Au niveau de la cuvette la puissance des argiles est considérable et sera exploitée comme zone d'emprunt argileuse pour la recharge et l'étanchéité de la digue en terre homogène qui est caractérisé par la dominance des argiles brunes très plastiques

II.2.4.hydrogeologie de la cuvette

1. Perméabilité :

Les argiles brunes constituant le faciès dominant du substratum de l'assiette de la présente retenue collinaire dont le coefficient de perméabilité est de l'ordre de 10^{-8} m/s, sont pratiquement imperméables.

Les alluvions récentes et actuelles (graviers, cailloux et sables, roulés de calcaires et grès. sont perméables leur coefficient de perméabilité est compris entre 10^{-1} et 10^{-3} m/s.

2. Etanchéité :

L'étanchéité de l'assiette de la retenue collinaire sur Oued El Kemah (MEGROUNE) commune d'El Amiria est pratiquement garantie par les argiles brunes peu plastiques jouant le rôle d'un bon tapis d'étanchéité.

II.2.5.Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise de la digue

1. Perméabilité :

Les argiles brunes masquant le substratum de fondation de la digue, sont totalement imperméables : $K=10^{-8}$ m/s.

Les sédiments détritiques composés de sol pulvérulent (cailloux, graviers, sables) et de vase, représentent une couche d'une épaisseur de 4,5m au niveau de l'axe de l'oued comblant le fond de la vallée de l'oued et sont perméables (10^{-1} à 10^{-3} m/s).

2. Etanchéité :

Elle est pratiquement assurée par le substratum à dominance argileuse de couleur brune imperméable, néanmoins est recommandé d'ancrer le remblai de la digue au moins (01m) dans le substratum situé à 4,50m au niveau du lit de l'oued.

II.2-6.FONDATION DE LA DIGUE ET SES OUVRAGES ANNEXES

1- Corps de la digue :

Selon la nature des faciès ou formation rencontrés au droit de la zone d'emprise de la digue de la présente retenue collinaire, la digue de la retenue collinaire sur Oued El Kemah doit être ancrée au moins à (01m) dans le substratum situé à 4,50m au niveau du lit de l'oued.

Pour les deux rives, la digue n'a pas besoin d'être ancrée il suffit seulement de décaper la terre végétale.

2. Evacuateur de crue :

Implanté sur la rive gauche, le déversoir latéral des crues doit être également fondé sur l'assise des argiles marneuses beige après avoir enlevé la couche de la terre végétale et la couche des alluvions

3. La prise d'eau et la vidange de fond :

Placées à coté talweg de la retenue collinaire de Oued El Kemah sera fondée dans le bed rock argileux.

II.2.7.STABILITE DES VERSANTS DE LA CUVETTE

Le levé géologique de l'assiette de la retenue collinaire et l'exécution des puits en différentes zones de la cuvette, on ne rencontre aucun indice ou amorce de glissement de terrain.

Donc, généralement les versants de l'assiette de la retenue sont stables.

II.2.8.MATERIAUX DE CONSTRUCTION DE LA RETENUE COLLINAIRE

Matériaux d'étanchéité :

Le remblai destiné à l'étanchéité et la recharge du corps de la digue sera exploité en quantité et en qualité des argiles qui se trouvent dans la cuvette de la retenue collinaire en amont immédiat de l'axe de la digue.

Matériaux : filtres, drains et transitions :

Ils seront exploités des carrières de calcaires existantes dans la région d'étude de la retenue collinaire

Matériaux pour rip-rap :

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (enrochement), seront exploités des carrières calcaires situées dans la région Ils seront exploités sous forme de blocs de 200 à 300 mm de diamètre pour la protection du parement amont de la digue vis à vis les mouvements des vagues et graviers et sables pour la production du béton hydraulique.

II.2.9. Seismicité de la région d'étude

Le site de la retenue collinaire sur Oued EL KEMAH commune de EL AMIRIA wilaya d'OUM EL BOUAGHI est situé dans la zone «I » (**Figure. II.2**) (zone caractérisée par une faible intensité sismique d'après R.P.A99 version 2003, correspondant à une intensité égale à VI selon l'échelle de MERCALI).

La dite retenue collinaire constitue un ouvrage de grande d'importance pour la communauté ce qui lui permette d'être dans le groupe d'usage 1B selon le règlement R.P.A et ayant une durée de vie limitée de 20 à 30 ans.

Donc pour notre site ayant un degré d'usage égal à 1B, appartenant à la zone sismique **I** une durée de vie économique de 20 à 30 années et une période de retour R.P. = 50 ans.

Le coefficient d'accélération dépend de la zone de la retenue et leur importance comme il le montre le tableau suivant :

Groupe	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Classification des ouvrage selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrage d'importance vitale
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrage de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

Tableau. II.1 : Coefficients d'accélération de zone.

A partir de cette classification, on a un Coefficient d'accélération du séisme de 0,12g qui caractérise notre zone d'étude.

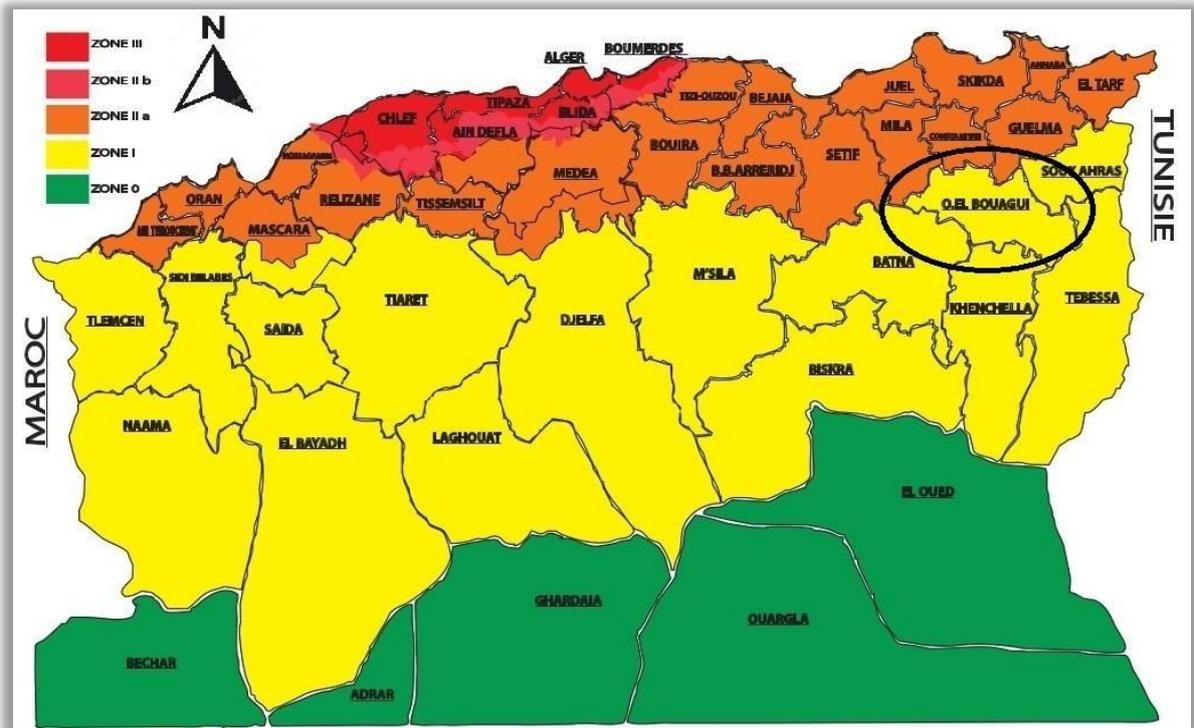


Figure. II.2 : Carte zonage sismique du territoire national (RPA99/version 2003)

RESULTATS GEOTECHNIQUES

Douze (12) fouilles ou tranchées d'une profondeur variable jusqu'à 5,50 mètres linéaires, ont été réalisées en différentes zones de la présente retenue collinaire dont trois (03) sondages au niveau de la zone d'emprise de la digue et neuf (09) sondages au niveau de la zone d'emprunt, suivi de prélèvements d'échantillons de sol et sous-sol prélevés à différents niveaux pour pouvoir connaître et déterminer respectivement la structure géo-mécanique des terrains d'assise et de fondation de la digue et ses ouvrages annexes ainsi que l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la réalisation de la digue.

II .3. CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES PROPOSEES POUR LE CALCUL DE STABILITE DE LA DIGUE

II.3.1. Terrains d'assise et de fondation de la digue

II.3.1.1. Alluvions récentes et actuelles du fond de la vallée :

Cohésion effective (C').....0,00 Kpa

Angle de frottement effectif (Φ')..... 34 °

Capacité portante (**Rdt**).....350 Kpa

Perméabilité (**K**)..... 10^{-2} m/s

Ces valeurs montrent qu'on est dans un milieu pulvérulent (cohésion très faible à nulle) et perméabilité élevée. Ces matériaux constituent donc une zone favorable aux écoulements souterrains entraînant des pertes d'eau par infiltrations au-dessous du corps de la digue.

A cet effet, l'enlèvement de cette couche est indispensable et par conséquent l'ancrage jusqu'au substratum composé de marnes schisteuse grises indurées est à conseiller afin d'assurer l'étanchéité et la stabilité de l'ouvrage.

II.3.1.2. Matériaux de fondation de la digue

Les paramètres géotechniques et chimiques suivantes :

Essais physique d'identifications et de classification

Teneur en eau naturelle (\bar{W}_n).....28,46%

Densité sèche (**Yd**)..... $1,45\text{t/m}^3$

Densité Humide (**Yh**)..... $1,85\text{ t/m}^3$

Degré de saturation (**Sr**).....89,98%

Limite de liquidité (**Wl**)62,30%

Limite de plasticité (**Wp**).....31,07%

C'est un sol meuble constitué d'argile très plastique et appartenant selon la classification Américaine U.S.C.S (L.C.P.C) à la classe CL(Ap).

Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U

Cohésion (**Cu**)..... 2 t/m^2

Angle de frottement (Φ_u) 25°

Analyse chimique sommaire du sol

Teneur en insolubles64,69%

Teneur en carbonate (**CaCO₃**).....45%

Teneur en gypses (**CaSO₄, 2H₂O**).....10,79%

II.3.2. Matériaux de construction de la digue

II 3.2.1 Matériaux d'étanchéité et recharge

Essais physiques d'identifications et de classification

Teneur en eau naturelle (\bar{W}_n).....25,10%

Densité sèche (γ_d).....	1,375t/m ³
Densité Humide (γ_h).....	1,8 t/m ³
Degré de saturation (S_r).....	86,97%
Limite de liquidité (W_L)	68%
Limite de plasticité (W_p).....	34,23%
Indice de plasticité (I_p).....	34,22%
Indice consistance (I_c)	1,29

Ce sont matériaux argileux et limoneux, très plastiques.

Essais mécaniques

Compression à l'oedomètre

Perméabilité (K)..... 3,271 *10⁻⁹ à 2,337 *10⁻⁸ cm/s

C'est une formation argileuse, pratiquement imperméable

Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U

Cohésion (C_u).....1.73 t/m²

Anagle de frottement (Φ_u)20 °

Compactage selon Proctor normal

- Teneur en eau maximale (W_{max}).....21,33%

-Densité sèche optimale ($\gamma_{d_{opt}}$).....1,6 t/m³

-Densité sèche optimale ($\gamma_{d_{opt}.95\%}$).....1,6 t/m³

II.4.MATERIAUX DE CONSTRUCTION DE LA DIGUE

II.4.1 Matériaux d'étanchéité :

Le remblai destiné à l'étanchéité et de la charge du corps de la digue sera exploité en quantité et qualité des argiles limoneuse qui se trouvent dans le cuvette de la retenue collinaire en amont immédiat de l'axe de la digue afin de minimiser le cout du transport des matériaux argileux imperméable et d'autre part d'approfondir la cuvette pour augmenter le stockage des volumes des eaux.

II.4.2 Matériaux : filtres, drains et transitions :

Ils seront exploités des carrières de calcaires existantes dans la région d'étude de la retenue collinaire.

II.4.3: Matériaux pour rip-rap :

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (enrochement), seront exploités des carrières calcaires situées dans la région

Ces matériaux sont de bonne qualité géotechnique et chimique qui sont :

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

Micro-Deval à l'eau (M.D.E).....< 40%

Los Agnelés (L.A).....35%

Résistance à la compression simple (R_c).....50-150Mpa

Résistance à la compression simple de saturation ($R_{c_{sat}}$).....40-130Mpa

L'enrochement du parement amont de la digue doit comporter des sédiments calcaires sous forme de gros blocs 200 à 300 mm de diamètre afin de bien résister aux mouvements des vagues

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS :

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 sur **Oued EL KEMAH** (assise de fondation de la digue et ses ouvrages annexes) ou au niveau de la cuvette et ses proximités (zones d'emprunt pour la construction du barrage collinaire) ; on peut faire les conclusions et les recommandations suivantes :

Les faciès rencontrés au niveau de l'emprise de la digue renferment une quantité considérable de gypses qui est dissoute dans l'argile mais ne se trouve pas en plaquettes donc il ne pose pas de problèmes pour le corps de la digue seulement les ouvrages en béton armé tels que la prise et vidange de fond et l'évacuateur de crues doivent être construits en ciment spéciale le ciment HTS ou CRS.

Les argiles pour la recharge de la digue en terre homogène se trouvent à l'amont immédiat de la retenue collinaire.

Il est recommandé un ancrage de (3) m pour éviter le niveau alluvionnaire et qu'elle pourra être édifiée uniquement avec les argiles limoneuses et marneuses.

On affirme donc que toutes les conditions géologiques et hydrogéologiques sont favorablement réunis pour la réalisation d'une digue en terre homogène sur le site de la retenue collinaire sur Oued Kemah (Megroune) commune d'EL AMIRIA - wilaya de OUM EL BOUAGHI.

Chapitre III : ETUDES HYDROLOGIQUE

INTRODUCTION

L'étude hydrologique est considérée comme l'une des phases la plus importante dans le dimensionnement des ouvrages hydrotechniques. Le but de présent chapitre est la détermination des principaux caractéristiques de notre bassin, les données du milieu physique dont nous disposons, et mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'oued Guemh (Megroune).

Les caractéristiques hydrologiques nécessaires pour notre étude sont les :

- ✓ caractéristiques physiques, hydrographiques et climatologiques ;
- ✓ précipitations ;
- ✓ apports liquides ;
- ✓ Apports solides ;
- ✓ crues et leurs caractéristiques.

III.1 CARACTERISTIQUES GENERALES

Notre bassin fait partie du grand bassin versant d'oued El Keleb (selon le découpage d'ANRH), remontant les crêtes à plus de 878 m d'altitude. L'oued principal étant L'oued GEUMH (Megroune), il reçoit sur son parcours plusieurs influents et l'écoulement principal se fait de Sud vers Nord.

III.1.1 Caractéristiques morphologiques du bassin versant

Les paramètres géométriques ont été estimés en se basant sur les modèles numériques de terrain (MNT) et en utilisant le logiciel ArcGis (ArcMap 10.5).

III.1.1.1 Paramètres géométriques

- a. Surface du bassin : la surface du bassin versant est de **S = 5.61 km²**
- b. Périmètre du bassin : Le périmètre du bassin versant est de **P = 9.36 km**
- c. Longueur du talweg principal : la longueur du cours d'eau principal est **L = 3.28km**

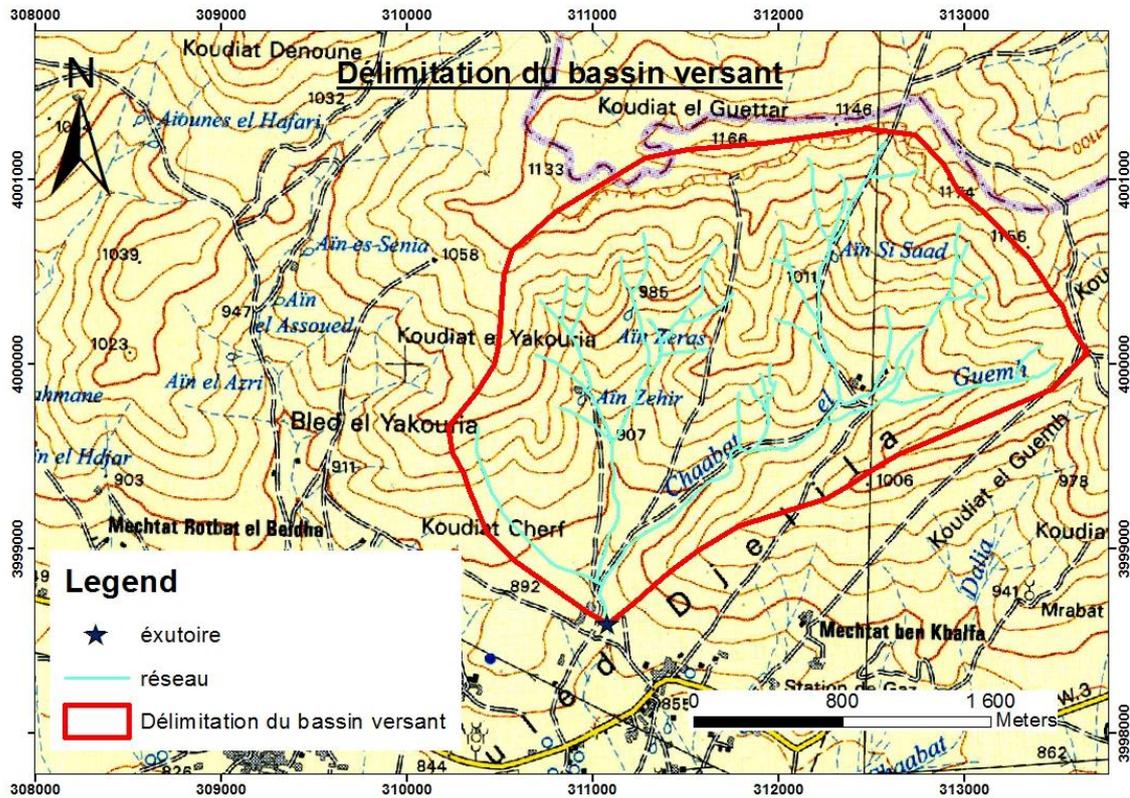


Figure III.1 : Délimitation du bassin versant sur la carte topographique d’AIN MLILA n°2 Ech 1/50.000°

III.1.1.2 Paramètre de forme

L’indice de compacité de « Gravelius » est calculer en utilisons la formule suivante :

$$K_c = \frac{P}{2 \times \pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = 0.28 \times \frac{P}{\sqrt{S}} \dots \dots \dots (III.1)$$

Où ; P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

K_c : indice de Gravelius.

AN : K_c = 1.13

L’indice de compacité de Gravelius est supérieur à 1(K_c = 1,13 > 1), donc le bassin versant général est de forme **allongée**.

III.1.1.3 Coefficient d’allongement

Ce coefficient est donné par la relation suivante :

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

Où ; L : la longueur du talweg principal (Km) ;

S : la superficie du bassin versant (Km²).

AN : C_a = 1.91

III.1.1.4 Rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est défini comme étant une représentation du bassin versant sous forme d'un rectangle de longueur (L) et de largeur (l) qui a la même surface (s), même périmètre (p), même indice de compacité (Kc) et même hypsométrie que le bassin versant.

Les dimensions du rectangle équivalent sont obtenus par les formules ci-dessous :

- Longueur :

$$L = \frac{Kc\sqrt{S}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc}\right)^2} \right] \dots\dots\dots(III.3)$$

L=2.52 km

- Largeur

$$l = \frac{Kc\sqrt{S}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc}\right)^2} \right] \dots\dots\dots(III.4)$$

l=2.24 km

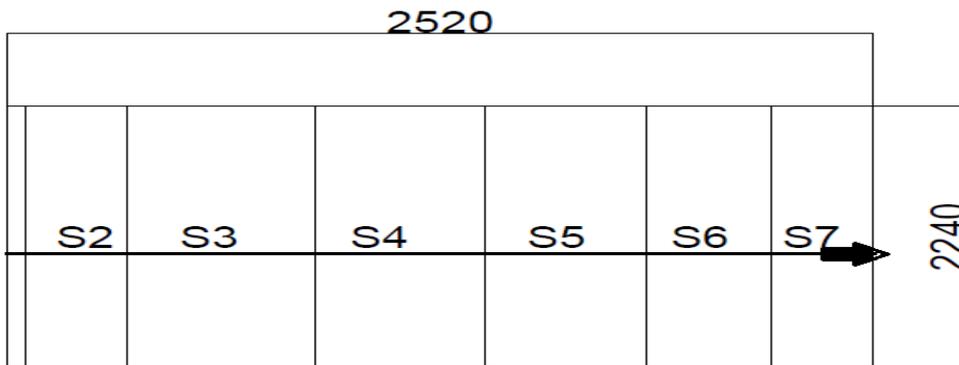


Figure III.2 : Rectangle équivalent de bassin versant

III.1.2 Paramètres de relief

Ces paramètres sont obtenus à partir des courbes hypsométriques ces derniers donne une représentation de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. La détermination de notre courbe hypsométrique a été réalisée avec le logiciel Arc GIS Elle exprime ainsi l'élévation du bassin.

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

Altitude	Si (km2)	Hi (km)	Si(%)	Si cumulé(%)	surface
877 – 900	0,3697	888,5	6,59	6,59	100,00
900 – 960	1,2586	930,0	22,44	29,03	93,41
960 – 1000	1,0495	980,0	18,71	47,73	70,97
1000 – 1060	1,3112	1030,0	23,37	71,11	52,27
1060 – 1100	0,8015	1080,0	14,29	85,39	28,89
1100 – 1166	0,8248	1133,0	14,70	100,00	14,70

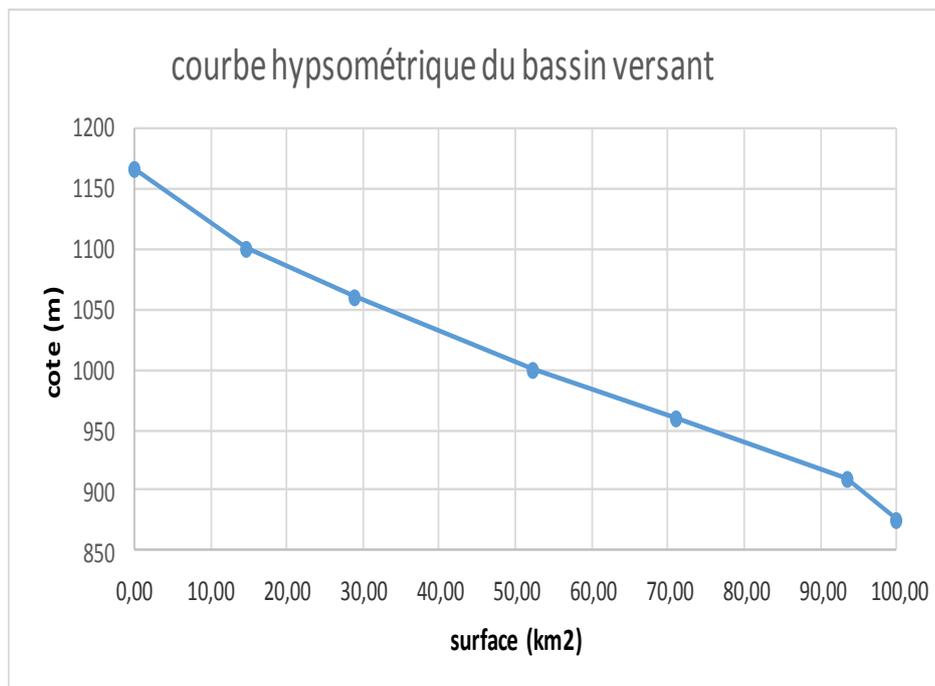
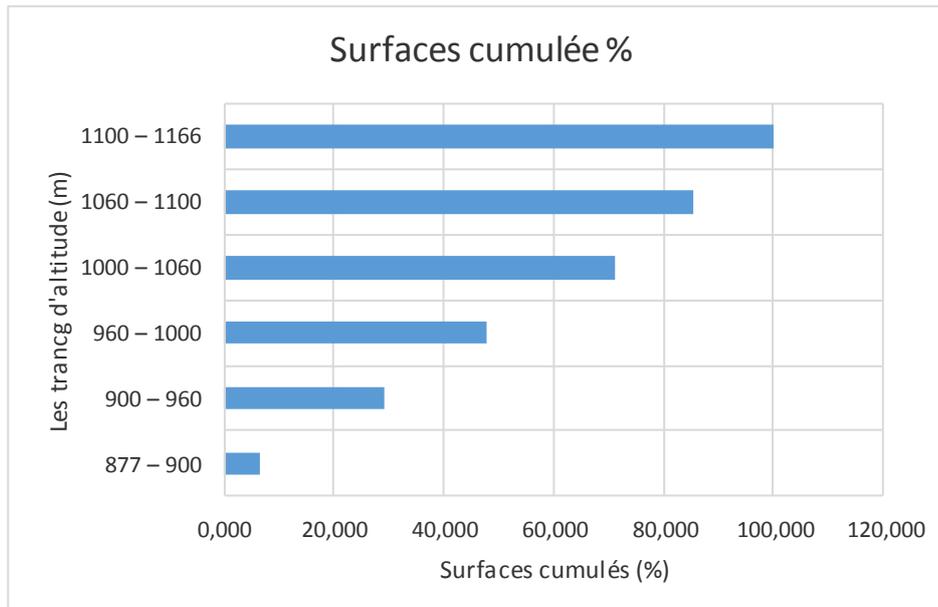


Figure III.3 : Courbe hypsométrique du bassin versant

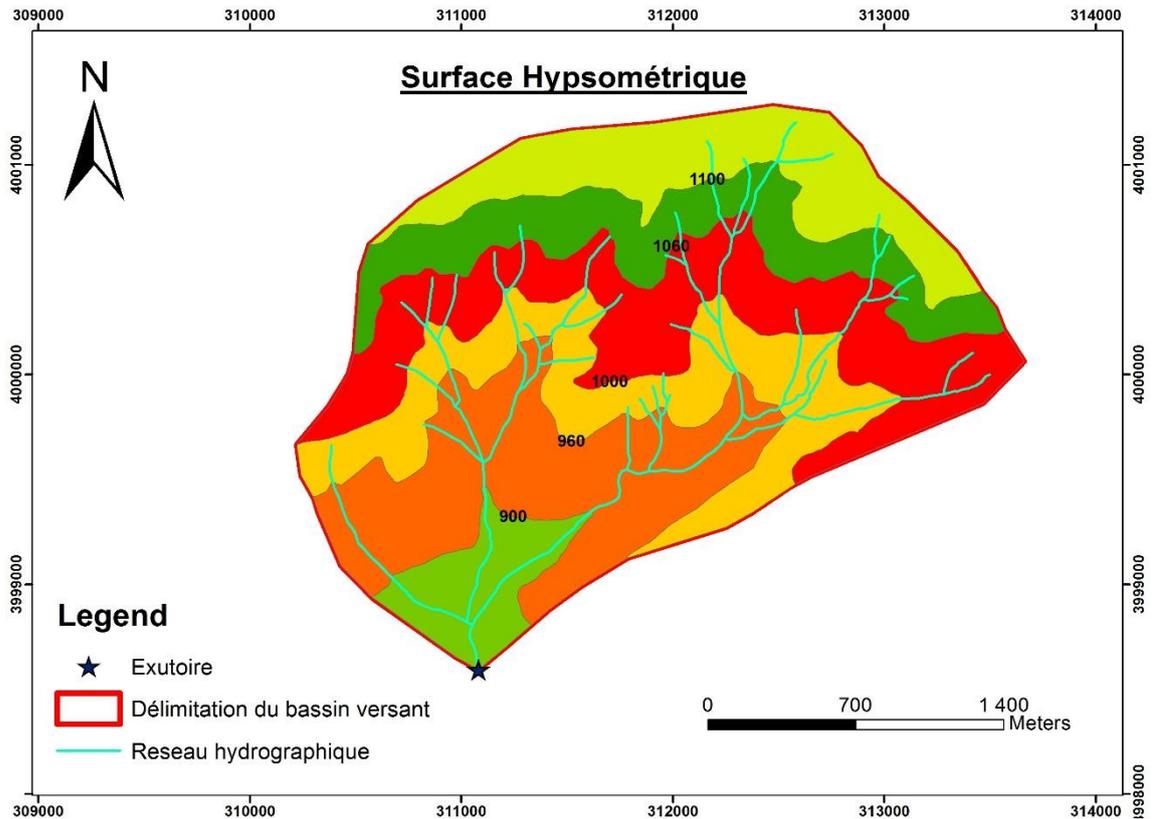


Figure III.4 : Carte hypsométrique du bassin versant obtenue avec le logiciel Arcsig avec une échelle de 1/50.000^e

III.1.2.1 Altitude moyenne du bassin versant :

Elle est exprimée par la relation suivante :

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i \times H_i}{S} \dots\dots\dots(III.5)$$

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

Hi : altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives n-1 et n en (m) ;

S : superficie du bassin versant (Km²).

AN : H_{moy} =1011,19 m

- L'altitude médiane : **H_{50%} = 1010 m**
- L'altitude à 95% : **H_{95%} = 926.5 m**
- L'altitude à 5% : **H_{5%} = 1150 m**

III.1.2.2 Pente moyenne du bassin versant :

$$I_m = \frac{\Delta H \cdot (0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \dots\dots\dots (III.6)$$

Où : ΔH : Dénivelée (m) ;

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

S : Surface du bassin versant (Km²) ;

Tableau III.2 : Longueurs des courbes de niveaux

Altitude(m)	ΔH (m)	longueur (km)
900	40	2.179
960	60	4.90577
1000	40	5.5233
1060	60	4.9056
1100	40	3.901

AN: $I_m = 124.42 \text{ m/km} = 0.1244\text{m/m}$ \longrightarrow $I_m = 12.44 \%$

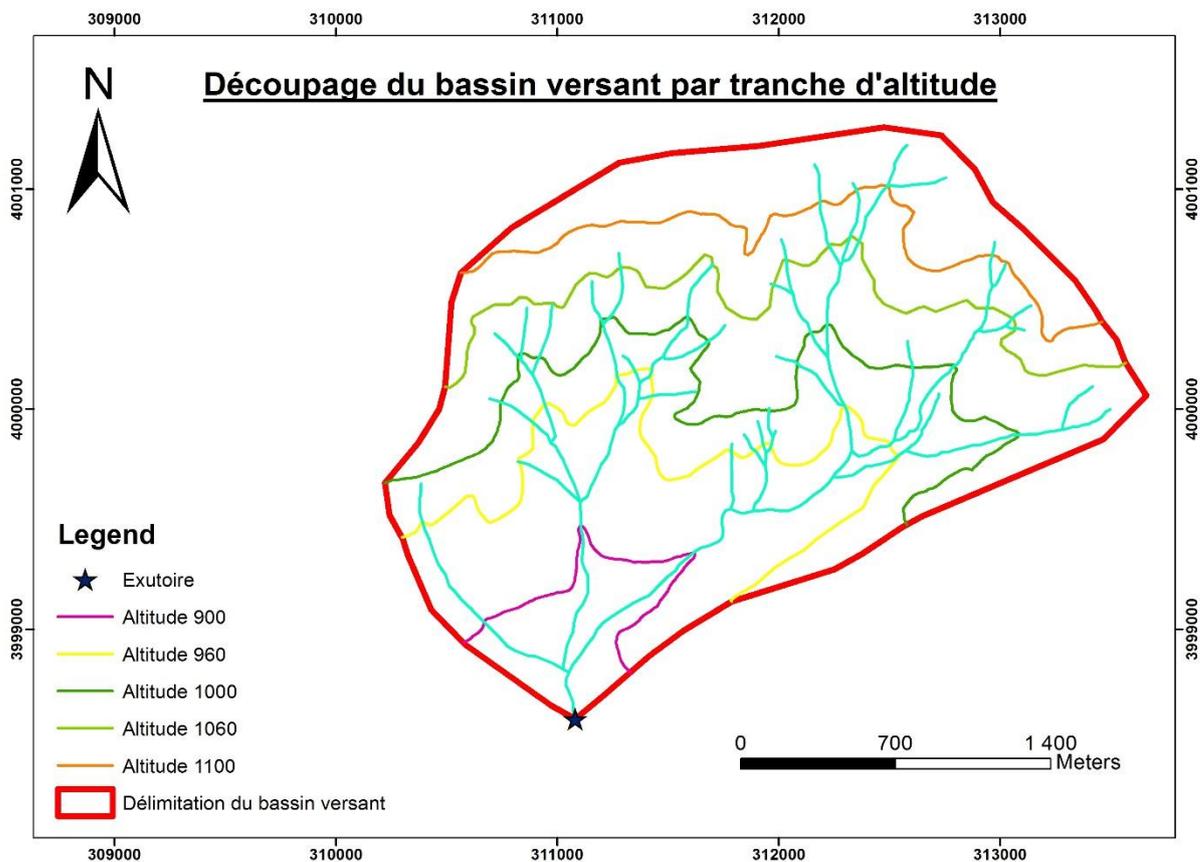


Figure III.5 : Carte de courbe de niveau du bassin versant obtenue avec le logiciel Arcsig avec une échelle de 1/50.000^e

III 1.3.1 Indice de pente globale (I_g)

A partir de la courbe hypsométrique représentée sur la figure III.4, nous déduisons les altitudes de fréquences 5% et 95% de la surface du bassin versant.

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots(III.7)$$

Avec :

$H_{5\%} - H_{95\%}$: Dénivelée (m)

L : longueur du rectangle équivalent

$H_{5\%} = 1150$ m $H_{95\%} = 926.5$ m L = 2.52 km

AN : I_g = 8.87 % tel que 0.05 < I_g < 1 alors relief fort

III 1.3.2 Indice de pente moyenne (I_{pm})

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots(III.8)$$

$H_{\max} = 1167$ m

$H_{\min} = 877$ m \implies **I_{pm} = 11.5 %**

III 1.3.3 Indice de pente M. ROCHE (I_p)

Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i+1})} \dots\dots\dots(III.9)$$

Où ; L : longueur de rectangle équivalent (m) ;

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

Les calculs sont effectués dans le **tableau III.03** suivant :

Tableau III.3 : Calcule d'indice Roche

Altitude	Di=Hi-Hi-1	Si	Ai=Si/S	$\sqrt{D_i \times A_i}$
M	M	km2	%	
877 – 900	23	0,3697	6,59037	12,3117
900 – 960	60	1,2586	22,4357	36,6898
960 – 1000	40	1,0495	18,7078	27,3553
1000 – 1060	60	1,3112	23,3717	37,4473
1060 – 1100	40	0,8015	14,2878	23,9063
1100 – 1167	67	0,82485	14,7032	31,3865
SOMME	290	5,61	100	170,294

$I_p = 2.97$

III 1.3.4 Dénivelée spécifique

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes (**voir tableau III.04**). Elle est donnée par la formule suivante :

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots(III.10)$$

AN : **Ds = 210.09 m** tel que $100 \text{ m} < D_s < 250 \text{ m}$ alors relief assez fort

Tableau III.4 : Type de relief.

RELIEF		DS (M)
1	Très faible	<10
2	Faible	25
3	Assez faible	50
4	Modéré	100
5	Assez fort	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

III.1.4 Caractéristique hydrographique de bassin versant

III 1.4.1 Densité de drainage

Elle est exprimée par la relation suivante :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots(III.11)$$

Où : $\sum_{i=1}^n Li$ La longueur totale de tous les cours d'eau égale à **17.27 Km**

S : Superficie du bassin versant en (Km²).

AN: $Dd = 3.08 \text{ km/km}^2$

III 1.4.2 Densité du thalweg élémentaire

$F_1 = \frac{N_1}{S}$ (III.12)

- N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1 = 32$.
- S : Superficie du bassin versant.

AN: $F_1 = 5.7 \text{ thalweg/km}^2$

III 1.4.3 Coefficient de torrentialité

Il est évalué par la formule suivante :

$C_t = D_d \cdot F_1$ (III.13)

$C_t = 17.56 \text{ Km}^{-3}$

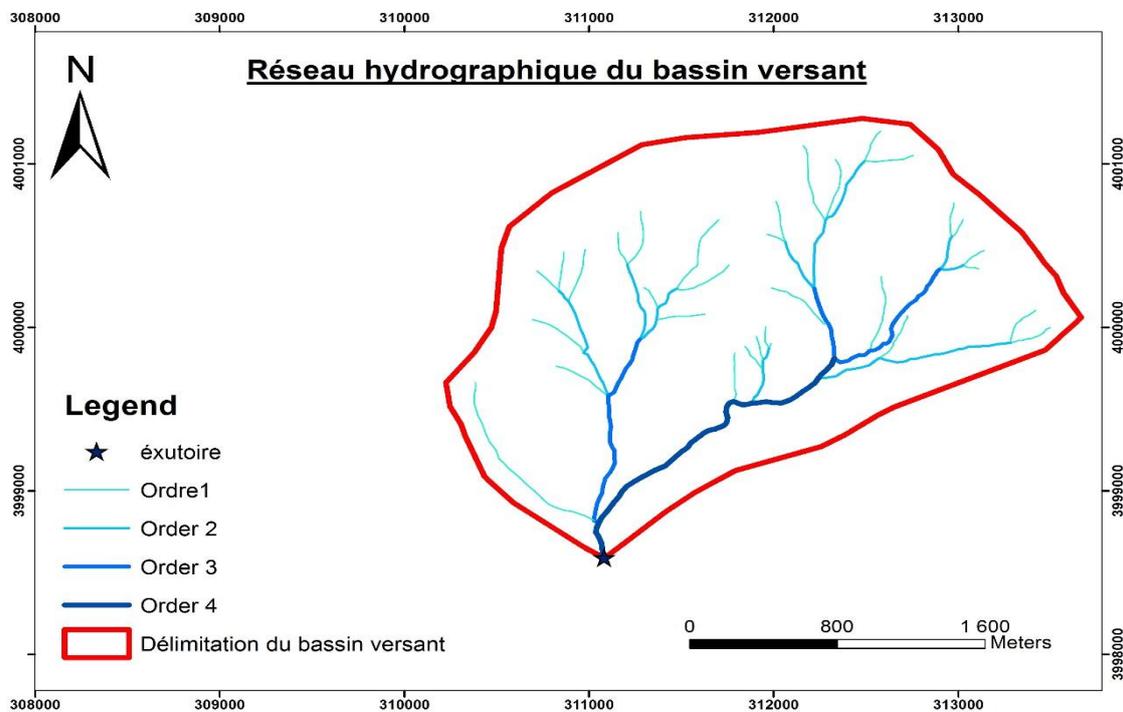


Figure III.6 : Classification du Réseau hydrographique de notre bassin versant

III 1.4.4 Temps de concentration

Pour la détermination du temps de concentration nous avons examinées plusieurs formules parmi celle utilise nous présentons les formules qui nous semblent applicables :

1. Formule de Giandotti (sud Italie 1937) :

$$T_c = \frac{4 \times \sqrt{S} + 1.5 \times L_p}{0.8 \times \sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots \dots \dots (III.15)$$

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

S : La superficie du bassin versant (Km²) ;

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA) ;

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

AN : $T_c = 1.09$ Heure

2. Formule de L'A.N.R.H. (Sogreah 1986/89) :

$$T_c = 3 \times \left[\frac{S \times L_p}{(10I_c)^{1.5}} \right]^{0.25} \dots \dots \dots (III.16)$$

Où : S : Superficie du bassin versant, en Km²,

I_c : pente du talweg principal, en %.

AN : $T_c = 1.66$ Heures.

3. Formule de KIRPICH :

$$T_c = 0.6615(L_p)^{0.77} I_g^{0.385} \dots \dots \dots (III.17)$$

Où : I_g : indice de pente globale ;

L_p : longueur du talweg principal en (Km).

AN: $T_c = 0.38$ Heures.

4. Formule de VENTURA améliorée par PASSINI :

$$T_c = \alpha \frac{\sqrt{S \times L_p}}{\sqrt{I_g}}$$

Où :

α : est le coefficient caractéristique du bassin versant, par manque d'observation on propose la valeur 0.108

L_p : longueur du talweg principal en (Km).

I_g : indice de pente globale ; m/m

AN : $T_c = 4.91$ heures

D'après l'analyse des différentes formules empiriques et la diversité des résultats ; nous adoptons comme relation moyenne celle de **GIANDOTTI**, donc ; le temps de concentration est :

$T_c = 1.09$ heures

III 1.4.5 Vitesse de ruissellement

La vitesse de propagation moyenne dans le bassin versant est :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \text{ (Km/h) (III.18)}$$

Où ; T_c : Temps de concentration (h) ;

L_p : longueur du talweg principal en (Km).

Tableau III.5 : Paramètres hydro-morphométriques du bassin versant

Désignation	Unités	Valeurs
Surface « S »	Km ²	5.61
Périmètre du bassin « P »	Km	9.36
Indice de compacité de Gravelius « kc »	***	1.13
Longueur du rectangle équivalent	Km	2.52
largeur du rectangle équivalent	Km	2.24
Altitude maximale « Hmax »	m	1167
Altitude minimale « Hmin »	m	885
Altitude moyenne « Hmoy »	m	1050
Pente moyenne du bassin versant	%	11.5
Indice de pente globale « Ig »	%	8.87
Densité de drainage	Km/km ²	3.09
Altitude de bassin versant de fréquence H5%	m	1150
Altitude de bassin versant de fréquence H50%	m	1010
Altitude de bassin versant de fréquence H95%	m	926.5
Dénivelé (H5%-H95%)	m	223.5
Longueur de talweg principale Lp	m	3.28

III.2 CARACTERISTIQUES CLIMATIQUE DU BASSIN VERSANT

La climatologie est l'étude du climat dans une région particulière, elle entraîne des observations et des relevés d'un maximum de paramètres possibles comme ce qui suit :

- Température,
- Les précipitations
- La vitesse du vent
- L'évapotranspiration.
- L'humidité.

Son but est la récolte et l'analyse de ces observations pour avoir une idée précise sur le climat du lieu.

Cette étude est très importante au niveau des bassins versant car les conditions climatiques jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau.

Les données climatologiques ont été collectées essentiellement auprès de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH) et de l'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT).

Sur le bassin versant étudié, il n'existe aucune station climatologique, mais aux environs de ce dernier il existe cinq stations climatologiques mais seule la station de Oum-El Bouaghi (ONM) Enregistre les principaux paramètres climatiques

III.2.1 Température

Le **tableau III.6** présente la répartition mensuelle des températures

Tableau III.6 : Répartition mensuelle de la température :

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Av	Mai	Jui	Juil	Aoû	Moy an	min	max
Min	20.51	10.56	7.97	2.83	2.43	4.47	3.49	7.9	14.5	20.67	23.67	24.11	11.93	2.43	24.11
Max	29.1	23	16.5	12.1	10.6	12.8	16.2	19.2	24.9	30.7	31.3	33.8	21.68	10.6	33.8
Moy	22.2	17.1	11.1	7.3	6.2	7.3	18.1	25.9	18.1	32.6	25	25.9	18.07	6.2	32.6

La température moyenne de la région est de **16.33°C**.

III.2.2 Vitesse du vent

Les vitesses moyennes mensuelles des vents sont récapitulées dans le **tableau III.7**

Tableau III.7 : Répartition mensuelle de la vitesse du vent

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Av	Mai	Jui	Juil	Août	moy	min	max
V vent (m/s)	1.35	1.2	1.35	1.4	1.35	1.69	1.93	1.68	1.45	1.7	1.62	1.4	1.51	1.2	1.93

Source : (ONM)

D'après le tableau III.7 la vitesse moyenne du vent est de (1.51 m/s). Elle présente un maximum en Mars (1.2 m/s), et un minimum en Octobre (1.2 m/s).

III.2.3 Evaporation

L'évaporation est mesurée à l'aide de l'évaporimètre. Elle est minimale durant les mois d'hiver (décembre et janvier), tandis qu'elle est maximale (tableau III.9) en mois d'été (juin, juillet et août)

Tableau III.8 : Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Av	Mai	Jui	Juil	Août	Annuelle
ETP (mm)	135	85	59	20	28	44	79	104	160	189	214	194	1 296
P%	10.4	6.56	3.4	1.5	2.2	3.4	6.1	8.02	12.3	14.6	16.5	15	100

(Source : ONM)

L'évaporation totale annuelle est de **1 296 mm**.

II.3 ETUDE DES PRECIPITATIONS

III.3.1 Pluies moyennes annuelles

Le tableau ci-dessus représente les caractéristiques de la station pluviométrique

Tableau III.9 : Caractéristiques de la station pluviométrique

Station	Code	Source	Coordonnée			Année de service	N (ans)
			X	Y	Z		
Ouled Nacer	100505	A.N.R.H	876.35	320.65	770	1946-2004	57

(Source ANRH)

- **Homogénéité de la Série pluviométriques**

Le test d'homogénéité appliqué sur les données pluviométriques est important pour la détection des valeurs erronées dans les séries étudiées.

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées, pour cela, il y a Plusieurs tests statistiques à utilisés pour s'assurer de l'homogénéité d'une série de données. Dans notre cas c'est le test de la Médiane (MOOD) qui est utilisé, selon les étapes suivantes :

-On détermine la médiane M après avoir classé la série par ordre croissant.

-Remplacer la série des valeurs non classée par une suite de signe

+ Pour les valeurs $x_i > M$

- Pour les valeurs $x_i < M$

-On calcule les quantités N_s et T_s , avec:

N_s : Nombre total de séries de + ou –

T_s : Taille de la plus grande série de + ou –

-La série est homogène si et seulement si :

$$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - 1.91\sqrt{N + 1}) \dots\dots\dots (III.19)$$

$$T_s < 3.3(\log N + 1) \dots\dots\dots (III.20)$$

Avec : N : Taille de la série (N=57).

-D'après les résultats obtenues à partir du test de la Médiane (MOOD) (**voir Annexe.3**)

$$N_s = 27 > 21.7$$

$$T_s = 5 < 5.9$$

Tableau III.10 : résultat de test de la Médiane (MOOD)

N_s	27
T_s	5

Les conditions du test de la médiane sont vérifiées donc la série des pluies journalières maximales est homogène.

- **Pluie moyenne annuelle**

Tableau III.11 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations (1947-2004)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Av	Mai	Jui	Juil	Août	total
P_{moy} (mm)	30.7	30.1	38.9	58.4	61	51	42.4	46.1	45.5	25.5	8.5	11.8	450
P_{moy}(%)	6.8	6.7	13	13.6	13.6	11.3	9.4	10.2	10.1	5.7	1.9	2.6	100.00

Commentaire :

Les données pluviométrique montre que la saison pluvieuse est généralement active entre le mois Novembre et le mois Avril les pluies sont relativement moyenne répartie au cours d'eau de l'année à l'exception des mois d'été (Juillet et août).

Les mois les plus pluvieux sont enregistrés aux mois de décembre et janvier

III 3.2 Précipitations maximales journalières

La pluie maximale journalière prise est celle de la station ouled Nceur (100505), Les caractéristiques empiriques de la série sont représentées dans le **tableau III.12**

Tableau III.12 : Caractéristiques empiriques de la série.

Nombre de données	57
Minimum (mm)	15
Maximum (mm)	82
Moyenne (mm)	36.4
Ecart-type	14
Médiane	33.3

III 3.3 Ajustement des pluies maximales journalières

Les lois les plus utilisées en Algérie sont la loi de Galton et Gumel. Nous allons effectuer l'ajustement de la série des pluies maximales journalières aux lois de Gumbel et Galton en utilisant le logiciel Hyfran.

III 3.3.1 Ajustement à la loi Gumbel (Maximum de vraisemblance)

Les résultats d'ajustement des P_{jmax} à la loi de Gumbel sont illustrés sur la **figure III.8**

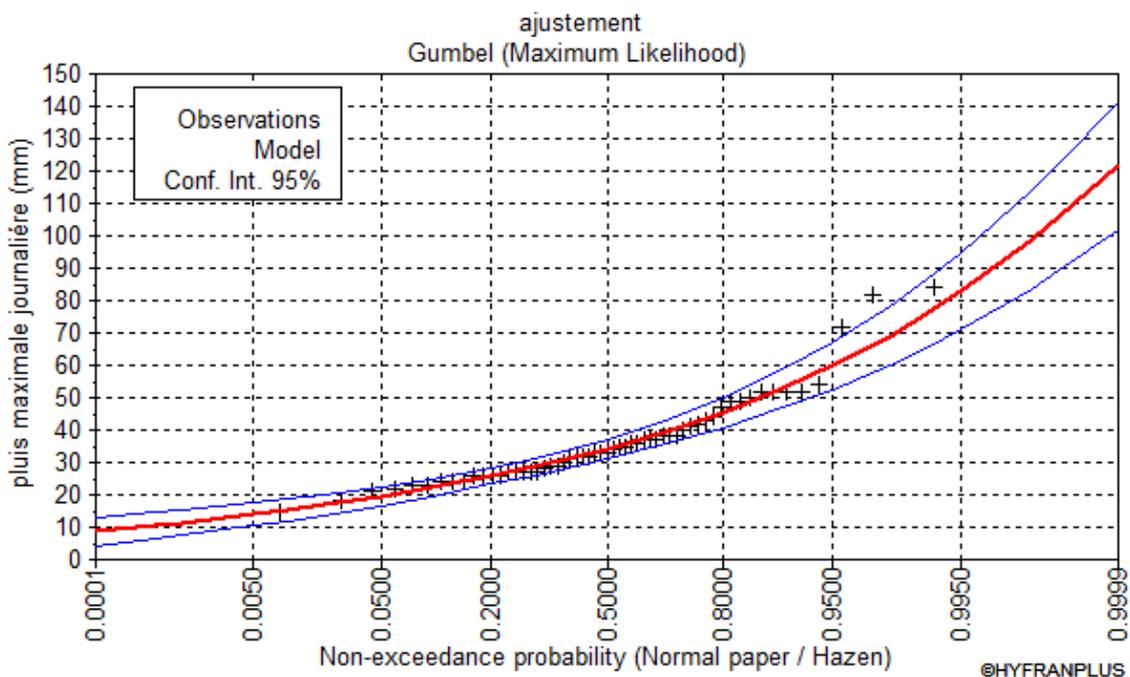


Figure III.7 : Ajustement à la loi de Gumbel

III 3.3.2 Ajustement à la loi de Log-normal (de Galton) (Maximum de vraisemblance)

Les résultats d’ajustement de la série des Pjmax à la loi de Galton sont illustrés sur la figure III.12

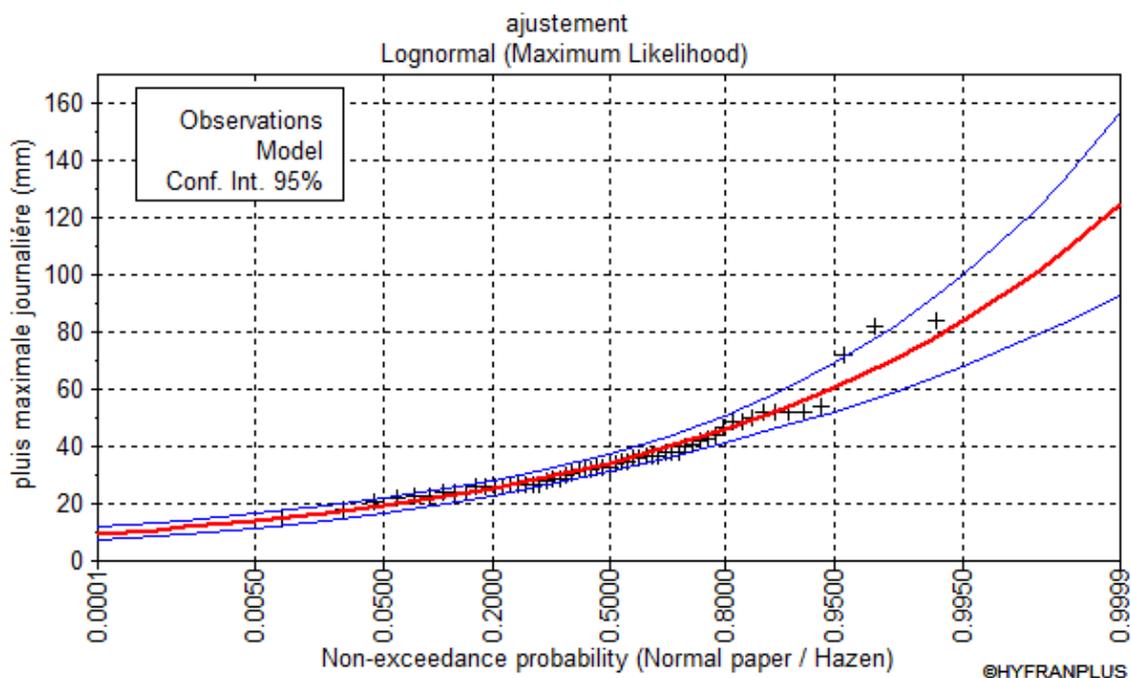


Figure III.8 : Ajustement à la loi de Galton

III 3.4 Choix de la loi d’ajustement

Plusieurs tests permettent le choix de la loi d’ajustement la plus appropriée, parmi ces tests :

- **Test de Khi carré X^2 :**

- On détermine le χ^2 calculé et le nombre de degré de liberté γ : à l’aide du logiciel HYFRAN

La loi est adéquate pour une erreur $\alpha = 0.05$ si et seulement si :

$$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$$

Les résultats du test pour les deux lois d’après le logiciel HYFRAN sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.13 : Résultat du test du Khi²

Distribution statistique	Nombre de classe	Degré de liberté	Khi ² _{calculé}	Khi ² _{théorique} ($\alpha=5\%$)	H0
Gumbel	10	7	7.39	11.07	Vérifié
Log-normale	10	7	8.44	11.07	Vérifié

Commentaire :

Suite à la comparaison entre les deux graphes d’ajustement, on remarque qu’ils sont presque identiques et donc nous donne presque le même ajustement, D’après les deux schémas on conclut que la pluie maximale journalière suit la loi log-normale (Galton), car tous les points sont à l’intérieur de l’intervalle de confiance et plus Proches de la droite de HENRY

III.3.5 Pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

La pluie d’une durée t pour une telle fréquence est donnée par la formule de Montana :

$$P(t)\% = Pj\% \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (III.21)$$

Avec :

P (t) : Pluie d’une durée (t) pour une fréquence voulue (mm).

P : Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm).

t : Durée de la pluie (heures).

b : Exposant climatique égale à 0.29 (donnée ANRH).

➤ L'intensité des pluies est donnée par la formule suivante :

$$I = \frac{Pt}{t} \dots\dots\dots (III.22)$$

Tableau III.14 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période	1000	100	50	20	10	5
Fréquence	0,999	0.99	0.98	0.95	0.9	0.8
Pmaxj	125	77	70	60.7	53.5	46

Tableau III.15 : Pluies de courte durée et Intensité des pluies I₀ (mm/h)

Périodes de retour	1000		100		50		20		10	
Fréquences	0,999		0,99		0,98		0,95		0,9	
Pmaxj,p(%)	125		77		70		60,7		46	
T(h)	Pct (mm)	It (mm /h)								
0,2	31,19	155,93	19,21	96,05	17,46	87,32	15,14	75,72	11,48	57,38
0,5	40,68	81,35	25,06	50,11	22,78	45,56	19,75	39,51	14,97	29,94
1	49,73	49,73	30,64	30,64	27,85	27,85	24,15	24,15	18,30	18,30
1,09	50,99	46,78	31,41	28,82	28,56	26,20	24,76	22,72	18,77	17,22
2	60,81	30,40	37,46	18,73	34,05	17,03	29,53	14,76	22,38	11,19
3	68,39	22,80	42,13	14,04	38,30	12,77	33,21	11,07	25,17	8,39
4	74,34	18,59	45,80	11,45	41,63	10,41	36,10	9,03	27,36	6,84
5	79,31	15,86	48,86	9,77	44,42	8,88	38,51	7,70	29,19	5,84
6	83,62	13,94	51,51	8,59	46,83	7,80	40,61	6,77	30,77	5,13
7	87,44	12,49	53,87	7,70	48,97	7,00	42,46	6,07	32,18	4,60
8	90,90	11,36	55,99	7,00	50,90	6,36	44,14	5,52	33,45	4,18
9	94,05	10,45	57,94	6,44	52,67	5,85	45,67	5,07	34,61	3,85
10	96,97	9,70	59,74	5,97	54,30	5,43	47,09	4,71	35,69	3,57
11	99,69	9,06	61,41	5,58	55,83	5,08	48,41	4,40	36,69	3,34
12	102,24	8,52	62,98	5,25	57,25	4,77	49,65	4,14	37,62	3,14
13	104,64	8,05	64,46	4,96	58,60	4,51	50,81	3,91	38,51	2,96
14	106,91	7,64	65,86	4,70	59,87	4,28	51,92	3,71	39,34	2,81
15	109,07	7,27	67,19	4,48	61,08	4,07	52,97	3,53	40,14	2,68
16	111,13	6,95	68,46	4,28	62,23	3,89	53,97	3,37	40,90	2,56
17	113,10	6,65	69,67	4,10	63,34	3,73	54,92	3,23	41,62	2,45
18	114,99	6,39	70,84	3,94	64,40	3,58	55,84	3,10	42,32	2,35
19	116,81	6,15	71,96	3,79	65,41	3,44	56,72	2,99	42,99	2,26
20	118,56	5,93	73,03	3,65	66,40	3,32	57,57	2,88	43,63	2,18
21	120,25	5,73	74,08	3,53	67,34	3,21	58,39	2,78	44,25	2,11
22	121,89	5,54	75,08	3,41	68,26	3,10	59,19	2,69	44,85	2,04
23	123,47	5,37	76,06	3,31	69,14	3,01	59,96	2,61	45,44	1,98
24	125,00	5,21	77,00	3,21	70,00	2,92	60,70	2,53	46,00	1,92

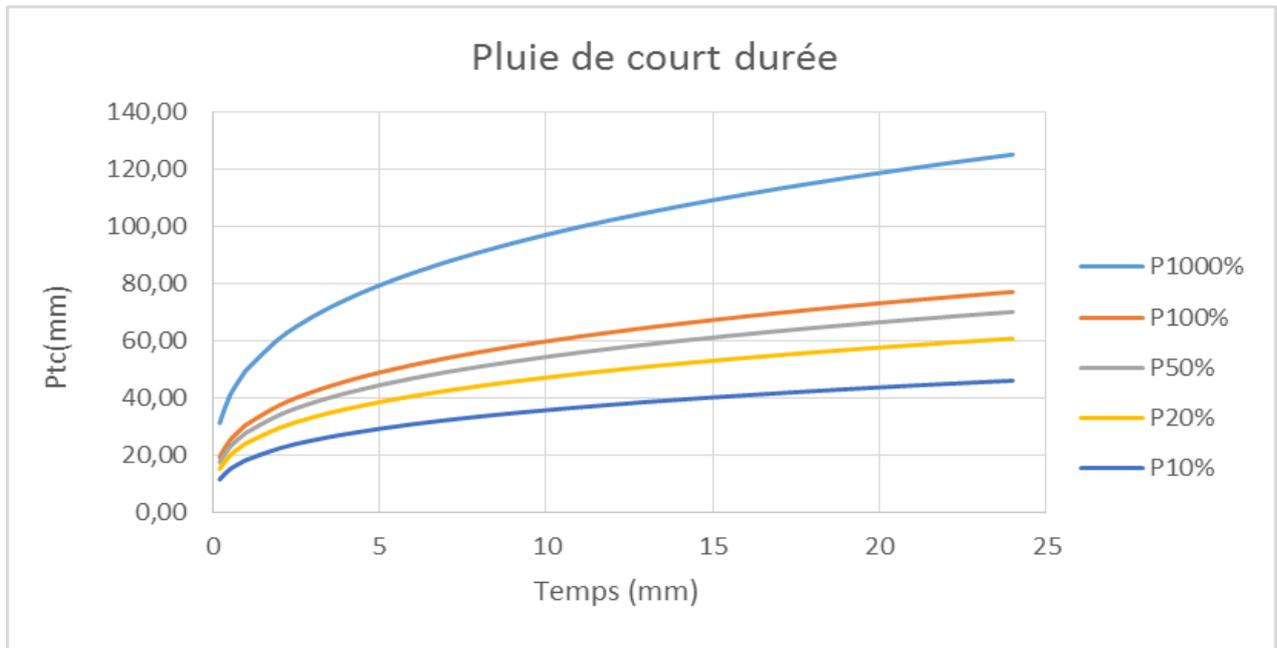


Figure III.9 : Courbes des pluies de courte durée.

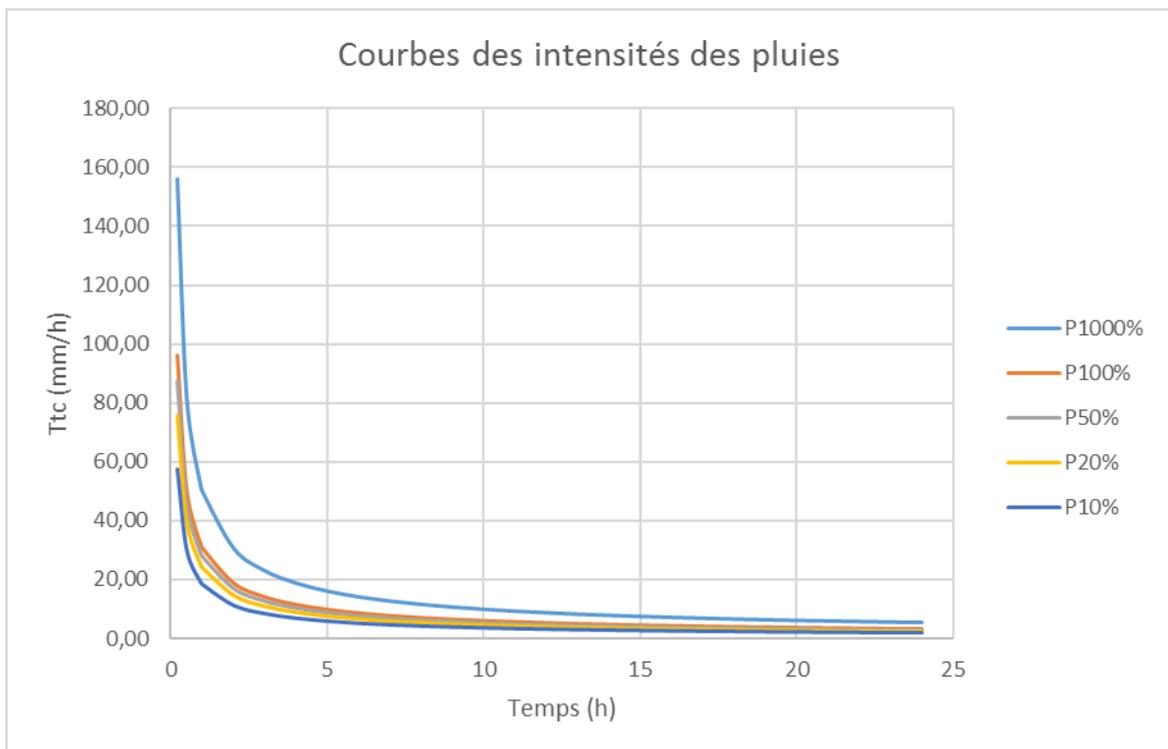


Figure III.10 : Intensité-Durée-Fréquence (IDF)

III.4 ETUDE DES APPORTS

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.4.1 Apport moyen interannuel

L'apport moyen annuel a été estimé à partir des formules suivantes :

➤ **Formule ANRH1**

$$\text{Le} = P * (1 - 10^{-KP^2}) * 10^3$$

$$\text{Où : } K = a - 0.01 \log S \quad \text{avec } a = 0.18$$

P : pluie en (m)

$$\text{Le} = 34.78 \text{ mm}$$

$$\text{A}_0 = 0.195 \text{ hm}^3$$

➤ **Formule de Derie II**

$$\text{A}_0 = 0,915 \cdot P^{2,684} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots (III.23)$$

Où ; P : Pluie moyenne annuelle (m).

S : surface du bassin versant (Km²).

$$\text{AN : } \text{A}_0 = 0.458 \text{ Hm}^3$$

➤ **Formule de L.TURC**

$$\text{Le} = P - D$$

$$\text{Où : } D = P / (0.9 + (P^2 / L^2)) ; \text{ mm}$$

L : Variable thermique

$$L = 300 + 25 * T + 0.05 * T^3$$

T : Température moyenne annuelle (16.33 °C)

P : pluie moyenne annuelle ; mm

$$\text{Le} = 53.93 \text{ mm}$$

$$A = Le * A * 10^{-3} = 0.30 \text{ Hm}^3$$

➤ Formule de SAMIE :

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (III.24)$$

$$A = Le * S * 10^{-3}$$

Où ; L_e : lame d'eau écoulee en [mm].

AN : $Le = 58.3 \text{ mm}$ $A_0 = 0.33 \text{ Hm}^3$

➤ Formule de COUTAGNE :

$$Le = (0.164 - 0.00145 * \sqrt{S}) * P$$

$$Le = 72.25 \text{ mm}$$

$$A = Le * S * 10^{-3}$$

$$A = 0.405 \text{ Hm}^3$$

➤ Formule de l'ANRH

$$A = 0,513 \cdot P^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots (III.25)$$

✓ D_d : densité de drainage (Km / Km²)

AN : $A_0 = 0.45 \text{ Hm}^3$

Tableau III.16 : Récapitulatif des apports

type de formule	L'apport moyen annuel
ANRH	0.45
SAMI	0.33
COUTAGNE	0.327
DERIE II	0.458
ANRH1	0.195
L.TURC	0.30

-Commentaire :

Vu les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre on prend une lame d'eau moyenne de 61 mm qui correspond a un apport de 0.350

Notons que la formule de **SAMI** donne approximativement la même valeur que la valeur moyenne obtenue

La carte d'écoulement annuel nous permet de confirmer que la lame d'eau obtenue $Le=61$ mm est dans les normes d'après le modèle (LOIEAU).

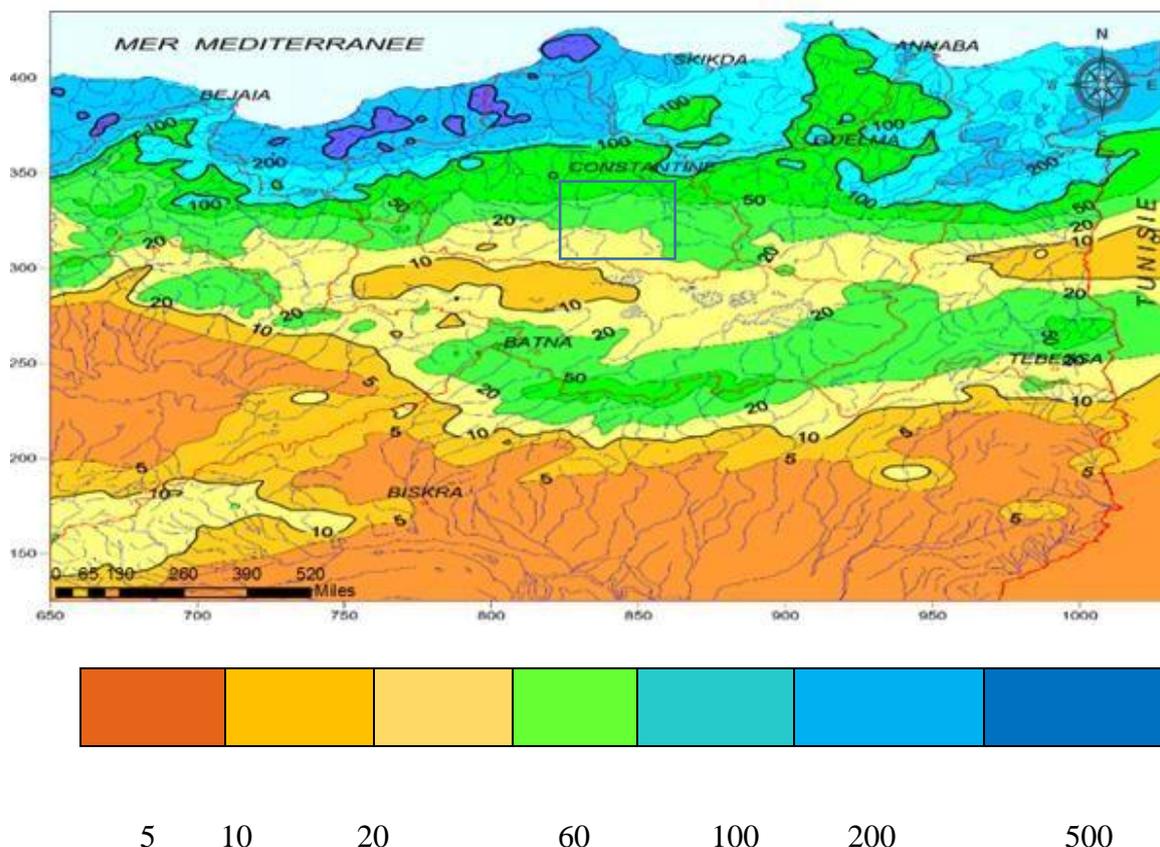


Figure. III.11 : Carte de l'écoulement annuel moyen d'après le modèle LOIEAU distribué (Période moyenne 1965-95 : lames écoulées moyennes cartographiées à partir de 30 x 12 grilles mensuelles) source : PADOUN N-N, 1973

III.4.2 Répartition mensuelle des apports

D'après le schéma de répartition mensuelle de la pluviométrie exprimée en pourcentage, sa transformation en schéma de répartition mensuelle des apports, s'effectue en faisant le produit du (%) pluviométrique de chaque mois par l'apport annuel retenu, le tableau qui suit, résume les apports mensuels

Tableau III.17 : Répartition mensuelle des apports

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Av	Mai	Jui	Juil	Août	total
$A(Hm^3)*10^{-3}$	23.38	23.49	30.1	45.5	47.6	39.55	32.9	42	35.35	19.95	6.65	9.1	350
A(%)	6.8	6.71	8.6	13	13.6	11.3	9.4	10.2	10.1	5.7	1.9	2.6	100.00

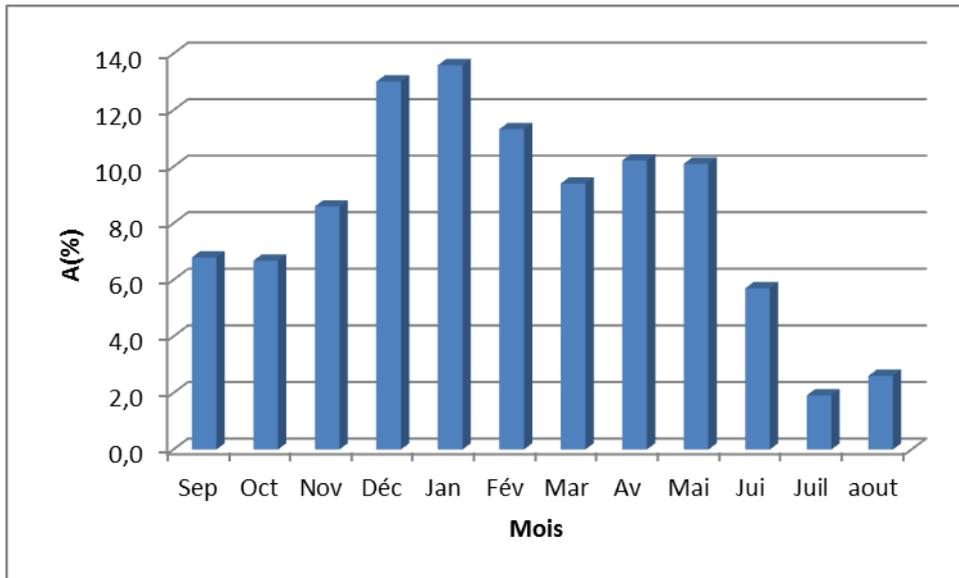


Figure III.12 : Histogramme de répartition mensuelle de l'apport moyen

III.4.3 Caractéristiques de l'écoulement

III.4.3.1 Module de l'écoulement

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots(III.26)$$

Où ; A_0 : Apport moyen annuel (l)

T : Temps d'une année en secondes $T = (365 \times 24 \times 3600)$ s

AN : $M_e = 11.1$ l/s

III.4.3.2 Module de l'écoulement relatif (spécifique)

$$M_0 = \frac{M_e}{S_{bv}} \dots\dots\dots(III.27)$$

Où ; M_0 : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km^2).

AN : $M_0 = 1.98$ l/s/ Km^2 .

III.4.3.3 lame d'eau écoulée

$$Le = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots(III.28)$$

AN : $Le = 61$ mm

III.4.3.4 Coefficient de l'écoulement ou de ruissellement

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots\dots\dots (III.29)$$

Où ; L_e : Lamme d'eau écoulée (mm).

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm)

AN : $C_e = 0.17$

III.4.3.5 Coefficient de variation

Le coefficient de variation est un paramètre caractérisant l'écoulement, on le calcule à l'aide des formules empiriques.

1. Formule de PADOUN

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23} \dots\dots\dots (III.30)$$

Avec : C_v : Coefficient de variation.

K : Coefficient **$K=1$** .

M_0 : Module spécifique (l/s.Km²). (**$M_0=1.98$ l/s.Km²**)

2. Formule de SOKOLOVSKY

$$C_v = 0.78 - 0.29 \text{Log} M_0 - 0.063 \text{Log}(S+1) \dots\dots\dots (III.31)$$

Avec : C_v : Coefficient de variation.

S : Surface du bassin versant (Km²). **$S=5.61$ Km²**.

M_0 : Module spécifique (l/s.Km²). (**$M_0=1.98$ l/s.Km²**)

3. Formule d'URGIPROVODKMOZ

$$C_v = 0.7 / M_0^{0.125} \dots\dots\dots (III.32)$$

Avec :

C_v : Coefficient de variation.

M_0 : Module spécifique (l/s.Km²). (**$M_0=1.98$ l/s.Km²**)

Tableau III.18 : Les valeurs du coefficient de variation trouvées par les différentes formules

	Formule		
	N.N PADOUM	SOKOLOVSKY	URGIPROVODKHOZ
Cv	0.795	0.6423	0.6427

On prend comme valeur finale celle qui proche de la moyenne donnée par la formule de **SOKOLOVSKY** c'est-à-dire **Cv=0.6423**

III.4.4 Apports fréquentiels

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

$$A_{\%} = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}} \dots\dots\dots (III.33)$$

Où : A% : Apport de fréquence donnée (Hm³)

μ : Variable réduite de Gauss ;

A₀ : Apport moyen annuel (Hm³) ;

Cv : Coefficient de variation

Tableau III.19: Les apports de différentes fréquences

Fréquence %	Années humides						Années sèches	
	1	2	5	10	20	50	80	90
Période de retour	100	50	20	10	5	2	4/5	9/10
μ	2,33	2,06	1,65	1,28	0,84	0,00	-0,84	-1,28
Apport liquide (hm ³)	1.14	0,99	0,78	0.62	0,48	0.29	0.18	0,139
Lame d'eau ruisselée (mm)	113.9	95.37	72.91	57.22	42.96	24.78	14.26	12.83

III.4.4.1 Répartition de l'apport à 80%

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%} = 0.18 \text{ Hm}^3$

Tableau III.20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Av	Mai	Juin	Juil	Août	Tot
$A_{80\%}(\text{Hm}^3) \cdot 10^2$	1.224	1.206	1.548	2.34	2.448	2.034	1.692	1.836	1.818	1.026	0.342	0.468	18
Apport(%)	6.8	6.7	8.6	13	13.6	11.3	9.4	10.2	10.1	5.7	1.9	2.6	100

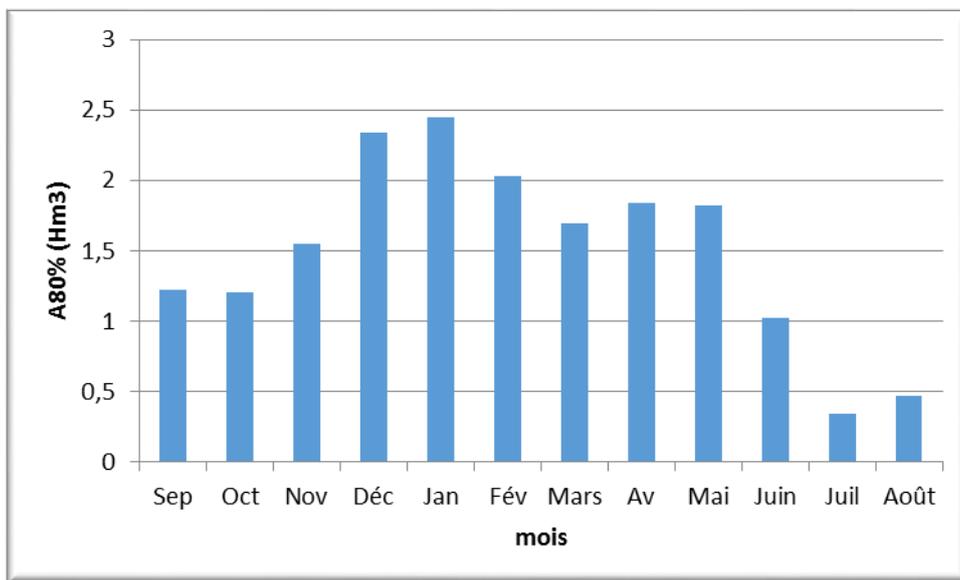


Figure III.13 : Histogramme de répartition mensuelle de l'apport A80%

III.4.5 Apport solide et détermination du volume mort

L'absence de mesures du transport solide oblige à faire recours aux relations empiriques parmi :

III.4.5.1 Apport solide en suspension

- **Formule de FOURNIER (1960)**

$$T_s = \frac{1}{36} \times \left(\frac{P^2}{P_a}\right)^{2.65} \times \left(\frac{h^2}{S}\right)^{0.46} \dots\dots\dots (III.34)$$

Avec :

Ts : L'érosion spécifique en t/Km².an ;

Pa : Pluie moyenne annuelle en mm ;

P : Pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvieux ; (P = 58.4 mm)

h : Altitude à 45 % ($H_{\max} - H_{\min}$) = (1167-877)*0.45= 130.5 m

S : Surface du bassin versant en Km^2 ;

$$T_s = 237.96 \text{ t/Km}^2 \cdot \text{an}$$

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.4 \text{ t/m}^3$.

Le volume annuel est exprimé comme suit :

$$V_s = \frac{T_s \times S}{\gamma_s} \dots \dots \dots (III.35)$$

$$V_s = 953.56 \text{ m}^3 / \text{an}$$

▪ **Formule de TIXERONT (1960)**

Cette relation a été calée sur la base de corrélations établies entre l'apport moyen annuel

(A) et un coefficient de perméabilité (α).

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15} \dots \dots \dots (III.36)$$

- ✓ T_s : le transport solide en ($\text{m}^3/\text{Km}^2/\text{an}$).
- ✓ L_0 : la lame écoulee en (m).
- ✓ α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant. Il varie de 3,5 à 3200 et est d'autant plus important que la perméabilité soit faible, $\alpha = 350$, (moyenne à faible).

$$T_s = 324.98 \text{ t/Km}^2 \cdot \text{an}$$

Compte tenu du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.4 \text{ t/m}^3$. Le volume annuel est exprimé comme suit :

$$V_s = 1299.05 \text{ m}^3 / \text{an}$$

On opte pour la formule de TIXERONT c'est la formule la plus adaptée en Algérie.

III.4.5.2 Estimation du volume mort

Le volume mort est égal au produit de l'écoulement moyen interannuel solide par le nombre d'années de la période.

$$V_{mort} = T \cdot V_s \dots\dots\dots(III.38)$$

T : période pendant laquelle la retenue est exploitable est généralement calculée pour une période de 10 à 50 ans. Prenons 20 ans.

le volume mort : $V_M = V_s \times T$ **Vm= 25980.98m3**

III.5 ETUDE DES CRUES

Le but de cette partie est de déterminer les hydrogrammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxi probables correspondants.

Pour ce fait, des formules empiriques ont été développées pour l'estimation des débits maximum probables.

III.5.1 Détermination des débits maximales fréquentiels par les formules empiriques

➤ **Formule de Mallet-Gauthier**

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

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

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m)

S : Superficie du bassin versant (km²)

L : Longueur du talweg principal (km)

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : K (1-3) ; K = 2

T : Période de retour (an)

Tableau III.21 : Débit max pour une fréquence voulue (mallet-gauthier)

Période de Rotour T (ans)	10	20	50	100
Qmax (m3/s)	25.55	28.96	32.90	35.60

➤ **Formule de Turraza**

$$Q_{max, \%} = \frac{C_r \cdot I_{tc}}{3.6} \times S \dots\dots\dots (III.40)$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant (Km²).

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

I_{tc} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée (mm/h).

Tableau III.22 : Débit max pour une fréquence voulue (Turraza)

Période de retour (ans)	10	20	50	100
Fréquence %	10	5	2	1
Cr	0.5	0.55	0.6	0.7
I_{tc} (mm/h)	18.77	24.76	28.56	31.41
Débit max (m3/s)	14.62	21.22	26.7	34.26

➤ **Formule de l'ANRH**

Les formules utilisées seront les suivantes :

$$\text{ANRH : } Q_{10} = 7.1285 \times S^{0.6842} \quad \text{pour } S > 7\text{km}^2 \dots\dots\dots (III.41)$$

$$\text{Porozlaï : } Q_{10} = 4.8885 \times S^{0.8695} \quad \text{pour } S < 7\text{km}^2 \dots\dots\dots (III.42)$$

Passage aux débits de crues s'effectuera à l'aide des rapports existants entre le débit décennal et les débits cinquantennale et centennale. Ces rapports sont respectivement de :

$$\frac{Q_{25}}{Q_{10}} = 1.3 \quad \frac{Q_{50}}{Q_{10}} = 1.5 \quad \frac{Q_{100}}{Q_{10}} = 1.7$$

Ces rapports ont été vérifiés sur de nombreux cas de données brutes issues d'ajustements statistiques.

Tableau III.23 : Débit max pour une fréquence voulue (ANRH)

Période de Rotour T (ans)	10	25	50	100
Q_{max} (m3/s)	21.9	28.47	32.85	31.23

Suite aux résultats obtenus, les valeurs retenues sont celles de **Turraza** puisque c'est les valeurs qui se rapproche le plus des valeurs moyennes

La Méthode de TURRAZA tient compte de plusieurs paramètres caractérisant le bassin versant (intensité de la pluie, le temps de concentration, les résultats sont très fiables (pour le cas des bassins urbanisés et des bassins de de petite surface) car elle dépend du coefficient de ruissellement, la surface du bassin versant,) les résultats de cette dernière sont dans la moyenne des trois formules utilisées, nous adopterons donc les valeurs du débit données par la formule de **TURRAZA**.

III.5.2 Caractéristiques de la crue

Les caractéristiques de la crue (i.e. forme et temps de montée et de décrue) sont calculées par la méthode dite de Sokolovski. L'hydrogramme de crue est modélisé à l'aide de deux équations paraboliques, l'une pour le temps de montée :

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

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

Où : Q_m : débit instantané de la montée (m³/s)

Q_d : débit instantané de la décrue (m³/s)

t_m : temps de la montée de la crue en heures ; $t_m = t_c = 1.09$ heures

Q_{max} : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m³/s)

m et n les puissances des paraboles (les bassins versants de petits gabarits m=2 et n=3).

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

- Le temps de montée (t_m) est assimilé au temps de concentration (T_c).
- Le temps de décrue égale : $t_d = \gamma \times t_m$

Étant un coefficient de forme estimé à partir de certaines caractéristiques physiques du cours d'eau tel qu'indiquer au Tableau suivant :

Tableau III.24 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue γ

Description du cours d'eau	γ
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 à 2,5

AN: $T_m=T_c=1.09 \text{ h}$ $\gamma =2.5$ $T_d= 2.73 \text{ h}$

Temps de base : C'est la durée du ruissellement direct, c'est-à-dire la longueur sur l'abscisse des temps de la base de l'hydrogramme dû à l'écoulement de surface.

$T_b= T_m+ T_d$

$T_b=3.82$

Les Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le **tableau III.25.**

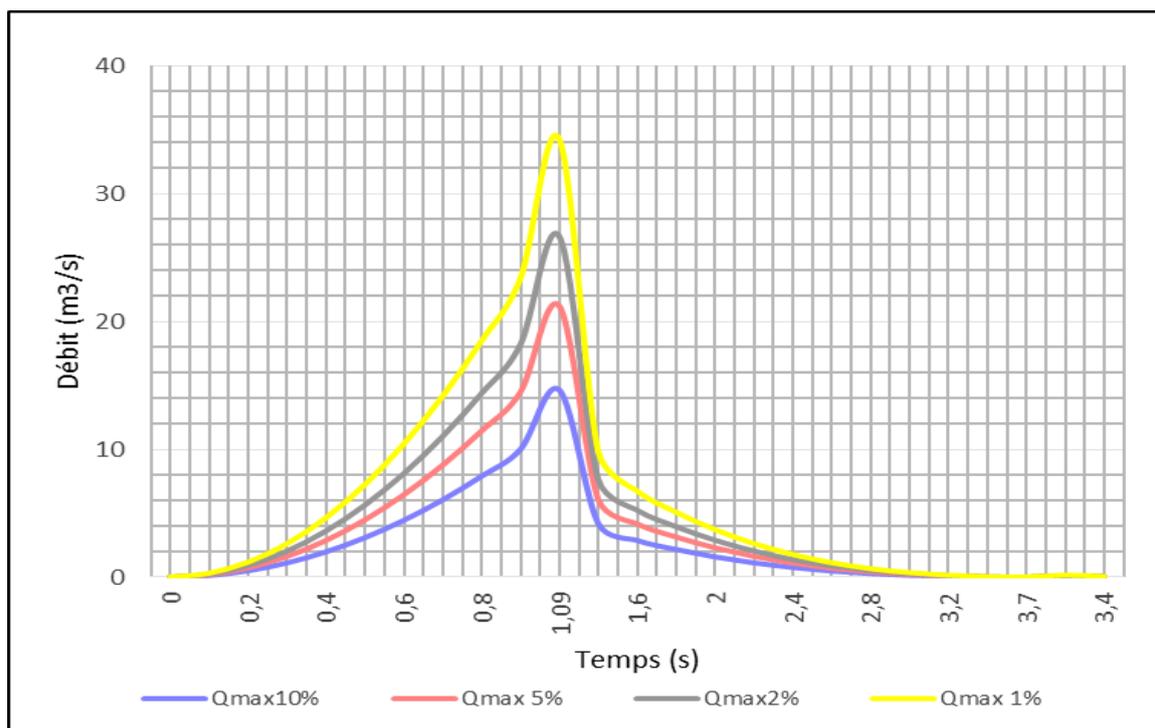


Figure III.14 : Hydrogrammes des crues probables en fonction du temps selon méthode de Turraza

Tableau III.25 : Valeurs des débits de crues en fonction du temps

Temps (h)	Q _{maxi 10%}	Q _{maxi 5%}	Q _{maxi 2%}	Q _{maxi 1%}
0	0	0	0	0
0,15	0,27687063	0,40186011	0,50563926	0,64880902
0,3	1,10748254	1,60744045	2,02255702	2,59523609
0,45	2,4918357	3,61674102	4,5507533	5,83928121
0,6	4,42993014	6,4297618	8,0902281	10,3809444
0,8	7,87543136	11,4306877	14,3826277	18,4550122
0,9	9,96734282	14,4669641	18,2030132	23,3571248
1	12,3053615	17,8604495	22,4728558	28,8359566
1,09	14,62	21,22	26,7	34,26
1	5,88172356	8,5369476	10,7415882	13,7830266
1,15	4,99218956	7,24584559	9,11706302	11,6985236
1,3	4,19719267	6,09195818	7,66518772	9,83555547
1,5	3,27507491	4,75356291	5,98115597	7,67469676
1,8	2,16177949	3,13768542	3,94798306	5,06583894
1,9	1,85635473	2,69438081	3,3901964	4,35011718
2	1,58114409	2,29493006	2,88758872	3,70519811
2,25	1,01497709	1,47317469	1,85361754	2,37846205
2,4	0,75096953	1,0899845	1,37146966	1,75979591
2,6	0,47625196	0,69124942	0,86976247	1,11603229
2,7	0,36847782	0,53482212	0,67293829	0,86347812
2,9	0,20423058	0,29642769	0,37297924	0,47858684
3,2	0,06250753	0,09072571	0,11415534	0,14647798
3,4	0,01943145	0,02820351	0,03548698	0,04553498
3,6	0,00279271	0,00405344	0,00510022	0,00654433
3,82	0	0	0	0

III.5.3 Choix de la crue de projet

Elle est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer sans dommages graves à l'aval. Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en crues à l'aval.

Pour notre cas on peut considérer que le risque d'avoir des pertes en vies humaines dans le cas d'une rupture est faibles ainsi que pour les dommages matériels ; donc nous avons opté pour une crue de projet de probabilité 1 % (T =100 ans). $Q_{\max 1\%} = 34.26 \text{ m}^3/\text{s}$

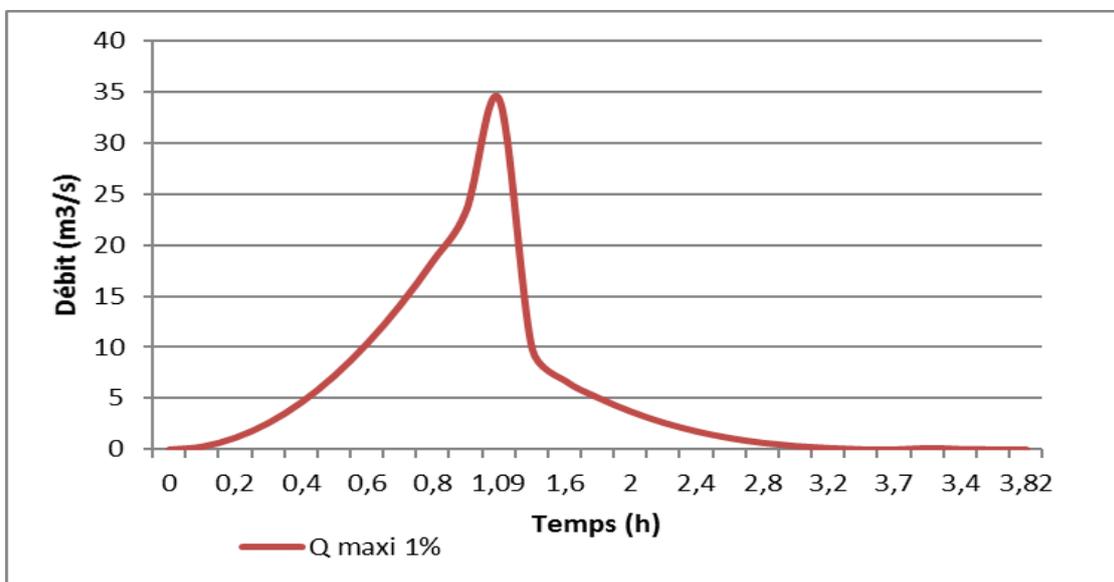


Figure III.15 : Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour centennial

III.6 REGULARISATION DE L'ECOULEMENT

L'objet de l'étude de régularisation est de déterminer la capacité de la retenue collinaire, de façon à ce que la régularisation des apports de l'Oued soit optimum. Pour notre projet la retenue étant destinée à l'irrigation.

Les paramètres qu'on doit avoir pour pouvoir faire le calcul de la régularisation sont :

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

III.6.1 Répartition des besoins

La restitution est la quantité d'eau qu'on doit garantir pour satisfaire les besoins en eau d'un secteur utilisateur donné. Dans notre cas, il s'agit des besoins en eau pour l'irrigation. La question posée consiste à déterminer la quantité d'eau mise à la disposition de l'irriguant. Cette quantité doit suffire pour couvrir en même temps les besoins des plantes et aussi pour couvrir les quantités perdues dans la retenue. Connaissant la durée de la saison végétative, la répartition de cette quantité est proportionnelle à l'évapotranspiration, soit aux déficits des écoulements mensuels des mois : avril, mai, juin, juillet et août, durant lesquels on prend les quantités nécessaires de la retenue collinaire pour l'irrigation.

La répartition mensuelle des besoins est présentée dans le tableau suivant :

La surface irriguée est de 20 Ha et la quantité et les besoins annuels sont estimés à 100500m³.

Tableau III.26 : Répartition mensuelle des besoins

Mois	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Total
Besoins (%)	0	0	0	0	0	9500	10500	18500	19500	17500	16500	8500	100500

III.6.2 Courbes « Hauteurs –Capacités –Surface »

Les courbes hauteurs-capacités-surfaces nécessaires aux calculs de régularisation et de simulation de la gestion de la retenue.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots(III.45)$$

Où ; $\Delta V_i = \frac{2}{3} \cdot S_i \cdot \Delta H$.

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

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

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m³).

Tableau III.27 : Courbes « Hauteurs –Capacités –Surface »

cote (NGA)	Hauteur(m)	$\Delta h(m)$	S (m2)	V (m3)
878	0	0	0	0
878	1	1	260	86.67
879	2	1	4905	2087.95
881	3	1	11994	13736.20
882	4	1	15271	18798.14
883	5	1	19307	22448.06
884	6	1	23917	26767.88
885	7	1	30533	32350.77
886	8	1	36510	38644.56
887	9	1	43066	44908.83
888	10	1	50054	51679.68
889	11	1	57959	59121.48
891	12	2	75330	75949
892	13	1	92600	94734
893	14	1	101120	115300
894	15	1	107590	136971
895	16	1	118410	159765

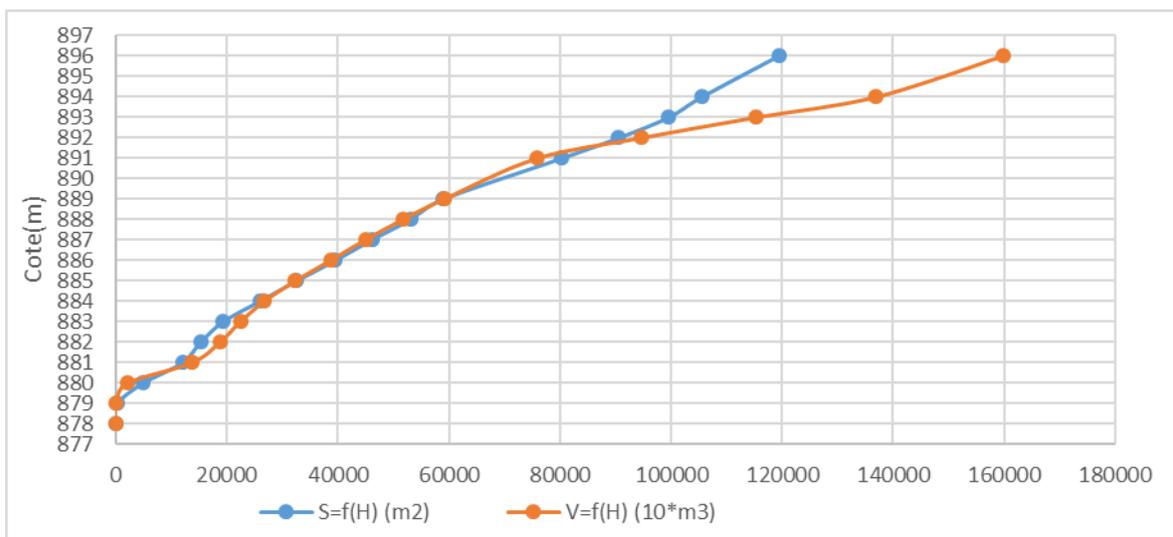


Figure III.16 : Courbes Capacité_Surface_Hauteurs

III.6.3 Volume utile

III.6.3.1 Détermination de la période de bonne hydraulicité

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

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.28 : Le volume utile de la retenue

MOIS	A80%(M 3)	BESOIN(M3)	A-U(HM3)
sept	12240	8500	12240
oct	12060	0	12060
Nov	15480	0	15480
dec	23400	0	23400
janv	24480	0	24480
fev	20340	0	20340
mars	16920	9500	7420
avril	18360	10500	7860
mai	18180	18500	-1320
juin	10260	19500	-8740
juil	3420	17500	-12580
Aout	4680	16500	-10820

$$V_s = 114780 \text{ m}^3$$

$$V_d = -35460 \text{ m}^3$$

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

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

$$\text{Alors : } \quad \mathbf{V_u = 35460 \text{ m}^3}$$

Le volume normal de la retenue sera : $V_{\text{NNR}} = 61440.99 \text{ m}^3$

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

Tableau III.29 : Régularisation saisonnière sans pertes

					1ère consigne			2ème consigne		
	A80%	U	A-U		Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Mois					25981	25981		0	25981,0	
Sept.	12240	8500	3740	114780	29721	29721		22241	25981,0	3740
Oct.	12060	0	12060		41781	41781	0	13921	25981,0	12060
Nov.	15480	0	15480		57261	57261	0	10501	25981,0	15480
Déc.	23400	0	23400		80661	61441	19220	2580,99	25981,0	23400
Jan.	24480	0	24480		85921	61441	24480	1500,99	25981,0	24480
Fev.	20340	0	20340		81781	61441	20340	25821	25981,0	160,01
Mar.	16920	9500	7420		68861	61441	7420	46161	46161	0
Avr.	18360	10500	7860		69301	61441	7860	53581	53581	0
Mai	18180	18500	-320	-35460	61121	61121	0	61441	61441	0
Juin	10260	19500	-9240		51881	51881		61121	61121	0
Juil.	3420	17500	-14080		37801	37801		51881	51881	0
Août.	4680	16500	-11820		25981	25981		37801	37801	0
totale	179820		Volume excédentaire à évacuer				79320	25981		79320

6.3.2 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

A- Pertes par évaporation

$$V_{ep} = E_s \times S_{moy} \dots\dots\dots (III.46)$$

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

E_s : Evapotranspiration mensuelle (m).

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

V_{moy} : volume moyenne (m³)

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \dots\dots\dots (III.47)$$

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

B- Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (III.48)$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette (Sol a faible perméabilité $\delta = 0.5$).

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

Dans la présente étude, une régularisation en tenant compte des pertes a été procédé.

➤ La première approximation

Les résultats du calcul de la régularisation sans tenir compte des pertes (1ere approximation) sont présentés dans les **tableaux III.3**

Tableau. III.30 : Calcul des pertes dans la retenue

Mois	Vmoy (m ³)	Smoy (m ²)	EV (mm)	Vep (m ³)	Vinf (m ³)	$\pi=Vep+Vinf$ (m ³)
Sep	25786,8	3500	134	469	257,868	726,868
Oct	34186,8	7500	92	690	341,868	1031,868
Nov	47956,8	15000	58	870	479,568	1349,568
Dec	67396,8	24500	44	1078	673,968	1751,968
Jan	80226,8	34000	43	1462	802,268	2264,268
Fev	79286,8	33000	47	1551	792,868	2343,868
Mars	70756,8	27000	57	1539	707,568	2246,568
Avril	64516,8	21000	67	1407	645,168	2052,168
Mai	60146,8	19500	94	1833	601,468	2434,468
Juin	51186,8	16000	139	2224	511,868	2735,868
Juil	40526,8	12000	182	2184	405,268	2589,268
Aout	28826,8	4000	186	744	288,268	1032,268

Tableau III.31 : La régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	A80%	U	A-U	Pi	A-U-Pi		1ère consigne			2ème consigne			
							Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S	
								25980,99			25980,99		
Sept.	12240	8500	3740	726,868	3013,132	101012,856	28994,122	28994,122	0	22967,858	25980,99	3013,132	
Oct.	12060	0	12060	1031,868	11028,132		40022,254	40022,254	0	14952,858	25980,99	11028,132	
Nov.	15480	0	15480	1349,568	14130,432		54152,686	54152,686	0	11850,558	25980,99	14130,432	
Déc.	23400	0	23400	1751,968	21648,032		75800,718	70232,802	5567,916	4332,958	25980,99	21648,032	
Jan.	24480	0	24480	2264,268	22215,732		92448,534	70232,802	22215,732	19039,734	25980,99	6941,256	
Fev.	20340	0	20340	2343,868	17996,132		88228,934	70232,802	17996,132	41255,466	41255,466	0	
Mar.	16920	9500	7420	2246,568	5173,432		75406,234	70232,802	5173,432	59251,598	59251,598	0	
Avr.	18360	10500	7860	2052,168	5807,832		76040,634	70232,802	5807,832	64425,03	64425,03	0	
Mai	18180	18500	-320	2434,468	-2754,468		67478,334	67478,334	0	70232,862	70232,862	0	
Juin	10260	19500	-9240	2735,868	-11975,868		44251,872	55502,466	55502,466	0	67478,394	67478,394	0
Juil.	3420	17500	-14080	2589,268	-16669,268	38833,198		38833,198	0	55502,526	55502,526	0	
Août.	4680	16500	-11820	1032,268	-12852,268	25980,93		25980,93	0	38833,258	38833,258	0	
										56761,044	25980,99		56760,984

AN: $V'_s = 101012.856 \text{ m}^3$ $V'_d = 44251.872 \text{ m}^3$ $S' = 56761 \text{ m}^3$

$Vs' > Vd'$, donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que là l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc.

AN: $V'_u = V_d = 44251.872 \text{ m}^3$ $V'_{NNR} = 70323.802 \text{ m}^3$

-Estimation de l'erreur

Les volumes des pertes sont considérés comme consommation, pour ces calculs nous devons vérifier la condition suivante :

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \times 100 \quad \text{Avec} \quad \varepsilon < 1\% \text{ a } 2\% \dots\dots\dots (III.49)$$

AN: $\zeta = 2.5 \% > 2\%$ Donc il faut faire des approximations successives des volumes moyens jusqu'à stabilisation de ces pertes.

➤ La 2eme approximation :

Les résultats du calcul de la régularisation sans tenir compte des pertes (2eme approximation) sont présentés dans le tableau III.26.

Tableau. III.32 : Calcul des pertes dans la retenue pour la 2ème approximation

Mois	Vmoy (m3)	Smoy (m2)	EV (mm)	Vep (m3)	Vinf (m3)	$\pi = V_{ep} + V_{inf}$ (m3)
Sep	27487,556	3700	134	495,8	274,87556	770,67556
Oct	34508,188	7550	92	694,6	345,08188	1039,68188
Nov	47087,47	14000	58	812	470,8747	1282,8747
Dec	64976,702	21100	44	928,4	649,76702	1578,16702
Jan	84124,626	35000	43	1505	841,24626	2346,24626
Fev	90338,734	39000	47	1833	903,38734	2736,38734
Mars	81817,584	34000	57	1938	818,17584	2756,17584
Avril	75723,434	30000	67	2010	757,23434	2767,23434
Mai	71759,484	27500	94	2585	717,59484	3302,59484
Juin	61490,4	19400	139	2696,6	614,904	3011,504
Juil	47167,832	14000	182	2548	471,67832	2919,67832
Aout	32407,064	6000	186	1116	324,07064	1140,07064

Tableau III.33 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes pour la 2ème approximation

Mois	A80%	U	A-U	Pi	A-U-Pi		1ère consigne			2ème consigne			
							Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S	
							0	25980,99					
Sept.	12240	8500	3740	770,67556	2969,32444	99502,55706	28950,314	28950,314	0	23011,666	25980,99	2969,3244	
Oct.	12060	0	12060	1039,68188	11020,31812		39970,633	39970,633	0	14960,672	25980,99	11020,318	
Nov.	15480	0	15480	1282,8747	14197,1253		54167,758	54167,758	0	11693,865	25980,99	14287,125	
Déc.	23400	0	23400	1578,16702	21821,83298		75989,591	71014,839	4974,752	4159,157	25890,99	21731,833	
Jan.	24480	0	24480	2346,24626	22133,75374		93148,593	71014,839	22133,7537	21520,883	25980,99	4460,1074	
Fev.	20340	0	20340	2736,38734	17603,61266		88618,452	71014,839	17603,6127	43654,636	43654,636	0	
Mar.	16920	9500	7420	2756,17584	4663,82416		75678,663	71014,839	4663,82416	61258,249	61258,249	0	
Avr.	18360	10500	7860	2767,23434	5092,76566		76107,605	71014,839	5092,76566	65922,073	65922,073	0	
Mai	18180	18500	-320	3102,59484	-3422,59484		67592,244	67592,244	0	71014,839	71014,839	0	
Juin	10260	19500	-9240	3011,504	-12251,504		45033,84884	55340,74	55340,74	0	67592,244	67592,244	0
Juil.	3420	17500	-14080	2919,67832	-16799,68	38541,06		38541,06	0	55340,74	55340,74	0	
Août.	4680	16500	-11820	1140,07064	-12560,07	25980,99		25980,99	0	38541,06	38541,06	0	
										54468,708	25980,99		54468,708

$$V''_s = 99502.6 \text{ m}^3 \quad V''_d = 45034 \text{ m}^3 \quad S'' = 54469 \text{ m}^3$$

$V''_s > V''_d$ donc la retenue fonctionne à un seul temps. $V_u = V_d = 45034 \text{ m}^3$

Donc, nous aurons : $V''_{\text{NNR}} = 71015 \text{ m}^3$



Estimation de l'erreur

$$\checkmark V'_u = 44251.87 \text{ m}^3$$

$$\checkmark V''_u = 45034 \text{ m}^3$$

$$\zeta = \frac{45034 - 44251.87}{45034} \cdot 100 \text{ le résultat est: } \zeta = 1.76 \%$$

$\zeta = 1.76\% < 2\%$ condition vérifier

Tableau III.34 : Récapitulatif des résultats

Désignation	Unité	Quantité
Volume mort	m3	25981
Volume utile	m3	45034
Volume NNR	m3	71015
Quantité d'eau pour l'irrigation	m3	100500
Cote VM	mNGA	879.5
Côte NNR	mNGA	891.98
Norme d'irrigation	m3/ha	5100
Surface à irriguer	ha	20

Avec une norme d'irrigation de 5100 m3/ha, nous obtenons une superficie à irriguer de 20ha

III.7 LAMINAGE DES CRUES

On appelle laminage d’une crue la réduction du débit de pointe de son hydrogramme de crue par les moyens artificiels et cela à travers un réservoir. Le laminage a un rôle important dans le fonctionnement adéquat de l’ouvrage, sa sécurité d’une part, d’une autre part d’optimiser le coût de l’ouvrage d’évacuation et de contrer les inondations à l’aval.

➤ **Principe du laminage :**

Volume entrant = volume emmagasiner + volume sortant

$$Qdt = Sdh + qdt \dots\dots\dots (III.50)$$

Avec :

Q : Le débit entrant de la crue.

q : Le débit déversé 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 :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots (III.51)$$

D’où :

$\frac{dh}{dt}$: La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Il existe plusieurs procédés de calcul comme ceux de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step, Muskingam ainsi que d'autres méthodes, nous retenons la méthode de Muskingam

➤ **Méthode de Muskingum (Muskingum, 1993)**

Pour dimensionner évacuateur de crue on travaille sur un débit centennal de (100 ans).

Le débit de crue est : $Q_{max} = 34.26 \text{ m}^3/\text{s}$

Les écoulements pendant les périodes de crue obéit aux équations de Saint-Venant ces équations traduisent la conservation de la masse et de quantité de mouvement à travers une section d’écoulement

La méthode utilisée (MUSKINGUM) se base sur l'équation de Saint-Venant qui est utilisable même pour un écoulement non permanent

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial X} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial X} = gA(S_0 - S_f) + q \frac{Q}{A}$$

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

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial X} = q \dots\dots\dots(III.52)$$

Ou :

A : la Section d'écoulement

I : débit entrant

q : débit latérale

O : Le débit sortant.

S : l'emmagasinement ou stockage

Avec :

Si on cherche à déterminer le volume stocké entre deux temps t₁ et t₂ On a l'équation suivant

$$S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \Delta t \dots\dots\dots(III.53)$$

En simplifiant cette équation on trouve :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \dots\dots\dots(III.54)$$

Dans cette équation on a deux inconnus. Donc pour la résoudre on a besoin de deuxième équation qu'on va déterminer la courbe caractéristique :

$$\frac{2s}{Dt} + O = f(O) \dots\dots\dots(III.55)$$

Les données de calcul sont dans le tableau suivant :

Tableau III.35 : Les valeurs des différents paramètres utilisé dans la méthode de Muskingum :

Qmax (m3/s)	34.26
cote NNR (mNGA)	891.98
2*g	19.62
m	0.49
dt(h)	0.25
dt(s)	900
temps de base (h)	3.82

Voici une Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir **b=4m**

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q = m.b.\sqrt{2.g.H^3} \dots\dots\dots(III.56)$$

Pour **b=4m** et **m =0.49** :

$$Q= 8.68 H^{3/2}$$

La courbe surface hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure ci-dessous) avec un coefficient de corrélation r =0.9811

$$Y= 0.7007x-616.3$$

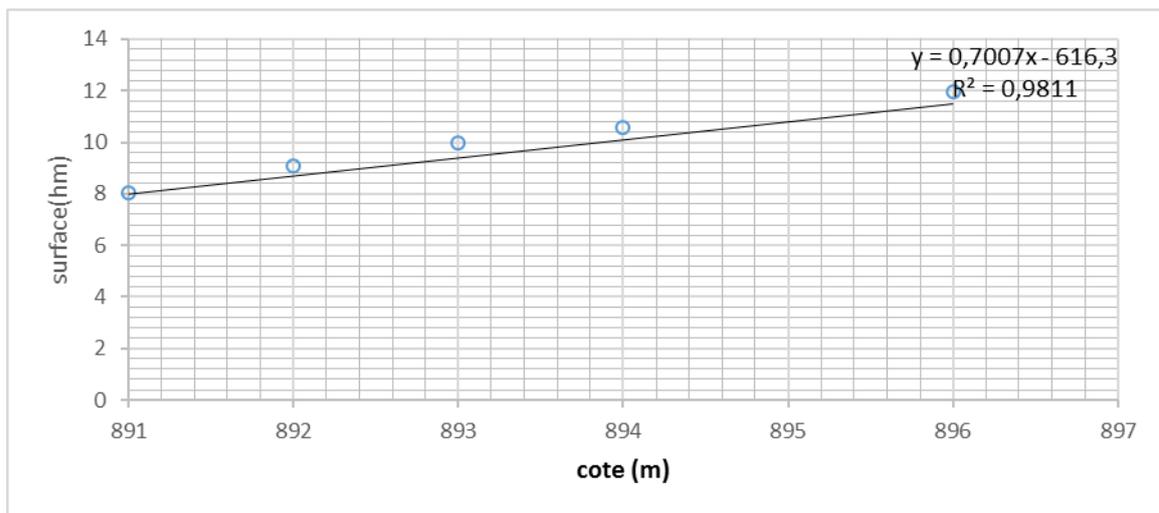


Figure III.17 : Modélisation de la courbe surface-hauteur

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage $f(Q_s) = (2S/\Delta t) + Q_s$. Initialement le débit de sortie $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ et la hauteur $H = 0 \text{ m}$, le volume stocké $V_s = 0 \text{ m}^3$. La valeur maximal de débit d'entrée $Q_e = 34.26 \text{ m}^3/\text{s}$ nous donne la plage à couvrir avec le variable $H : 32.26 = 8.68 H^{3/2}$ soit $H_{\text{max}} = 2.5 \text{ m}$.

Les résultats obtenus pour un pas de H choisi sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.36 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage.

cote mNGA	H(m)	Surface (m2)	S (m3)	O (m3/s)	2S/Dt+O
891.98	0	87103.86	0	0	0
892.23	0.25	88855.61	22213,903	1,08535	50,449578
892.48	0.5	90607.36	45303,8	3,0698334	103,74494
892.73	0.75	92359.11	69267,833	5,639644	159,56816
892.98	1	94110.86	94110,86	8,6828	217,81804
893.23	1.25	95862.61	119828,26	12,134582	278,41961
893.48	1.5	97614.36	146421,54	15,951322	341,33252
893.73	1.75	99366.11	173890,69	20,100963	406,52472
893.98	2	101117.86	202235,72	24,558667	473,97138
894.23	2.25	102869.61	231456,62	29,30445	543,6525
894.48	2.5	104621.36	261553,4	34,26	615,48978

Voici la courbe caractéristique de barrage : $Y = 0.00003X^2 - 0.0363X - 0.6454$

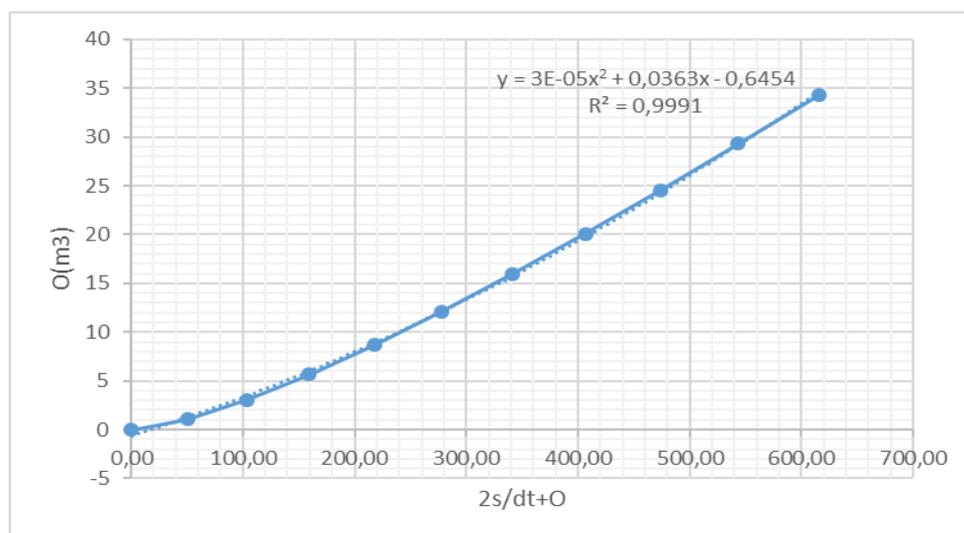


Figure III.18 : Courbe caractéristique de la cuvette

En utilisant la courbe caractéristique de la cuvette et l'équation :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \dots \dots \dots (III.57)$$

On détermine l'hydrogramme laminé par le tableau suivant

Tableau III.37 : Calcul hydrogramme laminé :

T(h)	I (m/3)	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	O
0	0	0	0,00	0	0
0,15	0,65	0,65	0,65	0,95	-0,15
0,3	2,6	3,25	4,20	4,32	-0,06
0,45	5,84	8,44	12,76	12,45	0,16
0,6	10,38	16,22	28,67	27,48	0,59
0,8	18,46	28,84	56,32	53,39	1,47
0,9	23,36	41,82	95,21	89,34	2,93
1	28,84	52,2	141,54	131,47	5,04
1,09	34,26	63,1	194,57	178,69	7,94
1	13,78	48,04	226,73	206,83	9,95
1,15	11,7	25,48	232,31	211,67	10,32
1,3	9,84	21,54	233,21	212,45	10,38
1,5	7,67	17,51	229,96	209,63	10,16
1,8	5,07	12,74	222,37	203,04	9,67
1,9	4,35	9,42	212,46	194,39	9,03
2	3,71	8,06	202,45	185,63	8,41
2,25	2,38	6,09	191,72	176,18	7,77
2,4	1,76	4,14	180,32	166,11	7,11
2,6	1,12	2,88	168,99	156,04	6,47
2,7	0,86	1,98	158,02	146,26	5,88
2,9	0,48	1,34	147,60	136,91	5,34
3,2	0,15	0,63	137,54	127,86	4,84
3,4	0,05	0,2	128,06	119,29	4,38
3,6	0,01	0,06	119,35	111,39	3,98
3,82	0	0,01	111,40	104,16	3,62

Tableau III.38: Hydrogramme d'entrée et hydrogramme de sortie

Hydrogramme d'entrée			Hydrogramme de sortie									
T(h)	I (m3/s)	I1+I2	B(m)	4	6	8	10	12	14	16	18	20
			Hd(m)	2.5	1.906	1.57	1.36	1.2	1.08	0.99	0.917	0.854
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,15	0,65	0,65	0,15	-0,44	-0,40	-0,40	-0,32	-0,30	-0,22	-0,20	-0,18	-0,18
0,3	2,6	3,25	-0,06	-0,26	-0,18	-0,14	-0,04	0,00	0,09	0,13	0,17	0,17
0,45	5,84	8,44	0,16	0,15	0,31	0,43	0,58	0,69	0,81	0,90	0,99	0,99
0,6	10,38	16,22	0,59	0,90	1,21	1,47	1,75	1,96	2,17	2,35	2,51	2,51
0,8	18,46	28,84	1,47	2,26	2,84	3,34	3,93	4,30	4,75	5,06	5,34	5,34
0,9	23,36	41,82	2,93	4,31	5,30	6,08	7,25	7,81	8,71	9,16	9,55	9,55
1	28,84	52,2	5,04	6,95	8,46	9,51	11,48	12,18	13,67	14,20	14,66	14,66
1,09	34,26	63,1	7,94	10,24	12,37	13,66	16,60	17,39	19,52	20,08	20,56	20,56
1	13,78	48,04	9,95	12,24	14,50	15,74	18,66	19,31	21,12	21,51	21,85	21,85
1,15	11,7	25,48	10,32	12,31	14,17	15,13	17,01	17,41	18,19	18,37	18,51	18,51
1,3	9,84	21,54	10,38	12,08	13,54	14,25	15,33	15,55	15,73	15,79	15,83	15,83
1,5	7,67	17,51	10,16	11,59	12,67	13,17	13,63	13,73	13,55	13,53	13,5	13,5
1,8	5,07	12,74	9,67	10,84	11,56	11,86	11,83	11,83	11,42	11,35	11,28	11,28
1,9	4,35	9,42	9,03	9,97	10,38	10,53	10,15	10,08	9,54	9,44	9,34	9,34
2	3,71	8,06	8,41	9,15	9,32	9,35	8,77	8,66	8,08	7,96	7,85	7,85
2,25	2,38	6,09	7,77	8,33	8,30	8,24	7,54	7,39	6,81	6,68	6,56	6,56
2,4	1,76	4,14	7,11	7,51	7,33	7,18	6,41	6,24	5,67	5,53	5,4	5,4
2,6	1,12	2,88	6,47	6,73	6,43	6,23	5,42	5,23	4,70	4,55	4,42	4,42
2,7	0,86	1,98	5,88	6,02	5,63	5,38	4,57	4,38	3,88	3,73	3,6	3,6
2,9	0,48	1,34	5,34	5,37	4,92	4,64	3,85	3,65	3,20	3,05	2,92	2,92
3,2	0,15	0,63	4,84	4,77	4,28	3,97	3,22	3,02	2,61	2,47	2,34	2,34
3,4	0,05	0,2	4,38	4,23	3,71	3,38	2,68	2,48	2,11	1,97	1,85	1,85
3,6	0,01	0,06	3,98	3,75	3,22	2,89	2,23	2,04	1,71	1,58	1,46	1,46
3,82	0	0,01	3,62	3,33	2,80	2,47	1,87	1,68	1,39	1,26	1,16	1,16

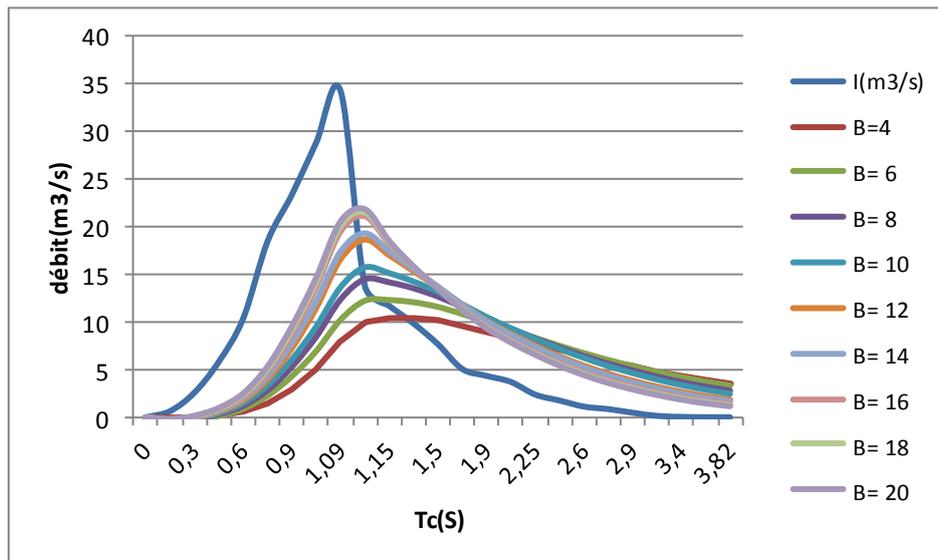


Figure III.19 : Hydrogramme de sortie

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

Tableau III.39 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum

B(m)	q laminé (m ³ /s)	H _d (m)	NPHE (mNGA)
4	10.38	2.5	895.85
6	12.24	1.906	895.26
8	14.50	1.57	894.92
10	15.74	1.36	894.71
12	18.66	1.2	894.55
14	19.31	1.08	894.43
16	21.12	0.99	894.34
18	21.51	0.917	894.26
20	21.85	0.854	894.20

III.8 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.8.1 La revanche

C'est la distance verticale entre la crête de la digue et le plan d'eau de la retenue(NPHE).

Elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de Propagation des vagues V dans la retenue.

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (III.58)$$

La hauteur des vagues H est estimée à l'aide des formules suivantes :

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch [F = 0.318 km].

a) Formule de MALLET-PACQUANT

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (III.59)$$

AN : H= 0.69 m V=2.84 m/s R= 1.10 m

b) Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0,3 \sqrt{F} \dots\dots\dots (III.60)$$

AN : R= 1.17 m

On prend la valeur de formule simplifiée Donc: **R=1,17m**

III.8.2 Tassement

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

$$T = (0.005 \div 0.015) H_b \dots\dots\dots (III.61)$$

$$T = 0.001 H_b^{3/2} \dots\dots\dots (III.62)$$

T : Tassement de la crête du barrage.

H_b : Hauteur du barrage.

Les tassements sont estimés à **0,20 m**

III.8.3 Largeur en crête

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

1) Formule de KNAPEN :

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.63)$$

2) Formule de F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (III.64)$$

3) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.65)$$

4) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (III.66)$$

H_b : Hauteur du barrage [m] ;

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci-après :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + T \dots\dots\dots (III.67)$$

Tableau III.40 : Variation de la hauteur du barrage

B(m)	H(m)	R(m)	T(m)	Cote de la crête mNGA	Hb(m)
4	2.5	1.17	0.2	895.85	18.85
6	1.906	1.17	0.2	895.26	18.26
8	1.57	1.17	0.2	894.92	17.92
10	1.36	1.17	0.2	894.71	17.71
12	1.2	1.17	0.2	894.55	17.55
14	1.08	1.17	0.2	894.43	17.44
16	0.99	1.17	0.2	894.34	17.34
18	0.917	1.17	0.2	894.26	17.26
20	0.854	1.17	0.2	894.20	17.2

Tableau III.41 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête

formules	largeur en crête								
	Résultats obtenue								
B(m)	4	6	8	10	12	14	16	18	20
Hb(m)	18,85	18,26	17,92	17,71	17,55	17,44	17,34	17,26	17,2
Knapeen	7,16	7,05	6,98	6,94	6,91	6,89	6,87	6,85	6,84
E .F.Preece	5,78	5,70	5,66	5,63	5,61	5,59	5,58	5,57	5,56
Simplifiée	6,58	6,48	6,42	6,38	6,36	6,34	6,32	6,30	6,29
Pratique	7,24	7,12	7,06	7,01	6,98	6,96	6,94	6,92	6,91

On prendre pour la larguer optimale **bcr= 6m**

III.8.4 Calcul des coûts

III.8.4.1 Calcul de la digue

En premier lieu, on calcule le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût.

- ✓ tracer le profil longitudinal du barrage et on va choisir des sections à travers le barrage.
- ✓ On détermine la hauteur de la digue connaissant la cote de crête et celle au pied du barrage.
- ✓ Calcul de la largeur au pied du barrage au droit de la section

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) \times H_{bi} \dots\dots\dots(III.68)$$

b : largeur en crête

B_{pi} : largeur du pied du barrage au droit de la section i

Et m_1 et m_2 sont le fruit du talus amont et aval.

- ✓ Calcul de la section $S = ((b+B_{pi})/2) \times H_{bi}$.
- ✓ Calcul du volume total du barrage $V_b = \sum V_i$ avec $V_i = ((S_i+S_{i+1})/2) \times d$

On a aussi : $H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots(III.69)$

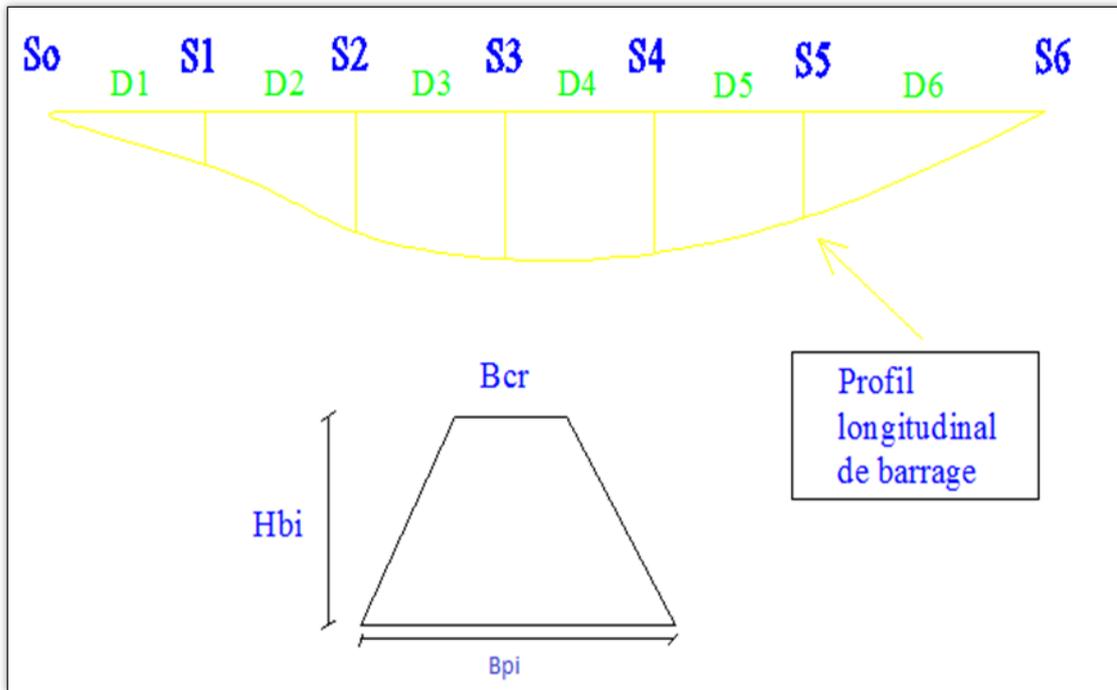


Figure III.20: principe de calcul du volume d'un barrage

Tableau III.42 : Cout et volume de la digue

B(m)	4	6	8	10	12	14	16	18	20
q max (m3/s)	10.38	12.24	14.50	15.74	18.66	19.31	21.12	21.51	21.85
hd(m)	2.5	1.906	1.57	1.36	1.2	1.08	0.99	0.917	0.854
H barrage(m)	18,85	18,26	17,92	17,71	17,55	17,44	17,34	17,26	17,2
Cote de crête (m)	895.85	895.26	894.92	894.71	894.55	894.43	894.34	894.26	894.20
Surface N°0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Surface N°1	117.5	107,44	105,93	108,11	111,53	115,99	121,24	126,59	132,51
Surface N°2	367.16	351,05	349,98	356,38	365,41	376,56	389,34	402,49	416,76
Surface N°3	947.61	922,81	922,65	934,97	951,83	942,37	955,68	1019,75	1045,71
Surface N°4	367.16	351,05	349,98	356,38	365,41	376,56	389,34	402,49	416,76
Surface N°5	117.5	107,44	105,93	108,11	111,53	115,99	121,24	125,59	132,51
Surface N°6	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Distance N°1	81	81	81	81	81	81	81	81	81
Distance N°2	51	51	51	51	51	51	51	51	51
Distance N°3	75	75	75	75	75	75	75	75	75
Distance N°4	56	56	56	56	56	56	56	56	56
Distance N°5	50	50	50	50	50	50	50	50	50
Distance N°6	39	39	39	39	39	39	39	39	39
volume N 1	4758,75	4351,32	4290,165	4378,455	4516,965	4697,595	4910,22	5126,895	5366,655
volume N 2	12358,83	11691,495	11625,705	11844,495	12161,97	12560,025	13019,79	13491,54	14006,385
volume N3	49303,88	47769,75	47723,625	48425,625	49396,5	49459,875	50438,25	53334	54842,625
volume N4	36813,56	35668,08	35633,64	36157,8	36882,72	36930,04	37660,56	39822,72	40949,16
volume N5	12116,5	11462,25	11397,75	11612,25	11923,5	12313,75	12764,5	13202	13731,75
volume N6	2291,25	2095,08	2065,635	2108,145	2174,835	2261,805	2364,18	2449,005	2583,945
Volume (m³)	117642,77	113037,98	112736,52	114526,77	117056,49	118223,09	121157,5	127426,16	131480,52
Cout (DA)	82349939	79126583	78915564	80168739	81939543	82756163	84810250	89198312	92036364

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2.5 mètres, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 700 DA.

III.8.4.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues

a) Cout du déversoir :

On opte pour le déversoir type « Creager » ce dernier s'adapte mieux à la lame d'eau de Façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement. Le Déversoir sera construit en béton armé. La section transversale du déversoir est donnée

par : $\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1,80}$ (III.70).

Ou :

Avec : H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$V_{dev} = S \times b$ (III.71).

S : Section transversale (m2).

B : Largeur déversant (m).

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 45000 DA (Entreprise de AMENHYD.2018).

b) 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 85 mètres (selon le plan topographique). Le volume du béton de coursier est donné par :

$V_{beton} = S_{beton} \times L_{cou}$ (III.72)

L'épaisseur du radier et celle des murs bajoyers est égale à 0,5 mètre.

On considère la largeur du coursier égale à celle du déversoir

Tableau III.43 : Coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes

b(m)	H _d (m)	Q _{lam} (m ³ /s)	b _{coursier}	Smur (m2)	Srad(m2)	Stot(m2)	V (m3)	Coût(DA)
4	2.5	10.38	2.55	1.6	1.275	2.875	244.38	10997100
6	1.906	12.24	2.72	1.35	1.36	2.71	230.35	10365750
8	1.57	14.50	2.91	1.185	1.46	2.645	224.82	10116900
10	1.36	15.74	3.01	1.08	1.51	2.59	220.15	9906750
12	1.2	18.66	3.22	1	1.61	2.61	221.85	9983250
14	1.08	19.31	3.27	0.94	1.64	2.58	219.3	9868500
16	0.99	21.12	3.39	0.895	1.70	2.595	220.575	9925875
18	0.917	21.51	3.41	0.859	1.71	2.57	218.45	9830250
20	0.854	21.85	3.44	0.827	1.72	2.547	216.495	9742275

Tableau III.44 : Coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes

Profil N°	b (m)	hdév (m)	S (m ²)	V (m3)	Coûts (DA)
1	4	2.5	5.2	20.8	936000
2	6	1.906	4.6	27.6	1242000
3	8	1.57	4.4	35.2	1584000
4	10	1.36	4.2	42	1890000
5	12	1.2	3.6	43.2	1935000
6	14	1.08	3.35	46.9	2070000
7	16	0.99	3.1	49.6	2232000
8	18	0.917	2.85	51.3	2308500
9	20	0.854	2.65	53	2385000

III.8.4.3 Le coût total

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné ci-après :

Tableau III.45 : Le coût total (Digue + Evacuateur de crues)

b (m)	H_d(m)	Coût digue (DA)	Coût évacuateur (déversoir + coursier) (DA)	Coût total(DA)
4	2.5	82349939	11933100	94283039
6	1.906	79126582,5	11607750	90734332,5
8	1.57	78915564	11700900	90616464
10	1.36	80168739	11796750	91965489
12	1.2	81939543	11918250	93857793
14	1.08	82756163	11938500	94694663
16	0.99	84810250	12157875	96968125
18	0.917	89198312	12138750	101337062
20	0.854	92036364	12127275	104163639

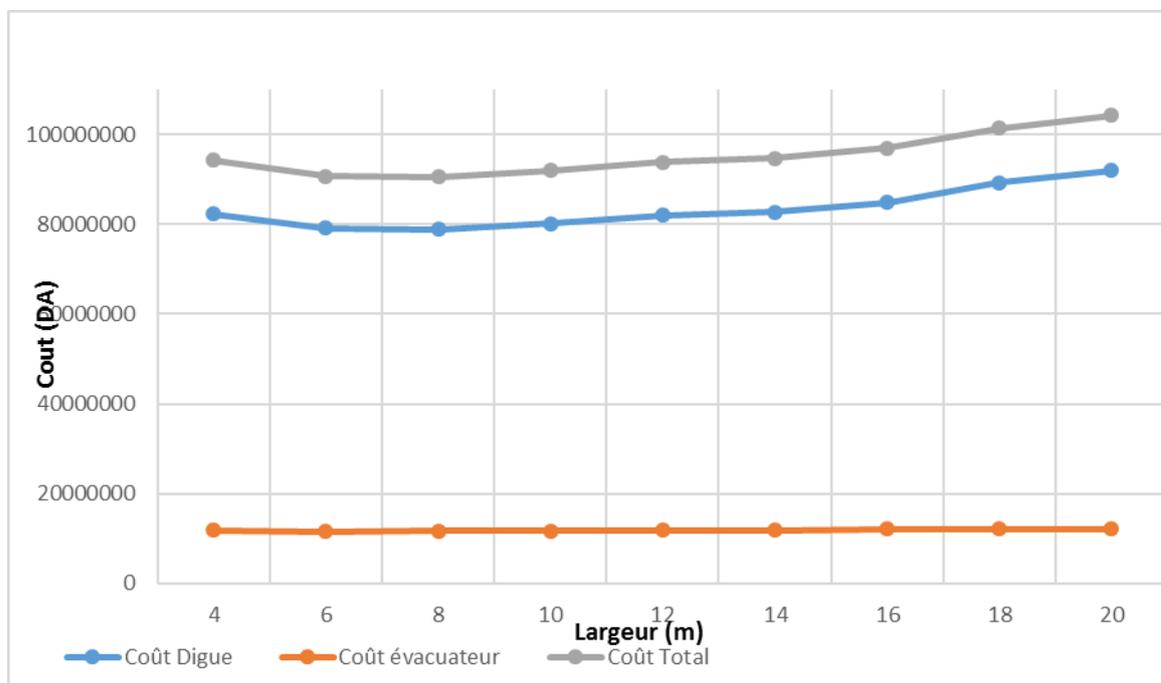


Figure III.21 : Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur b du déversoir

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure III.21 La longueur optimale du déversoir est de 8 m pour un débit laminaire ; $q_{\text{laminaire}} = 14.50 \text{ m}^3/\text{s}$, et une charge d'eau sur le seuil déversant ; $H = 1.57 \text{ m}$.

Note :

D'après la mesure de sécurité, la hauteur de chute important entre le niveau des plus hautes eaux et celui du fond de la vallée et la charge d'eau importante pour éviter sur élévation des murs bajoyers on a décidé de choisie la largeur de évacuateur $b=14\text{m}$ pour $q_{\text{laminé}} = 19.31 \text{ m}^3/\text{s}$, et une charge d'eau sur le seuil déversant ; $H = 1.08 \text{ m}$.

Figure III.46 : Tableau récapitulatif des caractéristiques de l'aménagement collinaire

Paramètre	Valeur
Site de la retenue	El Amiria
Destination de la retenue	Irrigation
Bassin versant S_{bv}	5.61 km^2
Périmètre du bassin versant P	9.36 km
Longueur du thalweg principal L	3.28 km
Apport moyen annuel A	$0,35 \text{ Mm}^3$
Apport fréquentiel $A_{80\%}$	$0,08 \text{ Mm}^3$
Débit max Q_{max} (pour une période de 100 ans)	$34.26 \text{ m}^3/\text{s}$
Côte du niveau mort NVM	887.68 mNGA
Côte du niveau normal de la retenue NNR	891.98 mNGA
La charge déversant H_d	1.08 m
Côte du niveau des plus hautes eaux NPHE	893.36 mNGA
Côte Crête Digue	894.43 mNGA
La revanche R	1,17 m
Volume mort V_{mort}	25981 m^3
Volume utile V_U	45034 m^3
Volume total de la retenue V_t	71015 m^3
Hauteur du barrage H_b	17.4 m
Largeur en crête bcr	14 m
Capacité d'évacuation du déversoir Q_e	$19.31 \text{ m}^3/\text{s}$

CONCLUSION :

L'étude hydrologique effectuée nous a permis d'avoir tous les Caractéristiques et paramètres essentiels (crue, précipitation, bassin Versant), qui seront des éléments fondamentaux dans le dimensionnement du barrage.

Chapitre IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

INTRODUCTION

Une retenue collinaire est un ouvrage d'art construit en travers d'un cours d'eau, destiné à réguler le débit du cours d'eau, ou à en stocker de l'eau pour différentes usages tels que : le contrôle des crues, l'irrigation et la réserve d'eau potable, etc. Les digues en terre ou en enrochement sont les deux types de variantes les plus largement répondus dans la construction des retenues collinaires. Afin de dégager la variante la plus appropriée pour notre site on doit effectuer une étude comparative entre plusieurs variantes susceptibles d'être la variante la plus adéquate en se basant sur plusieurs critères tel que l'aspect économique, l'aspect technique mais aussi l'environnementale.

IV.1 CRITÈRE À PRENDRE POUR L'EMPLACEMENT DE L'AXE DU RETENUE

L'axe du Retenue est choisi sur la base de certaines conditions dictées par les critères économie, sécurité et facilité d'exécution de l'ouvrage.

En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie sont toujours prises en considération quant au choix de l'axe. En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

- L'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau.
- Tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement.
- L'axe choisi doit avoir la longueur la plus courte possible.

IV.2 CHOIX DU TYPE DE LA RETENUE

Les principaux paramètres à prendre en considération dans le choix du type de barrage sont :

- ✓ La topographie du site.
- ✓ La morphologie de la vallée.
- ✓ Les conditions géologiques et géotechniques.
- ✓ Les matériaux de construction.

En se basant sur ces exigences, on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.

IV.3 LES VARIANTES À CHOISIR

Pour notre cas, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site (on a une quantité insuffisante d'enrochement pour barrage d'enrochement) permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux et on a deux variantes au choix :

- barrage en terre homogène en argile.
- barrage en terre zonée à noyau d'argile
- barrage en enrochement à masque amont

a. Barrage Homogène

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus facile à réaliser, mais il faut prévoir un drainage efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont. Pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable.

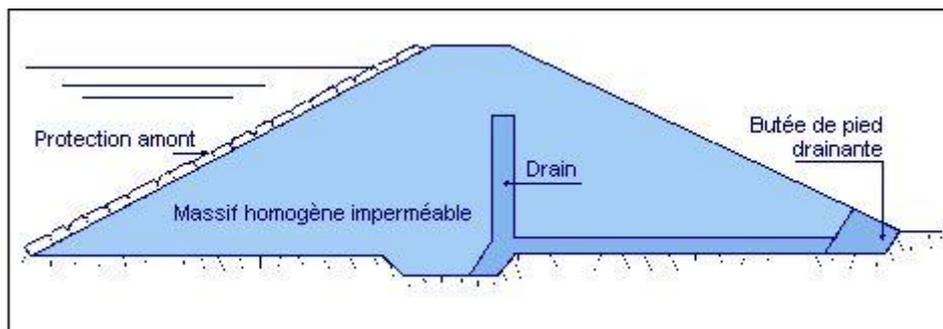


Figure IV.1 : Digue homogène (Wikhydro)

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration, le drain est constitué de matériaux grossiers (gravier et sable).

b. Barrage zoné

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.

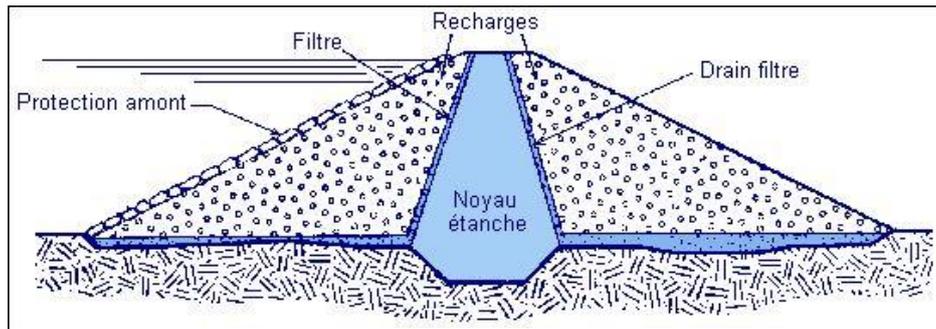


Figure IV.2 : Digue à noyau (Wikhydro)

c. Digue e en enrochement à masque amont

L'étanchéité est placée sur le parement amont du barrage (figure). Les matériaux utilisés pour la réalisation de l'étanchéité sont :

- ✓ une dalle en béton armé avec très peu de joints (épaisseur 30 à 80 cm)
- ✓ masque en béton bitumineux composés de deux à trois couches d'enrobés routiers plus riches en liant (7 à 9 %).

Le problème commun à tous les types de barrages à masque amont est la liaison étanchéité-fondation. On réalise, en général, une plinthe en béton ancrée à la fondation.

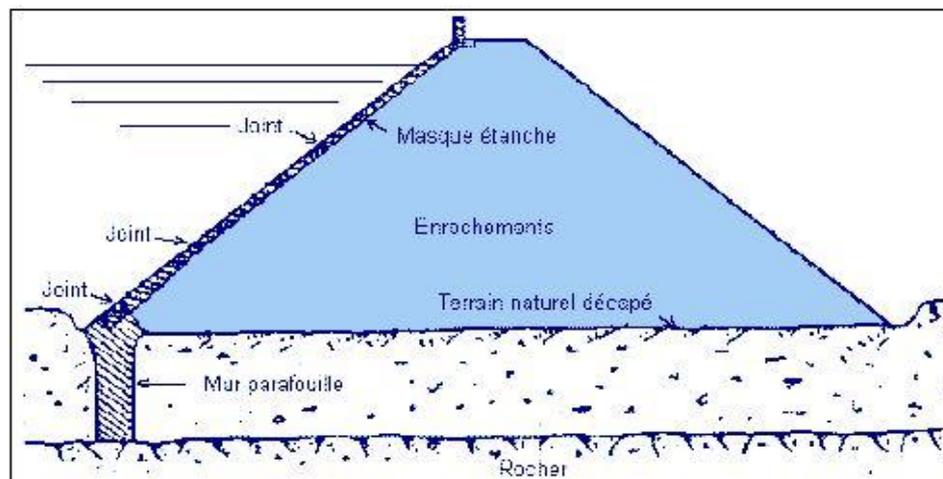


Figure IV.3 : Digue à masque (Wikhydro)

IV.5 DIMENSIONS GÉNÉRALES DE LA RETENUE

IV.5.1 Hauteur de la digue

La hauteur totale de la digue $H_b=17.4$ m est définie précédemment dans le chapitre hydrologie et donnée par la relation suivante :

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

Avec :

NNR	:	Côte du niveau normal de la retenue (NNR=891.98 mNGA)
C_f	:	Côte du thalweg ($C_f = 877$ mNGA)
R	:	revanche (R=1,17m)
$H_{\text{dév}}$:	Charge déversant ($H_d=1.08$ m)
T	:	Tassement (T=0.2m)

Donc la côte en crête est de **894.43 mNGA**.

IV.5.2 Largeur en crête

La largeur en crête a été déjà définie dans l'étude d'optimisation dans le chapitre de l'hydrologie égale à **bcr = 14m**

IV.5.3 Longueur en crête

La longueur en crête est de **358** m obtenue par mesure sur le plan du site à l'échelle 1/1000° à la cote correspondante.

IV.5.4 Pentés 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.1 : Valeurs indicatives des fruits de talus

Hauteur du barrage	Type du barrage	Pentes des talus	
		Amont	Aval
3<H<5	Homogène à fort zoné	1/2.5	½
		1/2	1/2
5<H<10	homogène granulométrie étendue	1/2	1/2
	homogène à fort pourcentage d'argile	1/2.5	1/2.5
	zoné	1/2	1/2.5
10 à 20 m	Homogène, granulométrie étendue.	1/2,5	1/2,5
	Homogène, à fort pourcentage d'argile.	1/3	1/2,5
	zoné	1/3	1/3

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage. On opte pour :

- Parement **amont** $m_1=1/3$ m.
- Parement **aval** $m_2=1/2,5$ m.

Ce qui va être vérifié après avec le calcul de la stabilité.

IV.5.5 Revêtement de la crête et des talus de la digue

La crête de la digue sera revêtue d'une couche de produit asphaltique de 40 cm d'épaisseur, afin d'éviter les fissures dues au retrait des matériaux argileux et de permettre en plus le passage (en principe exceptionnel) d'un véhicule.

a- Talus aval

Pour les barrages en sol homogène la solution la plus répandue et la plus économique consiste à réaliser un enherbement sur une couche de terre végétale (TVO) d'une épaisseur de 20 à 30 cm, ou bien une couche d'enrochement d'épaisseur de 30cm pour plus de sécurité.

b- Le talus amont

Le but principal du rip-rap mis en place sur un remblai est d'empêcher l'érosion et les dégâts pouvant résulter de l'action des vagues. L'expérience a, en général, montré que le rip rap déversé était le type de protection de talus le plus efficace.

➤ Méthode de US ARMY corps of Engineers

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.

$$H_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \times \sqrt{F} \dots\dots\dots (IV.2)$$

Tableau IV.2 : 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)	Dmin(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

Nous avons la hauteur des vagues $H_v = 0.74$ m, donc $0,62 \text{ m} < H_v < 1,20 \text{ m}$ donc :

$$e = 0.45 \text{ m et } D_{\min} = 0.30 \text{ m}$$

IV.6 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. Pour déterminer la classe de notre barrage nous nous sommes basé sur le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sol de fondation	Classe des barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteur de barrage (m)			
Sol 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

- Le barrage d'EL Amiria fait partie de la troisième III catégorie d'ouvrage hydrotechnique.

IV.7 ETANCHÉITÉ DE LA RETENUE

IV.7.1 Noyau

Pour la deuxième variante où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage.

Vers le sommet, le noyau doit être monté au-dessus du niveau des plus hautes eaux jusqu'à la crête du barrage.

IV.7.1.2 Dimensionnements du noyau

- Hauteur du noyau

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \dots \dots \dots (IV.3)$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (m).

H_n : hauteur du noyau (m).

$$H_n = H_b - 1 = 17.4 - 1 = 16.4 \text{ m.}$$

$$H_n = 16.4 \text{ m}$$

- **La largeur en crête du noyau**

La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$b_{cn} = 1/6.Hb \dots\dots\dots (IV.4)$$

AN : $b_{cn} = 2.9$ m.

- **Les fruits des talus du noyau**

Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau. La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges et du gradient hydraulique dans le noyau. Pour ce faire, il faut procéder à la vérification de la condition suivante :

$$\frac{\Delta H}{b_{noy}} \leq I_{adm} \dots\dots\dots (IV.5)$$

Avec :

I_{adm} : Gradient hydraulique du noyau admissible. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Les Valeurs de I_{adm} en fonction du type du sol

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile	1,5	1,5	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,70	0,80	0,90	1,00
Limon sableux	0,51	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

Tableau IV.4 : Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.

b_{moy} : largeur moyenne du noyau, donnée par la formule :

$$b_m = (L_{cn} + L_b) / 2 \dots\dots\dots (IV.6)$$

Avec : L_{cn} : largeur en crête du noyau.

L_b : largeur en base du noyau.

ΔH : la charge d'eau

$$\Delta H = H_1 - H_2 \dots\dots\dots (IV.7)$$

Avec : H_1 : Hauteur d'eau à l'amont correspond au NPHE, ($H_1 = 17$ m)

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval ($H_2 = 0$ m).

On a un barrage de classe III donc **$I_{adm} = 1.8$**

A.N : $b_{moy} > (17/1.8) = 9.5$ m

On aura : $b_{moy} = 9.5 \text{ m}$

$$L_b = 2 * b_{moy} - L_{cn} \dots\dots\dots (IV.8)$$

AN : $L_b = 16 \text{ m}$

De la formule ci-après on détermine les fruits de talus :

$$L_b = 2 * m * H_n + L_{cn} \dots\dots\dots (IV.9)$$

On aura : $m = 0.4$

- **La cote en crête du noyau**

$$NCN = C_{fon d} + H_n = 877 + 16.4 = 893.4 \text{ m NGA}$$

IV.7.2 Les drains

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie avale du massif et au contact de celui-ci avec la fondation un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est le long du barrage et son rôle est de cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

a. Dimensionnement Du Drain Tapis :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain-tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

- **Longueur du drain tapis**

$$L_d = L_b / 4 \dots\dots\dots (IV.10)$$

L_b : Longueur transversale du barrage

A.N : $L_d = 27 \text{ m}$.

On recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0.80 \text{ m}$.

b. Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme)

- **Hauteur :**

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots (IV.11)$$

Avec :

H_b : Hauteur de la retenue ($H_b = 17.4 \text{ m}$)

On prend $H_p = 0,2 H_b$, donc on aura : $H_p = 3.48 \text{ m}$. On prend **$H_p = 3.5 \text{ m}$**

- **Fruit des talus :**

$$m_1 = (1 \div 2) ; m_2 = (1,5 \div 2,5)$$

Donc, on prend : $m_1=1.5$; $m_2= 2.5$

➤ **Largeur au sommet :**

La largeur (b_p) est calculée comme suit :

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \dots\dots\dots (IV.12)$$

On prend $b_p=1/3.5H_p$; Ce qui donne : **$b_p= 1 \text{ m}$** .

➤ **Largeur du prisme :**

$$B = b_p + (m_1 + m_2) \cdot H_p \dots\dots\dots (IV.13)$$

$$B = 12 \text{ m}$$

a. Dimensionnement du drain vertical

Lorsqu'il y a de grands risques d'anisotropie, la seule solution valable est la projection d'un drainage vertical sous forme de bandes d'embrochements ou de graviers protégées de part et d'autre par des filtres de transition. L'eau d'infiltration est acheminée vers l'aval du barrage par un réseau de tuyaux parallèles ou par un drain tapis filtrant s'il faut drainer la fondation

La largeur minimale d'un tel drainage est de 1.00 mètre et sa position idéale est à l'aval de l'axe du barrage, sa hauteur doit être supérieure à la hauteur normale de la retenue (NNR).

IV.7.3 Les Filtres

Un filtre est destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans un massif.

Les filtres sont constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et éléments fins des terres drainées.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont basés sur les conditions de Terzaghi, perfectionnés en suite par les travaux du corps d'ingénieurs de l'année et le bureau de réclamation des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de Sherard (1984).

➤ **Critères de conception**

$\frac{D_{15}^{\text{filtre}}}{d_{85}^{\text{sol}}} \leq 4 \div 5$: Condition d'entraînement des particules fines pour le phénomène de renard.

$\frac{D_{15}^{\text{filtre}}}{d_{15}^{\text{sol}}} > 4 \div 5$: Condition de perméabilité.

$\frac{D_{50}^{\text{filtre}}}{d_{50}^{\text{sol}}} < 25$: Condition de parallélisme des courbes granulométriques.

$\frac{D_{60}^{\text{filtre}}}{D_{10}^{\text{filtre}}} \leq 20$: Condition d'uniformité du filtre.

La perméabilité du matériau de filtre peut raisonnablement être estimée par l'expression :

$$K=0.35(D_{15})^2 \dots\dots\dots(IV.14)$$

Ou : D_{15} en mm

K : obtenue en cm/s.

IV.8 ETANCHÉITÉ DE LA FONDATION

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité du noyau en argile. Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue. La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau imperméable. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 3 m (au niveau du lit de l'oued) et la pente des talus est $m = 1$.

IV.9 ETUDE TECHNICO-ÉCONOMIQUE

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \dots\dots\dots(IV.15)$$

Avec :

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section i.

L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i" est déterminée ainsi :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \cdot H_{bi} \dots\dots\dots (IV.16)$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) \cdot H_{bi} \dots\dots\dots (IV.17)$$

Avec :

m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \dots\dots\dots (IV.18)$$

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots (IV.19)$$

d : Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1} En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction pour les deux variantes.

Sur la base du volume de différents matériaux utilisés pour la construction du barrage pour les différentes variantes, et les prix unitaires nous déterminons les coûts des différentes variantes.

a. Barrage homogène en argile

C'est une variante très économique et très étanche mais seulement, il faudrait disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante de l'ordre de 1,5 à 2 fois le volume du remblai.

Données et dimensionnement :

- Pente des talus :
 - Amont $m_1 = 3$
 - Aval $m_2 = 2,5$

- Hauteur de barrage au droit du lit : $H_b = 17.43$ m

Tableau IV.5 : Volume de recharge (Argile)

Coupe	Hi(m)	Bi(m)	Si (m2)	Smoy (m2)	Li(m)	Vi (m ³)
0	0	0	0	0	0.00	0.00
1	4.43	38.37	116	58	81.5	4727
2	9.43	65.87	376.59	246.3	52	12807.65
3	16.43	104.37	972.41	674.5	75	50587.5
4	9.43	65.87	376.59	674.5	56	37772
5	4.43	38.37	116	246.3	51	12561.3
6	0	0	0.00	58	39.5	2291
Total					358	109441.5

Tableau IV.6 : Le coût de Première variante

Désignation des Travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Remblai en argile du corps de la digue	m3	109441,5	700	76609050
Protection talus amont en Rip-Rap (enrochement)	m3	4737	2500	11842500
Protection talus aval en TVO	m3	1643	500	821500
Transition talus amont gravier d'une épaisseur de 15 cm	m3	2750	2500	6875000
Transition talus amont sable d'une épaisseur de 15 cm	m3	2750	2000	5500000
Enrochement drain du pied	m3	8144.5	2500	20361250
Gravier pour tapis drainant	m3	10300,25	2500	25750625
Sabler pour tapis drainant	m3	10300,25	2000	20600500
Montant (DA)	168360425			

b. Digue zonée

Ce sont des digues formées essentiellement par un noyau en terre imperméable qui assure l'étanchéité de la digue, compris entre des zones perméables qui assurent la stabilité de l'ensemble.

Tableau IV.7 : Le coût de Deuxième variante

Désignation des Travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Remblai en argile (Noyau)	m3	35880	1300	46644000
Remblai en matériaux limoneux - graveleux et sable (recharge de la digue)	m3	75609	700	52926300
Protection talus amont en Rip-Rap (enrochement)	m3	4737	2500	11842500
Protection talus aval en TVO	m3	1643	500	821500
Transition talus amont gravier d'une épaisseur de 15 cm	m3	2750	2500	6875000
Transition talus amont sable d'une épaisseur de 15 cm	m3	2750	2000	5500000
Transition recharge - noyau en sable d'une épaisseur de 20 cm	m3	5730	2000	11460000
Transition recharge - noyau en gravier d'une épaisseur de 20 cm	m3	5730	2500	14325000
Enrochement drain du pied	m3	8144.5	2500	20361250
Montant (DA)	170755550 DA			

c. Digue en enrochement avec masque

C'est un ouvrage intéressant et très stable car la résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids propre du massif, il supporte assez bien les tassements et ne soumet sa fondation qu'à des pressions modérées ; ce pendant c'est un ouvrage dont la réalisation est généralement coûteuse suite aux différentes opérations de désagrégation mécaniques des roches préexistantes ainsi que de leur mise en place pour le remblai.

La formule pour déterminer l'épaisseur du masque en béton est donnée par :

$$e=0.3+0.001*H_b \dots\dots\dots (IV.20).$$

Avec : H_b : hauteur du barrage

A.N : $e = 0.32$ m pour plus de sécurité on prend une épaisseur de 0.4m

$$e=0.40m$$

Tableau IV.8 : Le coût de Troisième variante

Désignation Des Travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (Da)	Montant (Da)
Recharge (Enrochement)	m3	109441.5	1000	109441500
Masque Béton d'une épaisseur de 40 cm	m3	7446.4	45000	335088000
Montant(DA)	444529500			

Tableau IV.9 : récapitulatif les coûts des différentes variantes étudiées

Variante	Coût Totale (DA)
Digue homogène	179324175
Digue zonée	181719300
Digue en enrochement avec masque	444529500

CONCLUSION

Les trois variantes sont faisables mais d'après le tableau IV.9, il apparaît clairement que nous ne pouvons-nous orienter que vers la 1ère 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 CHOISIE

INTRODUCTION

D'après l'étude des variantes faite dans le chapitre précédent, nous avons opté pour la première variante (barrage Homogène), dans ce chapitre on doit développer une étude détails sur la stabilité de la digue ainsi on prendre tous les point essentiel pour la réalisation de la digue

V.1 DETAIL CONSTRUCTIF DU BARRAGE

Le tableau suivant résume les différentes caractéristiques de la digue :

Tableau V.1 : différentes caractéristiques de la digue.

Revanche (m)	1.5	
Hauteur (m)	17.4	
Longueur en crête (m)	358	
largeur en crête (m)	14	
Pente de talus	Talus Amont	3
	Talus Aval	2.5
Classe de l'ouvrage	III	

V.2 PROTECTION DES TALUS

Les talus d'un barrage en terre sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de Pluie, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage et en ce qui concerne parement amont, à l'attaque des vagues. Il y a donc lieu, en général, en prévoir une protection des talus.

V.2.1 Talus aval

Le talus aval des barrages en matériaux locaux est soumis au processus de l'altération superficielle naturelle. C'est la raison pour laquelle on protège par la construction de revêtement le talus aval, on utilise une couche de 30 cm de tout-venant.

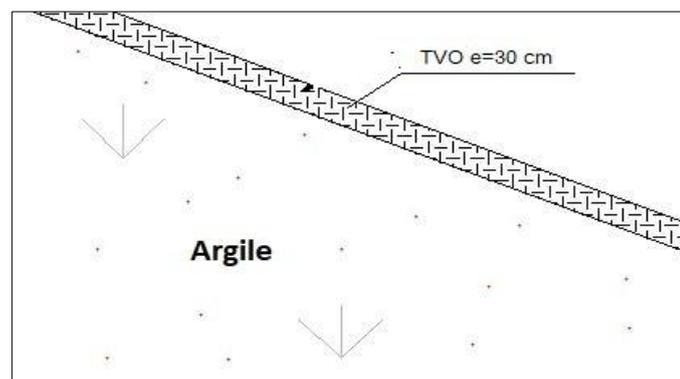


Figure V.1 : Détails des revêtements de talus Aval

V.2.2 Talus amont

La protection est destinée à éviter que les matériaux terreux qui constituent la retenue ne soient érodés par les vagues qui se forment notamment dans la partie supérieure de la retenue sous l'action du vent.

Dans notre cas d'une protection amont en enrochement, l'épaisseur de cet enrochement varie de 0.3 à 1m. Les l'élément de l'enrochement doivent être tels que 50% des pierres aient un diamètre supérieur à 20cm, les éléments les plus petits n'ayant pas un diamètre inférieur à 10 cm.

Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues $H_v=0.74\text{m}$ et de leur vitesse de propagation par La méthode de « U.S.ARMAY ».

D'après le **tableau IV.2** on trouve que l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement égale à 0.45m et le $D_{50\text{min}}$ égale à 0.3m.

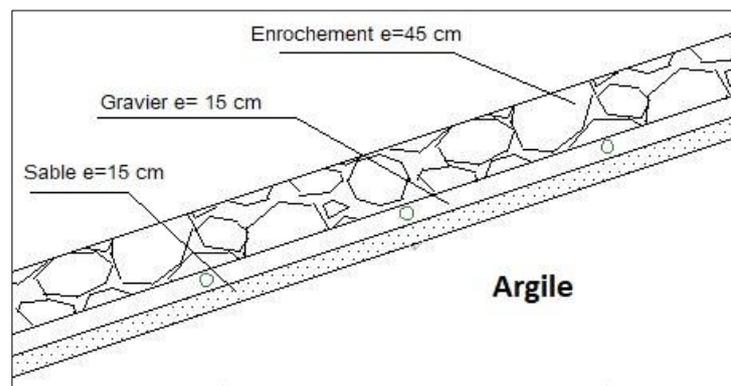


Figure V.2 : Détails des revêtements de talus Amont

V.3 PROTECTION DE LA CRETE

La crête de la digue sera revêtue d'une couche de produit asphaltique de 40 cm d'épaisseur, incliné de 2% afin d'éviter les fissures dues au retrait des matériaux argileux et de permettre en plus le passage (en principe exceptionnel) d'un véhicule.

V.4. ETANCHEITE DE LA FONDATION

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer une bonne liaison entre la fondation et le corps de la digue.

Elle doit être réalisée lorsque la fondation imperméable n'est pas atteinte après décapage.

Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue.

- La clé d'étanchéité est constituée d'argiles compactées.
- La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 3 m
- Largeur en base est de 4 m.
- La pente des talus de la clé d'étanchéité est $m = 1$.

V.5. DISPOSITIF DE DRAINAGE DU REMBLAI

Pour éviter le phénomène de RENARD, les sous pressions et pressions interstitielles dans le corps du barrage, on prévoit un dispositif de drainage qui a pour rôle d'intercepter les eaux d'infiltration, et de les faire sortir en aval du barrage sans causer de dégât préjudiciable au barrage.

Les dispositifs drainant les plus appropriés pour remplir ces fonctions sont :

V.5.1. Drain prisme

Prisme de drainage : Il est constitué d'un remblai de pierre. Il est envisagé en cas d'existence du niveau d'eau variable au bief aval.

C'est le type de drain le plus répandu, ayant donné des satisfactions en pratique pour son efficacité. Sa réalisation est difficile et demande une grande main d'œuvre.

La section transversale du drain prisme a une forme trapézoïdale avec des fruits des parements du côté amont du barrage $m_1 = 1.5$ et du côté aval pas moins de $m_2 = 2.5$.

La largeur en crête du drain prisme ($bp = 1m$) doit être fixée selon les normes de construction, mais ne pourra en aucun cas être utilisée comme route ou piste.

La hauteur de prisme est : $H_p = 3.5 m$.

V.5.2. Drain tapis

Pour l'interception des infiltrations dans le massif d'un barrage en terre on dispose habituellement dans la partie aval de massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur une longueur de $L_d = 27m$.

V.6 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 du sol drainé 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 ;
- ✓ Sous les recharges drainantes.

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

▪ **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 :

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

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_{50} : diamètre de filtre

D_{15} : diamètre du sol à protéger.

- **Granulométrie de sol a protégé**

$$d_{15} = 0.0005 \text{ mm}$$

$$d_{50} = 0.004 \text{ mm}$$

$$d_{85} = 0.02 \text{ mm}$$

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

$$0.006 \text{ mm} < D_{15} < 0.02 \text{ mm}$$

$$0.05 \text{ mm} < D_{50} < 0.23 \text{ mm}$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0.013 \text{ mm}$$

$$D_{50} = 0.14 \text{ mm}$$

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

$$0.156 \text{ mm} < D_{15} < 0.52 \text{ mm}$$

$$1.7 \text{ mm} < D_{50} < 8.12 \text{ mm}$$

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

$$D_{15} = 0.34 \text{ mm}$$

$$D_{50} = 5 \text{ mm}$$

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 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} (1+0.05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (V.5)$$

AN : $\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 33$ coefficient d'hétérogénéité ;

$n = 0.45 - 0.1 \cdot \log \eta = 0.3$;

$D_{60} = 0.30$ mm, $D_{10} = 0.009$ mm

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.72 > 0.66$$

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

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

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.013}{0.20} = 0.07 < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

Filtre N° 02 :

- **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 :

$D_5 = 0.25$ mm ; $D_{10} = 0.3$ mm ; $D_{17} = 0.4$ mm ; $D_{60} = 10$ mm

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} (1+0.05\eta) \frac{n}{1-n}$$

Avec :

$D_5 / D_{17} = 0.63 > 0.6$ pour $n = 0.29$ et $\eta = 33$

La condition est vérifiée donc le phénomène de RENARD inexistant.

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

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = 1.7 < 4$$

Donc : On prévoit :

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur 15 cm.
- La deuxième couche en gravier d'épaisseur 15 cm.
- L'embrochement (rip-rap) d'épaisseur = 45 cm.

V.7 ETUDE DES INFILTRATIONS

V.7.1 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.7.2 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.7.3 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 :

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \dots\dots\dots (V.6)$$

Tel que :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (V.7)$$

Avec :

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont

$$b = m_1 \cdot H_e = 3 \cdot 13.88 = 41.64 \text{ m}$$

$$d = L_b - L_p - L_t - 0,7 \cdot b = 45.97 \text{ m} \quad \mathbf{d = 37.85 \text{ m}}$$

L_p : longueur du drain prisme

L_t : longueur du drain tapis

h=H_e : La hauteur d'eau en amont (**h=13.88m**).

On trouve **Y₀ = 2.47 m**

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$y^2 = 2xy_0 + y_0^2 \quad \text{on aura} \quad \mathbf{Y^2 = 4.93X + 6.10}$$

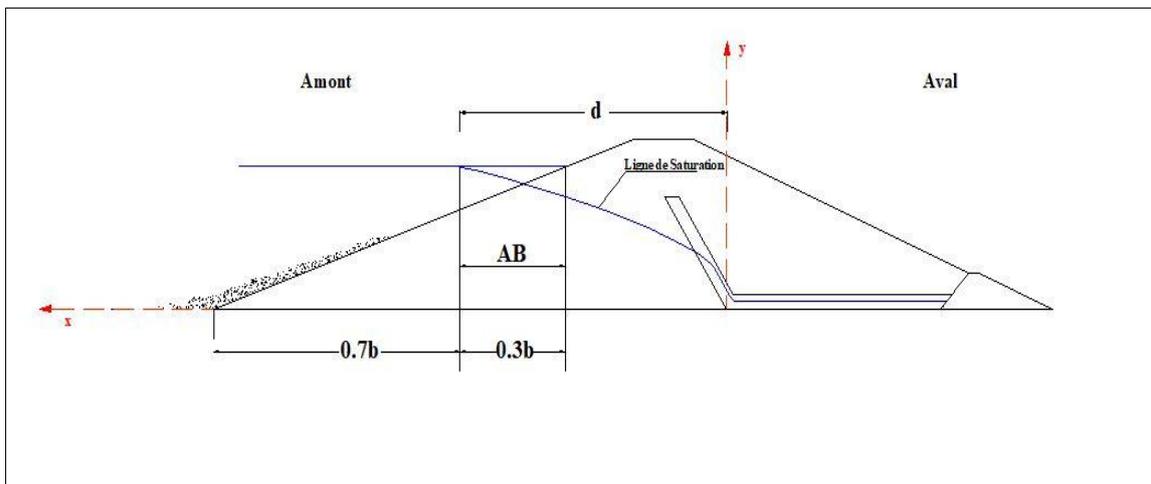


Figure V.3 Positionnement de la ligne de saturation

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau V.2 ci-après :

Tableau V.2 : Coordonnées de la parabole de KOZENY :

X	0	1	3	6	8	12	16
Y	2.47	3.32	4.57	5.97	6.75	8.08	9.22
X	20	24	28	32	34	36	37.84
Y	10.23	11.15	12	12.8	13.18	13.55	13.88

V.7.2 Débit d'infiltration

V.7.2.1 Débit d'infiltration à travers la digue

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

$$q = K.I.A \dots\dots\dots(V.8)$$

Avec :

- **q** : débit d'infiltration (m²/s/ml).
- **I** : gradient hydraulique.
- **K** : Coefficient de perméabilité. (K=1*10⁻⁷m/s).
- **A** : section d'infiltration par unité de longueur.

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

Donc

$$q = K. y \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots(V.9)$$

Avec

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

D'où

$$q = K.y_0 \text{ m}^3/\text{s/ml} \dots\dots\dots(V.10)$$

Le débit total à travers le barrage sera :

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

$$y_0 = 2.05 \text{ m}$$

$$K = 2.337 * 10^{-8} \text{ m/s}$$

$$q = 2.337 \cdot 10^{-8} \times 2.05 = 9.96 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}/\text{ml}$$

Donc

$$Q_I = q \cdot L = 9.96 \times 10^{-8} \times 358 = 3.57 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_d = 3.57 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

V.7.2.2 Débit d'infiltration à travers la fondation

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

$$q = K \cdot I \cdot A \dots \dots \dots (V.12)$$

Avec :

- **K** : Coefficient de perméabilité. **K=3.3*10⁻⁹ m/s**

$$I = H/L_b \dots \dots \dots (V.13)$$

- **H** : Charge de la retenue, **H= 13.88 m**
- **L_b** : 107m L'emprise du barrage.
- **A** : Section d'infiltration par unité de longueur. **A=T.1**
- **T** : Profondeur du sol de fondation perméable. **T=3m**

D'où :

$$q = K \cdot I \cdot T \dots \dots \dots (V.14)$$

$$q = 3.3 \times 10^{-9} \times \frac{13.88}{107} \times 3 = 1.28 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}/\text{ml}$$

Donc :

$$Q_F = q \cdot L = 1.28 \times 10^{-9} \times 358 = 4.58 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$$

V.7.2.3 Débit total d'infiltration

$$Q = Q_F + Q_D$$

$$Q = 4.58 \times 10^{-7} + 3.57 \times 10^{-5} = 3.62 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 3.62 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

- Le débit de fuite journalier à travers toute la digue **3.12 m³/jour**
- Le débit de fuite annuel à travers toute la digue **1141.6 m³/ans**

V.7.2.4 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

A. Dispositif d'étanchéité

La résistance d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \dots \dots \dots (V.15)$$

Avec :

- ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.
- δn : épaisseur moyenne de la digue.
- I_{adm} : gradient hydraulique admissible, déterminé à partir du tableau suivant.

Notre barrage appartient à la **classe III** (d'après **Tableau IV.3**)

Tableau V.3 : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	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	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

$$I_{adm} = 1,8$$

Donc :

- $\Delta H = 13.88$ m
- $\delta n = 70$ m

$$I = 0,2 \leq I_{adm}$$

D'où la résistance à l'infiltration du sol du barrage est assurée.

B. Fondation du barrage

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée, si et seulement, si la condition suivante est vérifiée :

$$I < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots \dots \dots (V.16)$$

Avec :

- **I_{cr}** : gradient d'infiltration critique, déterminé en fonction du type du sol de la fondation. Il est donné par le tableau suivant.

Tableau V.4 : Gradient admissible pour les fondations

Type de remblai	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argilecompactée	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	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

- **K_s** : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de barrage d'après le tableau suivant

Tableau V.5 : Détermination du coefficient de sécurité

Classe de l'ouvrage	I	II	III	IV
K_s	1.25	1.20	1.15	1.10

- **I_f** : gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule Suivante :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \dots\dots\dots(V.17)$$

Avec

- **T_c** : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation, T_c=3 m.
- **H** : charge d'eau, H=13.88 m.
- **L** : longueur à la base du barrage L=107 m.

Nous aurons donc : **I_f = 0,13**

La fondation est en argile, à partir du tableaues gradients admissible pour les différents types de fondations, nous trouvons

$$I_{cr}=1,8$$

Notre retenue appartient à la classe IVce qui nous donne **K_s=1,1**

Donc :

$$\frac{I_{cr}}{K_s} = 1.6 \dots\dots\dots(V.18)$$

Ce qui nous donne $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$ donc la résistance d'infiltration à travers les fondations est vérifiée.

V.8 ETUDE DE STABILITE

La stabilité d'un remblai est déterminée par sa capacité à résister, le long des surfaces de glissement potentielles, aux efforts de cisaillement dérivant de l'application des surcharges poussées de l'eau (et éventuellement les forces sismiques) et des charges permanentes dépendant du poids du remblai et des pentes des talus. Le calcul de stabilité du remblai peut être effectué selon différentes méthodes. L'une des méthodes la plus simple et la plus utilisée pour des barrages constitués de matériaux non homogène, est la méthode de FELLENIUS dite « Suédoise ».

V.8.1 méthode de FELLENIUS

Il est admis que la rupture a lieu suivant une surface de glissement en forme de cylindre. Cette hypothèse étant faite, plusieurs cercles de glissement sont tracés sur une coupe transversale du talus et le cercle le plus critique est recherché, c'est-à-dire celui qui présente le coefficient de sécurité le plus faible.

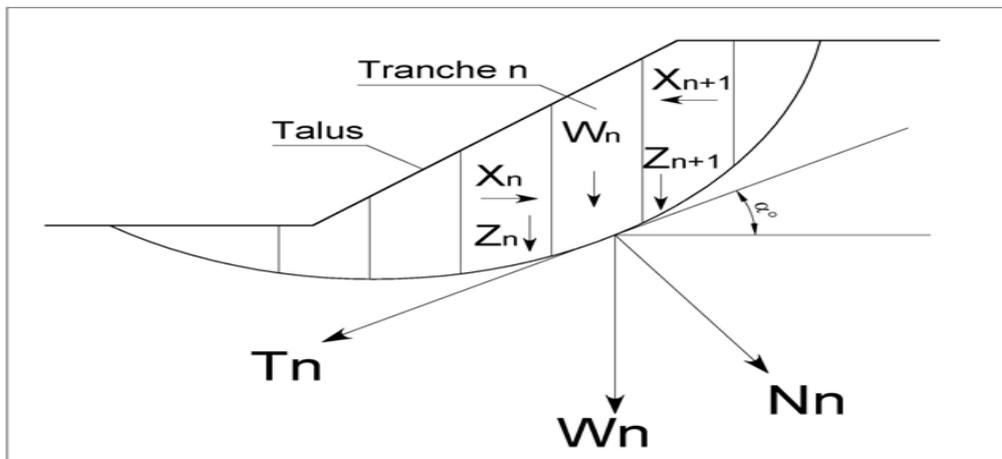


Figure V.4 : Schéma de calcul de la tranche verticale sur le talus

Pour simplifier les calculs, Fellenius admet les hypothèses suivantes :

1. Au niveau de chaque tranche : $X_{n-1} - X_n = 0$ et $Z_{n-1} - Z_n = 0$
2. La force tangentielle T a tendance à entraîner le glissement, elle est motrice. T_i est la composante tangentielle du poids de toute la matière contenue dans la tranche n , sol et eau
3. La force N est stabilisatrice car elle mobilise le frottement interne, elle crée une force résistante ($N \times \tan \phi$) opposée à T .

Si R est le rayon du cercle de glissement, le moment des forces résistantes est :

$$(\sum_{i=1}^n N_i \times tg\phi + C \times L) \times R \dots \dots \dots (V.19)$$

Où : L désigne la longueur de l'arc du cercle.

Le moment des forces motrices est :

$$\sum_{i=1}^n T_i \times R \dots \dots \dots (V.20)$$

V.8.2 Détermination de la zone des cercles critiques

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

- Tracer deux lignes au milieu du talus (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 R₁ et R₂ avec : R₁= K₁×H_b et R₂= K₂×H_b.

Où : H_b : Hauteur totale du barrage.

K₁-K₂ : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant :

Tableau V.6 : Valeurs des K₁ et K₂

Pente de talus	1	2	2.5	3	4	5	6
K ₁ = R ₁ /H _b	0.75	0.75	0.875	1.0	1,5	2,2	3
K ₂ = R ₂ /H _b	1.5	1.75	2.025	2.3	3.75	4.8	5.5

Pour notre retenue, nous allons prendre :

Tableau V.7 : Valeurs des R₁ et R₂ pour les talus de notre digue :

talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Amont	3	1.0	2.3	17.44	40.11
Aval	2.5	0.875	2.025	15.26	35.32

L'intersection de R₁ et R₂ avec les deux lignes précédentes nous donne la zone des cercles (centres des cercles).

- 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.8.3 Forces agissant sur une tranche

V.8.3.1 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 :

$$G_i = b \sum \gamma_i h_i \dots\dots\dots (V.21)$$

Où : G_i : poids propre de la tranche.

b : largeur d'une tranche ($b=0.1R$).

h_i : hauteurs des tranches.

γ_i : densité du massif correspondant (en dessous, au-dessus de la ligne de saturation et des fondations).

Le poids « G_i » étant une force qui présente deux composantes :

$$N_i = G_i \times \cos\alpha \dots\dots\dots (V.22)$$

$$T_i = G_i \times \sin\alpha \dots\dots\dots (V.23)$$

✓ N_i : composante normale stabilisatrice.

✓ T_i : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

Avec :

$$\cos\alpha = \sqrt{1 - \sin^2\alpha} \dots\dots\dots (V.24)$$

$$\sin\alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section}}{\text{nombre total des tranches}} \dots\dots\dots (V.25)$$

V.8.3.2 Force de pression interstitielle

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$U_i = \gamma_w \times h \times dl \dots\dots\dots (V.26)$$

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

$$dl = \frac{2\pi \times R \times \theta}{360^\circ} \approx \frac{b}{\cos\alpha} \dots\dots\dots (V.27)$$

✓ θ : angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

V.8.3.3 Forces de cohésion

$$F_c = C \times dl \dots\dots\dots (V.28)$$

✓ C : cohésion du sol considéré.

V.8.3.4 Forces de frottement

$$F_f = (N_i - U_i dl) \text{tg} \varphi \dots \dots \dots (IV.29)$$

- ✓ 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.

V.8.3.5 Force séismique

$$T'_i = \alpha \times G_i \dots \dots \dots (V.30)$$

- ✓ a : Coefficient de séisme (Notre site se situe sur la zone sismique **I** donc le coefficient de l'accélération sismique est de **a=0.12**).
- ✓ G_i : poids de la tranche.

V.3.1.3. Classement des forces

Nous pouvons classer toutes ces forces comme suit :

A. Les forces stabilisatrices

Les forces stabilisatrices sont les forces de frottement et les forces de cohésion ainsi que la composante normale du poids propre de la tranche et la force interstitielle. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M^t_{\text{résistant}} = \sum_{i=1}^n R \cdot [C_i \cdot l_i + (W_i \cdot \text{Cos}(\alpha) - U_i \cdot l_i) \text{tg} \varphi_i] \dots \dots \dots (V.31)$$

B. Les forces déstabilisatrices

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle (T_n), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M^t_{\text{moteur}} = \sum_{i=1}^n R \cdot W_i \cdot \text{Sin} \alpha = R \sum_{i=1}^n W_i \cdot \text{Sin} \alpha \dots \dots \dots (V.32)$$

C. Coefficient de sécurité admissible

Une fois le coefficient de sécurité déterminé, il s'agit de conclure si l'ouvrage serait stable ou non. Pour cela, il est nécessaire de comparer le coefficient critique à un coefficient dit admissible. Ce coefficient de sécurité est fixé d'après l'expérience et, il varie selon le cas de sollicitation normale ou exceptionnelle.

Les coefficients de sécurité couramment admis en fonction de la classe du barrage sont groupés dans le **Tableau V.8**

Tableau V.8 : Valeurs des coefficients de stabilité admissibles des talus

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
K _{SS} (sans séisme)	1,3 ÷ 1,2	1, ÷ 1.15	1,15 ÷ 1.1	1,1 ÷ 1.05
K _{as} (avec séisme)	1,1 ÷ 1.05	1,1 ÷ 1.05	1, ÷ 1.05	1.05

V.8.4 Coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Le coefficient de sécurité «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

➤ **Retenue pleine :**

$$K_{ss} = \frac{\sum[(N_i - U_i \times l_i) \text{tg} \varphi_i] + \sum C_i \times dl}{\sum T_i} \dots\dots\dots (V.33)$$

$$K_{as} = \frac{\sum[(N_i - U_i \times l_i) \text{tg} \varphi_i] + \sum C_i \times dl}{\sum T_i + \frac{1}{R} \times \sum T'_i \times dn_i} \dots\dots\dots (V.34)$$

➤ **Retenue vide :**

$$K_{ss} = \frac{\sum(N_i \times \text{tg} \varphi_i) + \sum(C_i \times dl)}{\sum T_i} \dots\dots\dots (V.35)$$

$$K_{as} = \frac{\sum(N_i \times \text{tg} \varphi_i) \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \times dl}{\sum T_i + \frac{1}{R} \times \sum T'_i \times dn_i} \dots\dots\dots (V.36)$$

➤ **vidange rapide**

$$K_{ss} = \frac{\sum(N_i \times \text{tg} \varphi_i) + \sum(C_i \times dl)}{\sum T_i} \dots\dots\dots (V.37)$$

$$K_{as} = \frac{\sum(N_i \times \text{tg} \varphi_i) \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \times dl}{\sum T_i + \frac{1}{R} \times \sum T'_i \times dn_i} \dots\dots\dots (V.38)$$

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.

Les caractéristiques géotechniques des sols sont représentées dans le **tableau V.11** suivant :

Tableau V.9 : Caractéristique géotechnique :

Paramètres	Unité	Digue	Fondation
φ°	Degré	20	25
C	t/m ²	2	1.73
γ_{sat}	t/m ³	1.8	1.85
γ_d	t/m ³	1.375	1,45
γ'	t/m ³	0.8	-

La densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$.

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

Tableau V.10 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

cas de sollicitation	Coefficient de sécurité	
	kss	kas
Fin de construction	talus aval	
R1 = 33.85	3.07	1.91
R2 = 33.22	3	1.88
R3 = 28.36	2.17	1.59
Fonctionnement normal	talus aval	
R1 = 33.85	2.80	1.75
R2 = 33.22	3	1.88
R3 = 28.36	2.17	1.59
vidange rapide	talus amont	
R1 = 43.5	4	2.24
R2 = 30	3.68	2.27
R3 = 27.36	4.03	2.28

CONCLUSION

A la fin de ce chapitre on a pu avoir une appréciation générale sur la retenue d'EL AMIRIA , telle que la stabilité de la digue, l'étanchéité de la fondation et celle de la digue. Concernant. la stabilité, le coefficient de sécurité minimal calculé par la méthode FELLENIUS pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissibles avec et sans séisme.

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

Chapitre VI : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

INTRODUCTION

Pour une bonne exploitation d'une retenue (i.e. de point sécuritaire, longévité et autre), il est nécessaire de mettre en place à titre provisoire ou définitif des ouvrages dits : Annexes, leur importance est beaucoup plus grande que ne pourrait le laisser croire leur qualitatif dans bien des cas.

Les nécessités de leur construction conditionnent les dimensions et même le type du barrage envisagé, on distingue trois catégories d'ouvrages annexes.

- Les dérivations provisoires.
- Les évacuateurs de crues.
- Les vidanges de fond et les prises d'eau.

VI.1 EVACUATEUR DE CRUES

C'est un ouvrage d'une importance primordiale, essentiel à la sécurité du barrage. La conception de l'évacuateur dépend du débit à évacuer, de la hauteur de chute entre le niveau des plus hautes eaux et celui du fond de la vallée. Et en fonction de la topographie et de la nature des terrains qui avoisinent le barrage

VI.1.1 Différents types d'évacuateurs de crue

VI.1.1.1 Evacuateur central

Il est fait en béton, en maçonnerie ou en gabions et est encadré par des bajoyers (murs latéraux qui protègent la digue).

A l'aval du barrage, un bassin de dissipation permet de réduire l'énergie de l'eau après la chute.

La longueur du bassin est égale à au moins 1,5 fois la hauteur de chute. Sa profondeur est de 30 à 40 cm.

VI.1.1.2 Evacuateur latéral

L'évacuateur de crues latéral est un chenal ouvert creusé dans les berges du cours d'eau et situé à côté d'une extrémité de la digue. Son implantation dépend des conditions topographiques et géologiques du site. En général, il est composé de :

- un chenal d'aménée qui dirige le courant vers le passage
- un seuil qui détermine le débit d'écoulement

- un chenal d'évacuation qui raccorde l'ouvrage au lit principal du cours d'eau. Ce chenal contient des seuils destinés à réduire l'énergie de l'eau. Le chenal peut être revêtu ou non en fonction de la nature des sols de fondation ; les seuils sont en béton ou en gabions.

A. Évacuateur de crue latéral à entonnement frontal

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

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- Le coût peu onéreux
- La difficulté de modification.

B. Évacuateur de crues latéral à entonnement latéral

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

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

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 en charge

Dans les évacuateurs en charge l'eau transite vers l'aval du barrage par une galerie ou par une conduite de gros diamètre disposée sous le barrage, ou latéralement en rive. Cette conduite est alimentée par l'intermédiaire d'un puits ou d'une tour, ou par un déversoir de surface à crête souvent circulaire, appelé tulipe.

A. 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.

B. Evacuateur de crues en siphon

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

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

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

VI.1.1.4 Critères de choix de l'évacuateur de crue

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

- La sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- Les exigences topographiques du site.
- Les exigences géologiques de la fondation.
- La facilité d'entretien.
- La facilité de réalisation et modification.
- Le coût de l'ouvrage.
- Le type de barrage.

VI.1.1.5 Choix de la variante

Le choix de la rive où l'évacuateur sera implanté dépend des conditions topographiques favorables, dans notre étude nous optons pour un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal avec un déversoir type Craeger (1951), en rive gauche de l'oued qui présente les meilleures conditions de pente.

VI.2 DIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUE

Les évacuateurs de crue à surface libre, se composent principalement des ouvrages suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un chenal d'écoulement.
- Un convergent.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de fuite.

Caractéristiques de l'évacuateur de crue

- Déversoir de type Greager
- Niveau normal de la retenue NNR = 891.98m NGA.
- Niveau les plus hautes eaux : NPHE = 893.36 m NGA.
- Débit de pointe à évacuer $Q_{\text{évacuer}} = 19.31 \text{ m}^3/\text{s}$
- Largeur du déversoir $B = 14 \text{ m}$

VI.2.1 Canal d'approche

Le canal d'approche permet de guider l'écoulement de la crue vers le seuil déversant.

Le canal d'approche doit conduire l'eau jusqu'au déversoir dans des conditions tranquilles sans turbulence.

Les dimensions du canal (largeur et longueur) seront subordonnées à la longueur, au type, à l'emplacement du déversoir et aux caractéristiques du terrain.

Les vitesses doivent être suffisamment petites, pour que les pertes d'énergie et l'érosion soient minimales.

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V = \frac{Q_{\text{max}}}{(P+h)b} \dots \dots \dots \text{(IV.1)}$$

Avec :

- Q : Débit à évacuer (m^3/s), $Q = 19.31 \text{ m}^3/\text{s}$

- H : Charge d'eau (m) et, $H = 2.28 \text{ m}$

$$H = h + P \dots \dots \dots \text{(VI.2)}$$

- S_{canl} : Section du canal en (m^2)

$$S = H \times b \dots \dots \dots \text{(VI.3)}$$

- P : Hauteur de pelle en (m), $P = 1.2 \text{ m}$

- h : Lambe déversante en (m), $h = 1.08 \text{ m}$

- b : largeur du déversoir, $b = 14 \text{ m}$

$$V = 0.60 \text{ m/s}$$

La vitesse admissible pour le tronçon ($1 \div 2.2$) m/s, $V < V_{\text{adm}}$, donc pas de risque d'érosion

VI.2.1.1 Hauteur du mur du canal d'approche

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante :

$$R = 0,61 + 0,14V (H)^{1/3} \dots \dots \dots \text{(VI.4)}$$

$$R = 0,72 \text{ m}$$

La hauteur de mur est

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

Donc : **Hm = 3 m**

VI.2.1.2 Longueur du canal d'approche

D'après le plan topographique, la longueur du canal d'approche est égale à 10 m

VI.2.1.3 Pente du canal d'approche

Pour obtenir un écoulement uniforme il est important de créer une contre pente.

Pour un régime uniforme on a :

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{2/3} * i_0^{1/2} \dots\dots\dots (VI.6)$$

De l'équation on obtient : $i_0 = \left(\frac{n*V}{R^{2/3}}\right)^2$

Q : Débit évacué en [m³/s].

S : section mouillée rectangulaire en [m²] ; S= (P+h) x b =2.28*14 =31.92 m²

i₀ : Pente du fond.

R : rayon hydraulique en [m] ; R=S/p = 0.5 m

V : Vitesse d'écoulement en [m/s] ; V=Q/S.

P : Périmètre de section mouillée en [m] ; P= ((h+p) x 2) +b = 63.84.

n : Coefficient de Manning en [$\frac{s}{m^{1/2}}$]

AN : i₀ = 0.0002%

VI.2.2 Le déversoir

Le déversoir situé à l'amont de l'évacuateur contrôle le débit de celui-ci.

Le profil Greager est généralement adopté puisqu'il conduit à une lame déversante qui adhère à la forme de ce profil.

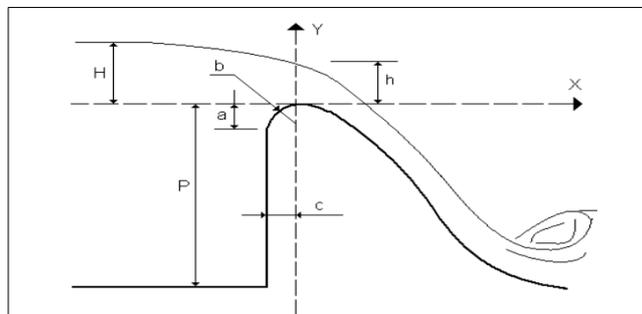


Figure VI.1 : Dimensions du déversoir.

$a = 0,12H = 0.15 \text{ m}$

$b = 0,4H = 0.45 \text{ m}$

$c = 0,3H = 0.30 \text{ m}$

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

$$y = \frac{x^{1,85}}{2h_d^{0,85}} \dots\dots\dots (VI.7)$$

Où : x : Distance horizontale en m.

Y : Distance verticale en m.

h_d : la charge sur le déversoir

Les coordonnées du profil du déversoir sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Coordonnés du profil de Creager

X	0.00	0.50	0.80	1.20	1.50	1.55	1.65	1.66
Y	0.00	0.13	0.31	0.66	0.99	1.05	1.18	1.20

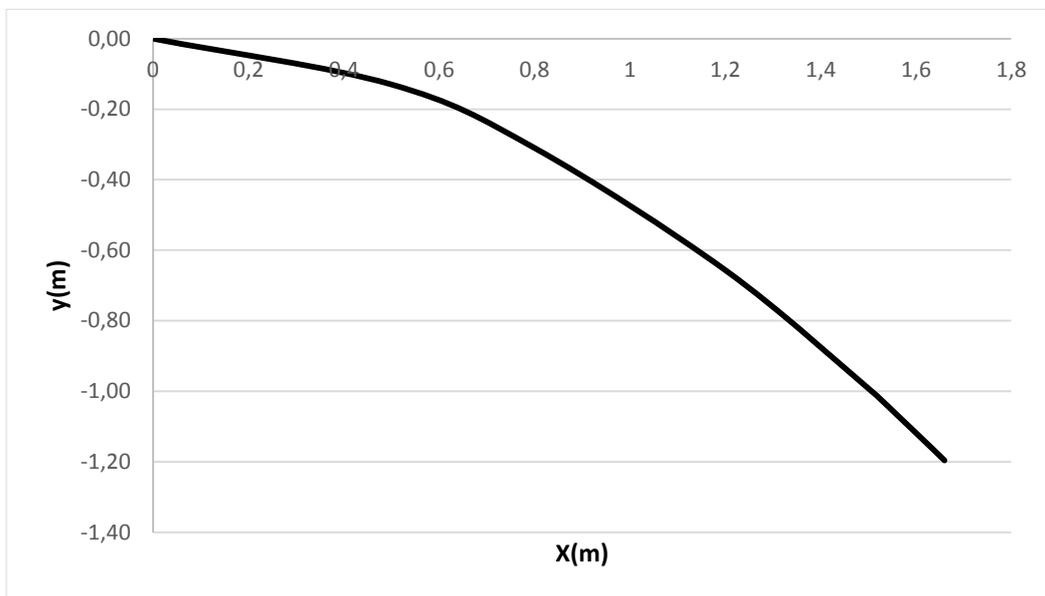


Figure VI.2 : Dimensions et géométrie du déversoir.

VI.2.3 Chenal d'écoulement

Fait directement suite au déversoir. Sa section est de forme rectangulaire avec une pente assurant un régime de type fluvial sa longueur est déterminée en fonction de la topographie elle est égale à 10 m.

Pour vérifier les conditions d'écoulement, nous calculons la profondeur critique "y_c" et la pente critique.

VI.2.3.1 Profondeur critique

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2} \dots\dots\dots (VI.8)$$

Avec :

- Q : Débit à évacuer (m³/s), **Q = 19.31 m³/s**
- b : largeur du chenal, **b=14 m**
- g : l'accélération de pesanteur, **g=9,81m/s**

AN : **h_c = 0,58 m**

VI.2.3.2 Pente critique

La pente critique se détermine par la formule de Manning :

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (VI.9)$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en [m] ;

I : pente en [m/m] ;

S : section mouillée ;

K : coefficient de Manning –Strickler (K = 71)

Pour une section rectangulaire h=h_c $I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + (2 \cdot h_c))^{2/3}}{K \cdot (b \cdot h_c)^{5/3}} \right]^2$

AN : **I_{cr} = 0,003 = 0.3%**

VI.2.3.3 Hauteur normale

$$Q = C \cdot S \cdot \sqrt{R \cdot I} \dots\dots\dots (VI.10)$$

Q= le débit à évacuer ; Q= 19.31 m³/s

S : section du chenal ; S=b.h_n.

I : pente du chenal ; I=0,10 %

C : coefficient de Chezy ; C=R^{1/6}/n.

$n=0,014$

R : rayon hydraulique $R = \frac{S}{P} = \frac{b \cdot h_n}{2 \cdot h_n + b}$;

Tableau VI.2 : Calcul de la profondeur normale (chenal)

i(%)	n	b(m)	P(m)	S(m)	R=S/P	Q (m3/s)	hn(m)
0.15	0.014	14	15.56	10.92	0.7	19.31	0.78

✓ **Interprétation des résultats :**

$I = 0.15 \%$ et $I_{cr} = 0.3 \%$

$h_n = 0.78 \text{ m}$ et $h_{cr} = 0.58 \text{ m} \Rightarrow I < I_{cr}$ et $h_n > h_c$

Donc le régime devient fluvial, et donc pas de formation de ressaut hydraulique.

VI.2.3.4 La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suite

$R = 0,61 + 0,14(V)^{1/3}$ (VI.11)

R = 0.80 m

La hauteur de mur est

$H_m = h_e + R$ (VI.12)

$h_e = 0.78 \text{ m}$ $H_m = 1.60 \text{ m}$

VI.2.4 convergent

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante :

$L = 2,5 (l_1 - l_2)$ (VI.13)

Avec :

- l_1 : est la largeur au plafond du bief amont, **$l_1 = 14 \text{ m}$**
- l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle, **$l_2 = 10 \text{ m}$**

$L = 2,5 (14 - 10) = 10 \text{ m}$

La longueur du convergent est de **10 m**

VI.2.5 Le coursier

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement et permet de conduire l'eau au talweg.

Pour assurer de bonnes conditions à l'écoulement, il est conseillé de le construire en béton avec une section rectangulaire dans les barrages collinaires. Les courants qui aboutissent au pied d'un coursier. Mais ils doivent rejoindre le cours d'eau à une vitesse très inférieure, l'énergie en excès doit être dissipée.

VI.2.5.1 Largeur du coursier

Pour assurer de bonnes conditions d'écoulement et de construction, on donne au coursier une section rectangulaire, de la même largeur, à la fin de convergent **bcr=10m**

VI.2.5.2 Longueur du coursier

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 134 mètres.

VI.2.5.3 La profondeur critique

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 b}{g \cdot S^3} = 1 \dots\dots\dots(VI.14)$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \dots\dots\dots(VI.15)$$

- **b** : est la largeur du coursier égale 10 m

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{19.31^2}{9.81 * 10^2}} = 0.6m$$

$$h_{cr} = 0.72m$$

VI.2.5.4 La pente critique

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique. Pour calculer I_{cr} nous associerons donc la relation du régime uniforme

$$Q = Sc \cdot C \cdot \sqrt{R_c \cdot I_{cr}} \dots\dots\dots(VI.16)$$

Avec celle du régime critique.

$$\frac{Q^2 \cdot b}{g \cdot S_c^3} = 1 \dots\dots\dots (VI.17)$$

Pour une section rectangulaire (S=h.b) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C_c^2 \cdot R_c} \dots\dots\dots (VI.18)$$

Avec :

- I_{cr} : pente critique
- S_c : section critique

$$S_c = b \cdot h_{cr} \dots\dots\dots (VI.19)$$

- R_c : rayon critique

$$R_c = S_c / P_c \dots\dots\dots (VI.20)$$

- P_c : périmètre critique

$$P_c = 2 \cdot h_{cr} + b \dots\dots\dots (VI.21)$$

- C_c : coefficient de Chézy

$$C_c = R_c^{1/6} / n \dots\dots\dots (VI.22)$$

- n : coefficient de rugosité, $n=0,014$ (revêtement en béton).

La pente critique est :

$$I_{cr} = \frac{9,81 \cdot 0,72}{66,13^2 \cdot 0,63} = 0,0025 \quad I_{cr} = 0,25\%$$

VI.2.5.5 Calcul de la profondeur normale

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (c'est-à-dire la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes) elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy).

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \dots\dots\dots(VI.23)$$

Avec,

S : section du coursier ; $S=b.h_n$; **I** : pente du coursier $I=8.7\%$

C : coefficient de Chézy $Cn = R^{1/6} / n$; **R** : rayon hydraulique $R = \frac{S}{P} = \frac{b.h_n}{2.h_n + b}$;

De la même manière que pour le chenal d'écoulement, et par itérations on aura :

$$Q = \frac{1}{n} . I^{\frac{1}{2}} . (b + hn)^{\frac{5}{3}} . (2hn + b)^{-\frac{2}{3}} \dots\dots\dots (VI.24)$$

Tableau IV.3 : Calcul de la profondeur normale (coursier)

i(%)	n	b(m)	P(m)	S(m)	R=S/P	Q (m3/s)	hn(m)
8.7	0.014	10	10.49	2.43	0.23	19.31	0.243

Nous aurons :

$$h_n = 0,243 \text{ m}$$

Nous constatons que $h_n < h_{cr}$ et $ic < i_0$, donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal à forte pente

VI.2.5.6 Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Calcul de la ligne d'eau avec la Méthode Indirecte d'intégration Numérique

Tableau IV.4 : les Caractéristiques de coursier

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Yn	yc	Régime	L coursier (m)
19.31	71	0.087	0.243	0.72	Torrentiel	134

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant que dQ/dx est nul :

$$dy/dx = (S_o - S_f) / (1 - Fr_2^2) \dots\dots\dots (VI.25).$$

Avec,

S_o : 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 :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_o - (n^2 Q^2) / (A^2 R^3)}{1 - (Q^2 B) / (g A^3)} \dots \dots \dots (VI.26)$$

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 :

$$Y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2} \dots \dots \dots (VI.27)$$

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 on continue avec une valeur de $y_i' < y_i$ jusqu'à trouver la somme de Δx égale à la longueur L de coursier.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Calcul de la ligne d'eau avec la méthode indirecte d'intégration numérique

y	y_{moy}	S_{moy}	P_{moy}	R_{moy}	Fr^2	$1-FR^2$	$n^2 Q^2 / A^2 R^{(4/3)}$	$I_0 - G_1$	Δx	L
0,72										
0,7	0,71	7,1	11,42	0,622	1,487	-0,487	0,003	0,084	-0,116	0,116
0,65	0,675	6,75	11,35	0,595	1,730	-0,730	0,003	0,084	-0,436	0,551
0,6	0,625	6,25	11,25	0,556	2,180	-1,180	0,004	0,083	-0,711	1,263
0,5	0,55	5,5	11,1	0,495	3,198	-2,198	0,006	0,081	-2,719	3,982
0,4	0,45	4,5	10,9	0,413	5,839	-4,839	0,012	0,075	-6,429	10,411
0,3	0,35	3,5	10,7	0,327	12,411	-11,411	0,026	0,061	-18,842	29,253
0,25	0,275	2,75	10,55	0,261	25,586	-24,586	0,058	0,029	-45,349	74,602
0,243	0,2465	2,465	10,493	0,235	35,526	-34,526	0,083	0,004	-58,706	133,307

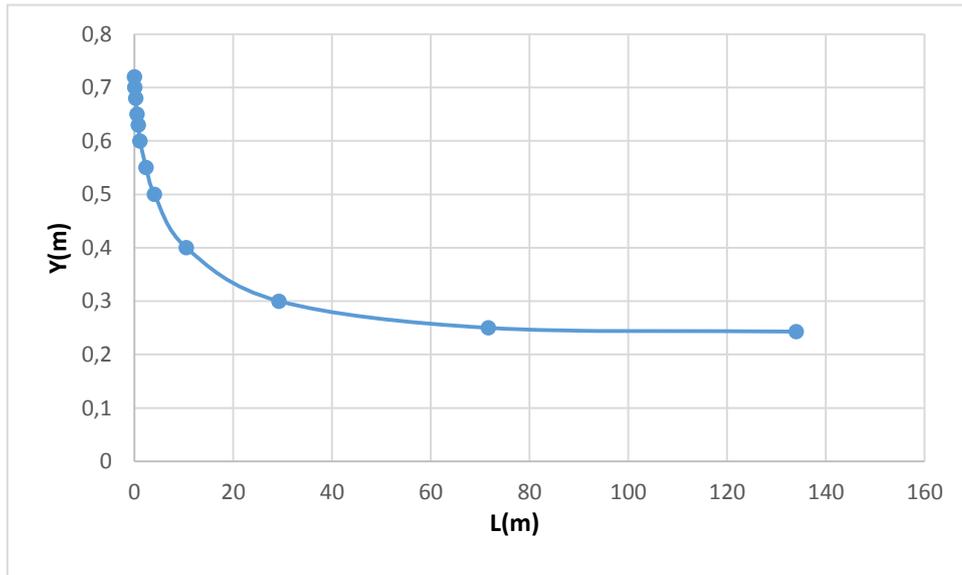


Figure VI.3 : Profil de la ligne d'eau au niveau du coursier

On a :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}} \dots\dots\dots (VI. 28)$$

Fr : Nombre de Froude ; V : Vitesse de sortie du coursier tel que $V = \frac{Q}{S}$

AN: $V = \frac{Q}{S} = \frac{19.31}{10 \times 0,243} = 7.95 \text{ m/s}$ **V=7.95 m/s**

Donc : $Fr = \frac{7.95}{\sqrt{9.81 \times 0.243}} = 5.15$ **Fr=5.15**

VI.2.5.7 Hauteur des murs du coursier

On a: $H_m = h_e + R$ et $R = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$

A. Hauteur des murs au début du coursier

Vdc : vitesse au début de coursier

hdc : hauteur d'eau au début de coursier

$V = 2.68 \text{ m/s}$

$hdc = 0.72 \text{ m}$

AN : **R=0.80 m** et **Hmd = 1.52 m** on prend **Hmd =1.6 m**

B. Hauteur des murs à la fin du coursier

V_{fc} : vitesse à la fin de coursier

h_{fc} : hauteur d'eau à la fin de coursier

$$V=7.95 \text{ m/s}$$

$$h_{fc}= 0.243 \text{ m}$$

AN : **R**=0.89 m et **H_{mf}** =1.13 m on prend **H_{mf} = 1.30 m**

VI.2.6 Dissipateur d'énergie

Le principe de la dissipation de l'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial.

Tableau.VI.6 : Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR :

Fourchette du nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1 \leq F_r \leq 1.7$	Ressaut ondulé
$1.7 \leq F_r \leq 2.5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface
$2.5 \leq F_r \leq 4.5$	Ressaut oscillant
$4.5 \leq F_r \leq 9$	Ressaut stable
$F_r \geq 9$	Ressaut fort (écoulement très turbulent)

Dans les bassins à ressaut hydraulique, l'énergie dissipée peut être exprimée en fonction du nombre de Froude au niveau de la section initiale du ressaut F_r . Le meilleur intervalle du nombre de Froude qui assure une dissipation d'énergie élevée et la régularité du courant aval est celui compris entre 4.5 et 9 (ressaut stable). Pour des grandes valeurs, le ressaut est dit fort. Il est appelé faible ou oscillant pour des faibles valeurs de F_r . Ces valeurs entraînent la formation des ondulations dans le courant aval ou à des tourbillons instables voire à une dissipation d'énergie quasiment nulle.

Fr = 5.15 Froude est compris entre 4.5 et 9 donc nous aurons une formation d'un ressaut stable

Pour la dissipation de l'énergie nous avons opté pour un bassin de dissipation à ressaut. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval.

Nous avons :

- $V = 7.95 < 15 \text{ m/s}$
- $Fr = 5.15 > 4,5$

Nous allons opter pour bassin de **type II**.

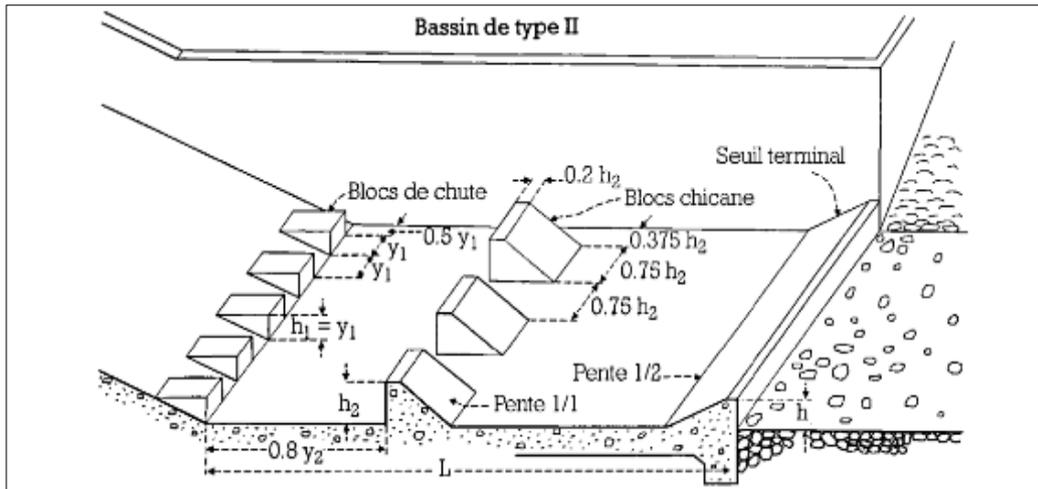


Figure VI.4: Bassin de dissipation USBR type II (Design of Small Dams, 1987)

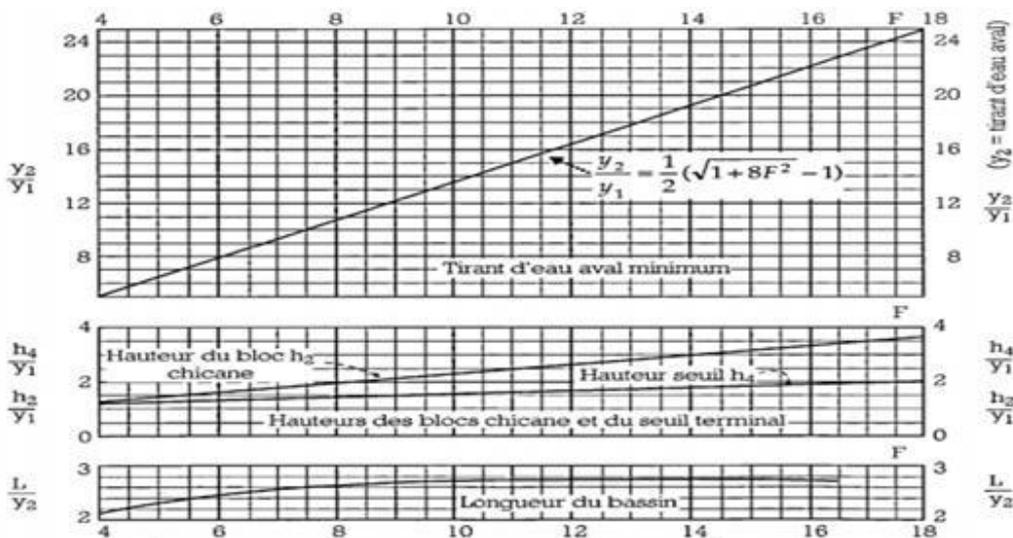


Figure VI.5 : caractéristique du bassin de dissipation pour $Fr > 4.5$ et $V < 15 \text{ m/s}$

VI.2.6.1 Dimensionnement du bassin

On a $Fr = 5.15$ et $y_1 = 0.243 \text{ m}$

D'après l'abaque. $\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \times (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) = 7.2$ D'où $y_2 = 1.75 \text{ m}$.

y_1 : Tient d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tient d'eau après le ressaut en (m)

VI.2.6.2 Longueur du bassin

D'après l'abaque On a : $L/y_2=2.4$ Donc :

$L = 4.2m$. On prend : **$L = 4.5 m$** .

VI.2.6.3 Dimensionnement des blocs de chute

On a : $h_1 = y_1 = e_1 = s = 0,243 m$

h_1 : Hauteur des blocs de chute à l'entrée.

S_1 : L'espacement entre les blocs de chute.

e_1 : épaisseur du bloc de chute

Donc Le nombre des blocs de chutes est de **20 blocs**.

VI.2.6.4 Dimensionnement des blocs de chicane

D'après l'abaque (VI.5)

$$\frac{h_2}{y_1} = 1.75 \Rightarrow h_2 = 0.43m \quad s_2 = e_2 = 0.75 * h_2 = 0.32m \quad l = 0,2 h_2 = 0,09 m = 0.10 m$$

h_2 : hauteur du bloc chicane.

l : largeur du seuil.

S_2 : L'espacement entre les blocs de chicane.

e_2 : épaisseur des blocs de chicane.

Donc Le nombre des blocs de chicanes est de **15 blocs**.

VI.2.6.5 Hauteur de seuil terminal

$$\frac{h_4}{y_1} = 1.3 \Rightarrow h_4 = 0.32m$$

VI.2.6.5 Hauteur des murs dans le bassin de dissipation

Pour la hauteur des murs barjoier de bassin dissipation c'est la même que canal de fuite

VI.2.7 Canal de restitution

Le canal de fuite de section trapézoïdale revêtu par des enrochements avec un talus 1/1 et une pente de 12.78 % a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

VI.2.7.1 La hauteur critique

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.105 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K \dots\dots\dots (VI.29)$$

$$\text{Avec : } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad \text{et} \quad \sigma = \frac{K \cdot m}{b} \quad (m = 1).$$

$$\text{AN : } K = \sqrt[3]{\frac{19.31^2}{9.81 \cdot 10^2}} = 0.72 \quad \text{et} \quad \sigma = \frac{0.72 \cdot 1}{10} = 0.07$$

$$\text{D'où : } h_{cr} = \left(1 - \frac{0.11}{3} + 0.105 \cdot 0.11^2 \right) \cdot 0.7 = 0.70 \text{ m}$$

$$h_{cr} = 0.70 \text{ m}$$

VI.2.7.2 Pente critique

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots (VI.30)$$

$$\text{AN : } I_{cr} = \frac{19.31^2}{7^2 \cdot 30.7^2 \cdot 0.61} \cdot 100\% = 1.32\%$$

$$I_{cr} = 1.32 \%$$

VI.2.7.3 Profondeur normale dans le canal

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I} \dots\dots\dots (VI.31)$$

Pour la hauteur normale nous avons :

$$S_n = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n \dots\dots\dots (VI.32)$$

$$P_n = b + 2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2} \dots\dots\dots (VI.33)$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (m h_n^2 + b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2} \dots \dots \dots \text{(VI.34)}$$

Le résultat du calcul par itération donne :

Tableau VI.7 : Calcul de la profondeur normale (canal de fuite)

i(%)	n	b(m)	P(m)	S(m)	R=S/P	Q (m ³ s)	hn(m)
0.072	0.03	10	11.14	5.7	0.51	19.31	0.57

➤ **Vitesse dans le canal**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \times h_n^2 + b \times h_n} \quad \text{D'où} \quad \mathbf{V = 3.21m/s}$$

Le sol du canal est constitué par des blocs d'enrochement grossiers.

VI.2.7.4 La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suite

$$H = h_n + R$$

$$R = 0.61 + 0.14 \times (h_n)^{1/3} \quad \mathbf{R=0.80 m.}$$

Alors : Hmur = 1.80 m. En prend **Hmur =2 m**

VI.3 OUVRAGE DE VIDANGE

C'est un ouvrage destiné principalement à vider le barrage. Il se compose de : un orifice muni d'une vanne et une conduite d'évacuation.

Il peut assurer les fonctions suivantes :

- Vidanger complètement de la retenue (purge et entretien)
- Servir éventuellement d'évacuateur auxiliaire
- Abaisser le niveau d'eau pour ou en cas de danger pour le barrage (naturels ou conflits armés)
- Contrôler de la montée du plan d'eau lors du premier remplissage

La conduite de vidange est généralement disposée sous le barrage. Exceptionnellement, pour les gros ouvrages, il peut être intéressant de prévoir une galerie latérale. Elle peut fonctionner

sous pression si son diamètre est petit ou moyen, ou en écoulement à surface libre lorsqu'elle est de gros diamètre.

Se basant sur la capacité du déversoir, le gabarit et les dimensions du barrage et pour des raisons d'économie, l'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la conduite de vidange de fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l'ouvrage d'entrée ne soit réalisé qu'après l'achèvement des travaux de la digue

VI.3.1 Estimation du temps de vidange :

Tableau. VI.8 : Le temps de vidange :

Niveau d'eau dans la retenue	Volume Correspondant V_{cote}	Volume évacué V_i	Hauteur d'eau H	Débit évacué	Débit moyen Q_{moy}	Temps de vidange
m NGA	m^3	m^3	M	m^3/s	m^3/s	s
891.98	93234.48	-	13.88	0.417	-	-
890.98	79908.36	13326.13	12.88	0.402	0,4096	32533.72
889.98	70513.53	9394.82	11.88	0.386	0,394	23845.09
888.98	61813.65	8699.88	10.88	0.369	0.378	23031.86
887.98	53628.49	8185.16	9.88	0.352	0.361	22690.11
886.98	46243.86	7384.64	8.88	0.334	0.343	21535.96
885.98	39550.44	6693.42	7.88	0.314	0.324	20653.88
884.98	33038.24	6512.19	6.88	0.294	0.304	21415.63
883.98	26792.75	6245.49	5.88	0.272	0.283	22093.89
882.98	20477.86	6314.89	4.88	0.247	0.260	24334.75
881.98	14877.50	5600.36	3.88	0.221	0.234	23931.60
880.98	10558.20	4319.31	2.88	0.190	0.205	21034.67
879.98	6909.28	3648.92	1.88	0.153	0.172	21237.04
878.98	2502.16	4407.12	0.88	0.105	0.129	34080.22
877.98	130	2372.16	0.05	0.025	0.065	36464.15
877.93	0	130	0	0	0.013	10381.74
						$\sum T_v =$ 359264,30s =4.158J

- Côte de la conduite à la sortie (cote aval) est de **876.82 m**, N.G.A.
- Longueur de la conduite de vidange $L = 108$ m.
- Rugosité des parois de la conduite $n = 0,013$
- Avec :
- V_{cote} :le volume correspondant à chaque niveau d'eau dans la retenue (m^3) V_i :le volume évacué v_i (m^3)

H : Hauteur d'eau (m) , $H = V_{cote} - V_{aval}$

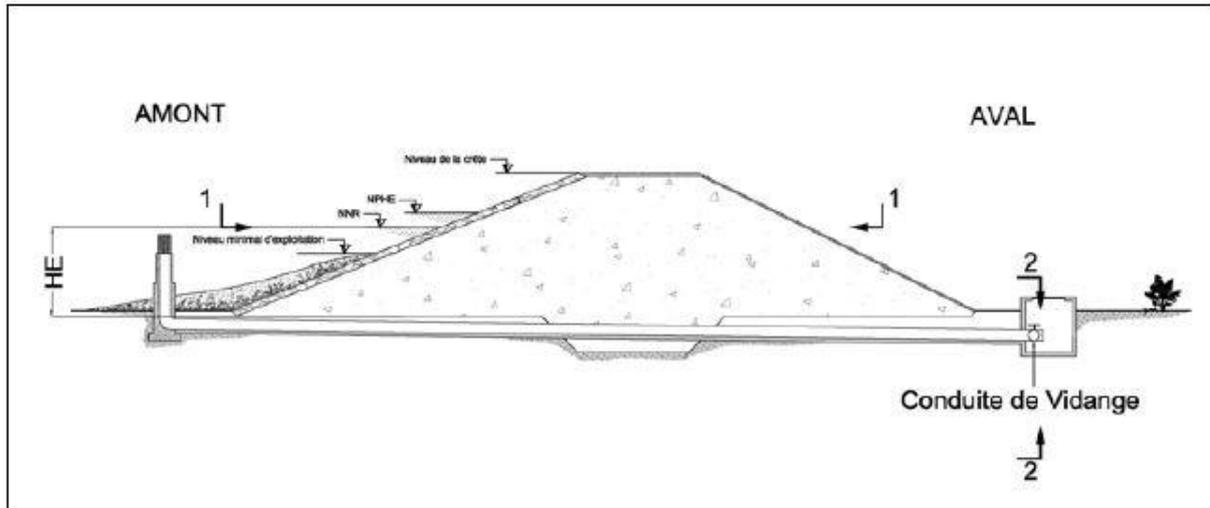


Figure VI.6 : Schéma type pour l'équation de Bernoulli

En appliquant l'équation de Bernoulli entre les sections (1-1) et (2-2) et en considérant que les pertes de charges linéaires sont négligeables sur cette courte conduite de vidange, alors (charge constante).

$$H_1 = Z_1 + \frac{P_1}{\rho} + \frac{V_1^2}{2 \times g} \dots \dots \dots (VI.36)$$

$$H_2 = Z_2 + \frac{P_2}{\rho} + \frac{V_2^2}{2 \times g} \dots \dots \dots (VI.37)$$

$$H_1 = H_2 \dots \dots \dots (VI.38)$$

Où :

- ✓ $Z_1 = HE$ (différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval. $HE = 13.88 \text{ m}$)
- ✓ $P_1 = 0$ (pression atmosphérique)
- ✓ $P_2 = 0$ (pression atmosphérique)
- ✓ $V_1 = 0$ (surface libre d'eau)
- ✓ $Z_2 = 0$ (plan de référence)

Il vient alors :

$$V_2 = \sqrt{2 \times g \times HE} \dots \dots \dots (VI.39)$$

Le débit sortant de la conduite de vidange est donné par l'expression :

$$Q_v = \mu \times S \times V_2 \dots \dots \dots (VI.40)$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q_v}{\mu \times \pi \times V_2}} \dots \dots \dots (VI.41)$$

Où :

Q_v : débit de vidange (m³/s).

V_2 : la vitesse d'eau dans le conduit (m/s)

μ : coefficient de débit (0,61 dans le cas d'un orifice libre).

S : section de la conduite (m²).

AN ; $V_2 = 16.50$ m/s $D = 150$ mm

✓ **Correction de la valeur de coefficient μ**

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \zeta_s + \sum \zeta_l}} \dots\dots\dots (VI.42)$$

Avec :

✓ $\sum \zeta_s$: somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \zeta_s = \zeta_{ent} + \zeta_{va} + \zeta_{sor} + \zeta_{grille}$$

Tableau VI.9 : Coefficients de pertes de charge singulières

ζ_{va}	0.5
ζ_{ent}	0.5
ζ_{sor}	1
ζ_{gril}	0.25

Donc :

$$\sum \zeta_s = 2.25$$

✓ $\sum \zeta_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \zeta_l = \frac{\lambda \times L}{D} \dots\dots\dots (VI.43)$$

✓ L : longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 108 m

✓ D : diamètre de la conduite de vidange, $D = 150$ mm

✓ λ : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler :

$$\lambda = \frac{87n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots (VI.44)$$

✓ n : rugosité de la conduite en acier, $n=0.013$

AN ; $\lambda = 0.0277$ d'où $\sum \zeta_i = 19.9 \text{ m}$

Ce qui nous donne : $\mu = 0.21$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à $D_v = 226 \text{ mm}$

Nous adoptons la valeur de : $D_v = 250 \text{ mm}$

IV.3.3 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

$V = Q / S$ (VI.45)

AN: $V = 2.85 \text{ m/s}$

VI.4 OUVRAGE DE PRISE D'EAU

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normale de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec la destination prévue.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale

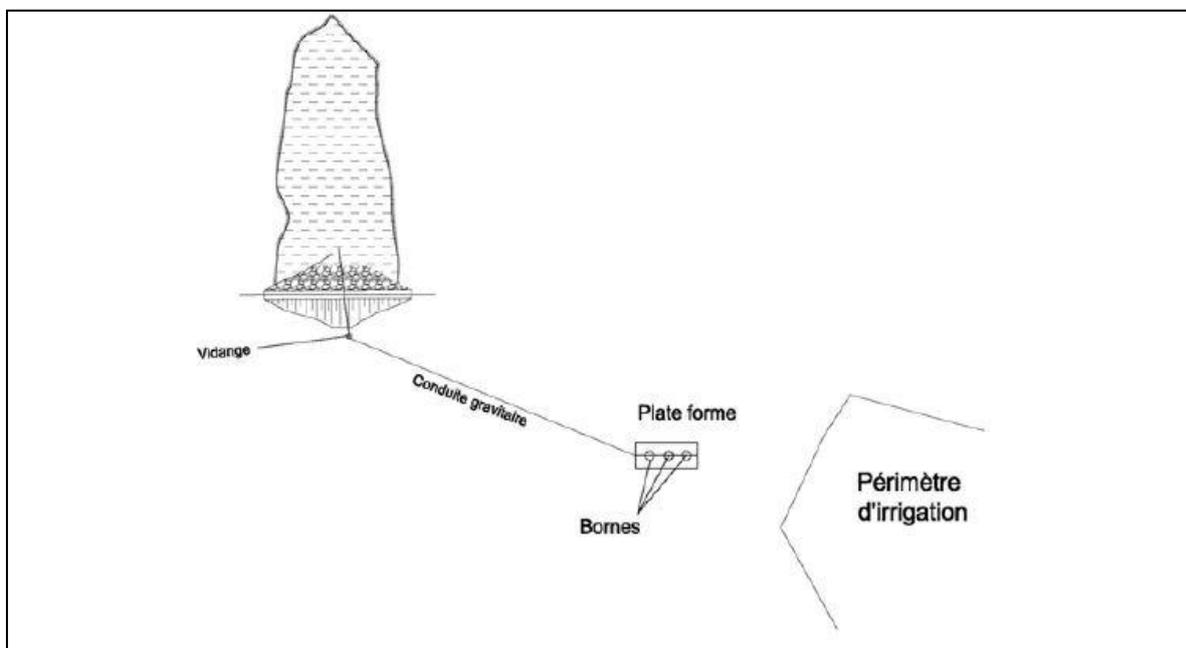


Figure.VI.7 : Schéma d'aménagement de la conduite prise d'eau Gravitaire

VI.4.1 Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau

Dimensionnement de la conduite de prise d'eau :

Pour une durée d'irrigation de 20h / jour

$$V_{\max} = 56160\text{m}^3$$

Donc :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{325440}{30 * 3600 * 20} = 0,026 \text{ m}^3/\text{s}$$

VI.4.2 Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre

$$Q = \mu S \sqrt{2g.H} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \dots\dots\dots (\text{VI.46})$$

Avec

- μ : coefficient de débit, $\mu=0,3$
- S : section de la conduite en m^2
- H : charge d'eau minimale, $H=1,5\text{m}$

Nous trouvons :

$$S=0,016\text{m}^2$$

Le diamètre de la prise d'eau sera égal à

$$D= 150 \text{ mm}$$

VI.4.3 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

$$V=Q/S \dots\dots\dots (\text{VI.47})$$

$$V = 1.63 \text{ m/s}$$

V.4.1. La chambre des vannes :

Implantée en aval immédiat de la digue, la chambre de vanne est le lieu du branchement de la conduite de service et de vidange ainsi que des fermetures des robinets vannes. Elle est

destinée à abriter les robinets de fermeture de la vidange de fond et de la prise d'eau sa section est de (3.5x 3 x 2.5) m et dans laquelle sont disposées 2 vannes.

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 Notre étude nous optons :

- Un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal à seuil libre sur la rive gauche
- un bassin d'amortissement à ressaut de type II (USBR) et de longueur égale à 4.5 m avec des blocs de chute et des blocs de chicane.
- Diamètre optimal de la conduite de vidange est de 250 mm
- Finalement la conduite de prise d'eau aura un diamètre de 150 mm,

Chapitre VII : Organisation de Chantier

INTRODUCTION

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter, avant d'aller sur chantier, et de commencer la réalisation des travaux, pour cela il faut toujours commencer par une étude théorique et ensuite la partie pratique.

Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du Prix de l'ouvrage pour qu'il ne soit onéreux.

L'organisation de chantier consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- 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 ROLES ET RESPONSABILITES DES INTERVENANTS SUR CHANTIER

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir sur le site du barrage.

VII.1.1 Le maître de l'ouvrage

C'est une personne morale qui est l'ANBT pour laquelle sont exécutés les travaux.

Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et le gestionnaire.

VII.1.2 Le maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

VII.1.3 L'entrepreneur

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

VII.2 TRAVAUX PREPARATOIRES 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 fixes de travail.

Nous pouvons distinguer les installations suivantes :

VII.2.1 Installations destinées au personnel

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de Chantier



Figure VII.1 : Exemple d'installations destinées au personnel

VII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars ...).

VII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.2.4 Installation destinée pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VII.3 LES MOYENS DU CHANTIER

VII.3.1 Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences

VII.3.2 Moyens matériels du chantier

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci-après :

- **Les compacteurs à pneus**



Figure VII.2 Compacteur à pneus

- **Les compacteurs rouleaux :** les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux



Figure VII.3 Compacteur rouleaux

- **Les compacteurs à pied de mouton :** pour le compactage des sols fins.



Figure VII.4 Compacteur a pied de mouton

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- **La décapeuse automotrice (motor scraper)**

Est généralement utilisée pour l'arasement des sols. Cet engin possède une benne avec tiroir éjecteur pouvant se surbaïsser et qui, par l'effet du déplacement de la machine, permet d'extraire les matériaux. Ceux-ci seront ensuite transportés sur le lieu de déchargement pour finalement y être répandus en couches.

Ces engins travaillent généralement en duo car ils sont poussés (un tampon se trouve à l'arrière) par un bulldozer équipé d'une lame spéciale dite « pousse ». Ce type de scraper dit « poussé » est le plus répandu.

L'engin peut aussi être autonome, du type « automoteur ». Par le biais d'une chaîne élévatrice, il se charge et se décharge par ses propres moyens.



Figure VII.5 : Décapeuse automotrice

▪ **La pelle hydraulique**

Cet engin de chantier est aussi connu sous le nom de pelleuse, pelle ou excavatrice. Elle est constituée d'un châssis porteur à chenilles ou à pneus et surmontée d'une tourelle dotée d'une rotation continue de 360 degrés. Cette tourelle porte le moteur, les organes hydrauliques (pompes, moteur, vérins), le poste de conduite et l'équipement (flèche, balancier, godet).

La pelleuse est utilisée pour des travaux :

- ✓ de terrassement
- ✓ d'extraction (chargement de matériaux dans une carrière...)
- ✓ de réalisation et nettoyage de fossés et de talus...
- ✓ de fondations spéciales (forage, parois moulées...), la pelle sera équipée du

Matériel : mouton, sonnette...



Figure VII.6 : Pelle hydraulique

- **Les camions**

Les camions favorisent le mélange de plusieurs horizons, sont plus adaptés lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou à un relief très marqué



Figure VII.7 : Un camion

VII.4 PLANIFICATION

VII.4.1 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.4.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau
- Méthodes basées sur le graphique

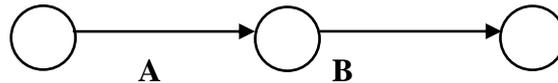
VII.4.2.1 Méthodes basées sur le réseau

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

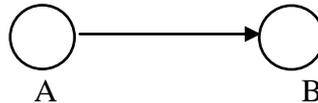
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds



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 six (6) 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 (CriticalPathMethod/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, selon L'unité de temps retenue.
- ✓ **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 :

❖ **Collection des informations**

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

❖ **Décomposition du projet**

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières, nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VII 4.2.2 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

$$\begin{array}{l}
 \text{C.C} \iff \left\{ \begin{array}{l} \text{MT}=0 \\ \sum \text{TR}_{\text{C.C}} = \text{DTP} \end{array} \right.
 \end{array}$$

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 :

$$T = \frac{Q \cdot N}{n} \dots\dots\dots(VII.1)$$

Avec :

- Q : quantité de travail
- N : rendement
- n : nombre d'équipes

VII.4.2.3 Les plannings

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 : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

A. Plan de travail intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date u plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII.4.2.4 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Symboles des opérations réalisées

Phase des travaux	Opération	Duré (mois)
Travaux de préparation, installation de chantier, (développement du réseau routier assurant l'accès au chantier)	A	1
Réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange	B	1
Décapage de la terre végétale sur le verrou et ouverture de tranché d'ancrage	C	1
Préparation des zones d'emprunt	D	2
Déforestation de la cuvette	E	2
Remblai de la tranche d'ancrage et compactage	F	1
Remblai sur la fondation et construction de la conduite vidange de fond	G	1
Mise en place du système de drainage (prisme de drainage).	H	1
Remblai et compactage du corps de la digue et le drain par couche successive	I	3
Revêtement des talus	J	1
Excavation de la zone d'implantation de l'évacuateur de crues	K	1
Coffrage, ferrailage et Coulage de l'évacuateur de crue	L	3
Equipements hydrauliques.	M	1
Finalisation des ouvrages de sortie	N	1

VII.4.2.5 Détermination des chemins critiques par la méthode Réseau à nœuds

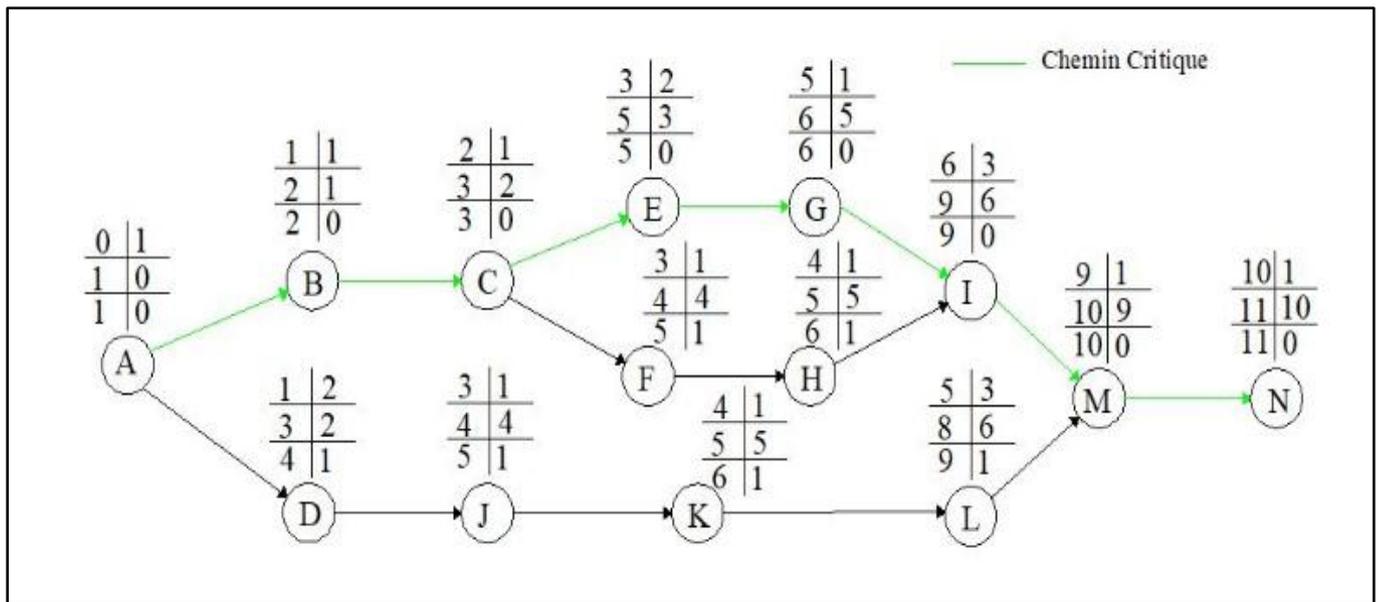


Figure VII.8 : Réseau a nœuds

VII.4.2.6 Détermination des chemins critiques par la méthode de Tableau

Tableau VII.2 : Les opérations réalisées

Opération	TR (mois)	D.P		D.F.P		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	1	0	1	0	1	0
B	1	1	2	1	2	0
C	1	2	3	2	3	0
D	2	1	3	2	4	1
E	2	3	5	3	5	0
F	1	3	4	4	5	1
G	1	5	6	5	6	0
H	1	4	5	5	6	1
I	3	6	9	6	9	0
J	1	3	4	4	5	1
K	1	4	5	5	6	1
L	3	5	8	6	9	1
M	1	9	10	9	10	0
N	1	10	11	10	11	0

D'après le chemin critique le temps de réalisation de la retenue égal à **11 mois**

Le diagramme de Henry L. Gantt (1910) est représenté dans la planche n° 5. Cette méthode consiste à placer les tâches à effectuer dans l'ordre défini par la priorité et en tenant compte des ressources encore disponibles.

VII.5 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.

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages :

Tableau VII.3 : Devis estimatif du barrage

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	Unité	Quantité
1	Décapage de la terre végétale	M ²	5128.00
2	Terrassement en terrain ordinaire	M ²	3650.00
3	Fourniture et pose de remblais argileux par couche arrosé	M ²	111476.00
4	Fourniture et pose d'une couche de sable fin	M ²	2750.00
5	Fourniture et pose d'une couche de gravier	M ²	1903.69
6	Fourniture et pose d'une couche de Rip-Rap	M ²	4737.00
7	Fourniture et pose d'une couche d'enrochement	M ²	806.00
8	Fourniture et pose d'une couche de terre végétale	M ²	1643.00

Les travaux de l'évacuateur de crues :**Tableau VII.4 :** Devis estimatif d'évacuateur de crues

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	Unité	Quantité
1	Terrassement en terrain ordinaire	M ²	877.00
3	Fourniture et pose du béton de propreté dosé à 150kg/m ³	M ²	93.00
4	Fourniture et pose du béton armé dosé à 350 kg/m ³	M ²	464.16
5	Fourniture et pose d'une couche d'enrochement	M ²	154.00
6	Fourniture et pose d'un joint water stop	M ²	160.00
7	Fourniture et pose du gabion	M ²	80.00
8	Fourniture et pose de remblais en terre meuble	M ²	300

Les travaux de la prise et vidange de fond :**Tableau VII.5 :** Devis estimatif de prise et vidange de fond

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	Unité	Quantité
1	Terrassement en terrain ordinaire	M ²	309
3	Fourniture et pose du béton de propreté dosé à 150kg/m ³	M ²	243
4	Fourniture et pose du béton armé dosé à 350 kg/m ³	M ²	40
5	Fourniture et pose d'une couche d'enrochement	M ²	50
6	Fourniture et pose du béton dosé à 300kg/m ³	M ²	24.5
7	Fourniture et pose d'un tuyau en acier	M ²	114
8	Fourniture et pose des vannes	U	2
9	Fourniture et pose d'une grille	U	1

ESTIMATION DU COUT GLOBAL DE LA RETENUE**Tableau VII.6 :** Devis estimatif global

Les travaux de digue	170177600.00
Les travaux de l'évacuateur de crue	21253869.00
Les travaux de la prise et vidange de fond	1368900.00
Montant total en hors taxes	192800369.00
Montant de la T.V.A 17%	32776062.73
Montant total en T.T.C	225576431.7

VII.6 LE COUT UNITAIRE DU METRE CUBE D'EAU

Pour apprécier la rentabilité des aménagements projetés, le coût total de l'ouvrage est ramené au volume d'eau régularisable durant la durée estimée d'exploitation. Le coût estimé des études géotechniques, de l'opération et de l'entretien de l'ouvrage, de la construction de l'aménagement ainsi que du contrôle et suivi des travaux est pris en compte dans ce coût total.

$$\frac{\text{Cout du projet}}{\text{Volume régularisable} \times \text{durée d'exploitation}} = \frac{225576431.7}{45034 \times 18}$$

= **278.72 DA/m³**

Commentaire :

Pour apprécier la rentabilité des aménagements projetés, le coût total de l'ouvrage est ramené au volume d'eau régularisable durant la durée estimée d'exploitation. Le coût estimé pour la réalisation est on verront de 225576431.7 DA qui donne un prix 278 DA/m³, ce prix sera comparé à la moyenne nationale qui est de l'ordre de 15 DA/m³ (Étude SONATRACH, 2003) (**Rapport finale de Bureau d'Etude TECSULT, 2008**). donc le prix de un mètre cube d'eau très chère, on doit poncer à réalisation de autre source pour irrigation , permis les solution proposé c'est de faire des forage ou un transfère qui est moins chère que de réalisation ce retenue.

CONCLUSION

La durée de construction du barrage devrait durer environ 11 mois.

Le coût du barrage s'élève à la somme de : **225576431.7 DA**

Le coût du un mètre cube d'eau : **278.72 DA/m³**

La retenue de Oued Megroune n'est pas suffisante pour coté Economique on doit poncer à autre solution.

CHAPITRE VIII : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

INTRODUCTION

La protection de travail comprend tous, un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique qui garantissent l'assurance de la protection de la santé de la capacité de travail des travailleurs plus encore que beaucoup d'autres travaux, les chantiers sont dangereux et les accidents graves peuvent se produire touchant aussi le personnel que le public.

Les différentes organisations intéressées et le service de l'inspection du travail ont édictés un certain nombre de règlements applicable au chantier.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent limiter au maximum les accident et dégageront la responsabilité des dirigeant du chantier qui pueraient être tenus pour responsables on cas toutes les dispositions n'avaient pas été prises pour que les règles en vigueur soient appliquées.

En ce qui concerne la sécurité pendant la période de construction et l'exploitation de la retenue, la prévention contre les accidents est très importante, vu leurs gravités.

C'est pourquoi, les tâches de mon étude concernent les questions suivantes :

- ❖ Les causes des accidents pendent la construction de la retenue et les ouvrages annexes.
- ❖ Les mesures de prévention contre les accidents.
- ❖ Les travaux de terrassement.

VIII.1 MATERIELS ET DISPOSITIFS DE SECURITE

L'étude et le projet du matériel essentiel à la sécurité du barrage, tel que vannes d'évacuation, vannes et pompes de drainage, dispositifs de décompression, installations de protection contre la glace, dispositifs de protection contre l'incendie, dispositifs de contrôle et d'alarme, etc., incluent les mesures destinées à assurer le bon fonctionnement de ce matériel dans les conditions critiques éventuelles. Par exemple, de telles mesures appropriées pouvant comprendre : le déboulement des installations et dispositifs, un contrôle local en plus du contrôle à distance, un déclanchement automatique des dispositifs de sécurité, une commande manuelle de secours.

Lors de l'étude des ouvrages abritant ou supportant le matériel mécanique ou électrique qui concerne la sécurité de la retenue, on doit veiller à établir des accès praticables dans les

conditions critiques et autres conditions exceptionnelles, telles que conditions hivernales sévères, orages, crues, défauts d'alimentation électriques, etc.

Le matériel essentiel à la sécurité de l'exploitation est raccordé à des sources d'énergie indépendantes. L'étude et le projet des sources et des lignes d'alimentation en énergie doivent tenir compte des situations critiques, naturelles et d'exploitation.

Les documents de projet comprennent un programme de mesures d'entretien préventives visant à remplacer régulièrement les éléments sujets à l'usure avant qu'ils entraînent le mauvais fonctionnement du matériel.

Le bureau de projet fournit un manuel d'exploitation et d'entretien de tout le matériel mécanique et électrique, établi à partir des documents spécifiques élaborés par les constructeurs du matériel.

Si la rupture d'une conduite d'eau risque de menacer des vies humaines ou d'entraîner des dégâts matériels importants, un dispositif de coupure automatique est installé.

VIII.2 LES CAUSES DES ACCIDENTS PENDANT LA CONSTRUCTION DE LA RETENUE ET LES OUVRAGES ANNEXES

L'accident du travail est rarement le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les enquêtes effectuées après les accidents font toujours apparaître une multitude de causes s'ajoutant les unes aux autres pour provoquer l'accident.

Les causes sont la somme de différents facteurs classés en deux catégories distinctes :

VIII.2.1 Facteur matériel et facteur humain

Le facteur matériel concerne les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours du travail. Les causes d'accidents d'origine matériel proviennent soit :

- ✓ De la profession en général et du poste de travail en particulier
- ✓ De la nature et de la forme des matériaux mis en œuvre
- ✓ De l'outils et machines utilisés : implantation, entretien, etc....
- ✓ De l'exécution du travail : Eclairage, conditions climatiques...
- ✓ Des conditions d'hygiène et de sécurité : Ventilation, protection...

Par opposition aux conditions dangereuses techniquement et pratiquement décelables, les actions dangereuses dans le travail sont imputables au facteur humain et nécessitent par fois l'intervention de psychologue avertis.

Certaines actions dangereuses sont des réactions psychiques difficilement prévisibles, car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment selon les circonstances, ou selon son humeur personnelle.

VIII.2.2 Les mesures de prévention contre les accidents

Ces mesures sont la suite logique de l'étude de sécurité, qui concerne tous les membres de l'entreprise.

Tous doivent contribuer à la lutte contre l'accident.

Les efforts de préventions seront couronnés si chacun collabore à la recherche et la suppression des risques, à la mise en place de dispositifs de protection.

Chacun doit se comporter de telle façon qu'il ne s'expose, ni expose ses compagnons, au danger.

a) Les équipements de protection individuelle

Le port des équipements individuels de protection est une mesure efficace de prévention.

Il permet de éviter de nombreux accidents à la tête, aux mains, aux pieds, aux yeux, etc.....

❖ Porter les casques :

- ✓ Dans tous l'endroit,
- ✓ Pour tous travaux, en raison des risques de blessures, à la tête, consécutifs à des chutes d'outils, des matériaux ou à des heurts.



Figure VIII.1 : Casque de protection

- ❖ Porter des gants appropriés aux travaux à exécuter, pour éviter :
 - ✓ Les maladies de la peau.
 - ✓ Les piqûres



Figure VIII.2 : les gants pour éviter les blessures

- ❖ Porter des casques contre bruit et lunette pour protection les yeux



Figure VIII.3 : un casque



Figure VIII.4 : Lunette

- ❖ Porter des chaussures ou des bottes de sécurité avec semelle et coquille d'acier pour éviter :
 - ✓ Les piques.
 - ✓ Les écrasements



Figure VIII.5 : des chaussures de chantier

b) L'ordre dans le chantier et aux postes de travail

L'ordre est facteur essentiel de sécurité

- ❖ Maintenir les accès, les passages dégagés.
- ❖ Stocker les matériaux correctement pour éviter tous risques d'accidents lors du passage des travailleurs.

**c) Les blindages**

L'éboulement des parois est toujours à craindre lors des travaux en tranchée. Les accidents sont toujours graves : écrasement, asphyxie.

- ❖ Les tranchées doivent être blindées.
- ❖ Ne jamais descendre dans une tranchée non blindée, soit pour réaliser la pose des blindages, soit pour exécuter les travaux.
- ❖ Un espace libre suffisant doit être réservé entre le bord de la tranchée et les matériaux.



Figure VIII.6 : blindage

VIII.4 LES TRAVAUX DE TERRASSEMENT

Tout ouvrage d'art repose sur le sol, il est donc nécessaire d'examiner soigneusement les terrains sur lesquels il repose. Cette reconnaissance faite, on procède à l'implantation de l'ouvrage. Pour cela, il faut faire des fouilles, des tranchées et des excavations : ce sont les déblais. Les remblais constituent l'opération inverse qui consiste à combler un vide par rapport de terre.

Les risques spécifiques aux travaux de terrassement, concernant essentiellement :

- ❖ La circulation des engins ;
- ❖ Les éboulements ;
- ❖ La rupture des canalisations souterraines ;
- ❖ Les explosifs ;
- ❖ La chute de matériaux ou personne dans les fouilles.
- ❖ La chute des personnes lors des travaux de plain-pied ou en élévation par suite de sols glissants ou encombrés ;
- ❖ Le contact accidentel d'engin avec les lignes aériennes sous tension ;
- ❖ Les blessures provoquées par les organes mobiles ;
- ❖ Les traumatismes dues à la conduite d'engins ;
- ❖ Les heurts par les véhicules et engins de chantiers ;
- ❖ La collision entre engins.

La prévention de ces risques nécessite des mesures à prendre lors de l'exécution des travaux de terrassement.

a) Les machines et outils

- ❖ Les machines à travailler les matériaux (bois, métal), les bétonnières, les appareils de soudage ou découpage, les grues, les excavatrices etc. ne peuvent être utilisées et entretenues que par des personnes compétentes formées pour ces opérations.

Les instructions d'emploi et entretien doivent être respectées.

- ❖ Les différentes machines doivent être à l'arrêt pour tous les travaux de nettoyage et d'entretien.
- ❖ Ne pas dépasser la charge maximale d'utilisation qui doit être inscrite bien lisiblement sur les monte-matériaux, grue et tous les autres appareils de levage.
- ❖ Ne pas rester dans le rayon d'action des engins de levage et de terrassement pour éviter des accidents :
 - ✓ par heurts.

✓ par chute de matériaux.

- ❖ Après un choc, une chute, ne pas utiliser un outil électrique portatif avant qu'il ait été vérifié par une personne compétente.
- ❖ Ne pas utiliser les outils électriques portatifs à l'extérieur en cas de pluie.

b) Les installations électriques

- ❖ Seul un électricien, qualifié et désigné, peut installer, modifier, réparer, entretenir les installations électriques.
- ❖ Dans le cas de travaux à proximité de lignes aériennes ou de câbles souterrains, respecter les distances de sécurité.

c) Les premiers soins

Après avoir encouru personnellement un petit accident (coupure, piqûre...)

- ❖ Avertir directement le chef ;
- ❖ Se faire soigner immédiatement, même si la plaie semble bénigne afin d'éviter toute complication.
- ❖ Sur le chantier, il existe une boîte de première soins ;
- ❖ Malgré les soins, la plaie s'infecte, consulter un médecin.

VIII.5 PLAN DE SECURITE ADAPTE AUX TRAVAUX DE REALISATION

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation de la retenue on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondations profondes (**Tableau VIII.1**)

Tableau VIII.1 : Tableau Plan de sécurité au travail

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1) Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. -Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. -Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
2) Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	-Repérage des lignes électriques.
3) Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains.	-Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4) Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	-Interdiction de dépassement et de stationnement.
5) Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6) Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	-Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7) Prévenir les chutes des objets.	-Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
8) Prévenir des ruptures des organes de levage.	-Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
9) Heurts des personnes par les outils.	-Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

CONCLUSION

La prévention devrait tendre à ne pas 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.

La Charte Nationale précise "qu'il y a lieu de renforcer les conditions relatives à une meilleure organisation de l'hygiène, de la sécurité et de la médecine du travail. L'action devra être mise, notamment, sur l'action préventive dans la lutte contre les risques professionnels".

CHAPITRE IX : ETUDE IMPACT DE PROJET SUR L'ENVIRONNEMENT

INTRODUCTION

L'étude d'impact sur l'environnement est un processus permettant d'optimiser un projet et d'évaluer sa compatibilité avec les prescriptions relatives à la protection de l'environnement. En tenant compte de la protection de l'environnement dès la phase de planification d'un projet, L'étude d'impact sur l'environnement favorise la réduction des atteintes et des nuisances identifiées, par des mesures constructives au projet ou par des mesures complémentaires, économiquement supportables. C'est un instrument préventif, un outil de gestion de projet et de communication.

Un barrage et sa retenue, comme de nombreuses autres activités humaines, sont partie intégrante de leur environnement, qu'ils influencent et transforment de façon variable d'un projet à l'autre. Souvent considérés comme contradictoires, sans être nécessairement incompatibles, barrage et environnement sont liés par un mécanisme très complexe, qui rend difficile la tâche de l'ingénieur de barrage. Il lui faut trouver le juste milieu, en harmonisant des besoins différents, et parfois antagonistes

IX.1 IDENTIFICATION DES PRINCIPAUX IMPACTS

L'identification des impacts est faite en mettant en relation les éléments du projet, tant en phase de construction qu'en phase d'exploitation, avec les composantes du milieu récepteur. Cette mise en relation prend la forme d'une grille, où chaque interrelation identifiée représente un impact probable d'un élément du projet sur une ou plusieurs composantes du milieu.

Cette étape représente l'une des plus importantes de l'étude. Elle consiste donc à analyser les impacts des travaux d'aménagement du Retenue collinaire Oued Megroune sur le milieu naturel et sur le milieu socio-économique.

Les impacts les plus importants du projet sont à rechercher durant la phase de réalisation des travaux d'aménagement et durant la phase d'exploitation. Les impacts positifs sont ceux qui ont pour résultat un renforcement de l'environnement, tant en terme de milieu naturel qu'en terme d'environnement socio-économique. Les impacts négatifs sont ceux qui dégradent l'environnement naturel et socio-économique.

IX.2 LES PRINCIPAUX INTERVENANTS DANS D'ETUDE IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT (l'EIE)

Trois parties sont directement concernées :

- ❖ L'initiateur du projet : Il s'agit du Maître de l'Ouvrage. Qu'il soit public ou privé, c'est lui en premier lieu qui doit se préoccuper de la nécessité de respecter les exigences de protection de l'environnement. Il doit, à sa charge et sous sa responsabilité, confier l'élaboration de l'EIE à des mandataires disposant des compétences nécessaires (bureaux d'études ou experts spécialisés).
- ❖ L'autorité compétente C'est l'autorité administrative responsable de l'instruction du dossier de demande d'autorisation formulée par le Maître de l'Ouvrage. Elle ne peut délivrer l'autorisation de réalisation du projet qu'après avoir constaté que l'ANPE ne s'oppose pas à sa réalisation.
- ❖ L'organisme de protection de l'environnement L'ANPE est l'organisme public chargé de l'examen de l'EIE. Elle vérifie la qualité de l'EIE fournie, évalue dans quelle mesure le projet répond aux exigences de protection de l'environnement et assure le suivi de l'EIE et la coordination avec les autres services responsables des aspects traités dans l'EIE (ressources en eaux, sols, littoral, faune et flore, parcs naturels, patrimoine archéologique, santé publique)

IX.3 EVALUATIONS DES IMPACTS

IX.3.1 Evaluation des impacts du milieu physique

IX.3.1.1 Pollution de l'air

La qualité de l'air sera affectée à cause de la poussière et de la fumée générées par les chantiers. Les camions et les engins de terrassement émettront des gaz tels que le monoxyde de carbone, le dioxyde de carbone les composés organiques, etc. susceptible de polluer l'atmosphère. Cet impact est négatif et mineur.

IX.3.1.2 Pollution sonore

L'émission du bruit par les engins des travaux peut perturber les riverains et les ouvriers. Cet impact est négatif et d'importance moyenne.

IX.3.1.3 Pollutions des eaux de surface

L'installation des chantiers et la présence de main d'œuvre sur le site entraîneront la pollution des barrages à cause des huiles de vidanges, les eaux usées et les déchets solides qui seront produits, l'émission de la poussière par le vent et le passage des engins du chantier contribuant à la pollution des eaux de barrages. Cet impact est négatif, et moyenne.

IX.3.1.4 Pollution des eaux souterraines

Les eaux souterraines risquent d'être polluées par infiltration des déchets, des eaux usées, et des huiles de vidange des chantiers. Cet impact est négatif et mineur.

IX.3.1.5 Pollution du sol

Le passage des engins et véhicules de chantier provoquera un tassement des sols. Les sols pourront être pollués par le rejet direct provenant des chantiers de déchets liquides notamment les huiles de vidanges usagées et solides gravats, déchets divers, etc.

Les sols seront détruits par les profondes excavations sur le site et dans les zones d'emprunts, lors de la confection des remblais et des talus des berges. Cependant, cet impact négatif et d'importance moyenne

IX.3.2 Evaluation des impacts du milieu biologique

IX.3.2.1 Végétation

Les différents travaux du projet d'aménagement vont entraîner la destruction des quelques espèces végétales situées sur le talus et les accotements des lacs et dans les zones d'emprunt. Cet impact est négatif, d'importance majeure.

IX.3.2.2 La faune terrestre

L'abattage des arbres va entraîner la disparition des gîtes de quelques espèces telles que des reptiles, des batraciens, des rongeurs et des oiseaux qui existent. On note également la perturbation des habitats de reproduction et de la chaîne alimentaire.

L'impact est négatif et mineur

IX.2.3.4 Paysage

La réalisation de ce projet va occasionner une transformation profonde du paysage et les travaux du projet vont remplacer quelques espaces agricoles autour de la retenue collinaire.

IX.3.3 Evaluation des impacts du milieu humain

IX.3.3.1 Santé publique et sécurité

Tous les chantiers vont générer de la poussière et des fumées auxquelles sont attribuées très souvent certaines maladies respiratoires et des nuisances diverses.

Les populations et les ouvriers pourraient être victimes de blessures, accidents de circulation.

Le bruit et les vibrations provenant des engins de terrassement, de trafic des camions vont engendrer des nuisances chez les riverains immédiats de site.

Cet impact est négatif et d'importance majeure.

IX.3.3.2 Impacts sur l'emploi

De nombreux emplois seront créés pendant la réalisation du projet. Les emplois vont être temporaires, définitifs, ou saisonniers selon qu'on est en phase d'exécution des travaux ou d'exploitations des infrastructures.

Pendant la réalisation des travaux qui seront étalés sur plusieurs années, les jeunes déscolarisés ou chômeurs peuvent offrir leur main d'œuvre aux différents chantiers d'exécution. La concurrence en matière d'emploi entre les travailleurs expérimentés des entreprises de travaux publics déjà formés et sélectionnés par les employeurs ne sera pourtant pas à négliger. Une fraction du nombre d'emploi total ira au profit de la communauté riveraine.

Cet impact est positif, et d'importance majeure

IX.3.3.3 Impacts sur les activités économiques

Création d'emplois lors des travaux de construction et Augmentation locale des revenus des populations à cause d'augmentation des surfaces agricoles et des travailleurs des entreprises.

Ces différents bureaux et entreprises vont payer à l'Etat des impôts sur les revenus et les TVA. La commune en tirera grand profit. Cet impact est positif et d'importance majeure.

Nous allons faire un Résumé de ces impacts suivant le milieu physique, biologique et humain. Suivant **Tableau IX.1** à **Tableau IX.3**

Tableau IX.1 : Identification des impacts sur le milieu physique

Phases du projet	Composantes affectées	Principaux sources d'impacts	Description des impacts
Construction	Eaux de surface	Nettoyage et déblais, construction des différents équipements	Baisse de la qualité des eaux (turbidité, altération propriétés physico-chimiques) due à la pollution par des déchets solides et liquides divers en provenance des chantiers. Pollution par la poussière et la main d'œuvre
Construction et exploitation	Eaux souterraines	Construction et exploitation des équipements etc.	risques de pollution par infiltration des déchets, huiles de vidange des chantiers et des eaux résiduaires des périmètres
Préparation, construction et exploitation	sols	Constructions des équipements implantation du chantier	Tassement du sol par les engins du chantier ; Erosion du sol Mise à nue du sol dans les carrières d'emprunt ; Risques de pollution des sols par les déchets liquides et solides des chantiers
Préparation, construction et exploitation	Air	transport des matériaux, les déblais et remblais Constructions des équipements	Altération de la qualité de l'air par les émissions gazeuse et sonores des engins et véhicules de chantiers, de la poussière dus aux travaux sur les chantiers

Tableau IX.2 : Identification des impacts sur le milieu biologique

Phases du projet	Composantes affectées	Description des impacts
Déboisement, défrichage	Végétation	Pertes de nombreuses espèces végétales (arborée, arbustive et herbacée), Destruction d'habitats d'espèces rares ; Reconstruction de la flore abondante et diversifiée
déboisement défrichage abattage des arbres	Faune	Pertes et modification des habitats de faune ; Perturbation des habitudes de reproduction ; Perturbation de la chaîne alimentaire Eventuelle contamination de la faune aquatique ; Diminution de la productivité au profit de la productivité aquatique ; Afflux d'oiseaux pendant la phase d'exploitation
Déboisement, défrichage, la présence des infrastructures	paysage	Altération du paysage naturel, Disparition de certains écosystèmes au profit d'autres ; Présence d'une vue panorama agréable pendant l'exploitation.

Tableau IX.3 : Identification des impacts sur le milieu humain

Phases du projet	Composantes affectées	Principaux sources d'impacts	Description des impacts
Préparation, construction et exploitation	Activités économiques locales	Main d'œuvre Différentes activités de construction des équipements	Amélioration des revenus de la population Risque de perte de terres cultivables
Préparation, Construction	Population	Main d'œuvre, Construction des équipements	Perte d'habitations ; Pertes de terres cultivables Risque de frustration des populations qui seront déplacées
Préparation, Construction des différentes infrastructures, exploitation	Santé publique et sécurité	Activités de construction des équipements Activités d'exploitation	Prolifération des maladies liées à l'eau et infections respiratoires ; Augmentations des risques de contamination Introduction de nouvelles maladies dans la zone du projet Risque d'accident de circulation Risque d'incendie,
Préparation, construction et exploitation	Main d'œuvre	Déboisement, activités de construction et exploitation des infrastructures	Risques d'accidents de travail Risque de maladies respiratoires, Risque d'accident de circulation Risque de blessures
Préparation, construction et exploitation	Economie locale et régionale	Acquisition des terrains ; acquisition des matériaux de génie civil	Amélioration des revenus Amélioration des recettes de l'Etat Accroissement des chiffres d'affaires pour les entreprises

IV.4 MESURES D'ATTENUATIONS

L'atténuation des impacts vise la meilleure intégration possible du projet à son environnement.

A cet effet, l'étude précise les actions, les correctifs ou les ajouts prévus aux différentes phases de réalisation pour réduire voir éliminer les impacts négatifs associés.

Cette étude précise également l'intensité des impacts et les actions ou ajouts prévus pour favoriser ou maximiser les impacts positifs. Ces mesures ou actions sont ainsi identifiées tant au niveau physique, humain qu'au niveau biologique et constituent les clauses techniques environnementales devant être intégrées dans les cahiers de charges des entreprises. La mise en œuvre de toutes ces mesures favorisera pleinement le bon déroulement du cycle de vie du projet.

Tableau IX.4 : Mesure d'atténuation

Éléments affectés	Mesures d'atténuation
Eaux	<ul style="list-style-type: none"> • Mettre en place un système de collecte et de traitement des eaux usées pour la cité, les bureaux et les ateliers. • Mettre en place un système de collecte de déchets solides et assurer sont éliminations dans le dépotoir. • Faire l'entretien de véhicule dans des garages réservés spécialement à cette tâche. • Sécuriser les installations de stockage et de distribution de carburant, afin d'éviter les fuites et les déversements accidentels. • Préparer un plan d'intervention d'urgence
Sols	<ul style="list-style-type: none"> • Procéder dans les zones d'excavations à la séparation de la terre végétale des autres matériaux et mettre en dépôt la terre végétale en vue de sa réutilisation pour la remise en état des lieux. • Choisir pour les décharges des zones propices éloignées des cours d'eau et réutiliser les matériaux des décharges pour combler les zones d'emprunts • Adopter des pentes stables pour toutes excavations temporaires et définitives. • Mise en place de dispositifs antiérosifs dans le bassin versant avant la mise en eau du barrage. • Restreindre le nombre de voies de circulation ainsi que leur largeur. • Recouvrir les surfaces dénudées, sensibles à l'érosion. • Favoriser la reprise végétale à la fin des travaux • Exploiter les zones d'emprunt de manière planifiée et organisée et prévoir un plan de fermeture.
Population	<ul style="list-style-type: none"> • Recruter, lorsque possible, les travailleurs dans les communes touchées par le projet. • Bien planifier, avec les autorités locales concernées, la venue des travailleurs provenant de l'extérieur et devant s'installer temporairement dans la région du projet et ce, afin de s'assurer de la capacité d'accueil de celle-ci. • S'assurer du respect des standards de santé et sécurité au travail (par exemple, en ce qui a trait à la durée de l'exposition à des niveaux de bruit élevés et à l'utilisation de moyen de protection individuelle, aux travaux en hauteur et en souterrain. • Prendre toutes les mesures requises afin de rendre les lieux de travail sécuritaires pour la population et ainsi éviter les accidents (en interdisant l'accès, installer des clôtures, couvrir les excavations, embaucher des gardiens).

Air	<ul style="list-style-type: none"> • Utiliser uniquement des engins et de l'équipement en parfait état de fonctionnement et éviter de laisser tourner inutilement des moteurs afin de réduire la perturbation du milieu causée par le bruit, les gaz d'échappement, la fumée, la poussière et toutes autres nuisances • S'assurer que les niveaux de bruit acceptables ne sont pas dépassés. • Toujours garder en bon état de fonctionnement les équipements servant à réduire ou à prévenir l'émission de contaminants (système antipollution des engins de chantier et des véhicules). • Faire fonctionner les moteurs conformément aux instructions du constructeur et les règles convenablement. • Réparer dans les plus brefs délais les engins de chantier et les véhicules qui produisent des émissions excessives de gaz d'échappement. • Lorsque l'émission de poussière provenant des accès, des aires de stationnement ou de circulation ou des tas d'agrégats ou de déblais porte atteinte à la qualité de l'environnement, prendre les mesures nécessaires pour supprimer cette nuisance (arrosage, recouvrement d'une bâches, etc.)
Faune et Flore	<ul style="list-style-type: none"> • Limiter les aires de déboisement au minimum requis. • Indiquer clairement les limites du déboisement sur le terrain afin d'éviter de circuler et de perturber les habitats naturels à l'extérieur des aires de déboisement essentiel. • Récupérer les bois marchands et les disposer dans un endroit accessible afin que les intervenants concernés puissent en disposer. • Interdire le prélèvement de bois de chauffage pour les travailleurs du chantier à l'extérieur des limites du déboisement. • Incinérer le bois inutilisable ou non recyclable ainsi que les débris végétaux (souches, branches, etc.) • Afin de ne pas abimer les arbres conservés, ne pas circuler ou stationner ni décharger ou entreposer des matériaux sous couronne de ces arbres. • Après les travaux de construction, restaurer les terrains perturbés de façon à ce qu'ils retrouvent le plus rapidement possible les conditions d'origine. • Interdire le rejet de déchets dans la nature afin de ne pas attirer les animaux et d'éviter les risques d'accidents ou de blessures.

CONCLUSION

L'objectif principal dans cette étude est de prédire les conséquences qui auront le projet de construction des retenues collinaire sur l'environnement et de trouver les solutions appropriées pour atténuer les conséquences négatives. Ces impacts affectent les différentes composant de l'environnement aussi bien leur de la réalisation des retenues que durant leur exploitation.

Le principal impact négatif se traduisant sur pollution sonore et l'air, et aussi destruction quelque terrain végétal.

Impact positif se traduisant par la création d'air d'irrigation suite à l'édification de la retenue collinaire, ce qui permet l'intensification et donc l'amélioration de production agricole.

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de ce mémoire de fin d'études, nous avons fait l'étude d'une retenue collinaire située sur Oued Megroune, commune d'El Amiria (wilaya de OUM EL BOUAGHI).

La région El Amiria est dotée d'un régime agricole nécessitant des besoins en eau importants en matière d'irrigation pour irriguer 20 hectares.

Sur la base des comparaisons économiques faites et en tenant compte des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques de la région, avec tous ce qu'elle comporte comme paramètres, essentiellement l'étude des apports et des crues.

À la lumière du travail réalisé par cette étude on peut tirer les conclusions suivantes :

- ❖ Du point de vue géologique, le site proposé est avéré favorable à l'implantation d'une retenue.
- ❖ Le choix de la variante a été fait compte tenu de plusieurs paramètres (géologiques, type des sols) et on a opté pour une digue en terre homogène vu la disponibilité, sur place, des matériaux en quantités et qualité satisfaisantes ajouté à la facilité de réalisation.
- ❖ L'aménagement collinaire de l'affluent d'oued Megroune est destiné à l'irrigation des terres agricoles, d'une superficie estimée à 20 ha.
- ❖ La hauteur de la digue retenue sera de 17.4 m et sera constituée d'un volume utile de 45034 m³.
- ❖ L'évacuateur de crues de type Creager est positionné en rive gauche, qui représente les meilleures conditions topographiques.

Pour conclure nous pouvons dire que la retenue de l'affluent de l'oued Megroune est faisable du point de vue géologique, hydrologique et économique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

MIHOUBI M.K (2013), Ouvrages Hydrauliques, Polycopie de cours, ENSH, Blida.

Touat M. 1988 Etudes hydrologiques de retenues collinaires. Etude de faisabilité. « Eaux et sols d'Algérie » n° 1. 1988. ANRH. Alger.

HASSANE.M, Les ouvrages annexes de barrage (extrait du cours d'ouvrages hydrauliques).

TECSULT,2008 Étude du Programme National des Retenues Collinaires : Région hydrographique « ALGÉROIS SOUMMAM » Lot No 1, Novembre 2008.rapport final

ROLLEY. R (1977), Techniques des barrages en aménagement rural.

Barrage en terre **G.I. JURAVLEV**. Edition colosse Moscou 1966.

Patrick Le Delliou (2007), les barrages conception et maintenance. nouvelle Editions,

Recommandations pour la justification des barrages et des digues en remblai
Guidelines for the justification of embankments dams and levees
ISBN 979-10-96371-01-3 – dépôt légal 3^{ème} trimestre 2016, Edition Cfbr - 2016
www.barrages-cfbr.eu

Khelifa MAALEL ; Zouheir HAFSIA (2012). Polycopié du cours OUVRAGES HYDRAULIQUES - PDF. Université de TUNIS EL MANAR [en ligne].
<https://docplayer.fr/45499512-Polycopie-du-cours-ouvrages-hydrauliques.html>

TOUAIBIA, B ; B. BENLAOUKLI (2004). Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.

TOUAIBIA.B (2001) Polycopié de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH. Blida.

Degoutte G. (2002), Petits barrages : Recommandation pour la conception. CEMAGREF Editions,

CARLIER.M, (1972) Hydraulique générale et appliquée.

Fatoumata Binta SIDIBE, (2006). ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL DU PROJET D'AMENAGEMENT DES TROIS BARRAGES URBAINS DE OUAGADOUGOU [en ligne], Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) ,86p,
http://documentation.2ieedu.org/cdi2ie/opac_css/doc_num.php?explnum_id=995.pdf

REFERENCES SITO-GRAPHIQUERS

Étude préalable à la construction d'un barrage [en ligne], <http://tpelyceeaugusterenoir.e-monsite.com/pages/2-etude-prealable-a-la-construction-d-un-barrage.html>

Wikibardig : Barrages en terre homogène ou pseudo-zonés - Wikhydro[en ligne], http://wikhydro.developpementdurable.gouv.fr/index.php/Wikibardig:Barrages_en_terre_homog%C3%A8ne_ou_pseudo-zon%C3%A9s

Comité Français des Barrages et Réservoirs. [en ligne]. Disponible à l'adresse : <http://www.barrages-cfbr.eu/>

Annexe

Annexe.1 : Répartition des pluies des pluies mensuelle et maximales journalières

Code station : 100505
Nom station : OULED NACER
X : 876.35
Y : 320.65
Z : 770

année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1946	11,5	0	55,6	66,4	129,2	35	23,8	92	56,2	40,6	27,2	1,5	539
1947	72	12,2	72	16,7	57,6	33,5	2,1	40,9	77	12,5	31,6	22,5	450,6
1948	32	11,8	4,1	6,3	1,4	6,5	3	6,1	4,5	3,9	17,8	1	98,4
1949	56	59,1	63,5	101,9	46,7	33,5	46,8	49,4	30,9	34,1	0	0	521,9
1950	32,7	52	56,8	82,3	108,5	41,6	46	52,5	10,5	38,5	26,5	0	547,9
1951	27	32,5	13	73,8	57,2	50,5	45	18	88	18	1,5	8	432,5
1952	3,8	66,6	14	85	93,7	97	19,8	27,2	77,2	23	22	7,5	536,8
1953	22,6	24,4	34,9	88,5	117,5	188,4	29	49,1	33,2	14,1	2,5	28	632,2
1954	68	53,5	48,6	6,8	31,4	57,5	70,9	83,8	5	7,7	16	26,3	475,5
1955	37,5	2	9,2	145,9	51,2	0	13	61,1	88,8	39,1	3,5	6,8	458,1
1956	43	26,4	23,6	19,2	91,5	128,7	43,2	55,9	66,6	22,1	0	2,2	522,4
1957	22,3	0	23,1	121,6	53,8	27,8	62,3	56,6	61,5	10	52,6	22,7	514,3
1958	9,7	47	57,1	12	34,7	18	32,1	51,5	27,4	38	0	5,4	332,9
1959	108,1	29,1	46,4	37	74,4	107,1	34,5	56,7	22,7	14,8	1,5	3,5	535,8
1960	0,5	26,1	23,7	24,6	100,7	66,2	56,1	21,6	43,4	5,7	0	22,1	390,7
1961	18,6	15,9	49,5	46,5	119,1	78,6	76,2	147,6	88,8	74	7,5	2,7	725
1963	42	44,6	113,9	11,4	40	55,1	29,6	5,5	72	176,4	3	2,2	595,7
1964	1,3	11,4	108,7	23,4	8,1	42,8	112,7	90,1	116,1	63,3	0,7	5,8	584,4
1965	14,5	32,7	33	72,1	179,4	37,1	108,9	52	93,5	43,2	9	5,1	680,5
1966	36,5	14,2	27,3	114,8	21,9	93,5	50,9	39,1	18	29,4	4,8	5,7	456,1
1967	16,6	18,8	35,5	47,4	63,8	56,5	86,9	146,9	126,3	25,7	10	30	664,4
1969	0	27	64,6	63,8	113,6	62,7	131,7	60,6	12	15,5	0	1,9	553,4
1970	34,2	4,2	33,6	34,4	66,8	32,8	66	25,6	6	17,5	18	0	339,1
1971	7,4	34,7	35,7	58,8	0	28,2	49,5	76,9	67,2	7,3	2	0	367,7
1972	59,9	98,3	29,6	33,2	72,6	37,3	51,4	28	42,4	4,5	24,2	6,2	487,6
1973	27,9	6,5	50	90,1	101,8	35,9	68,5	34,1	104	18	2,3	0	539,1
1974	42,8	109,4	19,3	93,4	117,8	62	59,2	18,8	40,8	0	128	6,9	698,4
1975	33,4	32,8	31,2	109,1	28,2	113,4	67	17	151,8	49	11,2	12,5	656,6
1976	70,1	65,3	49,2	43,7	67,7	67,7	87,4	56,2	19,8	26,4	0,4	0	553,9
1977	1,2	61,3	2	94	52,5	115	17,5	47,9	44,4	1,1	12,5	0,5	449,9
1978	12,4	12,2	44,2	90,2	45,7	45	31,2	26,6	19,7	4,8	3,2	4,2	339,4
1979	61,7	48,6	33,1	39,4	76,9	53,8	69	11,2	63,7	19,3	1,3	5,5	483,5
1980	15,8	6,3	80,4	114,3	157,9	49	47,4	58,4	50,7	17,4	4,8	29,3	631,7
1981	51,7	64,8	76,2	62,6	174,8	44,3	58,2	87,4	39	9,3	4,7	56,2	729,2
1982	59	92,3	24,7	60,5	28,3	77	34	51,3	48,6	44,4	7,1	31,2	558,4
1983	10,6	57,3	74,9	32,4	24,5	66	33,7	32	35,6	20,6	0	17,3	404,9
1984	8,3	6,5	36,9	59,8	58	60,1	1,9	69,8	35,3	5,2	0	5,8	347,6
1985	15	35,5	71,3	58,4	34,1	84,1	77,7	135,1	100,6	87,2	0	49,5	748,5
1986	22,9	8	44,8	16,6	101,4	12	23,3	8,3	13,8	38	0	11,7	300,8
1987	6	34	57,8	75,5	12,9	28,7	8	50,3	82,8	44,3	11,8	12,1	424,2
1988	128,9	62,6	72,1	33,3	115,3	110,7	76,3	33,3	19,3	4,3	3,2	23	682,3
1989	69,3	2,1	31,2	74,8	15,5	67,4	33,9	56,9	18,6	10,7	0	7,4	387,8
1990	19,8	40,1	54,1	45,5	25,6	78,7	46,4	48,2	1,5	47,9	1	14,6	423,4
1991	83,8	18,4	16,9	67,6	116,3	7,7	21,6	18,3	24,2	11,9	11,3	6,4	404,4
1992	18,9	16,4	24,4	110,9	67,5	19,9	34,7	111,6	108,8	12,3	0	15,1	540,5
1993	6,2	2,3	26,9	200,6	15,4	41,5	22,3	52,9	81,4	28,5	9,8	13,1	500,9
1994	40,9	54,7	7,9	74,2	61,5	43,4	25,1	79,1	30,2	62,8	6,1	3,1	489
1995	9,5	69	10	36,3	83,7	50	111,7	59,7	72,8	21,7	9,8	13,1	547,3
1996	15,3	10,2	54,3	25,3	44,5	33,3	90,3	53,7	44,3	0	0	69,4	440,6
1997	77,8	26,5	36	32,6	60	52,3	15,6	3,1	76,2	5,6	0	13,1	398,8
1998	22,8	132,3	25,4	58,8	60,1	50,8	36,2	71,7	86,2	0	39,3	13,1	596,7
1999	146,9	50,1	20,3	97,5	72,2	34,3	97	11,5	25,9	44,8	9,8	32	642,3

2000	18,6	46,4	47,3	56,6	16,7	61,5	38,1	67,9	34,3	24,5	0	0	411,9
2001	3,9	34,8	54,2	75,6	33	36,8	26,9	108,9	15,1	13,4	4,5	37,3	444,4
2002	77,1	64,6	27,6	65,9	15,3	93,6	67,3	19,8	41,7	0	0	8,6	481,5
2003	13	20,5	51,4	23,1	57,1	0	13,3	47,5	69,1	18,2	0	0,6	313,8
2004	19,3	145,7	138,7	67,7	114,8	24,7	15,9	17,3	1,4	6,8	0	13,3	565,6

année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Pjmax
1946	6,5	0	16	20,4	30	9	8	52	21,7	15,3	20,5	1,2	52
1947	28	4,2	16	9,5	7,8	12	0,6	20,5	29	8,5	18	18,5	29
1948	15	5,2	1,5	1,7	0,3	2,3	1,1	2,9	1,2	1,6	10	1	15
1949	31,7	21	22,5	38,3	18,8	13	13,7	9,2	10,7	7,8	0	0	38,3
1950	17	23,5	21	23,5	20,5	15	7,5	19,5	8,5	14	13,5	0	23,5
1951	7,5	6,5	6	19,3	12	16	17,5	8	33,3	5	1,5	3,7	33,3
1952	3,8	21,2	4,5	20	23,5	33,5	15	6,5	47,5	13	17	7,5	47,5
1953	9,3	12	15	9,5	25	38	7	10	17	5,4	2,5	28	38
1954	17,2	11,5	30,7	2,5	10,2	18	13,3	18,5	5	3	8,8	14,4	30,7
1955	12,8	2	3,4	28	11,2	0	11,7	15,4	21,9	28,5	3,5	2,5	28,5
1956	20	13,2	11,5	11,5	22	32,5	11,5	20,2	17	8,5	0	2,2	32,5
1957	13,2	0	13,9	22,5	11	10,5	10,5	17,4	18,2	5,4	35,5	11,3	35,5
1958	5,2	24	20,7	5	15	8	27,1	13	10,8	27,5	0	2,4	27,5
1959	22	9,8	17,4	11,4	19,5	34	24,7	40,5	8	5,8	1,5	3,5	40,5
1960	0,5	12,5	6,7	10,5	34,1	16	15,3	15,6	16,5	5,7	0	6	34,1
1961	11,5	6,5	8,5	22	18,2	25,5	23,7	26	19	27,5	7	1,4	27,5
1963	20	28,6	28,5	5,5	12,5	22	12,5	4,5	37,8	50,1	3	2,2	50,1
1964	1,3	3,4	20,8	11,5	3,5	27	18,5	37	27	30,8	0,7	4	37
1965	8,9	9	10,5	22,6	72,7	15,4	27,7	13	23	27,8	7	3,5	72,7
1966	14	3,5	9	27	13,2	28	33,7	14,5	4,8	16,5	2,8	3	33,7
1967	5,2	7	9,1	14	16,3	20	22,9	29,7	49,7	14,4	4,5	19,3	49,7
1969	0	16	31	16,2	23,5	13	23,6	19	7	7,5	0	1,9	31
1970	10,9	4,2	26,5	10	13,2	12	14	17,1	6	11,1	11,8	0	26,5
1971	4,2	21,6	23	13,2	0	6,5	12	17	17,3	5	2	0	23
1972	22,8	32,2	11	8,2	33	13,1	21	16	22,2	3	12	3,2	33
1973	16,4	4,5	26,5	24	26,3	9,5	25	23,5	21,5	18	2,3	0	26,5
1974	15	47,2	11	52,4	17,9	15	17,2	6,3	15,2	0	40,1	2,8	52,4
1975	20	9,1	11,5	18,4	11,6	19,4	16,1	8,7	42	21	6	7	42
1976	26,4	21,5	27	17,4	0	0	30,9	38,8	17,8	16,4	0,3	0	38,8
1977	0,7	16,7	2	20,9	17,4	27,1	9,3	11,3	14	0,5	12,5	0,5	27,1
1978	10,5	9,2	8,1	24,8	14,7	11,6	9,2	12,9	12,9	2,1	2,1	2,5	24,8
1979	16	13,7	8,5	11,2	20	15,1	19,2	4,5	26,4	7,3	1,3	2,9	26,4
1980	6,3	2,9	35,4	31,8	37,4	12,5	14	34	13	5,7	2,7	26,9	37,4
1981	25,7	29,7	24,5	30	41,6	18,2	13,5	22,9	15,9	6,2	2,3	15,2	41,6
1982	49,3	25,6	16,6	20,7	12,3	24,2	10	21,9	19,9	20,4	3,3	12,4	49,3
1983	5,2	14,2	20,2	14,4	12,9	21,5	10	11,5	12,5	11,3	0	8,8	21,5
1984	5,2	3,1	24,8	18,1	13,8	23,4	1,9	12,5	17,1	3,1	0	5,8	24,8
1985	6,9	22,5	25,8	11,4	15,1	23,5	14,6	54,4	32,3	47	0	15,5	54,4
1986	6,7	5	13,2	6,9	27,7	6	14,6	5,7	4,1	7,7	0	6,1	27,7
1987	4	17	26,4	16,9	2,1	8,6	2	10,8	32,8	15,2	5,6	5,6	32,8
1988	44,5	16	27,2	16,1	17,2	28,7	26,3	15,5	5,4	4,3	2	9,1	44,5
1989	52,6	2,1	9,1	32,7	6,4	37,7	11,2	27	10,8	4,7	0	5,3	52,6
1990	18,1	17,5	14,5	10,4	13,9	16,2	10,2	12,5	1,5	16	1	10,9	18,1
1991	17,8	8,5	8,8	36,7	29,6	3,1	10,8	10,3	12,3	7,1	11,3	4,3	36,7
1992	7,5	9,1	7,9	23	18,5	6,4	11,6	84	19,4	8,2	0	9,5	84
1993	6,2	2,3	17,9	28,4	7,9	13,1	7,5	15,1	52	0	0	0	52
1994	32,8	21,8	6,4	19,8	19,6	28,6	11,6	16,9	19,9	29,9	6,1	3,1	32,8
1995	9,5	14,2	7,7	8,1	23,2	13,6	22,5	18	24	13,3	0	0	24
1996	10,9	3,3	13,2	19,5	14,6	9,8	19,4	9	16	0	0	26,5	26,5
1997	28	9,5	19,1	10,3	22,8	21,2	6,2	3,1	29,5	5,6	0	0	29,5
1998	5,2	34	7	24,3	23,5	14,4	18,6	19,8	28,3	0	25,7	0	34
1999	36	19,3	8,3	30,2	31,4	26,4	19,2	8,9	10,4	21,2		29	36
2000	18,6	18,2	17,4	20	8,5	14,9	27,2	24,8	17,4	12,1	0	0	27,2
2001	3,9	16,8	22,1	35,1	6,3	17,6	14,5	35,7	10,3	4,9	2,6	23,8	35,7
2002	14,4	17,2	7,1	23,2	5,3	20	37,8	8,3	14,6	0	0	8,6	37,8
2003	7,9	12,5	20,6	11,8	11,8	0	8,1	10,2	22,2	10,3	0	0,6	22,2
2004	8,6	34,8	82,5	16,3	56,2	18,1	4	5,7	0,9	4,6	0	0	82,5

Annexe .2 : Calcul du test de MOOD
Pluie moyenne annuelle

Année	Pj max	Signe	ordre croissant
1946	52	+	15
1947	29	-	18,1
1948	15	-	21,5
1949	38,3	+	22,2
1950	23,5	-	23
1951	33,3	-	23,5
1952	47,5	+	24
1953	38	+	24,8
1954	30,7	-	24,8
1955	28,5	-	26,4
1956	32,5	-	26,5
1957	35,5	+	26,5
1958	27,5	-	26,5
1959	40,5	+	27,1
1960	34,1	+	27,2
1961	27,5	-	27,5
1963	50,1	+	27,5
1964	37	+	27,7
1965	72,7	+	28,5
1966	33,7	+	29
1967	49,7	+	29,5
1969	31	-	30,7
1970	26,5	-	31
1971	23	-	32,5
1972	33	-	32,8
1973	26,5	-	32,8
1974	52,4	+	33
1975	42	+	33,3
1976	38,8	+	33,7
1977	27,1	-	34
1978	24,8	-	34,1
1979	26,4	-	35,5
1980	37,4	+	35,7
1981	41,6	+	36
1982	49,3	+	36,7
1983	21,5	-	37
1984	24,8	-	37,4
1985	54,4	+	37,8
1986	27,7	-	38
1987	32,8	-	38,3
1988	44,5	+	38,8
1989	52,6	+	40,5
1990	18,1	-	41,6
1991	36,7	+	42
1992	84	+	44,5
1993	52	+	47,5
1994	32,8	-	49,3
1995	24	-	49,7
1996	26,5	-	50,1
1997	29,5	-	52
1998	34	+	52
1999	36	+	52,4
2000	27,2	-	52,6
2001	35,7	+	54,4
2002	37,8	+	72,7
2003	22,2	-	82,5
2004	82,5	+	84

Annexe .3 : Calcul de l'hydrogramme laminé pour B =14

h(m)	Surface(km²)	S(km²)	O (m³)	2s/dt+O
0	87103,86	0	0	0
0,25	88855,61	22213,9	3,798725	53,16295
0,5	90607,6	45303,8	10,74442	111,4195
0,75	92357,11	69267,83	19,73875	173,6673
1	94110,86	94110,86	30,3898	239,525
1,083	95862,61	103819,2	34,25078	264,9601

T(h)	I (m/3)	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)- 2O	O
0	0	0	0.00		0
0,15	0,65	0,65	0,65	1,24929	-0,2996
0,3	2,6	3,25	4,49929	4,4917	0,00379
0,45	5,84	8,44	12,9317	11,5532	0,68923
0,6	10,38	16,22	27,7732	23,8438	1,96473
0,8	18,46	28,84	52,6838	44,0766	4,30361
0,9	23,36	41,82	85,8966	70,2804	7,8081
1	28,84	52,2	122,48	98,1224	12,179
1,09	34,26	63,1	161,222	126,44	17,3913
1	13,78	48,04	174,48	135,854	19,3129
1,15	11,7	25,48	161,334	126,52	17,4072
1,3	9,84	21,54	148,06	116,953	15,5531
1,5	7,67	17,51	134,463	107,009	13,727
1,8	5,07	12,74	119,749	96,081	11,8342
1,9	4,35	9,42	105,501	85,3335	10,0838
2	3,71	8,06	93,3935	76,0731	8,66018
2,25	2,38	6,09	82,1631	67,3788	7,39215
2,4	1,76	4,14	71,5188	59,0451	6,23685
2,6	1,12	2,88	61,9251	51,4563	5,23442
2,7	0,86	1,98	53,4363	44,68	4,37813
2,9	0,48	1,34	46,02	38,7128	3,65363
3,2	0,15	0,63	39,3428	33,3025	3,02014
3,4	0,05	0,2	33,5025	28,5411	2,48068
3,6	0,01	0,06	28,6011	24,5242	2,03847
3,82	0	0,01	24,5342	21,1765	1,67885

Annexe .4 : Calcul de stabilité de la digue

Stabilité pour le cas de fin de construction R=33.85 m

numéro du tranche	b	h1	h2	h3	sin alpha	cos alpha	Gi	Ti=Gi*sin	Ni=Gi*cos	l=b/cos	Cohesion	Fc=Ce*l	Ui=pression deau	Ffrottement	dni	T'(seisme)=a*Gi	Ti'*dni
-5	1,8	1,84	0	0	-0,33	0,94	4,554	-1,518	4,294	1,909	0,000	0,000	0	1,717	32,930	0,32	10,497
-4	3,385	3	0	1,58	-0,27	0,96	23,857	-6,362	22,994	3,512	1,654	5,810	0	9,427	31,560	1,67	52,706
-3	3,385	3,27	0	2,58	-0,20	0,98	31,376	-6,275	30,742	3,455	1,661	5,738	0	12,604	30,925	2,20	67,922
-2	3,385	5,69	0	3,72	-0,13	0,99	49,779	-6,637	49,334	3,415	1,658	5,662	0	20,227	29,145	3,48	101,557
-1	3,385	7,08	0	4,24	-0,07	1,00	59,505	-3,967	59,373	3,393	1,656	5,619	0	24,343	28,190	4,17	117,421
0	3,385	8,47	0	4,41	0,00	1,00	67,039	0,000	67,039	3,385	1,654	5,599	0	27,486	27,410	4,69	128,628
1	3,385	9,85	0	4,24	0,07	1,00	72,398	4,827	72,236	3,393	1,651	5,601	0	29,617	26,805	5,07	135,843
2	3,385	11,24	0	3,72	0,13	0,99	75,611	10,081	74,936	3,415	1,647	5,627	0	30,724	26,370	5,29	139,570
3	3,385	11,63	0	2,85	0,20	0,98	71,978	14,396	70,524	3,455	1,644	5,679	0	28,915	26,610	5,04	134,073
4	3,385	14,04	0	1,55	0,27	0,96	75,054	20,014	72,336	3,512	1,637	5,749	0	29,658	26,055	5,25	136,887
5	3,385	15,27	0	0	0,33	0,94	71,072	23,691	67,008	3,590	1,630	5,852	0	27,473	26,215	4,98	130,421
6	3,385	14,42	0	0	0,40	0,92	67,116	26,846	61,513	3,693	1,630	6,020	0	25,220	26,640	4,70	125,158
7	3,385	12,11	0	0	0,47	0,88	56,364	26,303	49,851	3,827	1,630	6,239	0	20,439	27,795	3,95	109,666
8	3,385	8,25	0	0	0,53	0,85	38,399	20,479	32,482	4,002	1,630	6,523	0	13,317	29,725	2,69	79,898
9	0,92	2,69	0	0	0,60	0,80	3,403	2,042	2,722	1,150	1,630	1,875	0	1,116	32,505	0,24	7,743

Kss	3,065487
Kas	1,912667

Stabilité pour le cas de fin de construction R=33.22 m

numéro du tranche	b	h1	h2	h3	sin alpha	cos alpha	Gi	Ti=Gi*sin	Ni=Gi*cos	l=b/cos	Cohesion	Fc=Ce*I	Ui=pression deau	Ffrottement	dni	T'(seisme)=a*Gi	Ti'*dni
-5	1,12	0,42	0	0,71	0,333	0,943	2,118	-0,706	1,997	1,188	0,000	0,000	0,000	0,799	32,655	0,148	4,841
-4	3,322	1,75	0	2,38	0,267	0,964	22,620	-6,032	21,801	3,447	1,670	5,757	0,000	8,939	31,155	1,583	49,332
-3	3,322	3	0	3,62	0,200	0,980	35,951	-7,190	35,224	3,391	1,668	5,656	0,000	14,442	29,910	2,517	75,270
-2	3,322	4,06	0	4,48	0,133	0,991	46,078	-6,144	45,666	3,352	1,667	5,587	0,000	18,723	28,950	3,225	93,377
-1	3,322	5,35	0	4,98	0,067	0,998	55,043	-3,670	54,921	3,329	1,664	5,539	0,000	22,517	28,055	3,853	108,096
0	3,322	6,75	0	5,15	0,000	1,000	62,483	0,000	62,483	3,322	1,660	5,515	0,000	25,618	27,270	4,374	119,273
1	3,322	8,11	0	4,99	0,067	0,998	67,711	4,514	67,561	3,329	1,657	5,516	0,000	27,700	26,670	4,740	126,411
2	3,322	9,47	0	4,48	0,133	0,991	70,789	9,439	70,157	3,352	1,652	5,539	0,000	28,764	26,245	4,955	130,051
3	3,322	10,83	0	3,62	0,200	0,980	71,716	14,343	70,267	3,391	1,648	5,586	0,000	28,810	25,995	5,020	130,498
4	3,322	12,19	0	2,38	0,267	0,964	70,308	18,749	67,762	3,447	1,641	5,658	0,000	27,782	25,935	4,922	127,640
5	3,322	13,55	0	0,71	0,333	0,943	66,256	22,085	62,467	3,524	1,633	5,756	0,000	25,612	26,090	4,638	121,004
6	3,322	13,43	0	0	0,400	0,917	61,345	24,538	56,224	3,625	1,630	5,908	0,000	23,052	26,505	4,294	113,816
7	3,322	11,94	0	0	0,467	0,884	54,539	25,452	48,236	3,756	1,630	6,122	0,000	19,777	27,250	3,818	104,033
8	3,322	9,27	0	0	0,533	0,846	42,343	22,583	35,818	3,927	1,630	6,401	0,000	14,685	28,585	2,964	84,726
9	1,37	3,83	0	0	0,600	0,800	7,215	4,329	5,772	1,713	1,630	2,791	0,000	2,366	31,305	0,505	15,810

Kss	3,0004
Kas	1.8822

Stabilité pour le cas de fin de construction R = 28.36 m

numéro du tranche	b	h1	h2	h3	sin alpha	cos alpha	Gi	Ti=Gi*sin	Ni=Gi*cos	l=b/cos	Cohesion	Fc=Ce*I	Ui=pression deau	Ffrottement	dni	T'(seisme)=a*Gi	Ti'*dni
-3	2,430	1,920	0,000	0,000	0,273	0,962	6,415	-1,750	6,172	2,526	1,630	4,117	0,000	2,531	27,400	0,449	12,304
-2	2,836	5,150	0,000	0,700	0,182	0,983	23,755	-4,319	23,359	2,884	1,638	4,725	0,000	9,577	25,435	1,663	42,295
-1	2,836	6,330	0,000	1,140	0,091	0,996	30,665	-2,788	30,538	2,848	1,641	4,672	0,000	12,521	24,625	2,147	52,859
0	2,836	7,500	0,000	1,290	0,000	1,000	36,014	0,000	36,014	2,836	1,640	4,652	0,000	14,766	23,965	2,521	60,416
1	2,836	8,660	0,000	4,990	0,091	0,996	59,950	5,450	59,702	2,848	1,656	4,715	0,000	24,478	21,535	4,197	90,372
2	2,836	10,650	0,000	4,480	0,182	0,983	65,034	11,824	63,950	2,884	1,651	4,761	0,000	26,220	20,795	4,552	94,667
3	2,836	11,050	0,000	3,620	0,273	0,962	62,082	16,932	59,729	2,948	1,647	4,856	0,000	24,489	21,025	4,346	91,369
4	2,836	10,940	0,000	2,380	0,364	0,932	55,147	20,054	51,372	3,044	1,643	5,000	0,000	21,063	21,700	3,860	83,769
5	2,836	10,230	0,000	0,710	0,455	0,891	43,617	19,826	38,851	3,184	1,635	5,204	0,000	15,929	22,890	3,053	69,887
6	2,836	8,720	0,000	0,000	0,545	0,838	34,004	18,547	28,500	3,384	1,630	5,515	0,000	11,685	24,000	2,380	57,126
7	3,210	5,990	0,000	0,000	0,636	0,771	26,438	16,824	20,394	4,161	1,630	6,783	0,000	8,362	25,365	1,851	46,943

Kss	2,1726
Kas	1,5928

Stabilité pour le cas fonctionnement normal R=33.85 m

numéro du tranche	b	h1	h2	h3	sin alpha	cos alpha	Gi	Ti=Gi*sin	Ni=Gi*cos	l=b/cos	Cohesion	Fc=Ce*l	Ui=pression deau	Ffrottement	dni	T'(seisme)=a*Gi	Ti'*dni
-5	1,8	1,84	0	0	-0,333	0,943	4,554	-1,518	4,294	1,909	0,000	0,000	0,000	1,717	32,930	0,319	10,497
-4	3,385	3	0	1,58	-0,267	0,964	23,857	-6,362	22,994	3,512	1,654	5,810	0,000	9,427	31,560	1,670	52,706
-3	3,385	3,27	0	2,58	-0,200	0,980	31,376	-6,275	30,742	3,455	1,661	5,738	0,000	12,604	30,925	2,196	67,922
-2	3,385	5,69	0	3,72	-0,133	0,991	49,779	-6,637	49,334	3,415	1,658	5,662	0,000	20,227	29,145	3,485	101,557
-1	3,385	7,08	0	4,24	-0,067	0,998	59,505	-3,967	59,373	3,393	1,656	5,619	0,000	24,343	28,190	4,165	117,421
0	3,385	8,47	0	4,41	0,000	1,000	67,039	0,000	67,039	3,385	1,654	5,599	0,000	27,486	27,410	4,693	128,628
1	3,385	9,85	0	4,24	0,067	0,998	72,398	4,827	72,236	3,393	1,651	5,601	0,000	29,617	26,805	5,068	135,843
2	3,385	11,24	0	3,72	0,133	0,991	75,611	10,081	74,936	3,415	1,647	5,627	0,000	30,724	26,370	5,293	139,570
3	3,385	11,63	0	2,85	0,200	0,980	71,978	14,396	70,524	3,455	1,644	5,679	0,000	28,915	26,610	5,038	134,073
4	3,385	14,04	0	1,55	0,267	0,964	75,054	20,014	72,336	3,512	1,637	5,749	0,000	29,658	26,055	5,254	136,887
5	3,385	15,27	0	0	0,333	0,943	71,072	23,691	67,008	3,590	1,630	5,852	0,000	27,473	26,215	4,975	130,421
6	3,385	12,84	1,58	0	0,400	0,917	69,389	27,756	63,596	3,693	1,630	6,020	58,355	2,149	26,640	4,857	129,397
7	3,385	11,7	0,41	0	0,467	0,884	56,954	26,579	50,372	3,827	1,630	6,239	15,692	14,219	27,795	3,987	110,813
8	3,385	8,25	0	0	0,533	0,846	38,399	20,479	32,482	4,002	1,630	6,523	0,000	13,317	29,725	2,688	79,898
9	0,92	2,69	0	0	0,600	0,800	3,403	2,042	2,722	1,150	1,630	1,875	0,000	1,116	32,505	0,238	7,743

Kss	2,802329896
Kas	1, 75364039

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal R=33.22 m

numéro du tranche	b	h1	h2	h3	sin alpha	cos alpha	Gi	Ti=Gi*sin	Ni=Gi*cos	l=b/cos	Cohesion	Fc=Ce*I	Ui=pression deau	Ffrottement	dni	T'(seisme)=a*Gi	Ti'*dni
-5	1,12	0,42	0	0,71	0,333	0,943	2,118	-0,706	1,997	1,188	0,000	0,000	0,000	0,799	32,655	0,148	4,841
-4	3,322	1,75	0	2,38	0,267	0,964	22,620	-6,032	21,801	3,447	1,670	5,757	0,000	8,939	31,155	1,583	49,332
-3	3,322	3	0	3,62	0,200	0,980	35,951	-7,190	35,224	3,391	1,668	5,656	0,000	14,442	29,910	2,517	75,270
-2	3,322	4,06	0	4,48	0,133	0,991	46,078	-6,144	45,666	3,352	1,667	5,587	0,000	18,723	28,950	3,225	93,377
-1	3,322	5,35	0	4,98	0,067	0,998	55,043	-3,670	54,921	3,329	1,664	5,539	0,000	22,517	28,055	3,853	108,096
0	3,322	6,75	0	5,15	0,000	1,000	62,483	0,000	62,483	3,322	1,660	5,515	0,000	25,618	27,270	4,374	119,273
1	3,322	8,11	0	4,99	0,067	0,998	67,711	4,514	67,561	3,329	1,657	5,516	0,000	27,700	26,670	4,740	126,411
2	3,322	9,47	0	4,48	0,133	0,991	70,789	9,439	70,157	3,352	1,652	5,539	0,000	28,764	26,245	4,955	130,051
3	3,322	10,83	0	3,62	0,200	0,980	71,716	14,343	70,267	3,391	1,648	5,586	0,000	28,810	25,995	5,020	130,498
4	3,322	12,19	0	2,38	0,267	0,964	70,308	18,749	67,762	3,447	1,641	5,658	0,000	27,782	25,935	4,922	127,640
5	3,322	13,55	0	0,71	0,333	0,943	66,256	22,085	62,467	3,524	1,633	5,756	0,000	25,612	26,090	4,638	121,004
6	3,322	13,43	0	0	0,400	0,917	61,345	24,538	56,224	3,625	1,630	5,908	0,000	23,052	26,505	4,294	113,816
7	3,322	11,94	0	0	0,467	0,884	54,539	25,452	48,236	3,756	1,630	6,122	0,000	19,777	27,250	3,818	104,033
8	3,322	9,27	0	0	0,533	0,846	42,343	22,583	35,818	3,927	1,630	6,401	0,000	14,685	28,585	2,964	84,726
9	1,37	3,83	0	0	0,600	0,800	7,215	4,329	5,772	1,713	1,630	2,791	0,000	2,366	31,305	0,505	15,810

Kss	3,0004
Kas	1.8822

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal R = 28.36 m

numéro du tranche	b	h1	h2	h3	sin alpha	cos alpha	Gi	Ti=Gi*sin	Ni=Gi*cos	l=b/cos	Cohesion	Fc=Ce*I	Ui=pression deau	Ffrottement	dni	T'(seisme)=a*Gi	Ti'*dni
-3	2,430	1,920	0,000	0,000	0,273	0,962	6,415	-1,750	6,172	2,526	1,630	4,117	0,000	2,531	27,400	0,449	12,304
-2	2,836	5,150	0,000	0,700	0,182	0,983	23,755	-4,319	23,359	2,884	1,638	4,725	0,000	9,577	25,435	1,663	42,295
-1	2,836	6,330	0,000	1,140	0,091	0,996	30,665	-2,788	30,538	2,848	1,641	4,672	0,000	12,521	24,625	2,147	52,859
0	2,836	7,500	0,000	1,290	0,000	1,000	36,014	0,000	36,014	2,836	1,640	4,652	0,000	14,766	23,965	2,521	60,416
1	2,836	8,660	0,000	4,990	0,091	0,996	59,950	5,450	59,702	2,848	1,656	4,715	0,000	24,478	21,535	4,197	90,372
2	2,836	10,650	0,000	4,480	0,182	0,983	65,034	11,824	63,950	2,884	1,651	4,761	0,000	26,220	20,795	4,552	94,667
3	2,836	11,050	0,000	3,620	0,273	0,962	62,082	16,932	59,729	2,948	1,647	4,856	0,000	24,489	21,025	4,346	91,369
4	2,836	10,940	0,000	2,380	0,364	0,932	55,147	20,054	51,372	3,044	1,643	5,000	0,000	21,063	21,700	3,860	83,769
5	2,836	10,230	0,000	0,710	0,455	0,891	43,617	19,826	38,851	3,184	1,635	5,204	0,000	15,929	22,890	3,053	69,887
6	2,836	8,720	0,000	0,000	0,545	0,838	34,004	18,547	28,500	3,384	1,630	5,515	0,000	11,685	24,000	2,380	57,126
7	3,210	5,990	0,000	0,000	0,636	0,771	26,438	16,824	20,394	4,161	1,630	6,783	0,000	8,362	25,365	1,851	46,943

Kss	2,252655
Kas	1,8828

Stabilité pour le cas de vidange rapide R = 30 m

numéro du tranche	b	h1	h2	h3	sin alpha	cos alpha	Gi	Ti=Gi*sin	Ni=Gi*cos	l=b/cos	Cohesion	Fc=Ce*l	Ui=pression deau	Ffrottement	dni	T'(seisme)=a*Gi	Ti'*dni
-5	1,87	0	1,83	1,58	-0,333	0,943	8,204	-2,735	7,735	1,983	1,662	3,297	0,000	3,171	28,295	0,574	16,249
-4	3	0	3,56	0,86	-0,267	0,964	13,317	-3,551	12,835	3,113	1,644	5,116	0,000	5,262	27,790	0,932	25,906
-3	3	0	4,57	1,98	-0,200	0,980	21,957	-4,391	21,513	3,062	1,651	5,056	0,000	8,820	26,725	1,537	41,076
-2	3	0	5,62	2,76	-0,133	0,991	28,806	-3,841	28,549	3,027	1,653	5,004	0,000	11,705	25,810	2,016	52,044
-1	3	0	6,67	3,21	-0,067	0,998	33,824	-2,255	33,748	3,007	1,653	4,969	0,000	13,837	25,060	2,368	59,333
0	3	0	7,72	3,36	0,000	1,000	37,176	0,000	37,176	3,000	1,651	4,954	0,000	15,242	24,460	2,602	63,653
1	3	0	8,76	3,21	0,067	0,998	38,840	2,589	38,753	3,007	1,649	4,957	0,000	15,889	24,015	2,719	65,291
2	3	0	9,81	2,75	0,133	0,991	38,807	5,174	38,460	3,027	1,645	4,980	0,000	15,769	23,720	2,716	64,434
3	3	0	10,86	1,98	0,200	0,980	37,053	7,411	36,304	3,062	1,641	5,024	0,000	14,885	23,580	2,594	61,160
4	3	0	11,91	0,85	0,267	0,964	33,302	8,880	32,096	3,113	1,635	5,088	0,000	13,159	23,620	2,331	55,061
5	3	0,53	11,76	0	0,333	0,943	30,410	10,137	28,671	3,182	1,630	5,187	0,000	11,755	23,855	2,129	50,781
6	3	2,19	9,17	0	0,400	0,917	31,042	12,417	28,450	3,273	1,630	5,335	0,000	11,665	24,320	2,173	52,845
7	3	3,88	5,96	0	0,467	0,884	30,309	14,144	26,806	3,392	1,630	5,529	0,000	10,991	25,080	2,122	53,210
8	3	5,62	1,84	0	0,533	0,846	27,599	14,719	23,346	3,546	1,630	5,781	0,000	9,572	26,270	1,932	50,751
9	1,46	3,57	0	0	0,600	0,800	7,167	4,300	5,733	1,825	1,630	2,975		2,351	28,215	0,502	14,155

Kss	3,681394
Kas	2,27170

Stabilité pour le cas de vidange rapide R = 43.5 m

nemero du tranche	b	h1	h2	h3	sin alpha	cos alpha	Gi	Ti=Gi*sin	Ni=Gi*cos	l=b/cos	Cohesion	Fc=Ce*I	Ui=pression deau	Ffrotement	dni	T'(seisme)=a*Gi	Ti'*dni
-5	0,64	0	0,4	0,4	-0,357	0,934	0,678	-0,242	0,634	0,685	1,665	1,141	0,000	0,260	43,100	0,047	2,047
-4	4,35	0	1,95	2,57	-0,286	0,958	27,468	-7,848	26,323	4,539	1,670	7,580	0,000	10,792	41,240	1,923	79,295
-3	4,35	0	3,47	4,2	-0,214	0,977	45,875	-9,830	44,809	4,453	1,668	7,430	0,000	18,372	39,665	3,211	127,375
-2	4,35	0	4,99	5,32	-0,143	0,990	60,178	-8,597	59,561	4,395	1,666	7,323	0,000	24,420	38,345	4,212	161,527
-1	4,35	0	6,51	5,99	-0,071	0,997	70,859	-5,061	70,678	4,361	1,664	7,255	0,000	28,978	37,250	4,960	184,766
0	4,35	0	8,03	6,2	0,000	1,000	77,839	0,000	77,839	4,350	1,660	7,223	0,000	31,914	36,385	5,449	198,252
1	4,35	0	9,55	5,99	0,071	0,997	81,439	5,817	81,231	4,361	1,657	7,226	0,000	33,305	35,730	5,701	203,686
2	4,35	0	11,07	5,32	0,143	0,990	81,336	11,619	80,502	4,395	1,653	7,264	0,000	33,006	35,305	5,694	201,010
3	4,35	0	12,63	4,2	0,214	0,977	77,752	16,661	75,946	4,453	1,647	7,337	0,000	31,138	35,085	5,443	190,955
4	4,35	2,37	11,74	2,57	0,286	0,958	75,713	21,632	72,557	4,539	1,641	7,448	0,000	29,748	35,160	5,300	186,344
5	4,35	4,84	10,79	0,38	0,357	0,934	69,557	24,842	64,969	4,657	1,632	7,599	0,000	26,637	35,495	4,869	172,824
6	4,35	7,25	7,4	0	0,429	0,904	69,116	29,621	62,447	4,815	1,630	7,848	0,000	25,603	36,175	4,838	175,019
7	4,35	3,8	2,35	0	0,500	0,866	30,907	15,453	26,766	5,023	1,630	8,187	0,000	10,974	40,425	2,163	87,458
8	1,16	6,18	1,84	0	0,571	0,821	11,565	6,608	9,491	1,414	1,630	2,304	0,000	3,891	39,490	0,810	31,968

Kss	3,99504
Kas	2,24147

Stabilité pour le cas de vidange rapide R = 27.36 m

numéro du tranche	b	h1	h2	h3	sin alpha	cos alpha	Gi	Ti=Gi*sin	Ni=Gi*cos	l=b/cos	Cohesion	Fc=Ce*I	Ui=pression deau	Ffrottement	dni	T'(seisme)=a*Gi	Ti'*dni
-4	2,59	0	1,94	0,28	-0,308	0,951	5,361	-1,650	5,101	2,722	1,639	4,461	0,000	2,091	26,250	0,375	9,851
-3	2,736	0	2,86	1,3	-0,231	0,973	12,840	-2,963	12,493	2,812	1,652	4,645	0,000	5,122	25,280	0,899	22,722
-2	2,736	0	3,81	2	-0,154	0,988	18,463	-2,840	18,243	2,769	1,654	4,580	0,000	7,480	24,455	1,292	31,605
-1	2,736	0	4,77	2,42	-0,077	0,997	22,690	-1,745	22,622	2,744	1,654	4,538	0,000	9,275	23,765	1,588	37,745
0	2,736	0	5,73	2,56	0,000	1,000	25,500	0,000	25,500	2,736	1,652	4,519	0,000	10,455	23,215	1,785	41,438
1	2,736	0	6,68	2,43	0,077	0,997	26,921	2,071	26,841	2,744	1,649	4,524	0,000	11,005	22,805	1,884	42,975
2	2,736	0	7,64	2	0,154	0,988	26,846	4,130	26,526	2,769	1,645	4,554	0,000	10,876	22,540	1,879	42,357
3	2,736	0	8,6	1,3	0,231	0,973	25,404	5,862	24,718	2,812	1,639	4,609	0,000	10,134	22,410	1,778	39,851
4	2,736	0	9,55	0,28	0,308	0,951	22,320	6,868	21,237	2,876	1,632	4,693	0,000	8,707	22,445	1,562	35,069
5	2,736	0	9,4	0	0,385	0,923	20,575	7,913	18,992	2,964	1,630	4,831	0,000	7,787	22,660	1,440	32,636
6	2,736	0	8,55	0	0,462	0,887	18,714	8,637	16,602	3,084	1,630	5,027	0,000	6,807	23,085	1,310	30,241
7	2,736	0	7,45	0	0,538	0,843	16,307	8,780	13,741	3,247	1,630	5,292	0,000	5,634	23,635	1,141	26,978
8	1,16	1,84	5,62	0	0,615	0,788	8,150	5,015	6,424	1,472	1,630	2,399	0,000	2,634	23,630	0,571	13,481
9	1,9	1,9	1,66		0,692	0,722	7,487	5,183	5,403	2,633	1,630	4,292	0,000	2,215	25,580	0,524	13,406

Kss	4,0251
Kas	2,281657

Annexe.5 : Abaques de calcul de bassin de dissipation USBR type II.

