

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT Aménagement et Génie Hydraulique

MEMOIRE DE MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

**Etude d'une retenue collinaire sur l'oued CORSO
(W.Boumèrdes)**

PRESENTE PAR :

SADEG Selma

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
B. BENLAOUKLI	Maitre de conférences (A)	Président
A. ADDOU	Maitre Assistante (A)	Examinatrice
N. SAIL	Maitre Assistante (A)	Examinatrice
S. TOUMI	Maitre de conférences (B)	Examineur
M.K. MIHOUBI	Professeur	Promoteur

Juin 2017

Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail tout d'abord à mes très chers parents pour
leurs soutien et sacrifices dont je serai toujours reconnaissante.*

A mon cher frère Mouloud à qui je souhaite une très grande réussite

*A ma très chère grand-mère Yaya pour son soutien et son amour
Et à mon grand-père (paix à son âme)*

A tous mes cousins, cousines, tantes et oncles ainsi que toute la famille

*A tous mes collègues (les ouvragistes 2017) ainsi qu'à tous les
Membres du FE Club*

A mes sœurs de cœur (la3rayess)

*Et aussi à tous mes amis qui m'ont aidé et soutenu tout au long de
mon parcours.*

Remerciements

Je tiens encore une fois à remercier mes chers parents pour leur aide, soutien, confiance, encouragement et Sacrifices.

Mes remerciements s'adressent aussi à ma famille qui me soutient et m'encourage dans tous mes projets.

Je remercie également mon promoteur, Monsieur M.K. Michoubi, pour sa disponibilité tout d'abord, ainsi que l'assistance et l'aide dont j'ai bénéficié.

Je tiens aussi à remercier mes professeurs pour leur enseignement et leurs conseils.

Un remerciement à mes collègues et amis Aymen et Djalal pour leur précieuse aide et soutien.

Finalement je remercie toute ma famille, mes amis et toute personne qui a contribué de près ou de loin au parachèvement de ce modeste travail.

Résumé :

En Algérie le problème de manque d'eau se fait de plus en plus ressentir et représente une grande préoccupation des secteurs concernés. Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de promotion du secteur hydraulique qui consiste en la mobilisation de la ressource en eau, plusieurs études ont été lancées à travers le territoire national pour la construction des retenues collinaires, dont la retenue abordée dans ce mémoire.

L'étude de l'aménagement collinaire de l'affluent d'oued Corso à Ben Merzouga, commune de Corso dans la Wilaya de Boumerdès, dont les eaux régularisées sont destinées à l'irrigation des terres agricoles consiste à étudier tout d'abord sa géologie et son hydrologie puis à étudier plusieurs variantes susceptibles d'être implantées sur le site ainsi que le dimensionnement des ouvrages annexes pour finir avec une organisation de chantier et une étude sur l'impact de l'aménagement sur l'environnement.

Mots clés : retenue, irrigation, eau, environnement, Oued, Corso

ملخص :

تعرضنا في بحثنا إلى مشكلة ندرة المياه، التي أصبحت تشغل المواطن الجزائري وتنهك كاهله بشكل جدي. وبهذا الصدد وفي إطار ترقية الاستراتيجيات الوطنية وتعبئة الموارد المائية لقطاع المياه، تم الشروع في عدة دراسات لبناء سدود مصغرة مست جميع أنحاء التراب الوطني. وتم في بحثنا تسليط الضوء على خزان تلة وادي قرسو، فتطرقتنا لدراسة تنمية قنوات المياه لوادي قورسو ببني مرزوقة التابع لدائرة قورسو بولاية بومرداس، والمخصص لري الأراضي الزراعية، إضافة إلى دراسة خصائصها الجيولوجية والهيدرولوجية، ومن ثم دراسة البدائل التي يمكن استغلالها على الموقع وقياس المنشآت الملحقة، قصد الوصول إلى دراسة جوانب تنظيم الأشغال على الموقع، وفي الأخير دراسة أثر التنمية على البيئة.

الكلمات المفتاحية: السد، الري، المياه، بيئة، وادي، قورسو

Abstract:

In Algeria, the issue of the lack of water is more and more felt as it represents a big problem for the sectors concerned. Relevant to this, and as part of the national strategy regarding promotion of the hydraulic sector by the mobilization of water resources, several studies have been made through the national territory for the construction of dams, among which the one dealt with in this work, i.e. the tributary of Wadi Corso to Ben Merzouga (municipality of Corso, Wilaya of Boumerdès) whose settled waters are intended for the irrigation of farmlands. The study of this dam consists in investigating, first, its geology and hydrology, then the several variants that are likely to be implanted on site. To end with the organization of the site and the impact on the environment.

Key words: Dam, Irrigation, Water, environment, wadi, Corso

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE	16
-----------------------------	----

Chapitre I : Situation et description du site d'étude

Introduction	18
I.1 Situation géographique de la zone d'étude :	18
I.1.1 Wilaya de Boumerdès	18
I.1.2 Commune de Corso	19
I.2 Recherche et Choix du site d'une retenue collinaire :	20
I.2.1 Recherche d'éventuels sites :	20
I.2.2 Choix du site	21
I.3 Site de la retenue collinaire	22
Conclusion	23

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Introduction	25
II.1 Géologie :	25
II.1.1 Géologie régionale	25
II.1.2 Aspect Tectonique	27
II.1.3 Géologie du bassin versant	27
II.1.4 Géologie du site	27
II.1.5 Zone d'emprunt	28
II.1.6 Séismicité	28
II.2 Géotechnique	30
II.2.1 Programme détaillé des travaux in-situ et de laboratoire	30
II.2.2 Zone d'emprunt	32
Conclusion	33

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction	35
III.1 Caractéristiques du Bassin versant :	35
III.1.1 Caractéristiques générales :	35
III.1.2 Caractéristiques géo morphologiques :	36
III.1.3 Caractéristiques physiographiques :	36
III.1.4 Caractéristiques hydro-morphologiques :	36

III.1.5	Paramètre du Relief :	38
III.1.6	Caractéristiques hydrographiques du bassin versant.....	42
III.1.7	Caractéristiques climatiques.....	47
III.2	Etudes des apports.....	60
III.2.1	Apport moyen interannuel A0 :	60
III.2.2	Caractéristiques de l'écoulement	65
III.2.3	Les apports fréquentsiels :	65
III.2.4	Apport solide et détermination du volume mort.....	70
III.3	Etude des crues:	72
III.3.1	Détermination des débits maximaux fréquentsiels	73
III.3.2	Construction de l'hydrogramme de crue probable	75
III.3.3	Choix de la crue de projet.....	78
III.4	Bathymétrie de la cuvette (courbes caractéristiques).....	80
III.4.1	Courbe Topographique (Surface-hauteur).....	81
III.4.2	Courbe volumétrique (Capacité-hauteur)	82
III.5	Régularisation des débits :	82
III.5.1	Détermination des besoins.....	82
III.5.2	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	83
III.5.3	Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	87
III.6	Laminage de crue.....	91
III.6.1	Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993).....	91
III.7	Etude d'optimisation.....	102
III.7.1	La revanche.....	102
	c. Formule Simplifiée	103
III.7.2	Tassement	104
III.7.3	Largeur en crête	104
III.7.4	Calcul des coûts	106
CONCLUSION	110

Chapitre IV : Etude des variantes de la digue

Introduction	113
IV.1 Généralités	113
IV.1.1	Avantages des digues en terre	113
IV.1.2	Inconvénients et particularités des digues en terre.....	113
IV.1.3	Choix du type de barrage	113
IV.2	Variantes susceptibles d'être proposées	114

IV.2.1 Digue homogène.....	114
VI.2.2 Digue à noyau.....	114
IV.2.3 Digue en enrochement avec masque en béton.....	115
IV.3 Définition du profil général de la retenue.....	115
IV.3.1 Hauteur de la digue.....	115
IV.3.2 Largeur en crête.....	115
IV.3.3 Longueur en crête.....	115
IV.3.4 Pentés des talus.....	116
IV.3.5 Revêtement de la crête et des talus de la digue.....	116
IV.3.6 Classification de l'ouvrage.....	118
IV.4 Etanchéité de la retenue.....	119
IV.4.1 Noyau.....	119
IV.4.2 Les drains.....	120
IV.4.3 Les Filtres.....	123
IV.5 Etanchéité de la fondation.....	123
IV.6 Calcul du volume des différents matériaux et estimation des coûts de chaque variante.....	123
IV.6.1 Barrage homogène en argile.....	124
IV.6.2 Digue zonée.....	125
IV.6.3 Digue à masque en béton.....	126
IV.7 Etude comparative.....	127
Conclusion.....	128

Chapitre V : Etude de la stabilité de la digue

INTRODUCTION.....	130
V.1 Etude de la variante retenue.....	130
V.1.1 Définition de profil général du barrage.....	130
V.1.2 Calcul des filtres.....	130
V.2 Etude des infiltrations.....	133
V.2.1 Objectif de calcul d'infiltration.....	133
V.2.2 Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre.....	134
V.2.3 Positionnement de la ligne de saturation.....	134
V.2.4 Calcul du débit de fuite par infiltration.....	135
V.2.5 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage.....	137
V.3 Etude de stabilité.....	137
V.3.1 Généralité sur la stabilité des barrages (Talus).....	137
V.3.2 Méthode de FELLENIUS.....	139

CONCLUSION	145
------------------	-----

Chapitre VI : Etude de l'évacuateur de crue et l'ouvrage de vidange

INTRODUCTION	147
VI.1 L'évacuateur de crue :	147
VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue	147
VI.1.2 Différents types d'évacuateurs de crue	147
VI.1.3 Choix du tracé de l'axe.....	149
VI.1.4 Choix du Type d'évacuateur de crue.....	149
VI.1.5 Dimensionnement de l'évacuateur de crue :	150
VI.2 L'ouvrage de vidange	166
VI.2.1 Calcul du débit de vidange :	166
VI.2.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et de son diamètre :	166
CONCLUSION	168

Chapitre VII : Organisation de chantier et sécurité au travail

Partie 1 : Organisation de chantier	170
Introduction	170
VII.1 Organisation et technique de préparation.....	170
VII.1.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier.....	171
VII.1.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	171
VII.2 Ordre d'exécution des travaux :	172
VII.3 Travaux de réalisation	172
VII.3.1 Travaux de terrassements.....	172
VII.3.2 Travaux d'excavation.....	172
VII.3.3 Travaux secondaires.....	172
VII.4 Les moyens de chantier	173
VII.4.1 Les moyens humains	173
VII.4.2 Les besoins matériels	173
VII.5 Programme des travaux	175
VII.6 Planification.....	176
VII.6.1 Définition	176
VII.6.2 Techniques de la planification	176
VII.6.3 Planning des travaux	179
VII.7 Délai de construction et programme des travaux	179
VII.8 Devis estimatif du coût du projet	183

Partie 2: Sécurité au Travail	186
Introduction	186
VII.1 Les accidents de travail :	186
VII.1.1 Cause des accidents de travail :.....	187
VII.1.2 Conditions dangereuses sur le chantier :.....	188
VII.1.3 Actions dangereuses sur le chantier	188
VII.2 Moyen de prévention et de protection	188
VII.2.1 Moyen de protection Collectif :	188
VII.2.2 Moyen de protection Individuel	189
VII.2.3 Prévention des risques professionnels.....	189
VII.2.4 Règles de sécurité sur les lieux de travail :	190
VII.2.5 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation :.....	191
Conclusion	192

Chapitre VIII : Etude de l'impact sur l'environnement (EIE)

Introduction	194
VIII.1 But et utilité de l'EIE	194
VIII.2 Les principaux intervenants dans le système d'EIE.....	195
VIII.3 Impact écologique d'un projet de barrage.....	196
VIII.4 Impacts sociaux d'un projet de barrage	196
VIII.5 Les impacts potentiels du projet sur l'environnement.....	197
VIII.6 Mesures D'atténuation.....	199
VIII.7 L'évaluation à posteriori	202
Conclusion	202
CONCLUSION GENERALE	203
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	204
Annexe.....	206

Liste des Figures

Figure I.1	Représentation géographique de la zone de Boumerdès	18
Figure I.2	Représentation géographique des communes de la wilaya de Boumerdès.....	19
Figure I.3	Représentation géographique de la commune de CORSO	19
Figure I.4	Image satellitaire de la commune de Corso	20
Figure I.5	Site de la retenue collinaire de l’affluent d’oued Corso vu à partir d’un satellite	22
Figure I.6	Vue générale de la cuvette de l’affluent d’oued Corso à partir de la rive droite.	23
Figure II.1	Extrait de la carte géologique et lithologique d’ALGER NJ-31-IV	25
Figure II.2	Carte de zonage sismique du territoire National (rpa, 99 version 2003).....	29
Figure III.1	Vue de la situation du site de l’affluent d’oued corso	35
Figure III.2	Délimitation du bassin versant.....	36
Figure III.3	Représentation du rectangle équivalent du bassin versant.....	38
Figure III.4	Courbe hypsométrique du bassin versant de l’oued corso.....	39
Figure III.5	Réseau hydrographique du bassin versant	42
Figure III.6	Classification de Schum.....	43
Figure III.7	Répartition mensuelle de la température.....	48
Figure III.8	Répartition mensuelle de l’ETP potentielle	49
Figure III.9	Répartition moyennes mensuelles des précipitations	51
Figure III.10	Ajustement à la loi de Gumbel (maximum de vraisemblance).....	54
Figure III.11	Ajustement à la loi log-normal (maximum de vraisemblance).....	56
Figure III.12	Comparaison entre les deux graphiques d’ajustement.....	56
Figure III.13	Courbes des pluies de courte durée.....	59
Figure III.14	Courbes des intensités de pluies de courte durée (idf).....	59
Figure III.15	Répartition mensuelle de l’apport moyen sur le site de l’étude.....	62
Figure III.16	Récapitulatif des calculs des apports par les formules.....	63
Figure III.17	Histogramme de répartition mensuelle de l’apport moyen(formule)	64
Figure III.18	Représentation graphique de l’justement à la loi de normal.....	67
Figure III.19	Histogramme des répartitions mensuelles de l’apport moyen annuel de fréquence 80%. 70	70
Figure III.20	Hydrogrammes des crues probables en fonction du temps selon méthode de sokolvsky 78	78
Figure III.21	Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour centennal	80
Figure III.22	Courbe surface - hauteur	81
Figure III.23	Courbe capacité - hauteur	82
Figure III.24	Zone potentielle d’irrigation (représentée en vert) en rive gauche du site de l’affluent d’oued corso.....	83
Figure III.25	Fonctionnement de la retenue (sans pertes)	85
Figure III.26	Fonctionnement de la retenue (avec pertes).....	89
Figure III.27	Evacuateur a surface libre.....	95
Figure III.28	Modélisation de la courbe capacité- hauteur	96
Figure III.29	Modélisation de la courbe surface- hauteur.....	97
Figure III.30	Courbe caractéristique de la cuvette	98
Figure III.31	Hydrogramme de sortie.....	101
Figure III.32	Principe de calcul du volume d’un barrage.....	106

Figure III.33	Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur b du déversoir.....	110
Figure IV.1	Digue homogène	114
Figure IV.2	Digue à noyau	114
Figure IV.3	Digue à masque en béton	115
Figure IV.4	Coupe d'un prisme de drainage	121
Figure IV.5	Coupe d'un tapis de drainage.....	122
Figure IV.6	Schéma d'un drain vertical	122
Figure V.1	Positionnement de la ligne de saturation.....	135
Figure V.2	Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenius	139
Figure V.3	Zone du centre du cercle critique selon le principe de Fondeev	141
Figure VI.1	Dimensions du déversoir.....	152
Figure VI.2	Tracé du profil type Creager du déversoir	153
Figure VI.3	Représentation du convergent en forme de Funnel.....	156
Figure VI.4	Profil de la ligne d'eau au niveau du coursier.....	160
Figure VI.5	Bassin de dissipation USBR type II.....	162
Figure VII.1	Bulldozer.....	174
Figure VII.2	Pelle rétro	174
Figure VII.3	Niveleuse.....	174
Figure VII.4	Compacteur	175
Figure VII.5	Camion benne	175
Figure VII.6	Réseau à nœuds.....	181
Figure VIII.1	Etapes d'évaluation environnementale	195

Liste des Tableaux

Tableau I.1	Caractéristiques de la wilaya de Boumerdès	18
Tableau I.2	Caractéristiques de la commune de CORSO.....	20
Tableau.II.1	Coefficients d'accélération selon le rpa 99 version 2003	30
Tableau III.1	Surface par tranche d'altitudes.....	38
Tableau III.2	Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau	40
Tableau III.3	Classification de la densité spécifique selon l'ORSTOM.....	41
Tableau III.4	Tableau récapitulatif des résultats du temps de concentration.....	45
Tableau III.5	Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant	46
Tableau III.6	Températures enregistrées dans la région d'étude	48
Tableau III.7	Normales d'Evaporation Potentielle (ETP) enregistrée dans la station de Boumerdes (08-07)	48
Tableau III.8	Caractéristiques de la station pluviométrique	49
Tableau III.9	Résultat du test de Wilcoxon	50
Tableau III.10	Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles	50
Tableau III.11	Répartition des pluies maximales journalières et annuelles.....	51
Tableau III.12	Paramètres loi de Gumble	53
Tableau III.13	Résultats de l'ajustement par la loi de Gumble.....	53
Tableau III.14	Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumble et de l'échantillon ...	54
Tableau III.15	Paramètres lois de Galton.....	55
Tableau III.16	Résultats de l'ajustement par la loi Log-normal. Erreur ! Signet non défini.	
Tableau III.17	Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumble et de l'échantillon ...	56
Tableau III.18	Résultat du test du Khi ²	57
Tableau III.19	Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence	57
Tableau III.20	Pluie de courte durée et l'intensité de pluie d'un pas voulu pour une fréquence voulue	58
Tableau III.21	Caractéristique du Bassin versant choisi	60
Tableau III.22	Caractéristiques de la Station choisie.....	60
Tableau III.23	Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station.....	61
Tableau III.24	Répartition mensuelle de l'apport moyen sur le site de l'étude (analogie)....	61
Tableau III.25	Répartition mensuelle de l'apport moyen (formule)	64
Tableau III.26	Paramètres de la loi normale	66
Tableau III.27	Résultats de l'ajustement par la loi Normal	66
Tableau III.28	Comparaison des caractéristiques de la loi Normal et de l'échantillon	67
Tableau III.29	Récapitulatif des coefficients de variation C_v	69
Tableau III.30	Les apports fréquentiels (formule empirique).....	69
Tableau III.31	Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.(analogie)	69
Tableau III.32	Valeur de α en fonction de la perméabilité	71
Tableau III.33	Récapitulatif du volume annuel moyen.....	72
Tableau III.34	Estimation du volume mort	72
Tableau III.35	Débit max pour une fréquence voulue (mallet-gautier)	73
Tableau III.36	Débit max pour une fréquence voulue (Possenti)	73
Tableau III.37	Débit max pour une fréquence voulue (Turaza).....	74
Tableau III.38	Débit max pour une fréquence voulue (sokolovsky)	74
Tableau III.39	Débit max pour une fréquence voulue (Giandotti).....	75
Tableau III.40	Récapitulatif des débits maximaux de crue.....	75

Tableau III.41	Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue	76
Tableau III.42	Valeurs des débits de crues en fonction du temps.....	76
Tableau III.43	Crue de projet recommandée.....	79
Tableau III.44	Choix de la crue de projet	79
Tableau III.45	Coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface.....	81
Tableau III.46	Répartition des besoins mensuelles.....	82
Tableau III.47	Fonctionnement de la retenue (sans pertes)	84
Tableau III.48	Régularisation saisonnière sans pertes	86
Tableau III.49	Estimation des pertes.....	88
Tableau III.50	Fonctionnement De La Retenue (Avec Pertes).....	88
Tableau III.51	Régularisation saisonnière avec pertes.....	90
Tableau III.52	Valeurs de h et les plages de variation en période de crue.....	94
Tableau III.53	Calcul de la courbe caractéristique de la cuvette	97
Tableau III.54	Hydrogramme d'entrée et hydrogramme de sortie	99
Tableau III.55	Calcul du volume forcé	102
Tableau III.56	Valeur de la revanche.....	103
Tableau III.57	Variation de la hauteur du barrage	104
Tableau III.58	Les résultats des largeurs en crête obtenues par les formules	105
Tableau III.59	Exemple de calcul du volume de la digue pour (b=10m)	107
Tableau III.60	Devis estimatif de la digue.....	107
Tableau III.61	Coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes.....	108
Tableau III.62	Coût du coursier pour les différentes largeurs déversante	109
Tableau III.63	Coût Total de la retenue.	109
Tableau III.64	Tableau récapitulatif des caractéristiques de l'aménagement collinaire	111
Tableau IV.1	Valeurs indicatives des fruits de talus.....	116
Tableau IV.2	Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_s	117
Tableau IV.3	Epaisseur de l'enrochement et d_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.	118
Tableau IV.4	Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation selon la norme soviétique SNIP	118
Tableau IV.5	Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.....	120
Tableau IV.6	Volume de recharge (Argile)	124
Tableau IV.7	Devis de la première variante digue en terre homogène.....	125
Tableau IV.8	Devis estimatif de la deuxième variante digue zonée.....	126
Tableau IV.9	Cout de la troisième variante	127
Tableau IV.10	Coûts des différentes variantes étudiées.....	127
Tableau IV.11	Tableau comparatif des variantes susceptibles d'être projetés sur le site ...	128
Tableau V.1	Coordonnées de la parabole de KOZENY :.....	135
Tableau V.2	Gradient admissible à travers le remblai terreux	137
Tableau V.3	Coefficient de stabilité admissible des talus.	138
Tableau V.4	Les différentes valeurs de K_1 et K_2	140
Tableau V.5	Caractéristique géotechnique	142
Tableau V.6	Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement	145
Tableau VI.1	Sélection des types d'évacuateurs de crue (Spillways for Dams-International Commission on Large Dams)	149
Tableau VI.2	Les coordonnées du profil de déversoir	152
Tableau VI.3	Calcul de la profondeur normale (chenal)	155
Tableau VI.4	Calcul de la profondeur normale (coursier)	158

Tableau VI.5	Calcul de la ligne d'eau avec la méthode indirecte d'intégration numérique .	159
Tableau VI.6	Type de ressaut selon l'USBR	161
Tableau VI.7	Calcul de la profondeur normale (canal de fuite)	164
Tableau VII.1	Type de Fonction et le salaire	173
Tableau VII.2	Symboles et durées des opérations.....	180
Tableau VII.3	Détermination du chemin critique.....	182
Tableau VII.4	Devis estimatif de la réalisation de l'aménagement collinaire.....	183
Tableau VII.5	Fréquence des accidents de travail sur le chantier	187
Tableau VII.6	Plan de sécurité au travail.....	191
Tableau VIII.1	Identification, Description Et Evaluation Des Impacts.....	197
Tableau VIII.2	Mesure d'atténuation.....	200

Liste des Planches

Planche 1 : Plan d'aménagement

Planche 2 : Coupe géologique et profil en long suivant l'axe de la digue

Planche 3 : variantes de la digue

Planche 4 : coupes en travers de la digue

Planche 5 : Schéma de calcul de la stabilité de la digue et ligne de saturation

Planche 6 : Coupes et profils de l'évacuateur de crue

Planche 7 : profil en long de la vidange de fond

Planche 8 : planning d'exécution des travaux (Gantt)

INTRODUCTION GENERALE

L'eau façonne la surface de la terre non seulement sur le plan géologique en creusant des vallées et des gorges, mais également par l'importante influence qu'elle exerce sur l'essor et la chute des civilisations.

Dans l'intérêt majeur de répondre et satisfaire les besoins en eau en général et les besoins d'irrigation en particulier, et faire face à la demande qui ne cesse d'accroître, la construction de retenue collinaire est un des moyens les plus efficaces qui permettent de mobiliser de l'eau en période d'excès et de restituer en période de déficit hydrique.

Dans le cadre de la mobilisation de la ressource en eau pour les besoins de l'agriculture, le Ministère en charge de cette fonction a élaboré, à partir des années 80 un programme ambitieux pour la construction de petits barrages et retenues collinaires pour les besoins de l'irrigation.

Ces petites retenues, principalement alimentées par les eaux pluviales et les ruisseaux, sont utilisées essentiellement pour l'irrigation des cultures. En effet, elles permettent de se prémunir de l'aléa climatique. L'irrigation permet aux agriculteurs d'assurer les rendements et la disponibilité de leurs produits et répondre ainsi aux exigences de qualité de l'industrie agroalimentaire. Cependant, ces retenues ne sont pas sans impacts : dégradation de la qualité des eaux due à leur stagnation, modification des conditions climatiques locales, altération du régime hydrologique et risque sur les biens et usages à l'aval, impact paysager, problèmes piscicoles, etc. Il est donc important de faire le point sur les connaissances actuelles concernant le fonctionnement, les impacts et les évolutions futures de ces ouvrages.

Dans cette optique, notre travail consiste à étudier la possibilité de réalisation d'une retenue collinaire sur l'affluent de l'oued Corso situé à Ben Merzouga commune de Corso dans la wilaya de Boumerdes dont le but est l'irrigation des surfaces agricoles très étendues dans la région. Pour cela, nous allons passer en revue l'ensemble des volets d'étude d'un aménagement collinaire afin de pouvoir procéder au dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes correspondant à une variante optimale sur le plan économique.



Chapitre I
Situation et
description du site
d'étude



Introduction

Avant de commencer toute étude il est primordial de décrire le site du projet ainsi que son emplacement et sa situation géographique, c'est seulement après ça que nous pourrions passer à l'étude géologique, hydrologique et l'étude des variantes qui nous permettra de choisir la variante la plus économique.

La retenue collinaire de l'affluent d'oued CORSO est destinée à irriguer 15 hectares de terres agricoles présentes dans la ville de CORSO.

I.1 Situation géographique de la zone d'étude :

I.1.1 Wilaya de Boumerdès

La wilaya de Boumerdès est une wilaya côtière située au nord du pays à 45 Km à l'est d'Alger, à 52 Km à l'ouest de Tizi-Ouzou et à 25 Km au nord de Bouira avec un littoral qui s'étend sur 100 Km.

Délimitée par :

- La mer méditerranée au nord
- Les wilayas d'Alger et Blida à l'ouest
- La wilaya de Tizi-Ouzou à l'est
- La wilaya de Bouira, au sud



Figure I.1 Représentation géographique de la zone de Boumerdès (carte-algerie.com)

Tableau I.1 Caractéristiques de la wilaya de Boumerdès

Caractéristiques	
Chef-lieu	Boumerdès
Superficie	1456.16 Km ²
Populations	802 083 habitants (2008)
Vocation	Agricole
Code wilaya	35
Nombre de commune	32
Coordonnées (chef-lieu)	Latitude: 36° 46' 00" nord Longitude : 3° 28' 00" est

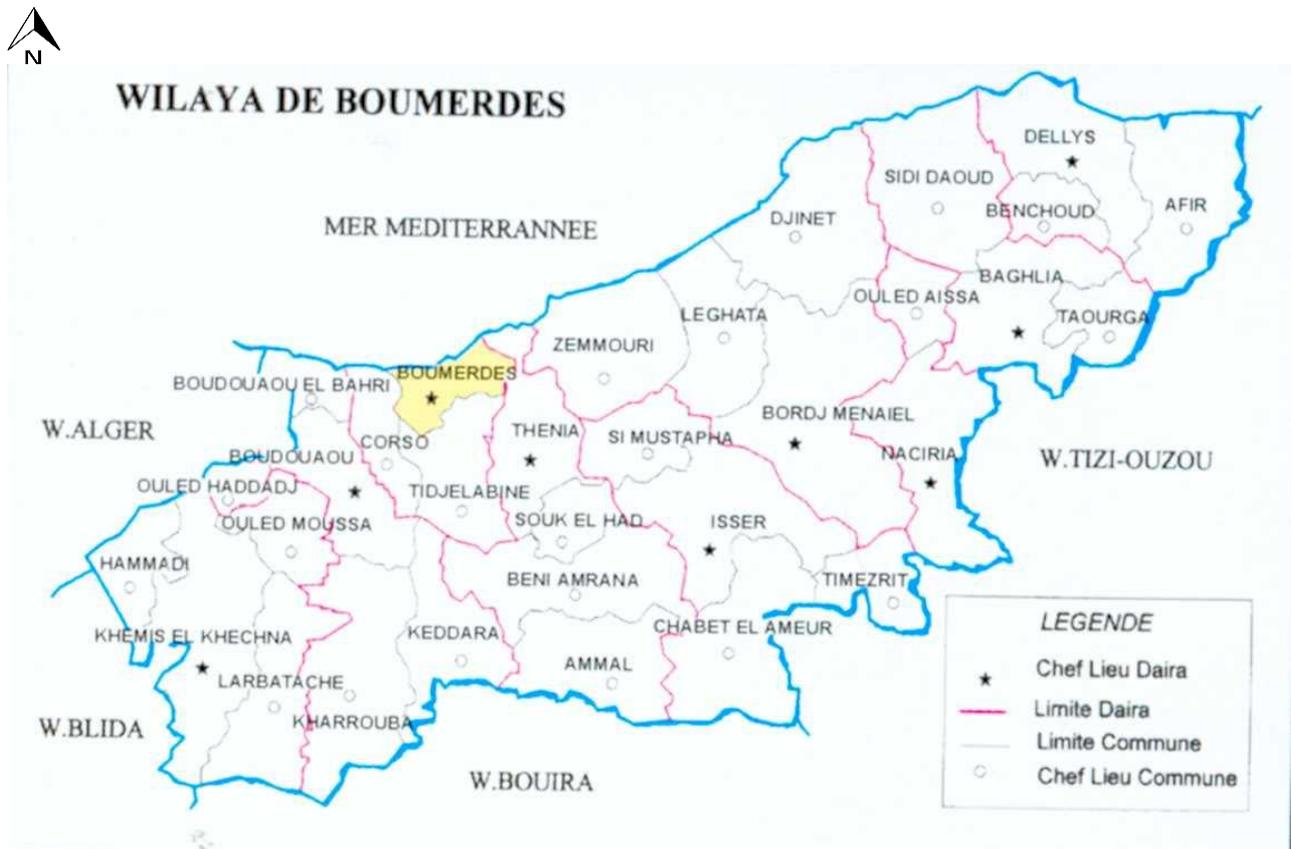


Figure I.2 Représentation géographique des communes de la wilaya de Boumerdès (Odej-boumerdes.dz), Echelle : 1/500000

I.1.2 Commune de Corso

Corso est une commune de la wilaya de Boumerdès située à 25 km à l'est d'Alger. Possédant une façade sur la mer Méditerranée, elle s'étend sur une plaine entre l'oued Corso à l'est et l'oued BOUDOUAOU à l'ouest. Au sud descend un versant du djebel Nador

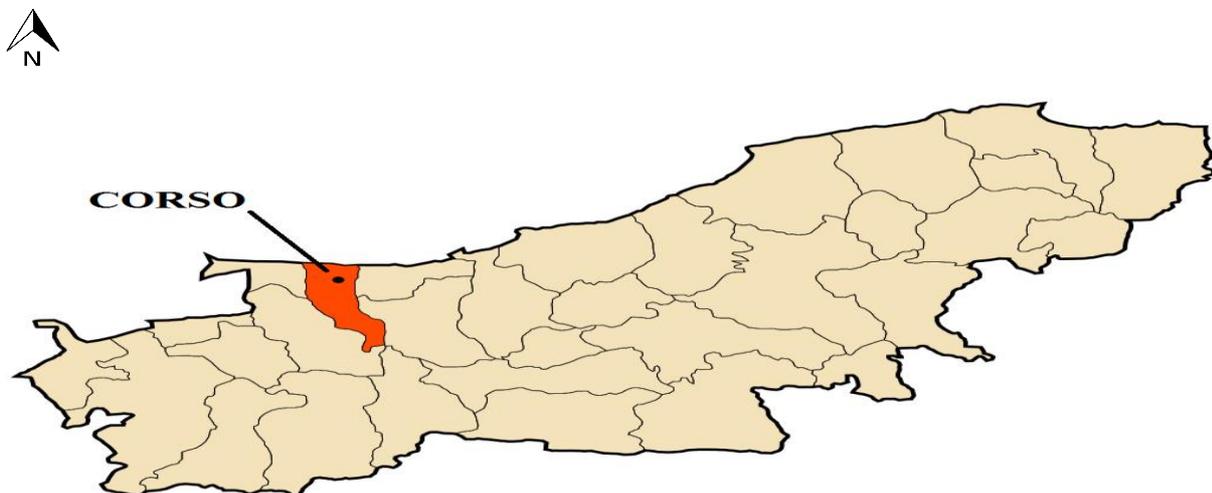


Figure I.3 Représentation géographique de la commune de CORSO (Wikipédia) Echelle : 1/500000

Tableau I.2 Caractéristiques de la commune de CORSO

Caractéristiques	
Chef-lieu	CORSO
Daïra	Boumerdès
Superficie	22.41 Km ²
Populations	20705 habitants (2008)
Coordonnées (chef-lieu)	Latitude : 36° 45' 23" nord Longitude : 3° 26' 00" est

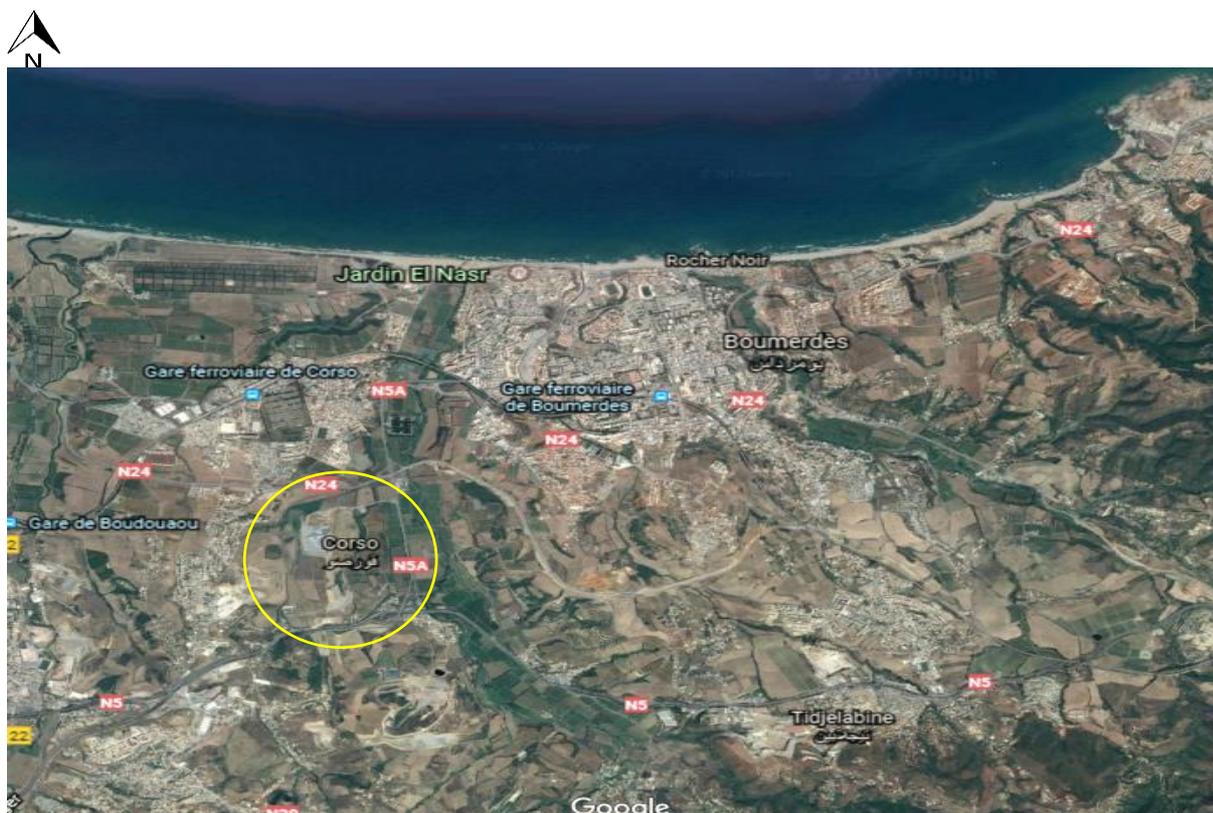


Figure I.4 Image satellitaire de la commune de Corso (Google Earth) Echelle 1/100000

I.2 Recherche et Choix du site d'une retenue collinaire :

I.2.1 Recherche d'éventuels sites :

La recherche méthodique de sites de barrages vise à trouver des sites potentiels de stockage afin de répondre à un besoin de ressource en eau, qui peut être réduit à un bassin hydrographique de quelques hectares ou très étendu (un grand bassin versant de plusieurs km².) Cette démarche demande plusieurs missions.

Ces missions se complètent utilement et il est toujours préférable de les associer, lorsque cela est possible, chacune apportant des éléments d'information concourant à une meilleure appréciation des caractéristiques du site :

Chapitre I Situation et description du site d'étude

- ✓ La cartographie : Inventaire cartographique sur des cartes topographiques d'échelle appropriée à la taille de la retenue envisagée → estimation « précise » des surfaces et des volumes (barrage, retenue, bassin versant) ;
- ✓ Photographie aérienne (couples stéréoscopiques) → connaissance de la nature du couvert végétal, et de l'occupation du sol (date de prise de vue, qui doit être la plus récente possible) ;
- ✓ Prospection directe sur le terrain. → Prise en compte de détails morphologiques et autres, premières indications sur la géologie du site, possibilité de repérage de sites de petite taille.

I.2.2 Choix du site

Le choix du site est basé sur des conditions géologiques et hydrologiques et une surface suffisante qui permettent le remplissage de la retenue, ainsi qu'un volume d'eau stocké dans la retenue garantissant les besoins demandés.

Ainsi, le choix du site adéquat à l'implantation et la construction d'une retenue collinaire destinée à l'irrigation des terres agricoles de la région doit impérativement répondre à des conditions techniques et économiques tels que :

- ✓ La cuvette doit avoir la capacité d'emmagasiner le maximum d'eau
- ✓ La longueur de la digue se déterminera par rapport à l'étranglement des deux rives d'encrage de la digue.
- ✓ Minimiser la hauteur de la digue afin de minimiser les matériaux utilisés à sa construction
- ✓ L'étanchéité du barrage et celle du site dépendent de l'imperméabilité du soubassement géologique qui est un paramètre très important
- ✓ Matériaux de construction disponibles sur le site et conditions géologiques favorables à la construction de la digue.
- ✓ Précipitations suffisantes et conditions climatiques favorables pour garantir les conditions d'écoulement des eaux
- ✓ L'accès au site de la retenue et les lieux des zones d'emprunts des matériaux nécessaires à la réalisation du projet doit être assuré
- ✓ Le volume d'eau (régularisable) produit durant chaque cycle (année) doit satisfaire les besoins.

Chapitre I Situation et description du site d'étude

- ✓ Le coût global de la digue et des ouvrages annexes comme l'évacuateur de crues, l'ouvrage de prise et/ou de vidange
- ✓ La durée de vie de la retenue doit être maximisé
- ✓ Les conditions d'envasement qui doivent minimisés.

I.3 Site de la retenue collinaire

Lors de la préparation d'un inventaire des sites possibles des barrages dans la région, et sur la base des résultats géologiques et des conditions topographiques, un site répondant aux critères exigés et présentant la variante la plus économique et la plus sûre a été choisi.

Le site est situé à l'Est de la commune de Boudouaou, accessible par la route nationale 5 et 29 reliant Boudouaou à Keddara à une distance d'environ 4,20 km au sud du chef-lieu de la commune Corso à l'Est du village de Ben Merzouga, la route menant vers Keddara. Les coordonnées du site ont été déterminées sur la base de la carte d'état-major de Rouiba, à l'échelle 1/25.000°.

Les coordonnées X, Y sont en UTM WGS 84- Fuseau 31 :

$$\begin{aligned} X &= 540\,523.515 \text{ m} \\ Y &= 4\,063\,304.639 \text{ m} \\ Z &= 46.00 \text{ m} \end{aligned}$$



Figure I.5 Site de la retenue collinaire de l'affluent d'oued Corso vu à partir d'un satellite (Google Earth), Echelle 1/100000



Figure I.6 Vue générale de la cuvette de l'affluent d'oued Corso à partir de la rive droite.

Conclusion

Boumerdès est une wilaya à vocation agricoles et avec l'expansion de la population les besoins en eau augmente c'est pour cela que Plusieurs investigations et études ont été menées à travers toute la région de Boumerdès à fin d'y repérer les sites potentiels à l'implantation d'aménagement collinaire.

Un de ces site est la retenue collinaire sur l'affluent de l'oued Corso qui servira à l'irrigation des terres agricoles, un site très favorable en vue de ces pentes et de sa pluviométrie assez importante.



Chapitre II
Etude Géologique et
Géotechnique



Introduction

Dans le cadre de l'étude d'un aménagement collinaire, il est indispensable passer par une étude géologique et géotechnique et cela en faisant une reconnaissance du site, afin d'y établir un programme prévisionnel d'intervention dans le cadre de l'étude géotechnique, et de confirmé que le site proposé est apte à recevoir un barrage d'un point de vue géologique (nature de l'assise de fondation au niveau du site du barrage et morphologie de l'étranglement) et géotechnique (disponibilité des matériaux de construction en quantité et en qualité).

II.1 Géologie

II.1.1 Géologie régionale

Le bassin étudié fait partie du plateau raviné du Corso qui est relié à la plaine de la Mitidja s'étend dans le domaine Tellien comme une évolution du trias au Miocène. La région est caractérisée par des formations litho stratigraphiques allant du Jurassique au Quaternaire (argile, grès, calcaires), dont les dépôts du Jurassique, Crétacé, Paléogène, Néogène et Quaternaire.

a. Quaternaires

Ces formations sont situées à l'est et au nord de la région, elles se traduisent par des éboulis, des alluvions et des sables, constituées comme suit :

b. Néogènes (Pliocène- Miocène)

Les formations du Miocène sont représentées par des marnes, des grès et des argiles tandis que celles du Pliocène montrent des marnes grasses à intercalations grés-carbonatées.

c. Paléocène (Oligocène- Miocène)

Largement répandu dans la région. Il forme une grande série de flysch oligocène constituée par une alternance de grès et de marnes.

d. Crétacé (Albo-Aptien et Cénomanién)

Constitué de formations flyschoides représentées par une alternance de grès quartzeux et d'argilites.

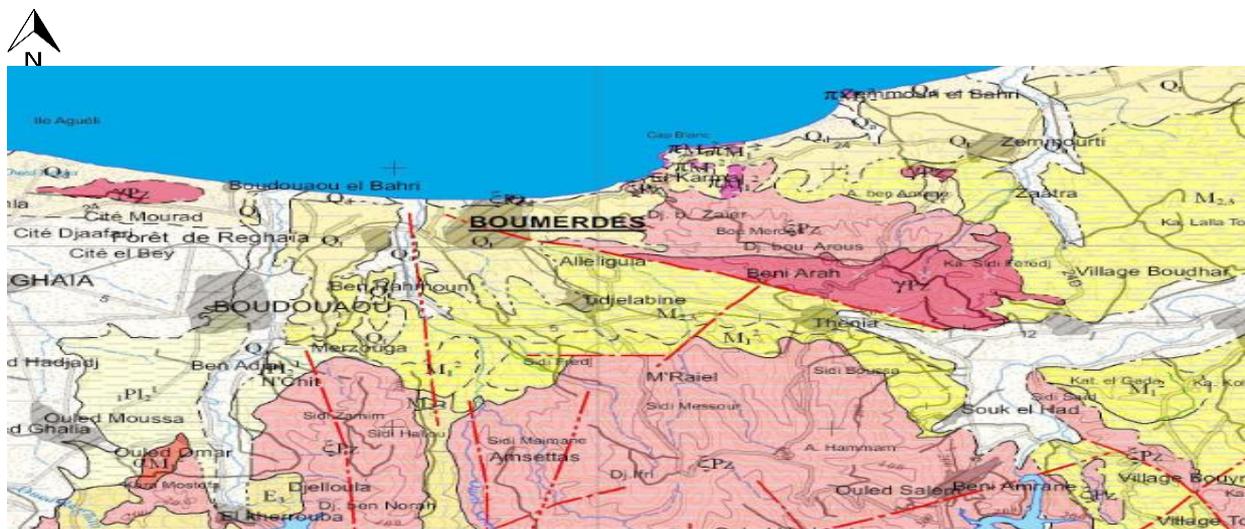


Figure II.1 Extrait de la carte géologique et lithologique d'ALGER NJ-31-IV (ANRH), Echelle 1/200000

Chapitre II Etude géologique et géotechnique

Légende :

	A Quaternaire (Holocène):Alluvions actuelles - sables, graviers, limons et argiles
	Q _a Quaternaire (Holocène):Alluvions actuelles et récentes p par endroit éboulis des pentes et accumulation de piemont (sables, graviers et argiles) et mollasses
	Q _d Quaternaire (Holocène):Formations dunaires consolidées, quelques lumachelles, poudingues et grès
	Q _{te} Quaternaire:Terasses: éluvium marneux cailloutis
	Q _t Quaternaire (Pléistocène inférieur/Villafranchien):Terasses: argiles et cailloutis
	OI Oligocène:Serie des argiles à la base et grès au sommet
	¹ ₂ Pl ₂ ¹ Pliocène supérieur (Astien/Piacenzien supérieur): Calcaires gréseux, calcaires construits, grès, marnes jaunes, sables
	¹ Pl ₂ ¹ Pliocène supérieur (Plaisancien/Piacenzien inférieur):Marnes, argiles et grès de base et calcaires lacustres
	M _{2,3} Miocène moyen (Helvetien):Argiles, marnes et grès
	M _{2,3} Miocène moyen et supérieur (Vindobonien):Marno-calcaire et grès
	πM ₁ ² Miocène inférieur (Burdigalien):Groupe microgranitique
	θM ₁ ² Miocène inférieur (Burdigalien):Tufs et coulées
	αM ₁ ² Miocène inférieur (Burdigalien):Andésites
	M ₁ ² Miocène inférieur (Burdigalien):Marnes
	M ₁ ² Miocène inférieur (Burdigalien):Grès et conglomérats
	M ₁ ² Miocène inférieur (Burdigalien):Grès et poudingues
	M ₁ ¹ Miocène inférieur (Aquitanien):Cailloutis, argiles sableuses rougeâtres et conglomérats
	M ₁ Miocène inférieur:Marnes grises avec bancs de grès
	M ₁ Miocène inférieur:Grès, marnes et bancs de calcaires
	M ₁ Miocène inférieur:Série continentale de conglomérats et de grès grossiers
	M ₁ Miocène inférieur:Marnes et argiles
	Sénonien - Albien calcaires lités

II.1.2 Aspect Tectonique

L'analyse tectonique des bassins sismogènes permet de retrouver une histoire géodynamique ayant conditionné l'activité sismique du nord de l'Algérie.

Les observations de terrain ont mis en évidence une faille inverse THENIET EL HAD (cause du séisme de 2003) possédant deux segments, le premier de type rampe est localisé en mer et le second, de type plat, émerge le long du littoral entre les localités de Boudouaou El Bahri et de Zemmouri, pour ensuite disparaître en mer.

Le tracé de la faille montre de façon remarquable la limite Nord du bassin néogène de la Mitidja.

Du point de vue structural aucun contact anormal n'a été détecté dans la zone d'étude.

Du point de vue sédimentaire Géologiquement le site se caractérise par l'affleurement sur les deux rives des formations sédimentaires récentes typiques pour la zone d'étude, ces dernières sont représentées par des formations Argileuses qui sont de bons sols pour l'assise de la digue. Le lit de l'Oued est formé par des alluvions et des terrasses argileuses.

❖ D'après la notice de la carte géologique d'ALGER concernant la région de CORSO :

- Elle est fortement composée de Pliocène supérieur : sable argileux, parfois très fortement colorés, formant une zone continue sur tout le littoral ; intercalations irrégulières de lits caillouteux, de poudingues quartzueux, de grès grossiers, de sables, concrétionnés provenant de dunes consolidées.
- Epaisseur maxima : 50 mètres
- Fossiles rares : *Pectunculus violacescens*, *Venus verrucosa*, *Pecten cristatus*, *Turritella communis*,.... Etc.

II.1.3 Géologie du bassin versant

La majeure partie des terrains constitués le bassin de l'affluent d'oued Corso est des formations argileuses sahéliennes.

II.1.4 Géologie du site

Du côté géomorphologie le site se présente comme idéal dans la zone d'étude.

Les principales formations géologiques que nous avons rencontrées au niveau du site sont :

Des bancs calcaires de couleur claire jaunâtre à gris clair, alternant avec d'épaisses couches de marnes sombres schisteuses. Ces bancs sont de dimension variable, pouvant atteindre plusieurs mètres et un pendage variant entre quelques degrés à 30 à 40° vers l'Est, changeant parfois de pendage à la faveur de fractures ou de petites failles locales.

Cette formation est probablement datée du *Sénonien* affleurant en rive gauche et droite de l'oued Corso dans la cuvette de la future retenue. Les couches de marnes en amont de l'axe supposé de la digue alternent avec des bancs plus ou moins épais de calcaires très durs, fissurés suivant un maillage à 90° les uns des autres et ayant un pendage assez accentué.

Ces bancs calcaires sont bien visibles sur la piste qui longe l'affluent gauche d'oued

Corso puisque cette piste a été creusée dans ces calcaires jaunâtres. Nous avons également remarqué que la cuvette était plus ou moins boisée avec des pins et des chênes lièges, laissant apparaître en certains endroits quelques clairières.

II.1.5 Zone d'emprunt

La reconnaissance sur site a permis de constater et de définir la nature des matériaux de construction disponibles sur le terrain.

➤ **Matériaux fins**

Les matériaux fins seront prélevés dans la cuvette. Sur le lit de l'oued à proximité de l'axe de la digue

Les fouilles à la pelle mécanique nous ont permis de mettre en évidence les argiles marneuses qui recouvrent les bancs calcaires du Sénonien avec une épaisseur variable d'un endroit à un autre. Effectivement, elle peut avoir 1,40 m. Plus on se rapproche du lit de l'oued et plus l'épaisseur augmente, Ces argiles marneuses sont très chargées en éléments de galets qu'ils soient émoussés ou anguleux, de graviers et de sable donc Ces argiles devront être débarrassées de tous les éléments grossiers lors de leur mise en place pour l'édification de la digue afin d'éviter des risques de fuites à travers ces gros éléments.

➤ **Agrégats pour le filtre** (gravier et sable) :

Les galets et graviers sont abondants. Le sable existe également dans le lit mineur de l'oued Corso

Le sable limoneux constitue la matrice principale qui rassemble les galets et les graviers. Si la quantité brute de graviers et de sable ne suffit pas pour la confection des filtres de la digue, on pourrait les ramener d'une carrière environnante, du côté d'Aïn-Touta ou en y faisant le tri à l'aide d'un cribleur au diamètre voulu. Ces matériaux existent, suivant l'endroit où l'on se trouve, mais avec des puissances variables. Donc, il suffira de séparer les graviers du sable pour les alluvions grossières d'oued par la méthode de criblage pour obtenir le calibre voulu pour les besoins de la digue en sable et en graviers.

➤ **Matériaux pour les recharges en rip-rap**

Pour la protection du talus amont contre les vagues, il sera préférable de prélever manuellement les gros éboulis de pente qui sont déjà disponibles sur les deux rives de l'oued Corso, en amont ou en aval de la digue

II.1.6 Séismicité

L'Algérie, a toujours été, soumise à une activité sismique intense. Cette activité est souvent suivie de grands dégâts aux plans économique et humain. En effet, des pertes humaines et matérielles importantes préjudiciables, non seulement, pour les individus mais aussi aux

collectivités territoriales, sont observées après chaque mouvement important de la terre.

Ainsi, l'activité sismique peut infliger, au développement des régions entières, des dégâts considérables et des retards dont les répercussions s'étalent sur des dizaines d'années. Les événements sismiques de Chlef du 9 septembre 1954 et 10 octobre 1980 à l'instar de celui de Boumerdès le 21 mai 2003 font appel à l'application des règles parasismiques pour pouvoir éviter tout risque d'effondrement des structures et de pertes de vies humaines. En conséquence, la construction des ouvrages hydrotechniques doit se conformer au règlement parasismique algérien (RPA) afin de garantir une protection tolérable en répondant aux normes de sécurité.

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

En Algérie, il a été établi et intégré dans les prescriptions réglementaires contenues dans le règlement R.P.A 1999 version 2003 (Règlement Parasismiques Algériennes de 1999 version 2003) deux types de secousses possibles (un séisme majeur et un séisme modéré) et des groupes d'usage des ouvrages qui sont classés de 1 à 3 en fonction de l'importance décroissante qu'ils présentent pour la vie économique et sociale de la communauté.

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

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

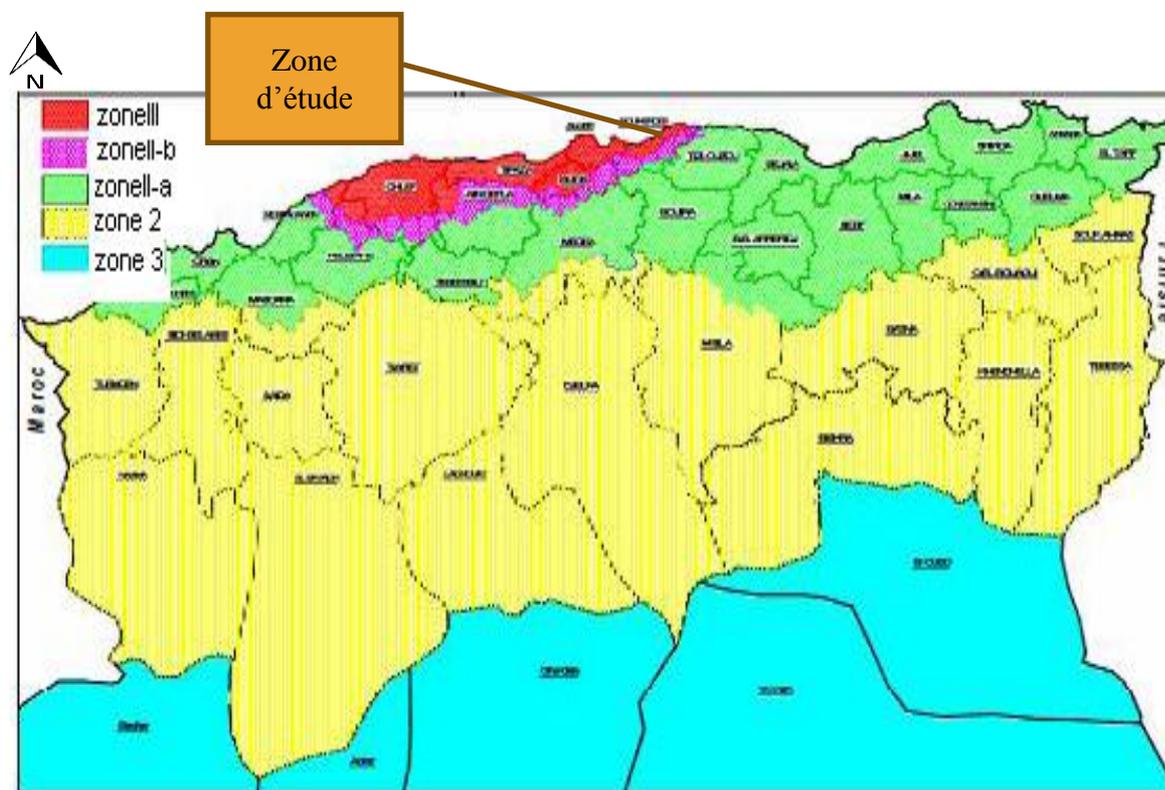


Figure II.2 Carte de zonage sismique du territoire National (RPA, 99 VERSION 2003)

Tableau.II.1 Coefficients d'accélération selon le RPA 99 VERSION 2003

Groupe	Zones				Classification des ouvrages selon leur importance
	I	II-a	II-b	III	
1A	0,15	0,25	0,30	0,40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0,12	0,20	0,25	0,30	Ouvrages 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

Notre retenue est implantée dans une région ayant une activité sismique forte (zone III d'après le RPA 99 VERSION 2003). L'ouvrage devra être conçu de façon à ce qu'il résiste aux plus fortes secousses telluriques.

La retenue collinaire fait partie du groupe 1A, elle est située en zone sismique III, et donc la valeur du coefficient d'accélération est égale à 0.4 pour les calculs de génie civil et de stabilité.

II.2 Géotechnique

L'étude géotechnique du site de la retenue collinaire est basée essentiellement sur les visites de reconnaissance de terrain. Durant ces visites, un programme de travaux de terrain a été réalisé, à savoir :

II.2.1 Programme détaillé des travaux in-situ et de laboratoire

Il a été prévu de réaliser à l'emplacement de l'axe supposé de la digue de la retenue collinaire trois (03) tranchées avec récupération d'échantillons remaniés et intacts, à des profondeurs différentes, suivant la possibilité d'excavation de la pelle hydraulique.

Ces tranchées ont été réalisées essentiellement pour la reconnaissance du sol d'ancrage de la digue mais également pour connaître sa capacité à retenir les eaux par l'intermédiaire d'essais de perméabilité sur les échantillons remaniés reconstitués.

Les fouilles F1, F2, F3 et F4 ont été exécutées dans la cuvette de la retenue, dans le but de sélectionner les matériaux de construction les plus adaptés qualitativement pour l'édification de la digue.

a. Essais de perméabilité

Essai LEFRANC

L'essai LEFRANC est essentiellement destiné à évaluer la circulation de l'eau dans les sols meubles. Il consiste à injecter ou à pomper l'eau dans une cavité appelée lanterne aménagée dans le terrain dont on veut tester la perméabilité.

Essai LUGEON

L'essai LUGEON est destiné à la formation rocheuse ; il s'agit d'un essai d'eau. Les

essais se feront sous une pression croissante allant jusqu'à 10 bars puis décroissante

Les résultats de ces essais ont révélé des matériaux argileux pratiquement imperméables. Les valeurs du coefficient de perméabilité k sont :

$$10^{-8} \leq k \leq 10^{-11} \text{ m/s.}$$

Les sols en place sont moyennement à faiblement perméables.

La roche est peu poreuse et les fissures ou altérations quand elles existent sont colmatées ou remplis par des argiles.

Essais en laboratoire

Une série d'essais de laboratoire a été programmée sur des échantillons de sol représentatifs.

- Analyses granulométriques.
- Limites d'Atterberg.
- Poids volumiques apparents.
- Teneurs en eau.
- Cisaillements directs UU.
- Teneurs en carbonates.

Les résultats des différents essais réalisés sont représentés dans **Annexe II.1**.

➤ Capacité portante

La capacité portante a été évaluée à partir des résultats des essais de cisaillement direct UU selon la formule suivante la formule de Terzagui :

$$Q_{\text{adm}} = \gamma D + \frac{0.5 \gamma B N_{\gamma} + \gamma D (N_q - 1) + C N_C}{F_S} \dots\dots\dots(\text{II.1})$$

Avec :

Q_{adm} : Capacité portante admissible.

γ : Poids volumique apparent.

φ : Angle de frottement $\varphi = 22^\circ$.

C : Cohésion, (essai de cisaillement UU $C=0,1 \text{ Kg/cm}^2$)

B : Largeur ou diamètre de la semelle.

D : Profondeur d'encastrement de l'ouvrage dans la fondation

F_S : Coefficient de sécurité doit être pris à 3 pour mesure de sécurité

N_γ : terme de surface =7,13
 N_q : terme de profondeur=7,62
 N_c : terme de cohésion=16,8.

} facteurs de portance dépendent de
 ϕ (Voir annexe II.3)

$$Q_{adm} = 2,50 \text{ Kg/cm}^2$$

Pour le dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes nous préconisons de prendre une capacité portante admissible égale a 1.5 kg/cm^2 et pour la laquelle la stabilité est largement assurée.

➤ Tassement

Les tassements ont été calculés d'après les résultats de l'essai de consolidation unidimensionnelle, selon la formule suivante :

$$\Delta H = H \frac{C_c}{1+e_0} \text{Log} \left[1 + \frac{\Delta P}{P'_0} \right] \dots \dots \dots (II.2)$$

Avec :

ΔH : Tassement en cm.

C_c : Indice de compression. $C_c=12.1\%$

e_0 : Indice des vides initial. $e_0=0.871$

P'_0 : Pression des terres. $P'_0 = 0.5 \text{ bar}$

ΔP : Accroissement des contraintes. $\Delta P = 1.47 \text{ bar}$

H : Hauteur de la couche compressible. $H=12 \text{ m.}$ **$\Delta H = 1.35 \text{ cm}$**

II.2.2 Zone d'emprunt

Localisation et prélèvement des matériaux

D'après les fouilles exécutées sur la cuvette (annexe II.1) , elle constituera la zone de prélèvement des matériaux fins. Il s'agit d'argiles sablo-graveleuses qui se situent au niveau des terrasses alluviales en bordure de l'oued Corso. Cette formation se prolonge en amont et aval de l'axe de la retenue collinaire. Sachant que nous avons pu mettre en évidence ces argiles sableuses avec des épaisseurs différentes suivant les zones, nous aurons un volume disponible de plus de **55.370 m³** en matériaux fins

Essais de laboratoire

Une série d'essais de laboratoire ont été exécutés sur les matériaux choisis

Granulométrie ;

Proctor ;

Teneur en eau.....etc.

Résumé dans le tableau en annexe II.1

Caractéristiques géotechniques des matériaux pour calcul de stabilité

L'angle de frottement : $\varphi' = 25^\circ$

Cohésion du sol (Matériau) : $c' = 0.64 \text{ kg/cm}^2$

Poids volumique saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 1.99 \text{ t/m}^3$

Poids volumique sec : $\gamma_d = 1.735 \text{ t/m}^3$

La teneur en eau: $W_n = 14 \%$

Densité des grains solides $\gamma_s = 2,38$

Conclusion

La couche alluvionnaire, qui n'est pas très épaisse, sera éliminée sur toute la largeur de base ainsi que sur tout le prolongement de l'axe de la digue.

Les berges au niveau du site sont pratiquement à l'état stable et ne demandent pas de traitement particulier puisque le sol au niveau de l'axe est en place.

Tous les échantillons prélevés ont montré de bonnes caractéristiques physiques, mécaniques et hydrauliques et pourront être utilisés comme matériau fin pour la confection de la digue, à l'exception de la zone autour de la fouille F2 qui comporte beaucoup trop d'éléments grossiers, nous éviterons donc cette zone en la contournant.

La rive gauche, avec une pente relativement plus ou moins douce, conviendrait mieux à la construction de l'évacuateur de crues. Il pourrait reposer sur les bancs calcaires de la rive gauche

En rive droite, la perméabilité mesurée dans l'échantillon de la tranchée T1 a été très faible (de l'ordre de 10^{-9} m/s) dans les argiles. Nous pourrions ancrer la clé à environ 3.5 m de profondeur en ayant pris soin de décaper la couche superficielle altérée.

En rive gauche, la perméabilité a été mesurée à 10^{-7} m/s , ce qui est quasiment imperméable pour un matériau de ce genre. Nous pourrions y ancrer la digue à environ 4 m de profondeur en ayant pris soin également de décaper la couche superficielle altérée.



Chapitre III
Etude Hydrologique



Introduction

L'étude hydrologique révèle une importance considérable pour ce qui est de la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique. Le but est de déterminer les principales caractéristiques du bassin, les données du milieu physique dont nous disposons, et mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'oued tels que les débits des crues, les apports du bassin versant, qui constituent des paramètres importants pour la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrotechniques.

III.1 Caractéristiques du Bassin versant :

III.1.1 Caractéristiques générales :

Le bassin étudié s'étend dans la chaîne des plateaux littoraux, remontant les crêtes à plus de 280 m d'altitude. La plus haute crête altimétrique du bassin, culmine à 283 m. Le bassin de l'affluent d'oued Corso s'allonge du Nord au Sud aux affleurements dominants des crêtes limitantes. L'agglomération, moins développée, est concentrée dans le village de Ben Merzouga au l'Ouest du bassin.

La zone des plateaux littoraux, dont le relief est moins marqué, favorise ainsi les phénomènes du processus de formation des précipitations sous un climat tributaire de la Méditerranée. Le régime d'écoulement, soumis au caractère très irrégulier, subit directement l'influence continentale, traduisant un ruissellement rapide et violent de type orageux

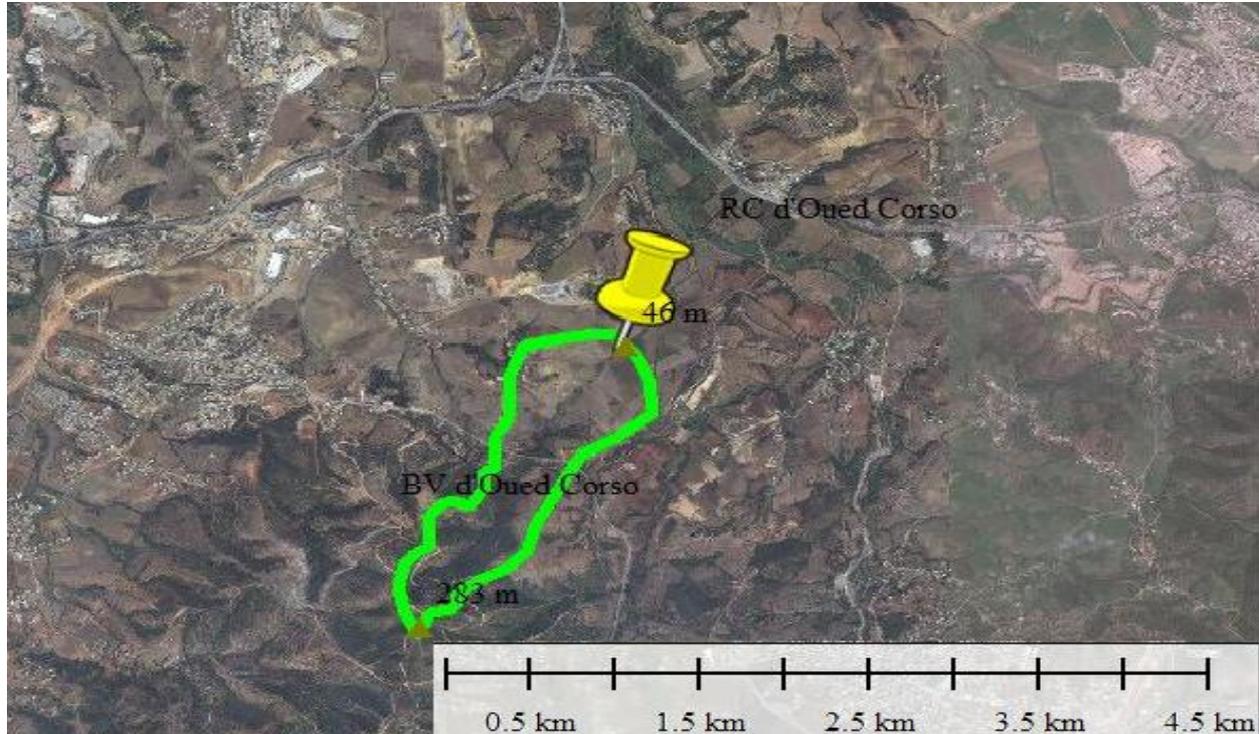
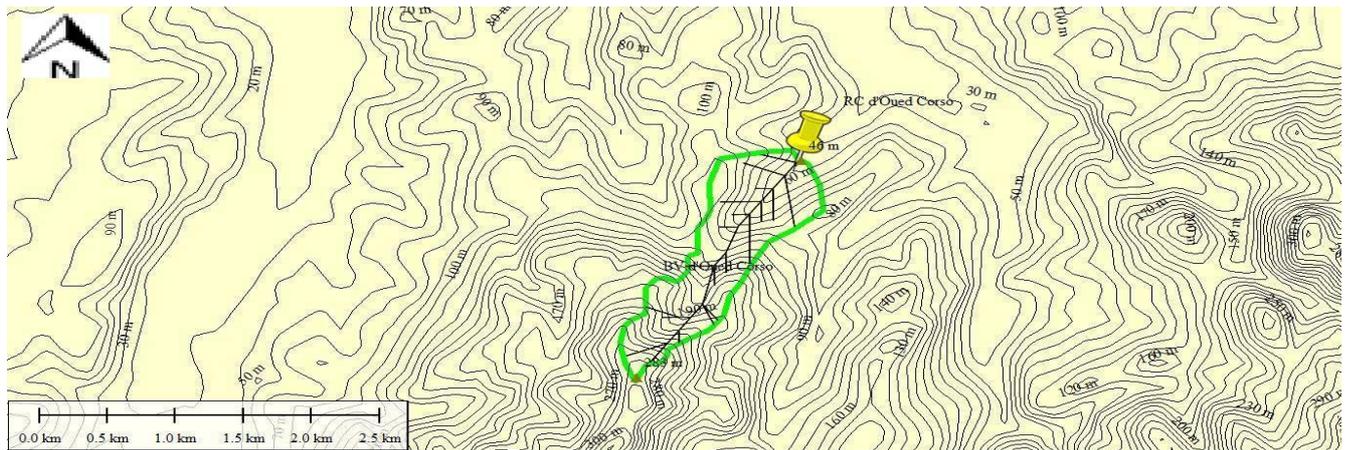


Figure III.1 Vue de la situation du site de l'affluent d'oued corso



Coordonnées Exutoire :
 X = 540 523.515 m
 Y = 4 063 304.639 m
 Z = 46.00 m

Légende :
 — Bassin versant
 — réseau hydrographique

Figure III.2 Délimitation du bassin versant (Global Mapper)

III.1.2 Caractéristiques géo morphologiques :

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

III.1.3 Caractéristiques physiographiques :

Les paramètres physiographiques étudiés du bassin versant sont définis comme suit :

a. Surface du bassin versant

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant : **S = 1.005 Km²**

b. Périmètre du bassin versant :

P=5,421 km

c. Longueur du talweg principal :

L= 2,9km

III.1.4 Caractéristiques hydro-morphologiques :

a. Indice de compacité de Gravelius "Kc"

Cet indice caractérise la forme du bassin versant. Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

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

Avec :

P : périmètre du bassin versant km ; S : surface du bassin versant km²

K_C=1,51

-si K_C = 1 => bassin parfaitement circularisé

-si K_C = 1.128 => bassin ramassé

-si K_C > 1.128 => bassin allongé

Le bassin est caractérisé par un coefficient de Gravelius de 1,51 > 1,128, donc le bassin versant est de forme allongée.

b. Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation :

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

L : la longueur du talweg principal (Km)

S : la superficie du bassin versant. (Km²)

Ca=8,37

c. Elancement Re :

C'est le rayon de circulation entre la superficie du bassin versant et cercle dont la circonférence est égale au périmètre du bassin, soit :

$$Re = \frac{4 \times \pi \times S}{P^2} \dots\dots\dots (III.3)$$

Sa valeur est de 1 pour un bassin circulaire et de 0.78 pour un bassin carré.

Re=0,43

d. Rectangle équivalent :

Le rectangle équivalent est défini comme 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 (K_C) et même hypsométrie que le bassin versant.

Les dimensions du rectangle équivalent sont :

Longueur :

$$L = \frac{K_C \sqrt{S}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_C} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (III.4)$$

L=2.26km

- Largeur :

$$l = \frac{K_C \sqrt{S}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_C} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (III.5)$$

l=0.45km

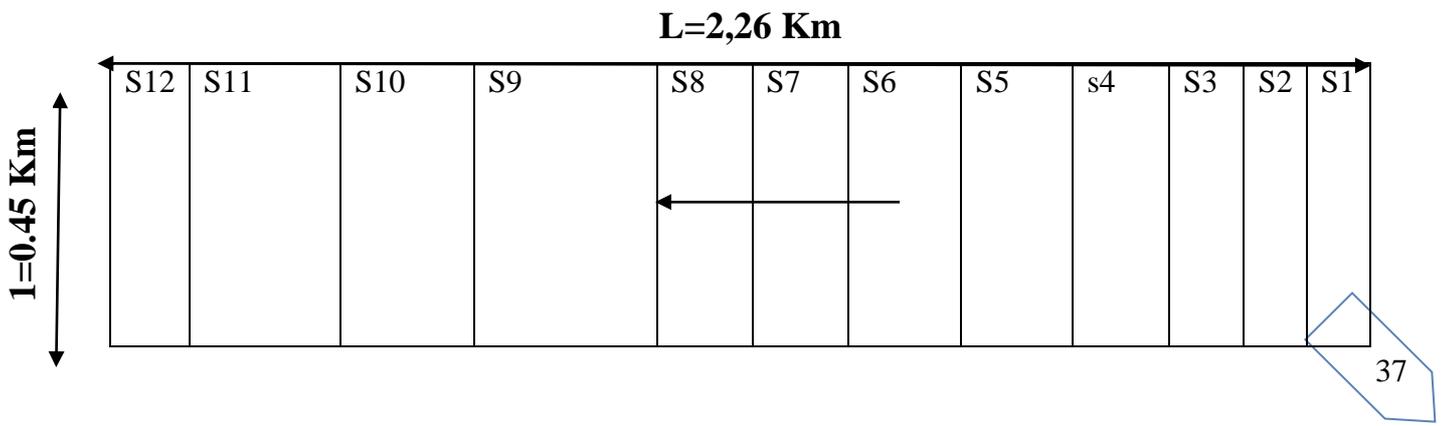


Figure III.3 Représentation du rectangle équivalent du bassin versant

III.1.5 Paramètre du Relief :

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures, etc.) ce qui influe sur le régime d'écoulement et le temps de concentration (plus la pente est raide plus l'écoulement est rapide et le temps de concentration petit), Il détermine ainsi l'aptitude du terrain au ruissellement, à l'infiltration et à l'évaporation.

a. Hypsométrie

La courbe hypsométrique donne une représentation de la surface du bassin versant en fonction de son altitude.

La détermination de notre courbe hypsométrique a été réalisée à partir d'un modèle numérique de terrain (MNT) et avec le logiciel ARCGIS Elle exprime ainsi l'élévation du bassin.

Tableau III.1 Surface par tranche d'altitudes.

Tranche	Altitude	Surface Km2	Surface %	Surface cumulé %
1	280-260	0,03	2,76	2,76
2	260-240	0,03	3,45	6,21
3	240-220	0,05	4,84	11,04
4	220-200	0,06	6,42	17,46
5	200-180	0,12	12,34	29,80
6	180-160	0,10	9,47	39,27
7	160-140	0,07	7,41	46,69
8	140-120	0,07	7,34	54,03
9	120-100	0,18	17,80	71,83
10	100-80	0,12	12,07	83,90
11	80-60	0,14	13,65	97,55
12	60-40	0,04	4,10	100,00
Total	-	1,0216	100	-

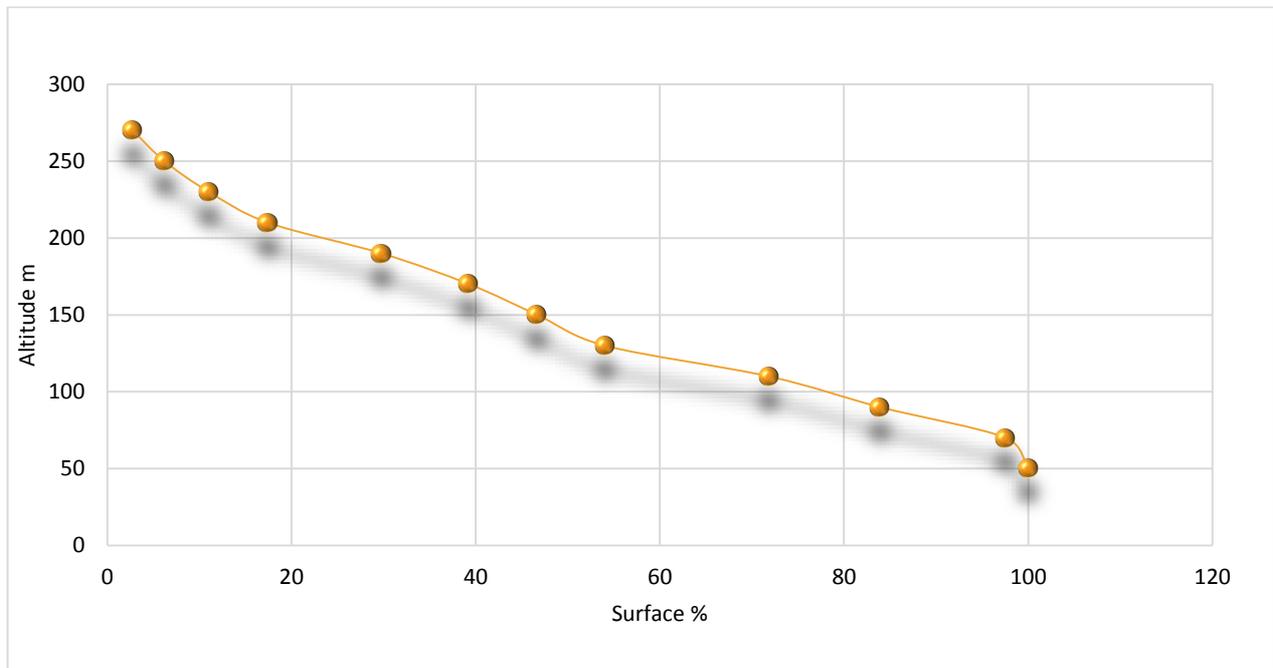


Figure III.4 Courbe hypsométrique du bassin versant de l'oued corso

A partir de cette dernière nous pouvons estimer les altitudes caractéristiques de notre bassin versant :

➤ **Les altitudes maximale et minimale H_{max} , H_{min}**

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas (l'exutoire). $H_{max}=280m$ $H_{min}=46m$

➤ **L'altitude moyenne**

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$H_{moy} = \sum \left(\frac{S_i \times H_i}{S} \right) \dots\dots\dots (III.06)$$

Avec :

S_i : Surface partielle entre deux courbes de niveau (Km^2). ; H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives **n-1** et **n** en (m)

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

Dans ce cas, on opte pour une altitude moyenne : **$H_{moy}=142,94m$**

➤ **L'altitude médiane $H_{50\%}$**

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière.

$H_{50\%}=145,19m$

➤ L'altitude correspondante à 5% de la surface ($H_{5\%}$) :

$$H_{5\%}=256,15\text{m}$$

➤ L'altitude correspondante à 95% de la surface ($H_{95\%}$) :

$$H_{95\%}=73,51\text{m}$$

➤ La dénivelée $D = (H_{5\%}-H_{95\%})$.

$$D=182,64\text{m}$$

b. Pentes du bassin versant :

➤ Pente moyenne du bassin versant I_m :

Il est obtenu par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0,5l_1 + l_2 + \dots + 0,5l_n)}{S} \dots\dots\dots (III.7)$$

Avec,

ΔH : Dénivelée (20m). ; l_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2, 3...n.

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

Tableau III.2 Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau

Courbes de niveaux	Longueurs (m)
40	300,05
60	487,84
80	1045,14
100	1300,37
120	711,19
140	685,42
160	977,86
180	938,13
200	690,00
220	665,95
240	456,86
260	235,92
280	223,02

$$I_m = 168.282\text{m/km} = 0.168\text{m/m} \longrightarrow I_m = 16.8 \%$$

➤ **Indice de pente**

✓ Indice de la pente globale **I_g** : Il est calculé à partir de la relation suivante :

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_r} = \frac{D}{L} \dots \dots \dots (III.8)$$

Donc, nous aurons : **I_g=80,81m/km=0.0808=8,08%**

D : Dénivelée (m). ; L : Longueur du rectangle équivalent en (Km).

✓ Indice de pente moyenne **I_{pm}** : L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_{pm} = \frac{\Delta H}{L} \dots \dots \dots (III.9)$$

Avec : $\Delta H = H_{max} - H_{min} = 280 - 46 = 234m$

L : longueur du talweg principal

Donc : **I_{pm}=80.69m/km=0.081=8.07%**

✓ Densité spécifique :

Elle sert à classer le type de relief (faible ou fort) selon la classification de l'Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer (ORSTOM), dénommé actuellement le CEMAGREF

. Elle est calculée à partir de la formule suivante :

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

Avec,

I_g : Pente globale [m / Km]. ; S : Surface totale du bassin versant [Km²].

D_s= 81,01 m

Tableau III.3 Classification de la densité spécifique selon l'ORSTOM

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

Le relief de notre bassin versant est modéré (D_s=81.01 < 100).

III.1.6 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

a. Réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique est défini comme étant l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement, c'est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin.

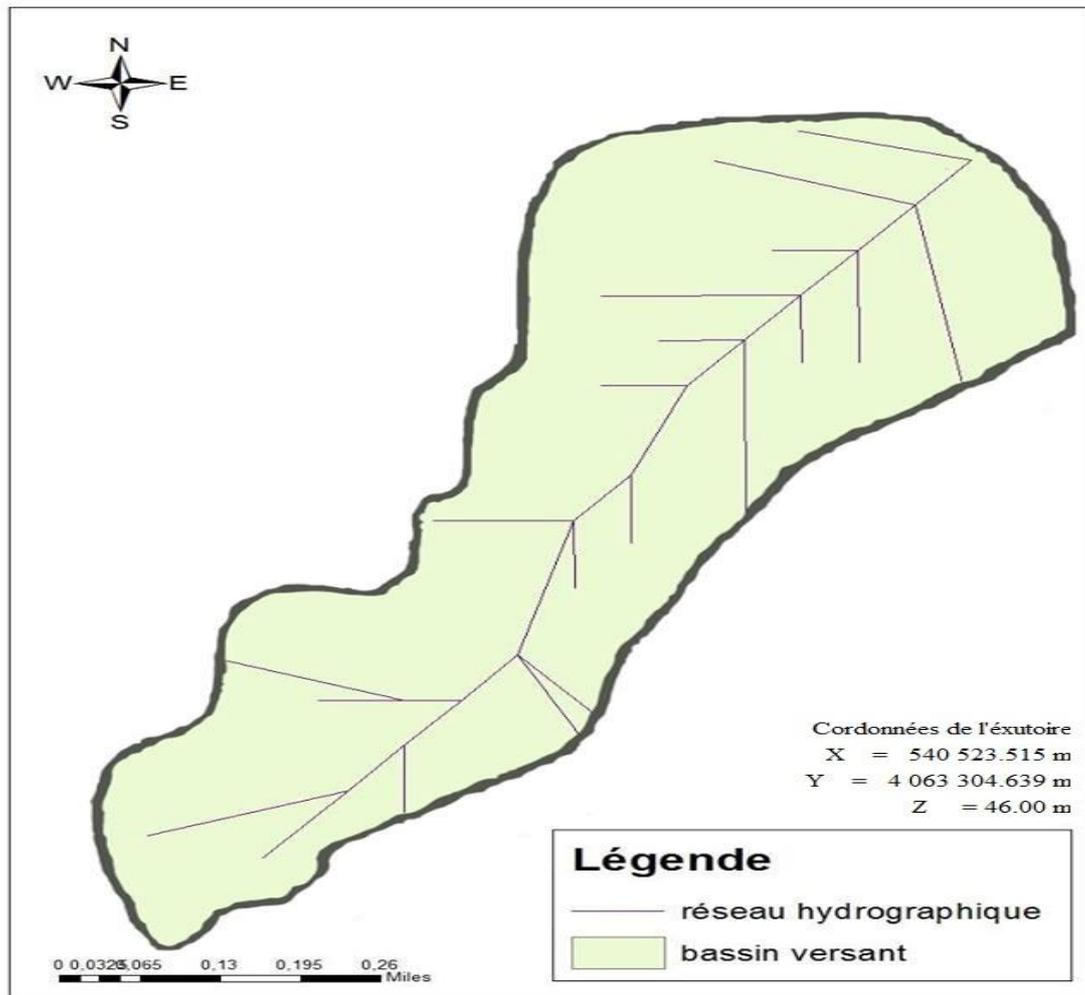


Figure III.5 Réseau hydrographique du bassin versant

b. Densité de drainage :

La densité de drainage d'un bassin versant donné est le rapport entre la longueur totale des cours d'eau de tous les ordres et la surface du bassin versant. Pour le calcul de cette dernière, il faut commencer par classer les cours d'eau, ils existent plusieurs classifications, la plus utilisée est celle de SCHUM.

Qui considère qu'un tronçon de rivière est d'ordre $x+1$ s'il est formé par la réunion de deux cours d'eau d'ordre x

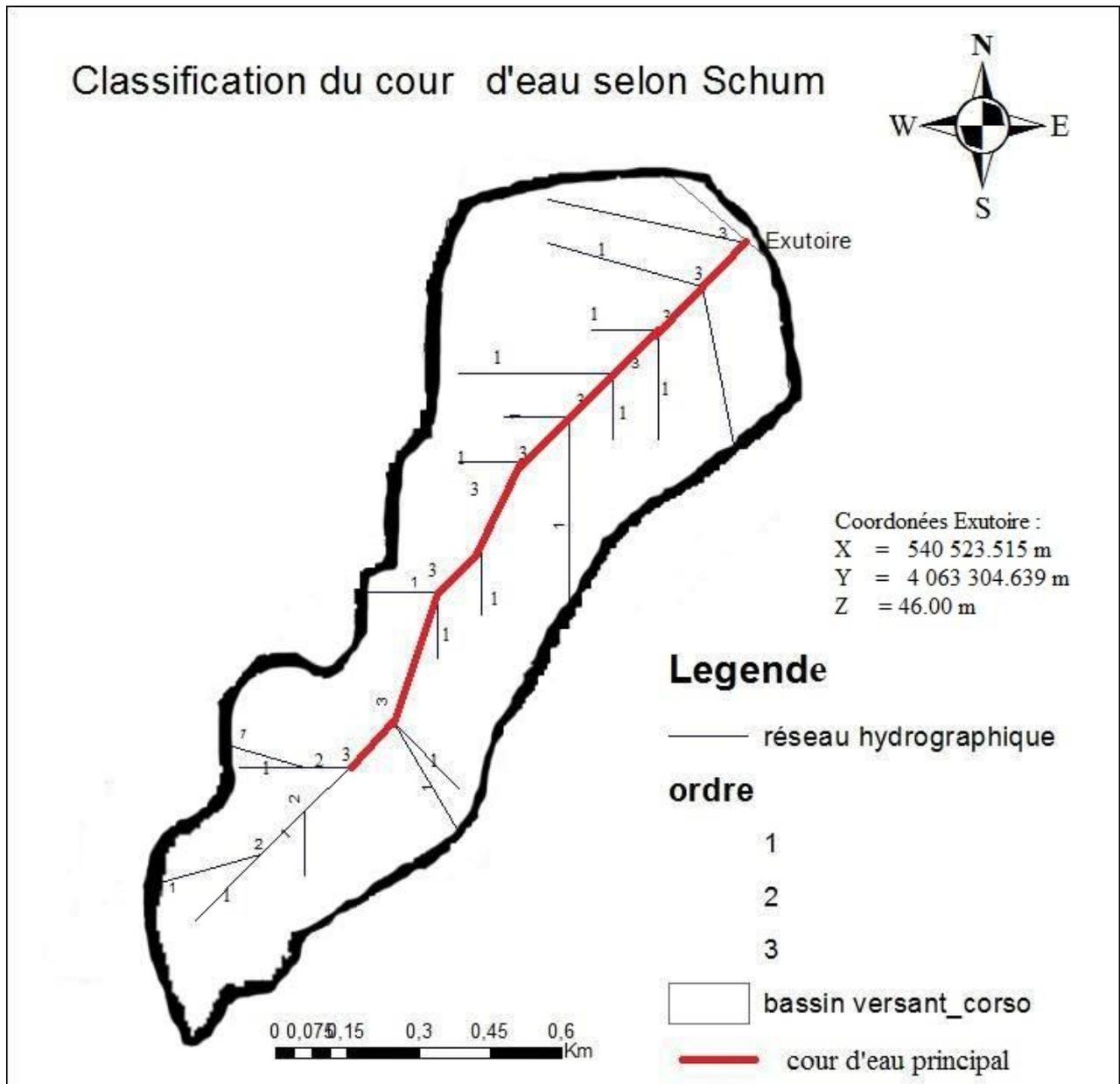


Figure III.6 Classification de Schum

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n l_i}{S} \dots\dots\dots (III.11)$$

Avec :

L_i : Longueur totale des cours d'eau d'ordre i [Km]. ; S : surface du bassin versant

$D_d = 3,1 \text{ km/km}^2$

a. Densité du thalweg élémentaire

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

Avec,

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1=19$; S : Superficie du bassin versant.

$$F_1 = 18,9 \text{ thalweg/Km}^2$$

c. Coefficient de torrentialité :

$$C_t = D_d \times F_1 \dots\dots\dots (III.13)$$

$$C_t = 56,3 \text{ Km}^{-3}$$

d. Temps de concentration

Le temps de concentration est le temps qui sépare la fin de la pluie efficace de la fin du ruissellement direct. C'est le temps écoulé entre le début d'une précipitation et l'atteinte du débit maximal à l'exutoire du bassin versant. Il correspond au temps nécessaire pour permettre à l'eau de ruisseler du point le plus reculé du bassin versant jusqu'à l'exutoire. L'estimation du temps de concentration est obtenue grâce à des formules empiriques, et par l'étude des données de pluie - débit simultanément lorsqu'elles sont disponibles.

➤ **Formule de Turraza**

$$T_c = 0,108 * \frac{\sqrt[3]{S \times L}}{\sqrt{I}} \dots\dots\dots (III.14)$$

Avec :

T_c : Temps de concentration en (h). ; S : Surface du bassin versant en (Km^2).

L : Longueur du thalweg principal en (Km) ; I_m : Pente moyenne du cours d'eau en (%).

$$T_c = 0,04h.$$

➤ **Formule de SCS : (Soil Conservation Service, USA)**

$$T_c = \left(0,87 \times \frac{L^3}{H} \right)^{0,387} \dots\dots\dots (III.15)$$

Avec,

L : Longueur du thalweg principal (Km).

H : Différence entre altitude maximale. Minimale

$$T_c = 0,39h$$

➤ **Formule de Giandotti**

Elle est obtenue par la formule :

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1,5 \cdot L}{0,8 \sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III.16)$$

Avec :

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

L : Longueur du thalweg principal (Km).

$$T_c = 1,06h$$

➤ **Formule de Ventura**

$$T_c = 0,1272 \cdot \frac{\sqrt[3]{S}}{\sqrt{I_m}} \dots\dots\dots (III.17)$$

Avec :

I_m : Pente moyenne du cours d'eau.

S : Surface du bassin versant.

$$T_c = 0,031h$$

➤ **Formule de Sokolovsky**

$$T_c = \frac{L}{3,6 \cdot V_r} \dots\dots\dots (III.18)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km).

V_r : Vitesse de ruissellement en m/s

Pour les petits cours d'eau, la vitesse du ruissellement selon l'auteur est de 1, 5m/s.

$$T_c = 0,54$$

Tableau III.4 Tableau récapitulatif des résultats du temps de concentration

Formule utilisée	T_c : temps de concentration (heurs)
Turraza	0,04
SCS	0,39
Giandotti	1,06
Ventura	0,031
Sokolovsky	0,54

Puisque notre bassin est de forme allongée on peut dire que le temps de concentration est assez grand mais comme La moyenne de ces valeurs est de 0.4 et c'est la formule de SCS qui nous donne la valeur la plus proche de cette moyenne Donc, on prend : **$T_c = 0.39 h$**

e. Vitesse de ruissellement :

Le ruissellement, ou l'écoulement de surface, désigne la partie des précipitations qui s'écoule à la surface du sol. C'est ainsi la fraction de l'eau de pluie, de la neige fondue ou de l'eau d'irrigation qui s'écoule à la surface du sol.

Sa vitesse est donc calculée par le rapport entre la longueur du cours d'eau principal et le temps de concentration

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (III.19)$$

Avec :

L : Longueur du thalweg principal en (Km).

Tc : Temps de concentration en (h).

Vr= 7 ,4km

Tableau III.5 Récapitulatif des caractéristiques Hydromorphométriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	Km ²	1.005
Périmètre		P	Km	5.42
Longueur du thalweg		L	Km	2.9
Indice de compacité		K _C	-	1,51
Coefficient d'allongement		C _a	-	8.37
Elancement		Re	-	0.43
Rectangle équivalent	Longueur	L _r	Km	2.26
	Largeur	l _r	Km	0.45
	Maximale	H _{max}	m	280
Altitudes	Moyenne	H _{moy}	m	142.94
	Médiane	H _{med}	m	145.19
	Minimale	H _{min}	m	46
Pente moyenne		I _m	%	16.8
Indice de pente globale		I _g	%	8,08
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	8.07
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	6.1
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	115.19
Temps de concentration		T _c	H	0.39
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	7.4

III.1.7 Caractéristiques climatiques

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

- 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.

Positionné au Nord des plateaux littoraux, le bassin de l'affluent d'oued Corso est soumis à l'influence de deux régimes entièrement opposés en matière de formation de précipitations. L'un, méditerranéen dominant, agit directement par des entrées marines, provoquant de fortes précipitations en saison d'hiver ; l'autre, continental, est marqué par la vaste étendue montagnaise, où la pluviométrie, plus intense, est caractérisée par les effets orageux des saisons estivales.

Le fait que le bassin est orienté vers le Nord, enclavé entre deux formations montagneuses, les caractéristiques climatiques différent nettement dans ces deux régions. Le régime pluviométrique est conditionné sur cette zone étroite par un changement du climat local brusque du versant sous le vent. En effet, une diminution pluviométrique est marquée dans la plaine où les conditions de formations orageuses ne sont pas favorables. Ce phénomène trouve son explication dans le transfert des masses d'air très chargées en vapeur d'eau vers le Sud, en passant sans encombre, le long du bassin où la région en altitude est nettement plus arrosée.

Ayant passé ces crêtes, les masses d'air se réchauffent en réduisant brusquement le volume potentiel susceptible de générer les pluies. C'est pour cette raison que les moyennes interannuelles passent de 650 mm dans les hautes montagnes du littoral, à plus de 700 mm, au Sud, dans l'extrême limite des plateaux littoraux.

a. La Température

Station	Elevation	Latitude	Longitude
Dar-el-Beida/houari	250	36717	003250

Dans l'année le bassin d'étude subit deux grandes saisons caractéristiques aux termes des températures qui semblent partager le cycle climatique en deux périodes nettement inégales et irrégulières. Un semestre continental froid s'étend de novembre à mars dont la température moyenne avoisine les 10-14°C, et un semestre modéré à sec et chaud à l'intérieur des continents ; la température moyenne est estimée à 16°C sous l'influence du régime marin. En période estivale sévère les maxima absolus peuvent atteindre les 40°C, en temps de sirocco. La proximité de l'influence de la mer fait que les températures saisonnières, régulées en tous les mois de l'année, s'abaissent rarement en dessous de 0°C, d'où l'absence d'observation des phénomènes de gelée et de verglas.

Tableau III.6 Températures enregistrées dans la région d'étude

Station	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fevr	Mars	Avri	Mai	Juin	Juil	Aout	Moy
Dar El Beida	23,2	19,3	15,0	12,1	11,1	12,2	13,5	15,2	18,2	21,5	24,2	25,0	17,5

La station de Der El Beida étant la plus proche station climatologique du bassin versant étudié.

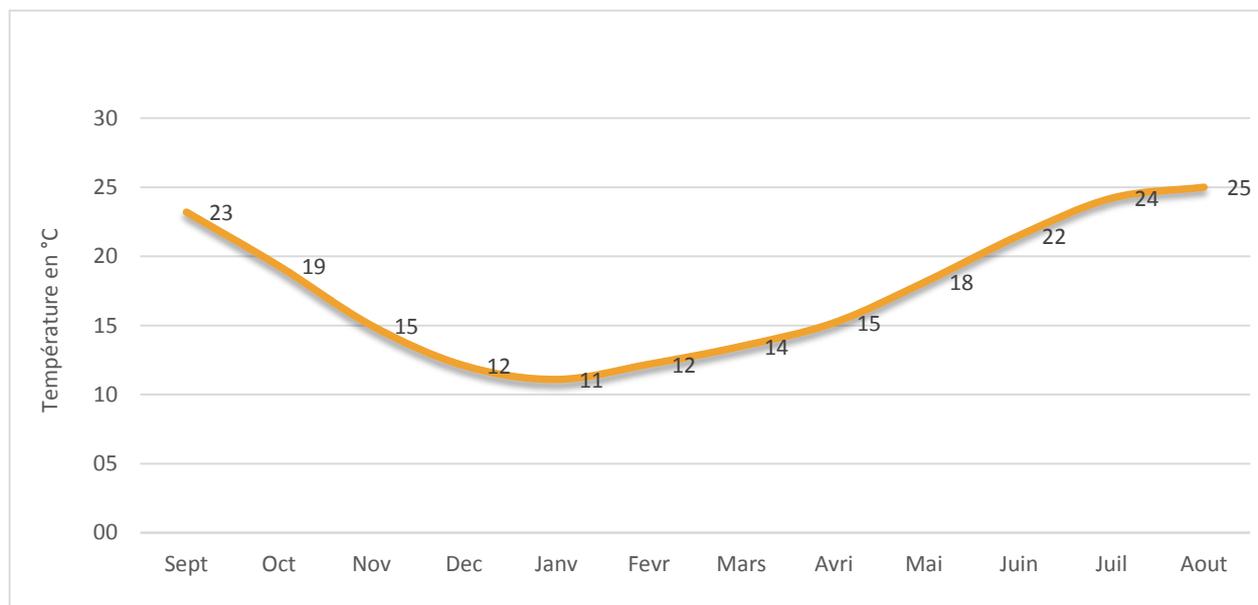


Figure III.7 Répartition mensuelle de la température

b. L'évaporation

L'évaporation constitue un facteur essentiel pour établir un bilan hydrique, les mesures effectuées à la station de Boumerdès, montrent une extrême dissipation d'eau par les conditions climatiques sévères en périodes des étiages. Le pouvoir évaporant, très accentué en été, exige près de 75% du total annuel. Les variations dans la journée sont extrêmement importantes dont les valeurs, selon le mois, passent du simple au double.

La répartition mensuelle illustre notamment ce type de variations irrégulières dont les écarts par rapport à la moyenne sont nettement considérables pendant la journée. C'est l'effet caractéristique du climat continental qui agit directement sur le comportement des facteurs évaporant. La tranche d'eau évaporée annuellement sur une surface libre est estimée à près de 1377mm.

Tableau III.7 Normales d'évapotranspiration Potentielle (ETP) enregistrée dans la station de Boumerdes (08-07)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aût	Année
ETP (mm)	136,5	101,1	68,5	53,9	46,4	63,7	93,6	128,6	159,6	178,5	180,7	165,5	1377
P (%)	9,91	7,34	4,97	3,91	3,37	4,62	6,79	9,34	11,59	12,96	13,12	12,01	100

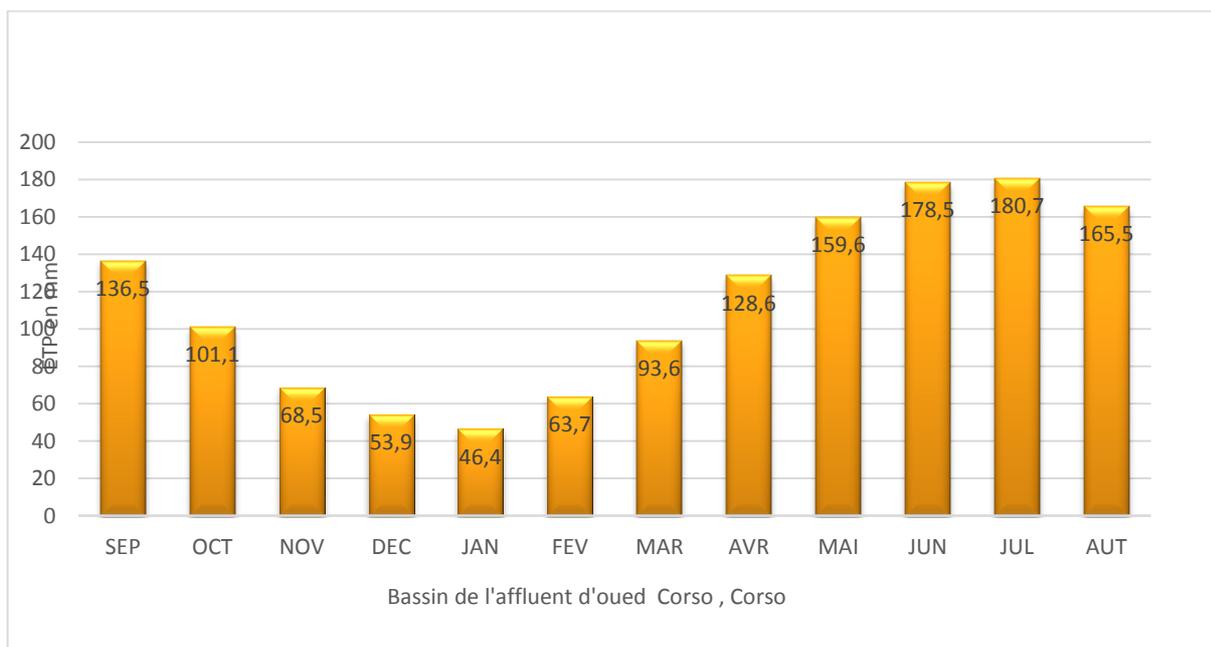


Figure III.8 Répartition mensuelle de l'ETP potentielle

c. Le vent

Les vents dominants sont ceux :

- De l'ouest et du nord-ouest en hiver (novembre à avril) qui sont porteurs de pluies.
- De l'est et du nord-est en été avec des brises de mer

Les vents du nord sont plus fréquents et soufflent pendant toute l'année.

Le siroco, qui est un vent du sud très chaud et sec soufflant sud-est et sud-ouest n'est pas dominant puisqu'il ne se produit qu'à faible intensité d'une moyenne annuelle de 3 à 7 jours par an

d. Pluviométrie :

➤ **Pluies moyennes annuelles :**

Dans l'absence d'une station pluviométrique dans la région d'étude nous avons pris la station la plus proche et celle la plus représentative de la pluviométrie de notre région d'étude

Tableau III.8 Caractéristiques de la station pluviométrique

Station	Code	Source	Coordonnée			Année de service	N (ans)
			X	Y	Z		
Keddara	020646	A.N.R.H	564.35	372.25	151	1975-2013	39

✚ **Homogénéité des séries pluviométriques.**

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

test non paramétrique, souvent sollicité dans les études hydrologiques (études des pluies et des apports).

1-La série de donnée d'origine devra être divisée en deux sous séries X et Y telles que N_1 et N_2 représentant respectivement le nombre (taille) de ces deux séries, avec $N_1 \leq N_2$.

2-classer la série d'origine par ordre croissant XUY croissant puis on attribue à chaque valeur son rang en précisant à quelle sous série elle appartient.

La vérification de l'homogénéité des séries se fait à un degré de probabilité de 95%.

$$W_{min} < W_x < W_{max} \dots\dots\dots (III.20)$$

Avec :

$$W_x = \sum |rangx| \dots\dots\dots (III.21)$$

W_x : Somme des rangs de l'échantillon x

$$W_{min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - 1,96 \left[\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right]^{0,5} \dots\dots\dots (III.22)$$

$$W_{max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{min}$$

Les résultats du test de Wilcoxon sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.9 Résultat du test de Wilcoxon

Station	N_1	N_2	W_{min}	W_x	W_{max}	Observation
051201	18	21	289.93	325	370.26	Homogène

La condition du test ($W_{min} < W_x < W_{max}$) est vérifiée. La série pluviométrique de la zone d'étude est donc homogène à un intervalle de confiance de 95%. Le détail de calcul est donné dans l'annexe III.1

✚ Répartition de la pluie moyenne dans le bassin

Tableau III.10 Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	TOTAL
PJ(Mm)	28,78	56,58	100,85	94,04	90,03	78,99	66,79	69,41	54,99	10,31	2,65	5,48	658,93
p %	4,37	8,59	15,30	14,27	13,66	11,99	10,14	10,53	8,34	1,56	0,40	0,83	100,00

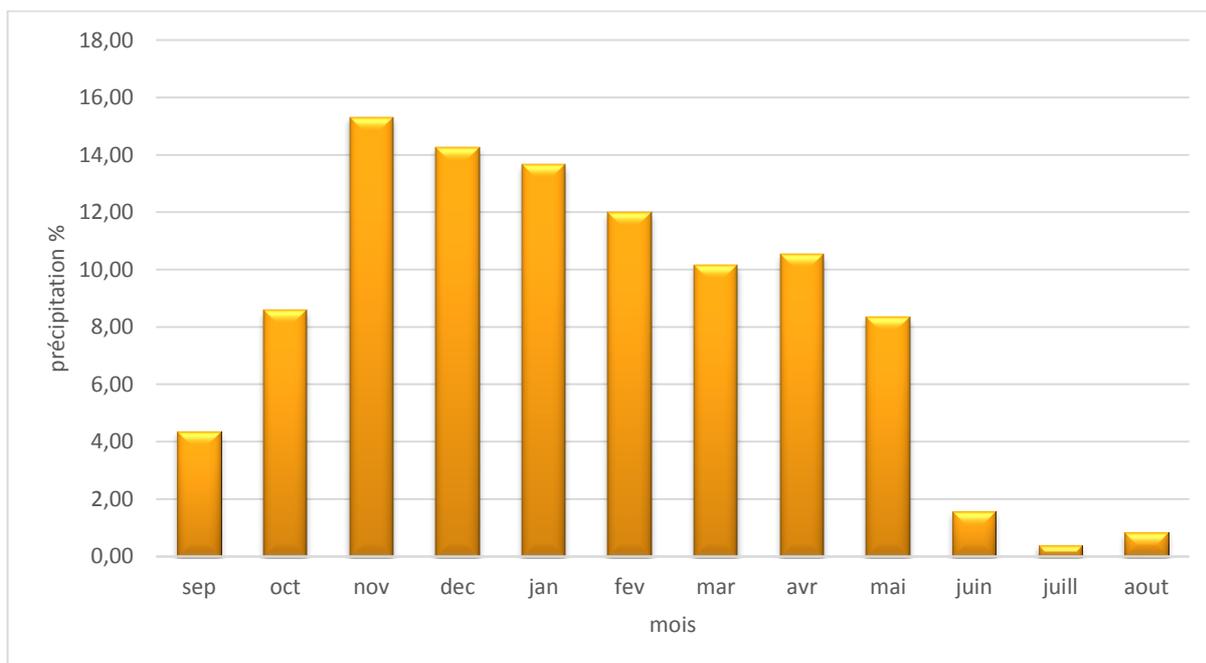


Figure III.9 Répartition moyennes mensuelles des précipitations

➤ *Pluies maximales journalières*

Tableau III.11 Répartition des pluies maximales journalières et annuelles

Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	P _{max} Annuel
8	9,1	30,6	27,3	35,7	32,4	6	10,8	27	7,2	8,4	12,4	35,7
0	15	34,8	0	17	15,8	18,2	53,7	19,3	5,2	2,8	0	53,7
6,9	6,8	34,2	3,5	28,8	20,7	29,5	60	42,3	4,3	0	0	60
7,3	26,5	25,8	14,7	16	39,4	75	12,4	3	0,5	0	7	75
46	18,5	27	41,9	32,4	21,6	44,9	56,7	24,6	2,3	0	0	56,7
0,4	12,7	19,9	59,1	22,8	20,5	22,3	13,6	38	0,9	0	14	59,1
5,3	26,8	7,4	39,2	36,9	24,6	4,9	10	17,5	24,2	0	0	39,2
37	29,5	39,3	24,4	1,2	27,4	14,5	9,2	2,4	0	13,5	0,4	39,3
0	19,3	7,6	27	55,4	67	12,8	19,7	32,3	15,3	0	0	67
15,2	47,8	19,8	36,8	26,5	18,5	42,5	4,3	37,4	3,4	0	0	47,8
32,8	14,7	70,3	15,7	17,2	41,9	56,4	13,4	0,3	15,8	8,8	1,2	70,3
4,3	22,5	7,3	24	19,5	0	8	15,5	15,2	17,5	0	0	24
10,5	17,5	23	21,5	17	8,3	34,8	10,3	25,2	15,6	0,2	0	34,8
34	3,5	43	73	15,2	18	16,3	27,8	9,4	3,5	3	4,9	73
4,9	22,5	7,5	24	19,5	0	8	15,5	25,5	3,5	15	0	25,5
1	10	28	29	22,5	29	25,3	10,3	21,5	3	0	3,8	29
17	26	28,9	2,3	76,6	18	27,5	42	41,5	16	2	0	76,6
9,5	37	86	18	16	39	6,5	21	17	0	0,2	1,5	86
17	24	28,5	33,5	60	12	0,5	29,5	3,5	0	0	1,5	60
21	38	37,5	28	68	22,3	20,8	9,1	0	7,3	0	9,2	68

22,5	12,9	10,8	12,4	24,3	54,3	28	62	11	44	4	1	62
40	45,5	12,5	13	10,5	14,5	8	14,5	18	3,5	1,5	12,2	45,5
32,5	44	35	31,5	13,9	35	18	35	42	2,5	0	2	44
10	35	25,3	39,5	48,5	45	20	11,3	65,8	4	0	5	65,8
38	17,7	25	43	3	2,5	7,5	8	65,8	0,8	1	0	65,8
5,5	14,5	19,8	27,8	44	17	0	16	5	0	0	1,3	44
9,6	0,5	19	22	18,5	6	26,5	11,2	7,5	0	1,3	24,5	26,5
8,8	83,2	31	56	48	33,3	13	69	10,8	0,5	0	0	83,2
8	16,9	18,5	30,6	46,5	23	31,2	25,2	57	6,6	2	0	57
6,5	31	46,5	45	35	20,4	11	12	1,7	0	0	1,3	46,5
30,5	28,5	21,5	24	25,5	31,4	14,8	2,1	70	2,5	0	1	70
7,6	7,2	19,4	42,5	4,5	13,3	41	43	10	5	1,5	5	43
41	43	91,5	24	5,5	4,2	27,5	43,5	18	3	6	0	91,5
26	13	39,2	22,5	30	7,8	15	23	8,2	2,1	0	3	39,2
26,5	11	42	24	27,7	10	50	21	10,7	5,5	0	16	50
16	22,4	27	32	20,5	33	29,5	27,2	47	20	0,5	1	47
8,5	24,5	43	26,5	35	34	26,3	41,5	11	0	0	25	43
2,5	63	11	7,9	20,5	27,5	11,3	25	57	4	2	5	63
11	9,2	27,6	36,4	15	14,4	38,5	2,1	4	48,6	0	0	48,6

✚ Test d'homogénéité (Wilcoxon)

Les résultats du test de Wilcoxon sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.12 Résultat du test de Wilcoxon

Station	N ₁	N ₂	W _{min}	W _x	W _{max}	Observation
051201	18	21	289.93	289	370.26	Homogène

La condition du test ($W_{min} < W_x < W_{max}$) est vérifiée. La série pluviométrique de la zone d'étude est donc homogène à un intervalle de confiance de 95%. Le détail de calcul est donné dans l'annexe III.1

✚ Ajustement des pluies maximales journalières :

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel «HYFRAN».

On a choisi deux lois qui sont :

- La loi de Gumbel
- La loi de Galton (Log-normale)
-

On effectuera ensuite la comparaison des résultats des deux ajustements

➤ **Ajustement à la loi Gumbel (Maximum de vraisemblance)**

C'est la loi à double exponentielle, elle s'applique pour les précipitations maximales journalières afin de déterminer les valeurs fréquentielles.

La fonction de répartition de la loi de Gumbel s'écrit :

$$F(x_i) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}} \dots\dots\dots (III.23)$$

Avec :

F(x) : Fréquence au non dépassement. ; α, x₀ : des coefficients d'ajustement.

Si on pose Y=α (x-x₀) Avec Y : variable réduite de Gumbel

La loi de Gumbel s'écrira alors :

$$F(x_i) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (III.24)$$

On trouve que : $X = \frac{1}{\alpha} Y + X_0$.

Avec :

X : la précipitation maximale journalière.

Et : $Y_i = -[\ln(\ln F(X_i))]$.

Tableau III.13 Paramètres loi de Gumbel

Nombre d'observations	N=39	
Paramètres	u= 45.5313	α= 15.6478
Quantiles	q = F(X) probabilité au non-dépassement,	T = 1/(1-q) période de retour,

Tableau III.14 Résultats de l'ajustement par la loi de Gumbel

Période de retour (T)	Probabilité de fréquence (q)	XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance à 95%
10000,0	0,9999	190	19,3	152 - 228
2000,0	0,9995	164	16,1	133 - 196
1000,0	0,9990	154	14,8	125 - 183
200,0	0,9950	128	11,6	106 - 151
100,0	0,9900	118	10,3	97,4 - 138
50,0	0,9800	107	8,93	89,1 - 124
20,0	0,9500	92,0	7,17	78,0 - 106
10,0	0,9000	80,7	5,84	69,3 - 92,2
5,0	0,8000	69,0	4,54	60,1 - 77,9
3,0	0,6667	59,7	3,61	52,6 - 66,7
2,0	0,5000	51,3	2,93	45,5 - 57,0
1,4286	0,3000	42,6	2,54	37,6 - 47,6
1,2500	0,2000	38,1	2,51	33,2 - 43,0
1,1111	0,1000	32,5	2,65	27,3 - 37,7

1,0526	0,0500	28,4	2,87	22,7 - 34,0
1,0204	0,0200	24,2	3,16	18,0 - 30,4
1,0101	0,0100	21,6	3,37	15,0 - 28,2
1,0050	0,0050	19,4	3,56	12,5 - 26,4
1,0010	0,0010	15,3	3,96	7,53 - 23,0
1,0005	0,0005	13,8	4,11	5,74 - 21,8
1,0001	0,0001	10,8	4,42	2,13 - 19,4

Tableau III.15 Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumble et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	24,0
Maximum	Aucun	91,0
Moyenne	54,6	54,0
Ecart-type	20,1	17,2
Médiane	51,3	53,0
Coefficient de variation (Cv)	0,368	0,318
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1,14	0,172
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2,40	2,20

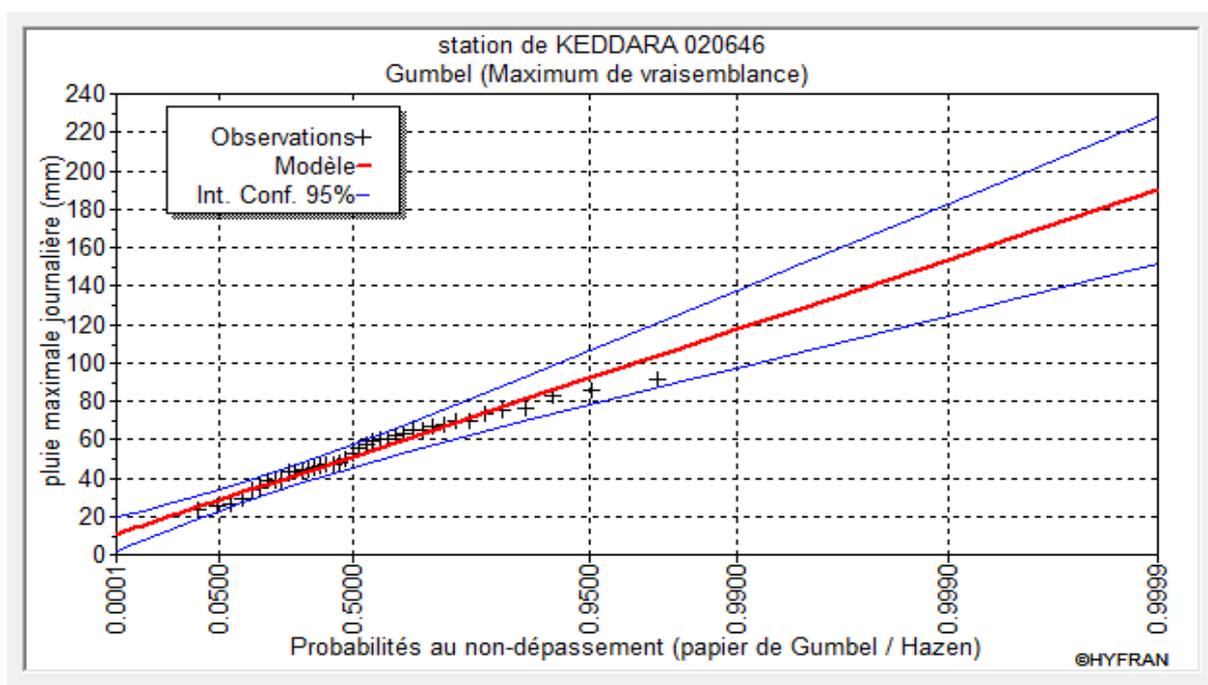


Figure III.10 Ajustement à la loi de Gumble (maximum de vraisemblance).

➤ **Ajustement à la loi de Log-normal (de Galton) (Maximum de vraisemblance)**

Le procédé d'ajustement est identique à celui pour la loi de Gumble, seul la représentation

graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale.

$$\text{Log } P_{j\max} = \frac{\sum(\text{Log } P_{j\max} - \text{Log } P_{j\max})^2}{N} \dots\dots\dots \text{(III.25)}$$

Avec :

$\text{Log } P_{j\max} = \text{Log } P_{j\max} + \sigma \text{Log } U_p\%$: L'équation de la droite d'ajustement.

$U_p\%$: Variable de GAUSS pour différentes fréquences.

Paramètres d'ajustement à la loi Log-normale :

Tableau III.15 Paramètres lois de Galton

Nombre d'observations	N=39	
Paramètres	Mu= 3.93518	Sigma= 0.342325
Quantiles	q = F(X) probabilité au non-dépassement,	T = 1/(1-q) période de retour,

Tableau III.16 Résultats de l'ajustement par la loi Log-normal.

Période de retour (T)	Probabilité de fréquence (q)	XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance à 95%
10000,0	0,9999	183	28,5	127 - 239
2000,0	0,9995	158	22,2	114 - 201
1000,0	0,9990	147	19,6	109 - 186
200,0	0,9950	124	14,2	95,7 - 151
100,0	0,9900	113	12,1	89,8 - 137
50,0	0,9800	103	10,1	83,6 - 123
20,0	0,9500	89,9	7,61	74,9 - 105
10,0	0,9000	79,4	5,91	67,8 - 90,9
5,0	0,8000	68,3	4,37	59,7 - 76,8
3,0	0,6667	59,3	3,40	52,6 - 66,0
2,0	0,5000	51,2	2,81	45,7 - 56,7
1,4286	0,3000	42,8	2,50	37,9 - 47,7
1,2500	0,2000	38,4	2,46	33,6 - 43,2
1,1111	0,1000	33,0	2,46	28,2 - 37,8
1,0526	0,0500	29,1	2,47	24,3 - 34,0
1,0204	0,0200	25,3	2,47	20,5 - 30,2
1,0101	0,0100	23,1	2,46	18,3 - 27,9
1,0050	0,0050	21,2	2,44	16,4 - 26,0
1,0010	0,0010	17,8	2,37	13,1 - 22,4
1,0005	0,0005	16,6	2,33	12,0 - 21,2
1,0001	0,0001	14,3	2,23	9,94 - 18,7
1,0050	0,0050	21,2	2,44	16,4 - 26,0
1,0010	0,0010	17,8	2,37	13,1 - 22,4
1,0005	0,0005	16,6	2,33	12,0 - 21,2
1,0001	0,0001	14,3	2,23	9,94 - 18,7

Tableau III.17 Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0,00	24,0
Maximum	Aucun	91,0
Moyenne	54,3	54,0
Ecart-type	19,1	17,2
Médiane	51,2	53,0
Coefficient de variation (Cv)	0,353	0,318
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1,10	0,172
Coefficient d'aplatissement (Ck)	5,23	2,20

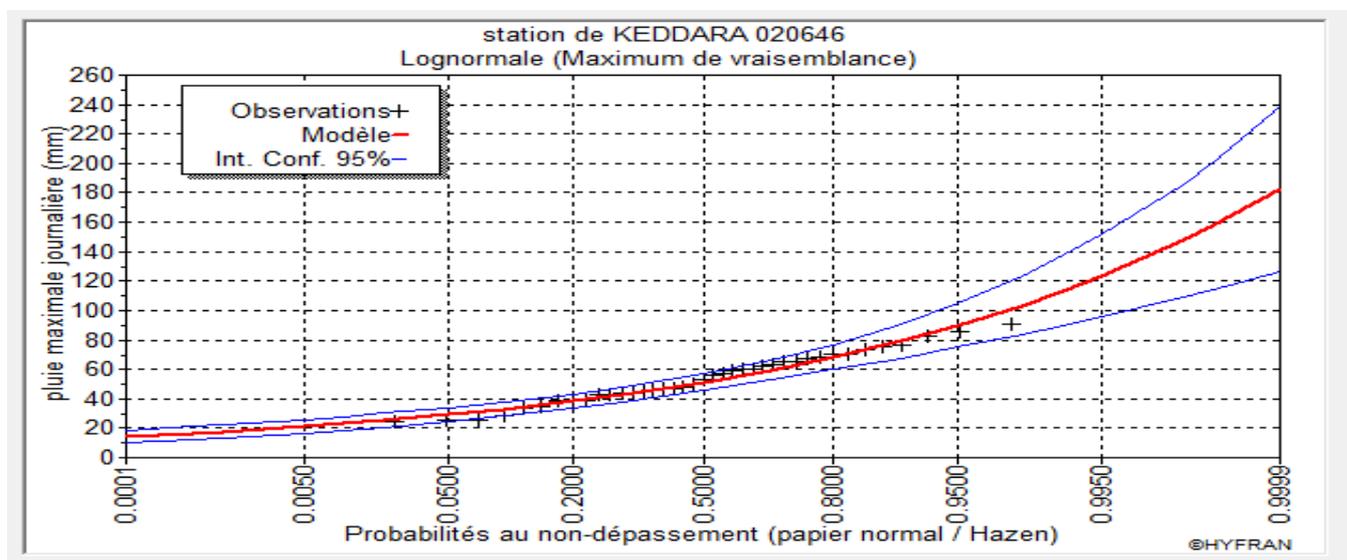


Figure III.11 Ajustement à la loi log-normal (maximum de vraisemblance).

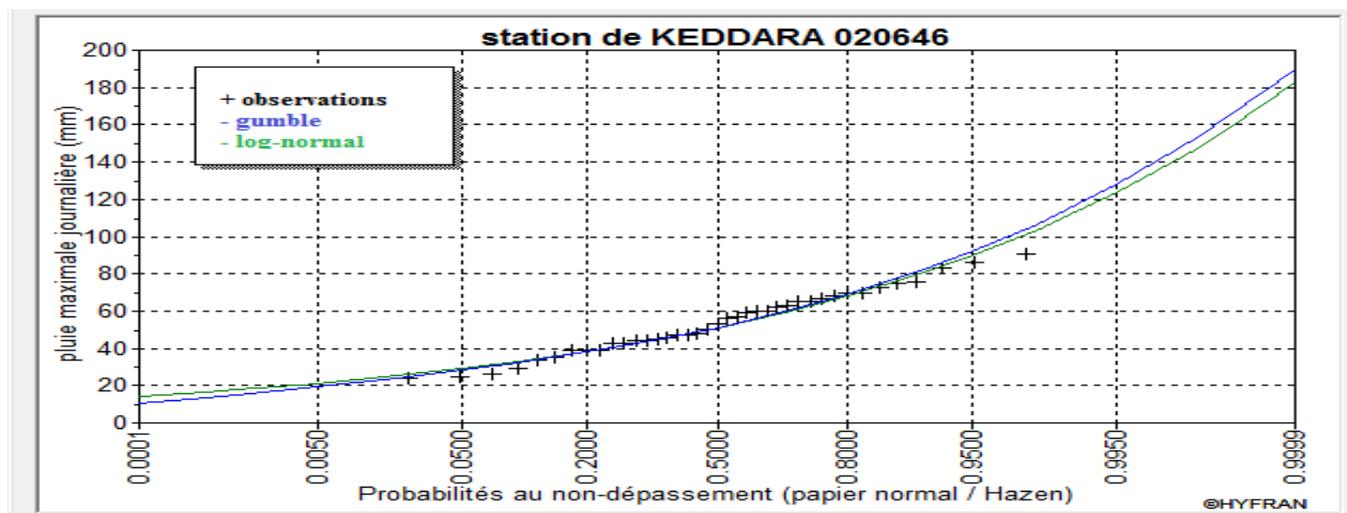


Figure III.12 Comparaison entre les deux graphiques d'ajustement

➤ **Test de validité de l'ajustement (Test de Khi carrée)**

- On détermine le χ^2 calculé et le nombre de degré de liberté γ : à l'aide du logiciel HYFRAN
- On détermine χ^2 théorique sur la table de khi ² (voir tableau dans l'annexe III.2)

Avec : χ^2 théorique =g (γ, α)

La loi est adéquate pour une erreur $\alpha =0.05$ si et seulement si : χ^2 calculé < χ^2 théorique.

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

Tableau III.18 Résultat du test du Khi²

Distribution statistique	Nombre de classe	Degré de liberté	Khi ² calculé	Khi ² théorique ($\alpha=5\%$)	H0
Gumbel	8	5	3.05	11.07	Vérifié
Log-normale	8	5	3.46	11.07	Vérifié

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, ceci dit on remarque une meilleure superposition des points par rapport à la courbe de Galton, et d'après la région climatique où se trouve notre station on peut conclure que les pluies maximales journalières suivent la loi de Galton.

➤ **Pluie de courte durée I.D.F (courbes : Intensité, Durée, Fréquence) :**

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

$$P(t)\% = Pj\% \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (III.26)$$

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 0.41 (donnée ANRH).

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

$$I = \frac{Pt}{t} \dots\dots\dots (III.27)$$

Tableau III.19 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période	1000	100	50	20	10	5
Fréquence (%)	0,1	1	2	5	10	20
Pmaxj	154	118	107	92	80.7	69

Tableau III.20 Pluie de courte durée et l'intensité de pluie d'un pas voulu pour une fréquence voulue

Période de retour T ans	5		10		20		50		100		1000	
Fréquence (%)	20		10		5		2		1		0,1	
Temps (h)	Pmax t (mm)	I ₀ (mm/h)										
0,2	9,69	48,46	11,33	56,67	12,92	64,61	15,03	75,14	16,57	82,87	21,63	108,15
0,39	12,74	32,68	14,90	38,22	16,99	43,57	19,76	50,67	21,79	55,88	28,44	72,93
0,59	15,10	25,60	17,66	29,94	20,13	34,13	23,42	39,69	25,83	43,77	33,70	57,13
0,99	18,67	18,86	21,84	22,06	24,89	25,15	28,95	29,25	31,93	32,25	41,67	42,09
1,39	21,46	15,44	25,10	18,06	28,61	20,58	33,28	23,94	36,70	26,40	47,89	34,46
1,79	23,80	13,30	27,84	15,55	31,74	17,73	36,91	20,62	40,71	22,74	53,13	29,68
2,19	25,86	11,81	30,24	13,81	34,47	15,74	40,09	18,31	44,22	20,19	57,71	26,35
2,59	27,70	10,69	32,39	12,51	36,93	14,26	42,95	16,58	47,36	18,29	61,81	23,87
2,99	29,38	9,82	34,36	11,49	39,17	13,10	45,55	15,24	50,24	16,80	65,56	21,93
3,39	30,93	9,12	36,17	10,67	41,24	12,16	47,96	14,15	52,89	15,60	69,03	20,36
3,79	32,37	8,54	37,86	9,99	43,17	11,39	50,20	13,25	55,37	14,61	72,26	19,07
4,19	33,73	8,05	39,45	9,42	44,98	10,73	52,31	12,49	57,69	13,77	75,29	17,97
4,59	35,02	7,63	40,96	8,92	46,69	10,17	54,31	11,83	59,89	13,05	78,16	17,03
4,99	36,24	7,26	42,38	8,49	48,32	9,68	56,20	11,26	61,98	12,42	80,88	16,21
5,39	37,40	6,94	43,75	8,12	49,87	9,25	58,00	10,76	63,97	11,87	83,48	15,49
5,79	38,52	6,65	45,05	7,78	51,36	8,87	59,73	10,32	65,87	11,38	85,97	14,85
6,19	39,59	6,40	46,30	7,48	52,78	8,53	61,39	9,92	67,70	10,94	88,35	14,27
6,59	40,62	6,16	47,50	7,21	54,16	8,22	62,99	9,56	69,46	10,54	90,65	13,76
6,99	41,61	5,95	48,67	6,96	55,48	7,94	64,53	9,23	71,16	10,18	92,87	13,29
7,39	42,57	5,76	49,79	6,74	56,76	7,68	66,01	8,93	72,80	9,85	95,01	12,86
7,79	43,50	5,58	50,88	6,53	58,00	7,45	67,46	8,66	74,39	9,55	97,09	12,46
8,19	44,40	5,42	51,93	6,34	59,20	7,23	68,86	8,41	75,93	9,27	99,10	12,10
8,59	45,28	5,27	52,96	6,16	60,37	7,03	70,22	8,17	77,43	9,01	101,06	11,76
8,99	46,13	5,13	53,95	6,00	61,51	6,84	71,54	7,96	78,89	8,78	102,96	11,45

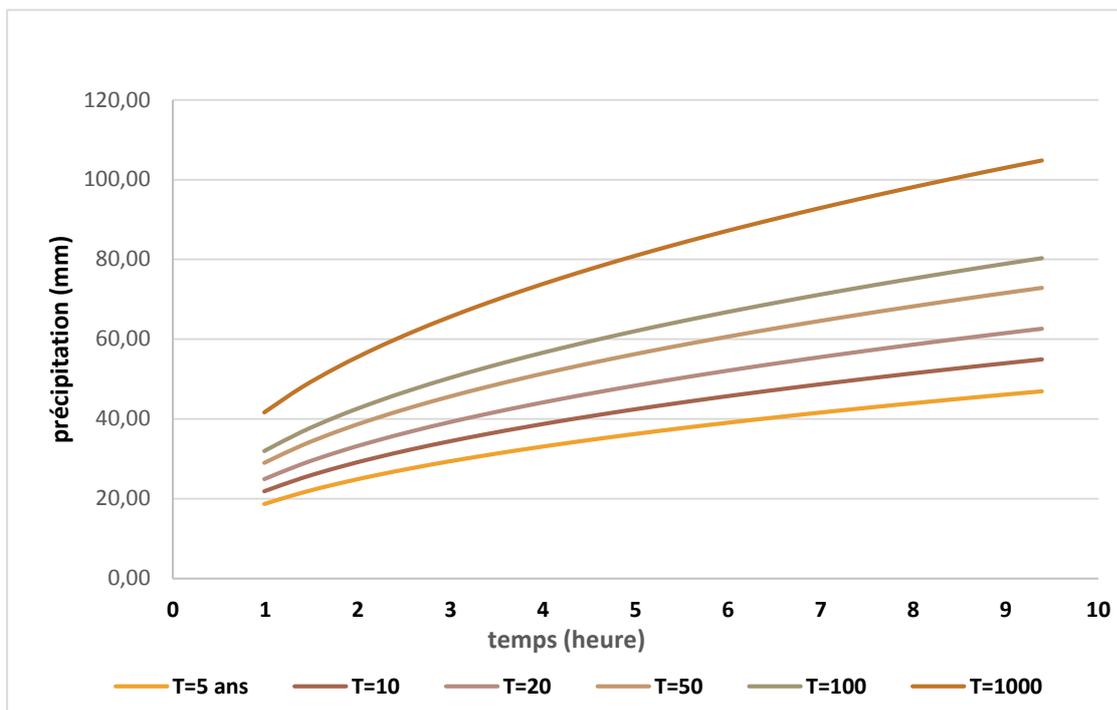


Figure III.13 Courbes des pluies de courte durée.

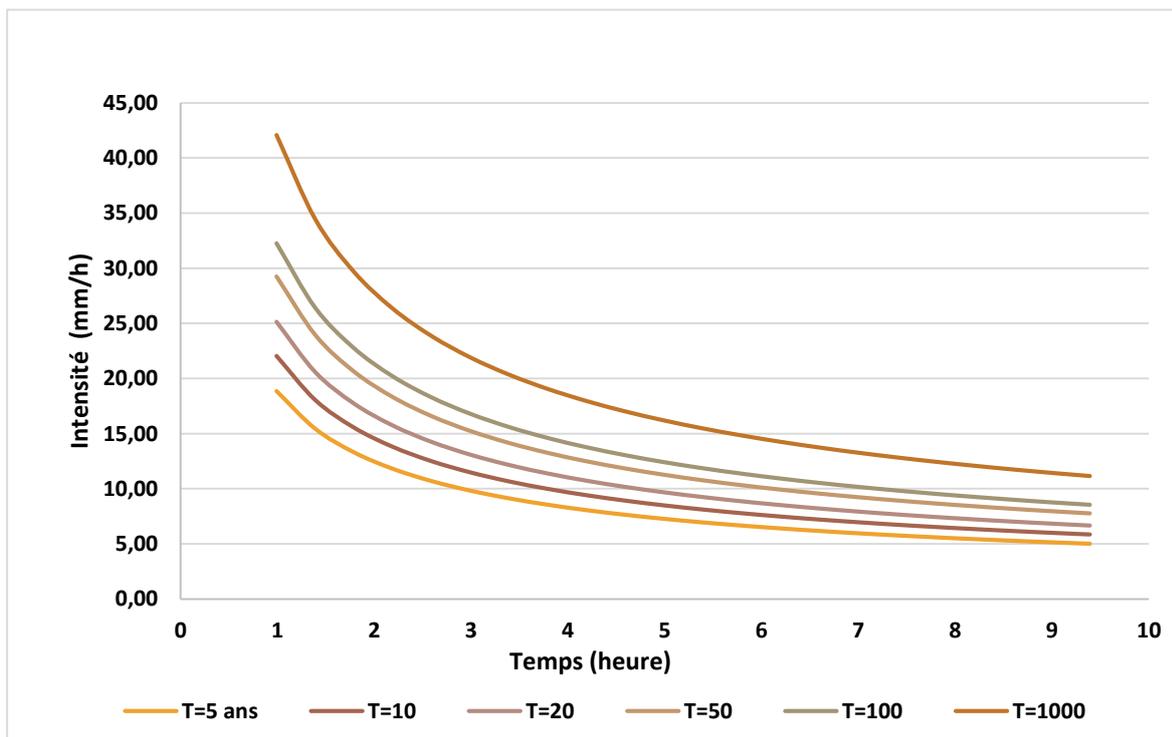


Figure III.14 Courbes des intensités de pluies de courte durée (idf).

III.2 Etudes des apports

III.2.1 Apport moyen interannuel A0 :

La détermination des apports est orientée de préférence vers les observations hydrométriques, lorsqu'elles existent sur le bassin versant propre du site à étudier, ou par analogie avec un bassin voisin. A défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basées sur la pluviométrie peuvent être utilisés. Ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.

$$Q=F(P-D) \dots\dots\dots (III.28)$$

Avec ;

Q : Débit annuel d'écoulement (apport). ; P : Précipitation moyenne annuelle.

D : Déficit qui englobe toutes les pertes du bilan hydrologique.

En l'absence de données hydrométriques au niveau de notre cours d'eau principal, les apports seront estimés à l'aide de deux approches :

- Les formules empiriques.
- Par analogie : en utilisant La série d'observations de la station hydrométrique d'un bassin présentant des similitudes avec notre bassin dans les caractéristiques.

a. Méthode analogique :

Tableau III.21 Caractéristique du Bassin versant choisi

Sous BV	NOM de l'oued	SURFACE	Périmètre	Longueur Total	Longueur Rectangle équivalent	Alt max	Alt moye	Alt min	IND COM	IND PEN	DEN DRA	COE TOR
BORDJ EL BAHRI	BAREK	37,00	24,00	14,00	7,00	832,00	323,00	67,00	1,10	0,29	2,80	15,40

Tableau III.22 Caractéristiques de la Station choisie

Station	Code	Source	Coordonnée		Année de service	N (ans)	Date de mise en marche
			X	Y			
OULED ALI	020627	A.N.R.H	552.85	371.55	1971-2012	42	01/01/1971

Apport moyen interannuel de la station A0=7.71 Mm³

Tableau III.23 Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	jan	fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Total
A (Mm ³)	0,53	0,26	0,47	0,95	1,72	1,48	1,01	0,74	0,39	0,04	0,01	0,01	7,71
Apport (%)	6,85	3,36	6,08	12,27	22,31	19,13	13,08	9,62	5,07	0,52	0,13	0,16	100,00

Pour la méthode analogique, nous allons calculer l'apport de notre bassin à l'aide de la relation suivante, pour tirer les apports moyens annuels de notre bassin versant à partir de la série d'observations de la station 020627

$$A_{site} = \frac{S_{bv}^{site}}{S_{bv}^{st}} \times A_{st} \dots\dots\dots (III.29)$$

Avec :

A_{site} : Apport moyen annuel estimé du site.

A_{st} : Apport moyen annuel de la station.

S_{bv}^{site} : Surface du bassin versant de notre site qui est de 1.005 Km²

S_{bv}st : Surface du bassin versant où se trouve la station qui est de 37 Km²

L'apport moyen annuel du site est de :

A0= 0.21 Mm³

Tableau III.24 Répartition mensuelle de l'apport moyen sur le site de l'étude (analogie)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avar	Mais	Juin	Juil.	Août	Total
A (Mm ³)	0,0144	0,0071	0,0128	0,0258	0,0468	0,0402	0,0275	0,0202	0,0106	0,0011	0,0003	0,0003	0,21
Apport (%)	6,8537	3,3600	6,0753	12,2698	22,3090	19,1312	13,0783	9,6225	5,0704	0,5223	0,1347	0,1565	100

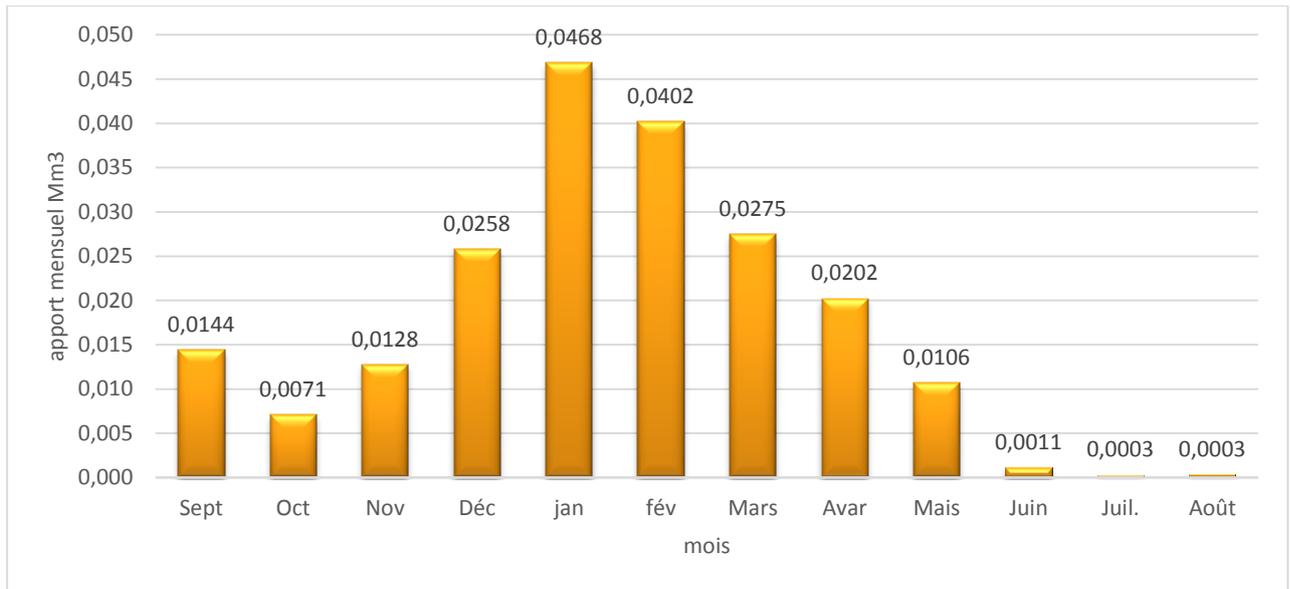


Figure III.15 Répartition mensuelle de l'apport moyen sur le site de l'étude

b. Les Formules empiriques

On utilise les formules empiriques les plus utilisées en Algérie pour estimer l'apport moyen, et qui donnent d'assez bons résultats.

➤ **Formule de l'ANRH**

$$A_0 = 0.915 \times P_{moy}^{2.684} \times S^{0.842} \dots\dots\dots (III.30)$$

Avec :

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

S : Superficie du bassin versant [km²].

$$A_0 = 0.29 \text{ Mm}^3$$

➤ **Formule de Medinguer**

$$A_0 = L_e \times S \dots\dots\dots (III.31)$$

Et

$$L_e = 1024 (P_{moy} - 0.26)^2 \dots\dots\dots (III.32)$$

Avec :

L : Lamme d'eau écoulee [mm].

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

S : Superficie du bassin versant [km²].

$$L_e = 162.96 \text{ m}; A_0 = 0.16 \text{ Mm}^3.$$

➤ **Formule de Turc**

$$A_0 = L_e \times S \dots\dots\dots (III.33)$$

et

$$L_e = P_{moy} - D \dots\dots\dots (III.34)$$

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm).

D : Déficit de l'écoulement (mm) :

$$D = \frac{P_{moy}}{0.9 + \left(\frac{P_{moy}}{L}\right)^2} \dots\dots\dots (III.35)$$

Tel que :

$$L = 300 + 25 T_{moy} + 0.05 T_{moy}^3 \dots\dots\dots (III.36)$$

Avec :

L : Variable théorique. ;

T_{moy} : Température moyenne annuel de l'air ; T=16°C.

$$L=750 ; D=394.12 \text{ mm} ; =264.81 \text{ mm} ; A_0=0.26 \text{ Mm}^3.$$

➤ **Formule de Samie**

$$A_0 = L_e \times S \dots\dots\dots (III.37)$$

Et

$$L_e = P_{moy}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (III.38)$$

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [m].; S: Superficie du bassin versant [km²].

L: Lamé d'eau écoulée [mm].

$$L_e=136.82m; A_0=0.14Mm^3.$$

Figure III.16 Récapitulatif des calculs des apports par les formules

Formule	Apport moyen annuel A_0 (Mm ³)
ANRH	0,29
DE MEDINGUER	0,16
DE TURC	0,26
DE SAMIE	0,14

Les résultats obtenus par les différentes méthodes sont variables d'une formule à l'autre, La moyenne des valeurs est de 0.21 Mm³. La formule qui nous a donné la valeur la plus proche de la moyenne est celle de TURC et de ce fait c'est cette formule qui sera choisie.

Donc **$A_0=0.26Mm^3$**

Tableau III.25 Répartition mensuelle de l'apport moyen (formule)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	jan	fév	Mars	Avar	Mais	Juin	Juil.	Août	Total
A Mm ³	0,01 1	0,022	0,040	0,037	0,036	0,031	0,026	0,027	0,022	0,004	0,001	0,002	0,260
A %	4,37 0	8,590	15,30 0	14,27 0	13,66 0	11,99 0	10,14 0	10,53 0	8,340	1,560	0,400	0,830	100,0 00

On obtient ces valeurs en utilisant la répartition mensuelle de la pluviométrie exprimée en pourcentage, et cela en faisant le produit du pourcentage pluviométrique de chaque mois par l'apport annuel retenu qui est de 0,26Mm³

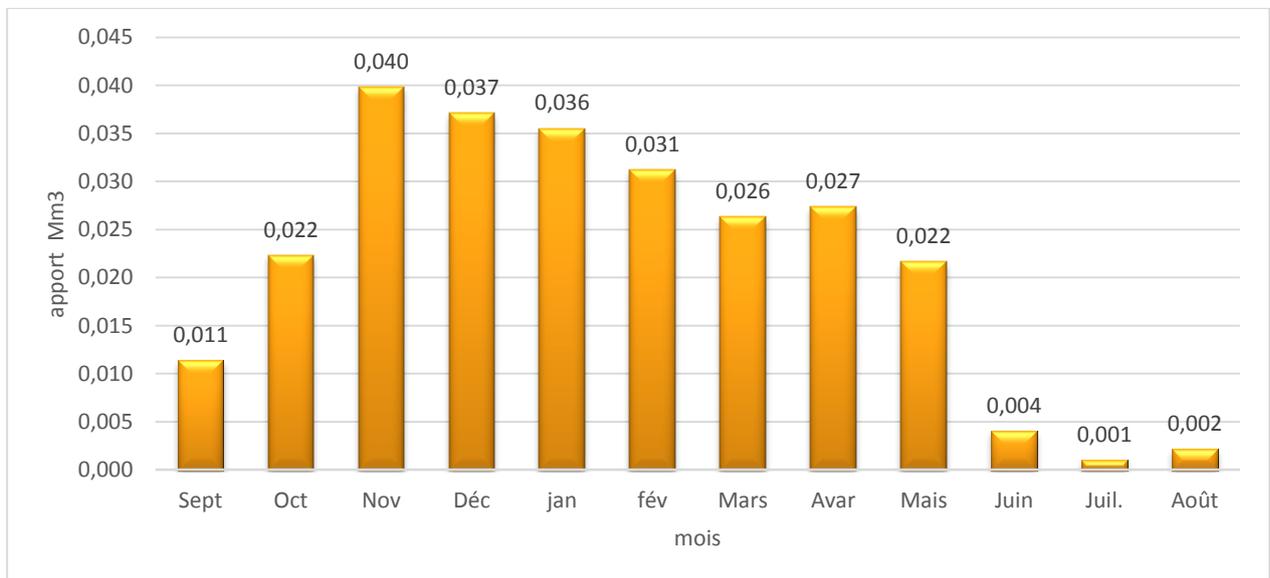


Figure III.17 Histogramme de répartition mensuelle de l'apport moyen(formule)

Conclusion :

Par la méthode de l'analogie nous avons obtenus un apport moyen de 0.21 Mm³. Alors qu'avec la méthode des formules empiriques nous obtenons un apport moyen de 0.26 Mm³
 On adopte comme valeur des apports : **A₀=0,21Mm³**

III.2.2 Caractéristiques de l'écoulement

a. Module de l'écoulement

Il est donné par : $Me = \frac{A0}{T}$ (III.39)

A0 : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes

$$Me=6.659l/s$$

b. Module de l'écoulement relatif

On a: $M0 = Me / S$ (III.40)

Me : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

$$M0= 6.626 l/s/Km^2$$

c. lame d'eau écoulée

$Le = A0/S$ (III.41)

$$Le=208.96mm$$

d. Coefficient de l'écoulement :

$Ce = Le / Pmoy$ (III.42)

$$Ce= 0.32$$

III.2.3 Les apports fréquentiels :

a. Méthode de l'analogie

On utilisera la même station que pour le calcul des apports annuel A0
Le calcul des apports fréquentiels se fait par l'ajustement de la série des apports rapportée au site.

❖ Ajustement de la série des apports rapportés à la loi NORMAL :

On fera cet ajustement avec le logiciel HYFRAN :
loi de probabilité absolument continue qui dépend de deux paramètres : son espérance, un nombre réel noté μ , et son écart type, un nombre réel positif noté σ .
La densité de probabilité de la loi normale est donnée par :

$$F(x)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{\mu^2}{2}} du \dots\dots\dots (III.43)$$

Avec $u=\frac{x-x0}{\sigma}$

Tableau III.26 Paramètres de la loi normale

Nombre d'observations	N=36	
Paramètres	Mu= 7.22222	Sigma= 7.60493
Quantiles	q = F(X) probabilité au non-dépassement,	T = 1/(1-q) période de retour,

Tableau III.27 Résultats de l'ajustement par la loi Normal

Période de retour (T)	Probabilité de fréquence (q)	XT (Mm3)	Ecart-type	Intervalle de confiance à 95%
10000,0	0,9999	35,5	3,61	28,4 - 42,6
2000,0	0,9995	32,2	3,25	25,9 - 38,6
1000,0	0,9990	30,7	3,08	24,7 - 36,8
200,0	0,9950	26,8	2,66	21,6 - 32,0
100,0	0,9900	24,9	2,47	20,1 - 29,8
50,0	0,9800	22,8	2,26	18,4 - 27,3
20,0	0,9500	19,7	1,96	15,9 - 23,6
10,0	0,9000	17,0	1,72	13,6 - 20,3
5,0	0,8000	13,6	1,48	10,7 - 16,5
3,0	0,6667	10,5	1,33	7,89 - 13,1
2,0	0,5000	7,22	1,27	4,74 - 9,71
1,4286	0,3000	3,24	1,35	0,583 - 5,89
1,2500	0,2000	0,823	1,48	-2,08 - 3,73
1,1111	0,1000	-2,53	1,72	-5,90 - 0,850
1,0526	0,0500	-5,29	1,96	-9,13 --1,45
1,0204	0,0200	-8,40	2,26	-12,8 --3,98
1,0101	0,0100	-10,5	2,47	-15,3 --5,64
1,0050	0,0050	-12,4	2,66	-17,6 --7,15
1,0010	0,0010	-16,3	3,08	-22,3 --10,2
1,0005	0,0005	-17,8	3,25	-24,2 --11,4
1,0001	0,0001	-21,1	3,61	-28,1 --14,0
10000,0	0,9999	35,5	3,61	28,4 - 42,6
2000,0	0,9995	32,2	3,25	25,9 - 38,6
1000,0	0,9990	30,7	3,08	24,7 - 36,8
200,0	0,9950	26,8	2,66	21,6 - 32,0
100,0	0,9900	24,9	2,47	20,1 - 29,8
50,0	0,9800	22,8	2,26	18,4 - 27,3
20,0	0,9500	19,7	1,96	15,9 - 23,6
10,0	0,9000	17,0	1,72	13,6 - 20,3
5,0	0,8000	13,6	1,48	10,7 - 16,5
3,0	0,6667	10,5	1,33	7,89 - 13,1
2,0	0,5000	7,22	1,27	4,74 - 9,71
1,4286	0,3000	3,24	1,35	0,583 - 5,89
1,2500	0,2000	0,823	1,48	-2,08 - 3,73
1,1111	0,1000	-2,53	1,72	-5,90 - 0,850
1,0526	0,0500	-5,29	1,96	-9,13 --1,45

1,0204	0,0200	-8,40	2,26	-12,8 --3,98
1,0101	0,0100	-10,5	2,47	-15,3 --5,64
1,0050	0,0050	-12,4	2,66	-17,6 --7,15
1,0010	0,0010	-16,3	3,08	-22,3 --10,2
1,0005	0,0005	-17,8	3,25	-24,2 --11,4
1,0001	0,0001	-21,1	3,61	-28,1 --14,0

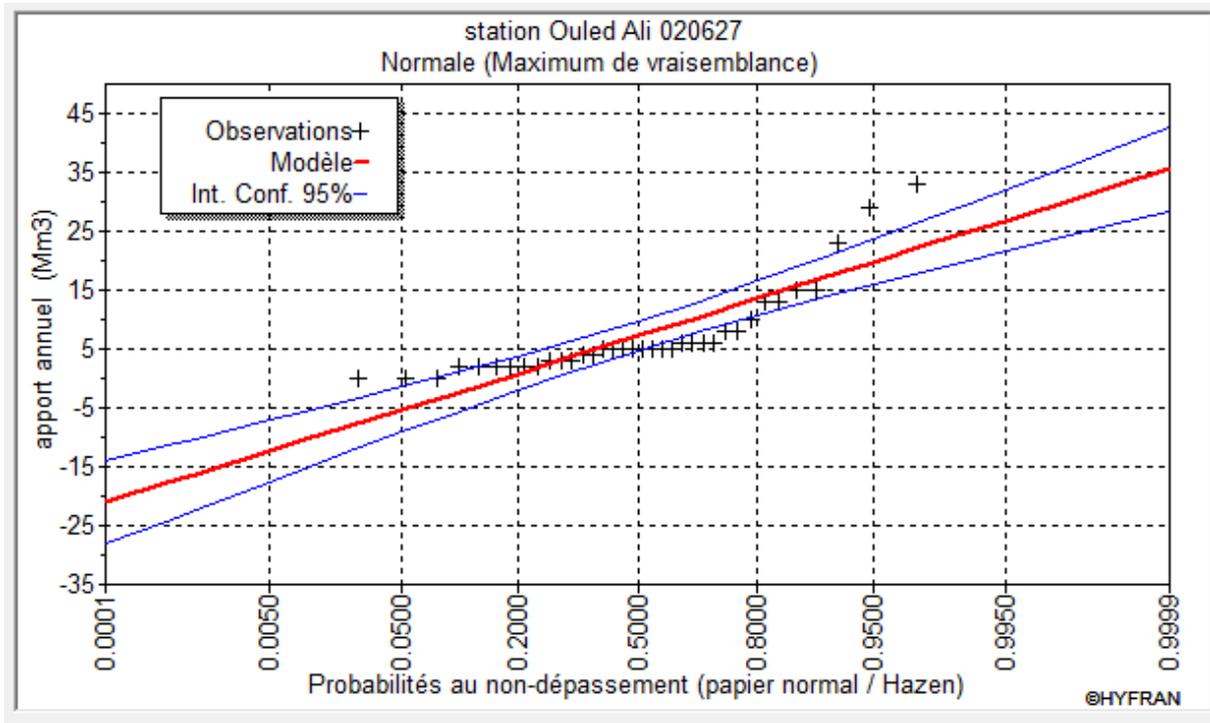


Figure III.18 Représentation graphique de l'ajustement à la loi de normal

Tableau III.28 Comparaison des caractéristiques de la loi Normal et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	0,00
Maximum	Aucun	33
Moyenne	7,22	7,22
Ecart-type	7,6	7,6
Médiane	7,22	5,00
Coefficient de variation (Cv)	1,05	1,05
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0,00	2,09
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3,00	6,25

L'apport annuel estimé à une probabilité de 80% de la station correspondant à la période de retour de 5 ans est de : 13.6 Mm³

D'après la loi d'analogie (III.29) on a : $A_{80\%}=0,37Mm^3$

❖ Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80% :

La répartition mensuelle de l'apport annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%}= 0,37Mm^3$

b. Avec les formules empiriques :

L'estimation fréquentielle des apports par l'application de l'équation de la loi Pearson III à laquelle s'ajustent les apports annuels, elle est donnée par la formule suivante :

$$A_{p\%}=A(F_{p\%}\times C_v+1) \dots\dots\dots (III.43)$$

Avec,

- $A_{p\%}$: Apport de fréquence donnée.
- A : Apport moyen annuel (Hm³). ;
- $F_{p\%}$: Fonction Rybkine-Foster en fonction de P%et Cs. ;
- Cs : Coefficient d'asymétrie ;
- C_v : Coefficient de variation.

Pour l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel, à on utilise les formules empiriques suivantes :

➤ Formule Algérienne

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

$$C_v=0.93\times\frac{K}{M_0^{0.23}} \dots\dots\dots (III.44)$$

Avec :

- K : Coefficient de réduction K= (0,25-1,00) ; on prend K=0,4.
- M₀: Module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

$C_v=0.74$

➤ Formule de Sokolovsky

$$C_v=0,78-0,29\log_{10}M_0-0,063\log_{10}(S+1) \dots\dots\dots (III.45)$$

Avec :

- M₀ : Module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).
- S : Surface du bassin versant (km²).

$C_v=0.82$

➤ **Formule de KristekyMenkel**

$$Cv = \frac{0.83}{S^{0.06} \times M^{0.27}} \dots \dots \dots (III.46)$$

Avec :

M0 : Module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

S : Surface du bassin versant (km²).

Cv=0,94.

➤ **Formule de Antonov**

$$Cv = \frac{0.7}{(S+1000)^{0.097}} \dots \dots \dots (III.47)$$

Cv=0.3

Tableau III.29 Récapitulatif des coefficients de variation Cv

Formule	Cv
Algérienne	0,74
Sokolovsky	0,82
KristekyMenkel	0,94
Antonov	0,36

La moyenne de ces valeurs est estimée à : 0.72

Donc on opte pour la formule Algérienne, car elle nous donne une valeur du coefficient la plus proche de la moyenne ; et donc :

Cs=2×C= 2×0.74=1.48

Cv=0.74

Tableau III.30 Les apports fréquentiels (formule empirique)

Période de retour	Fréquence %	Fp%	Ap%(Mm³)
5	80	0,69	0,317226
10	90	1,33	0,416682
20	95	1,95	0,51303
50	98	2,7	0,62958
100	99	2,39	0,581406

A80%=0.32 Mm³ ce qui se rapproche de la valeur trouvée par analogie

On utilisera par la suite le résultat de la méthode analogique c'est-à-dire que :

A80%=0,37Mm³

Tableau III.31 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80% (analogie)

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	jan	fév.	Mars	Avar	Mais	Juin	Juil.	Août	Total
A (80%)%	6,85	3,36	6,08	12,27	22,31	19,13	13,08	9,62	5,07	0,52	0,13	0,16	100,00
A (80%) Mm³	0,025	0,012	0,022	0,045	0,083	0,071	0,048	0,036	0,019	0,002	0,000	0,001	0,025

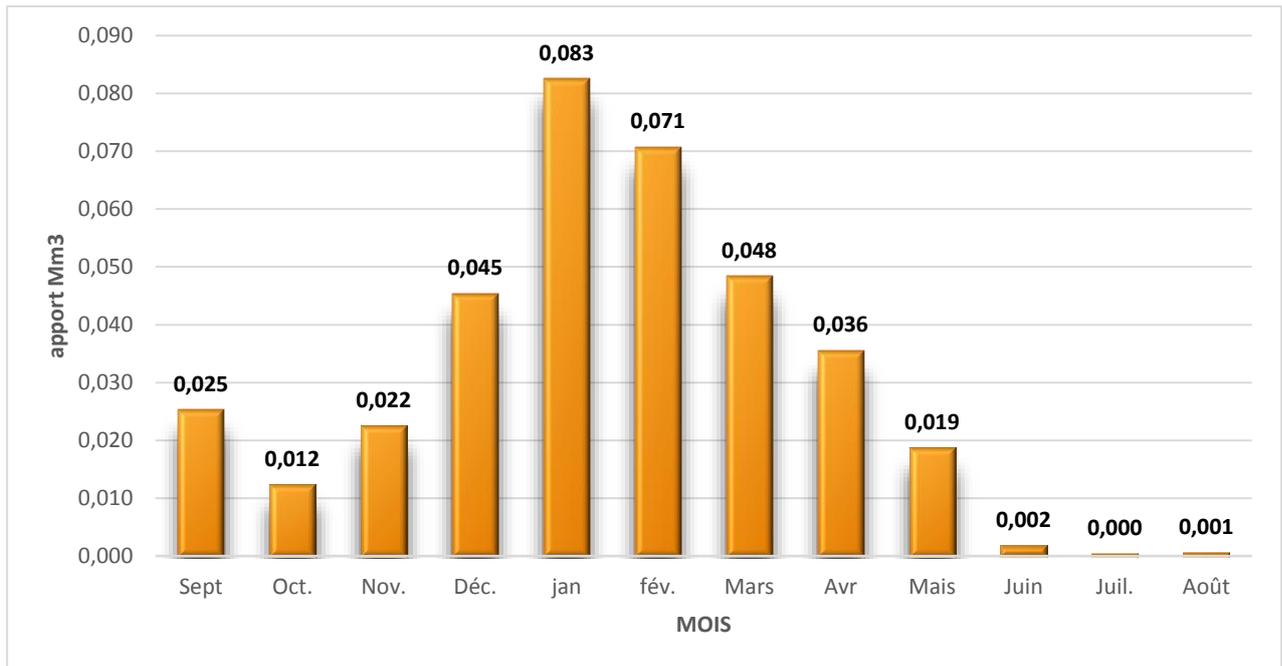


Figure III.19 Histogramme des répartitions mensuelles de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

III.2.4 Apport solide et détermination du volume mort

Ces apports solides dépendent de l'étendue du relief du bassin versant, de la résistance à l'érosion de sol, liée elle-même à la végétation par la présence des racines et à la nature géologique des roches et au régime des pluies et des températures.

Le manque de données de mesure des transports solides, nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet d'avoir l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide.

a. Apport solide en suspension

➤ Formule de Fournier

$$T_a = \frac{1}{36} \times \left(\frac{P^2}{P_a}\right)^{2.65} \times \left(\frac{h^2}{S}\right)^{0.46} \dots\dots\dots (III-48)$$

Avec,

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

P_a : Pluie moyenne annuelle en mm ;

P : Pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvieux ; ($P = 100.85$ mm)

h : Altitude à 45 % ($H_{max} - H_{min}$)=(280-46)*0.45=105.3m

S : Surface du bassin versant en Km² ;

$T_s=2837.22$ t/Km².an

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.6 \text{ T/m}^3$.

Le volume annuel est exprimé comme suit :

$$V_s = \frac{Ta \times S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III.49)$$

$$V_s = 1782.13 \text{ m}^3 / \text{an}$$

➤ **Formule de Tixeront (1960)**

Elle tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit comme suit :

$$T_s = \alpha L_e^{0.15} \dots\dots\dots (III.50)$$

Avec :

E_s : L'érosion spécifique en $\text{t/Km}^2 \cdot \text{an}$;

L_e : la lame écoulée en mm ;

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant,

Tableau III.32 Valeur de α en fonction de la perméabilité

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

Cette formule usuelle est appliquée pour estimer l'envasement annuel des retenues hydrauliques. Comparativement aux résultats obtenus par des campagnes bathymétriques sur des grands barrages algériens, cette méthode semble la mieux adéquate pour notre région caractérisée par un régime hydrologique fortement irrégulier. Elle s'exprime en fonction de la lame d'eau ruisselée selon que le terrain est perméable ou imperméable.

Etant donné que notre bassin est plus montagneux, renfermant près de 35-45 % de relief accidenté, l'estimation du taux d'abrasion est donnée ainsi :

$$T_s = (A1 * 75 + A2 * 350) L_e^{0.15}$$

$A1$ et $A2$ sont respectivement des proportions de surface perméables (80%) et imperméables (20%) du bassin,

$$T_s = 291.15 \text{ t/Km}^2 \cdot \text{a}$$

Compte tenu du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.6 \text{ T/m}^3$.

Le volume annuel est exprimé comme suit :

$$V_s = \frac{Ta \times S}{\gamma_s}$$

$$V_s = 182.06 \text{ m}^3/\text{an}$$

Tableau III.33 Récapitulatif du volume annuel moyen

Formule de	Taux d'abrasion	Volume annuel
Fournier	2837.22 t/Km ² .an	1782.13m ³ /an
Tixeront	291.15 t/Km ² .a	182.06 m ³ /an

Dans notre cas, nous optons pour la valeur de Tixeront $V_s=182.06 \text{ m}^3/\text{an}$

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. $V_{mort} = n.V_s$ (III.51)

n : période pendant laquelle la retenue est exploitable est généralement calculée pour une période de 10 à 50 ans. Prenons 15 ans.

Tableau III.34 Estimation du volume mort

N : nombre d'année (ans)	10	15	20	40	50
Volume mort (m ³)	1820.6	2730.9	3641.2	7282.4	9103

b. Apport solide par charriage

En général, le transport solide par charriage est estimé à (30 % à 40%) du transport solide en suspension. Prenons que le transport solide par charriage est égal à 35% de la totalité du transport solide en suspension.

Donc le transport solide par charriage = $63.72\text{m}^3/\text{an}=955.8\text{m}^3$ pour N=15 ans

Le volume mort total est estimé alors à $V_m=2730.9+955.8= 3683.7\text{m}^3=3.7*10^{-3}\text{Mm}^3$

Donc, le volume mort durant 15 ans de vie de la retenue sera estimé à $V_m=0.0037\text{Mm}^3$

III.3 ETUDE DES CRUES:

une crue est une forte augmentation ou un accroissement du débit ou de la hauteur d'eau en écoulement d'un cours d'eau

Leur étude est primordiale pour la sécurité de la retenue et a pour but l'estimation des débits de pointe fréquentiels et la détermination des hydrogrammes de crue.

Les paramètres définissant une crue sont :

- son débit maximum (débit de pointe).
- son volume.

- sa forme (l'hydrogramme de crue).
- son temps de base.

III.3.1 Détermination des débits maximaux fréquentiels

En l'absence de données pour les débits maximum Pour la détermination des débits de nous allons procéder en utilisant les formules empiriques

a. Formule de Mallet-Gauthier

$$Q_{max, p\%} = 2.K.log(1+20P_{moy}) \frac{S}{\sqrt{L}} \times \sqrt{1 + 4logT - logS} \dots\dots\dots (III.52)$$

Avec :

- $Q_{max, \%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).
- P_{moy} : Pluie moyenne interannuelle (m).
- S : Surface du bassin versant (Km²).
- L : Longueur du talweg principal (Km).
- K : constante dépendant des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin : 3<K<4 on prend K=3,5.
- T : Période de retour (an)

Tableau III.35 Débit max pour une fréquence voulue (mallet-gautier)

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000
Débit max (m ³ /s)	9,27	10,64	11,85	13,28	14,27	17,15

b. Formule de Possenti

$$Q_{max, p\%} = \frac{\mu.P_{max, j; p\%}.S}{L} \dots\dots\dots (III.53)$$

Avec :

- $P_{max, \%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée (m).
- S : Superficie du bassin versant (km²).
- μ : Coefficient 700< μ<800, on prend μ=750.
- L : Longueur du cours d'eau principal (Km).

Tableau III.36 Débit max pour une fréquence voulue (Possenti)

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000
Pmaxj (mm)	154	118	107	92	80.7	69
Débit max (m ³ /s)	40,03	30,67	27,81	23,91	20,98	17,93

c. Formule de Turraza

$$Q_{max,p\%} = \frac{C I t_c}{3.6} \times S \dots\dots\dots (II.54)$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant (Km²).

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

I_t: Intensité des pluies pour une fréquence donnée (mm/h).

Tableau III.37 Débit max pour une fréquence voulue (Turaza)

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence %	20	10	5	2	1	0,1
C	0,50	0,55	0,6	0,7	0,8	0,9
I _{tc} (mm/h)	4.46	2.88	3.36	3.83	4.92	6.42
Débit max (m ³ /s)	0,623	0,442	0,563	0,748	1,099	1,613

d. Formule de Sokolovsky

$$Q_{max, \%} = \frac{0.28(P_{tc} - H_0)\alpha.F.S}{T_m} \dots\dots\dots (III.55)$$

Avec :

P_t: Précipitation de probabilité P% correspondant au temps de concentration (mm).

T: Temps de concentration.

F : Coefficient de forme de la crue ; F=12/ (4+3. γ)

- Pour S<50 Km² on a γ=2.

- Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable 2≤γ≤2.5.

- Pour un bassin boisé 3≤γ≤4.

→ On prend γ=2 ; et donc F= 1.71.

H₀: Perte d'eau initiale, au Nord algérien H₀ =7 mm

S : Superficie du bassin (Km²).

α: Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée. $\alpha = \frac{\sqrt{P_{tc}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{tc}} + \sqrt{H_0}}$

Tableau III.38 Débit max pour une fréquence voulue (sokolovsky)

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence %	20	10	5	2	1	0,1
P _{tc} mm	12.74	14.9	16.99	19.76	21.79	28.44
α	0.15	0.19	0.22	0.25	0.28	0.34
Débit max (m ³ /s)	1,062	1,852	2,712	3,936	5,110	8,994

e. Formule de Giandotti

$$Q_{max, p\%} = \frac{C.S.htc,p\% \sqrt{h_{moy} - h_{min}}}{4\sqrt{S+1.5L}} \dots\dots\dots (III.56)$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant (Km²).

L : Longueur du talweg principal (Km).

h_{moy} : Altitude moyenne (m).

h_{min} : Altitude minimale (m).

htc, % : Lame d'eau précipitée pour une probabilité donnée et d'une durée égale au temps de concentration des eaux.

C : Coefficient topographique variant entre 66 et 166. On prend C=100.

Tableau III.39 Débit max pour une fréquence voulue (Giandotti)

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence %	20	10	5	2	1	0,1
Débit max (m ³ /s)	43,506	54,382	63,020	72,937	79,654	98,208

Tableau III.40 Récapitulatif des débits maximaux de crue

Formule	Période de retour					
	5	10	20	50	100	1000
Mallet-Gauthier	9,27	10,64	11,85	13,28	14,27	17,15
Possenti	40,03	30,67	27,81	23,91	20,98	17,93
Turraza	0,623	0,442	0,563	0,748	1,099	1,613
Sokolovsky	1,062	1,852	2,712	3,936	5,110	8,994
Giandotti	43,506	54,382	63,020	72,937	79,654	98,208
Moyenne	18,8982	19,5972	21,191	22,9622	24,2226	28,779

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

III.3.2 Construction de l'hydrogramme de crue probable

Pour tracé l'hydrogramme de crue, nous utiliserons la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques en deux équations paraboliques, calculé à partir des temps de montée et de la décrue.

❖ **Pour la montée de crue :**

$$Q_m = Q_{max} \left[\frac{T}{T_m} \right]^x \dots\dots\dots (III.57)$$

T_m : Temps de montée.

❖ Pour la décrue

$$Q_d = Q_{\max} \left(\frac{T_d - T}{T} \right)^Y \dots\dots\dots (III.58)$$

Avec :

Q_m : Débit instantané de la montée (m^3/s) ; Q_d : Débit instantané de la décrue (m^3/s) ;

T_m : Temps de la montée de la crue en heures ; T_d : Temps de la décrue en heures ;

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

X, Y : Puissance des courbes ;

X= 2 pour la montée de la crue.

Y= 3 pour la décrue.

- $T_m = T_c = 0.39h$ (pour les petits bassins versants), avec T_c qui est le temps de concentration du bassin versant (heures).

- $T_d = \delta * T_m$;

Où δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

Tableau III.41 Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

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

On prend $\delta=3$ $t_d = 3*0.39 = 1.17$ heures.

Tableau III.42 Valeurs des débits de crues en fonction du temps

Temps (h)	Période de retour (ans)					
	5	10	20	50	100	1 000
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,03	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
0,06	0,2	0,3	0,3	0,3	0,3	0,4
0,09	0,5	0,6	0,6	0,7	0,8	0,9
0,12	0,9	1,0	1,1	1,3	1,4	1,6
0,15	1,4	1,6	1,8	2,0	2,1	2,5
0,18	2,0	2,3	2,5	2,8	3,0	3,7
0,21	2,7	3,1	3,4	3,9	4,1	5,0
0,24	3,5	4,0	4,5	5,0	5,4	6,5
0,27	4,4	5,1	5,7	6,4	6,8	8,2
0,3	5,5	6,3	7,0	7,9	8,4	10,1

Chapitre III Etude hydrologique

0,33	6,6	7,6	8,5	9,5	10,2	12,3
0,36	7,9	9,1	10,1	11,3	12,2	14,6
0,39	9,3	10,6	11,9	13,3	14,3	17,2
0,42	7,09	8,14	9,06	10,16	10,91	13,12
0,45	6,51	7,47	8,32	9,33	10,02	12,04
0,48	5,96	6,84	7,62	8,54	9,18	11,03
0,51	5,45	6,25	6,96	7,80	8,39	10,08
0,54	4,96	5,70	6,34	7,11	7,64	9,18
0,57	4,51	5,17	5,76	6,46	6,94	8,34
0,6	4,08	4,68	5,22	5,85	6,28	7,55
0,63	3,68	4,23	4,71	5,27	5,67	6,81
0,66	3,31	3,80	4,23	4,74	5,09	6,12
0,69	2,96	3,40	3,79	4,25	4,56	5,48
0,72	2,64	3,03	3,38	3,79	4,07	4,89
0,75	2,35	2,69	3,00	3,36	3,61	4,34
0,78	2,07	2,38	2,65	2,97	3,19	3,83
0,81	1,82	2,09	2,33	2,61	2,80	3,37
0,84	1,59	1,82	2,03	2,28	2,45	2,94
0,87	1,38	1,58	1,76	1,98	2,12	2,55
0,9	1,19	1,36	1,52	1,70	1,83	2,20
0,93	1,02	1,17	1,30	1,46	1,56	1,88
0,96	0,86	0,99	1,10	1,23	1,33	1,59
0,99	0,72	0,83	0,92	1,04	1,11	1,34
1,02	0,60	0,69	0,77	0,86	0,93	1,11
1,05	0,49	0,57	0,63	0,71	0,76	0,91
1,08	0,40	0,46	0,51	0,57	0,61	0,74
1,11	0,32	0,36	0,41	0,45	0,49	0,59
1,14	0,25	0,28	0,32	0,36	0,38	0,46
1,17	0,19	0,22	0,24	0,27	0,29	0,35
1,2	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,26
1,23	0,10	0,12	0,13	0,15	0,16	0,19
1,26	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	0,13
1,29	0,05	0,05	0,06	0,07	0,07	0,09
1,32	0,03	0,03	0,04	0,04	0,04	0,05
1,35	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,03
1,38	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
1,41	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01
1,44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,47	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,53	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,56	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

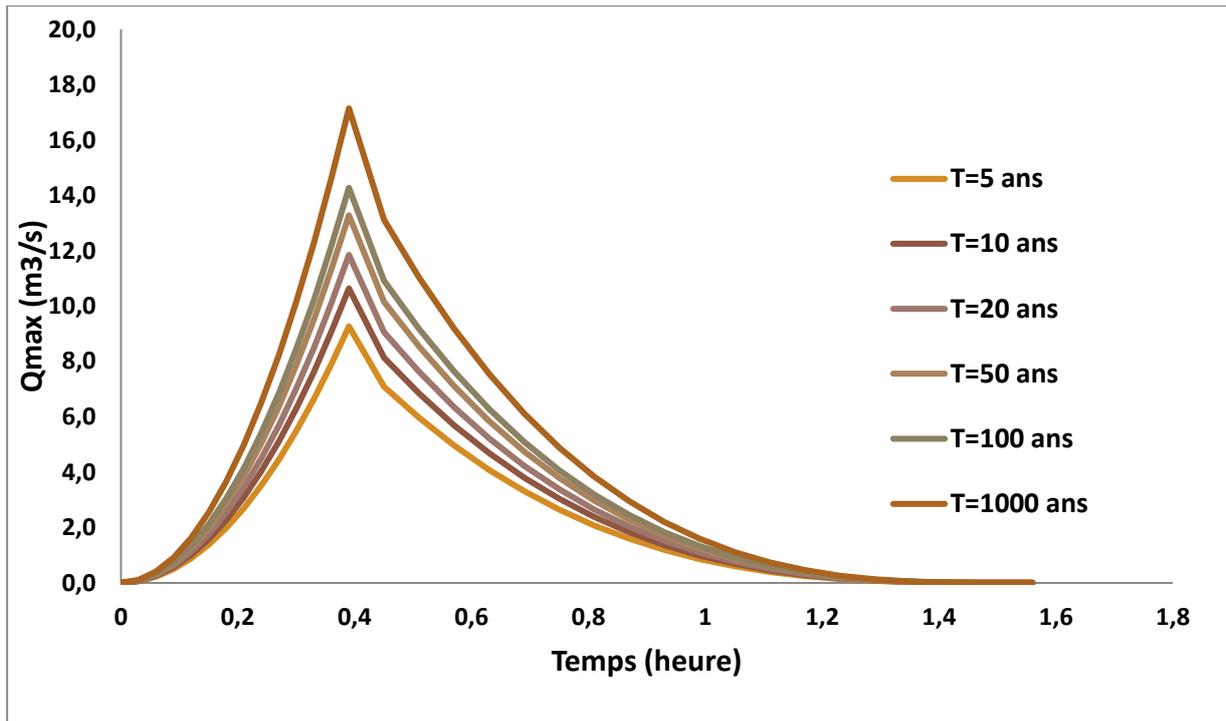


Figure III.20 Hydrogrammes des crues probables en fonction du temps selon méthode de sokolovsky

III.3.3 Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Le choix de la crue de ce projet dépend, essentiellement, de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent se produire à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Rappelons qu'une petite submersion d'un barrage en terre peut engendrer la rupture totale de celui-ci, contrairement aux barrages en béton où on peut faire des réparations lors du passage d'une crue exceptionnelle.

Donc notre choix doit se porter sur la variante qui satisfera les exigences techniques du milieu et qui soit la moins coûteuse possible tout en tenant compte des risques probables à l'aval. Alors, pour son estimation nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages (CNAGB).

Tableau III.43 Crue de projet recommandée

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Elevés : - Perte de vie -Dommage considérable	1/100000 à 1/10000
Importants : -Pas de perte de vie -Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles ; -Pas de perte de vie -Dommages légers	1/1000 à 1/100

Nous pouvons, aussi déterminé de la crue de projet en tenant compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations, superficie, perméabilité...).

On doit calculer l'indice global "Ig" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r$$

I_a : Représente le produit des indices mineurs (intensité des crues et difficultés topographiques).

I_d : Représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques.

I_r : Représente les risques.

- 1) Lorsque (I_g = 1), risque faible. Alors, on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.
- 2) Lorsque (I_g = 2), risque moyen. Alors, on dimensionne pour la crue centennale avec vérification de la crue cinquantennale.
- 3) Risque élevé et dans ce cas-là plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire

Tableau III.44 Choix de la crue de projet

Risque	Risque faible	Risque moyen (modère)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques Difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	Q _{max} (1%)+revanche	Q _{max} (1%) +revanche majorée avec vérification pour Q _{max} (0,1%) et Q _{max} (0,2%)	Q _{max} (0.1%)

Pour notre cas, nous pouvons considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé, par conséquent on accepte un risque moyen ($I_g = 2$) et on opte pour la crue centennale. Cela veut dire que dans les deux classifications, on opte pour une période de retour de 100 ans ce qui correspond à une fréquence de 1%

Donc, pour un débit qui vaut $Q_{1\%} = 14,27 \text{ (m}^3/\text{s)}$

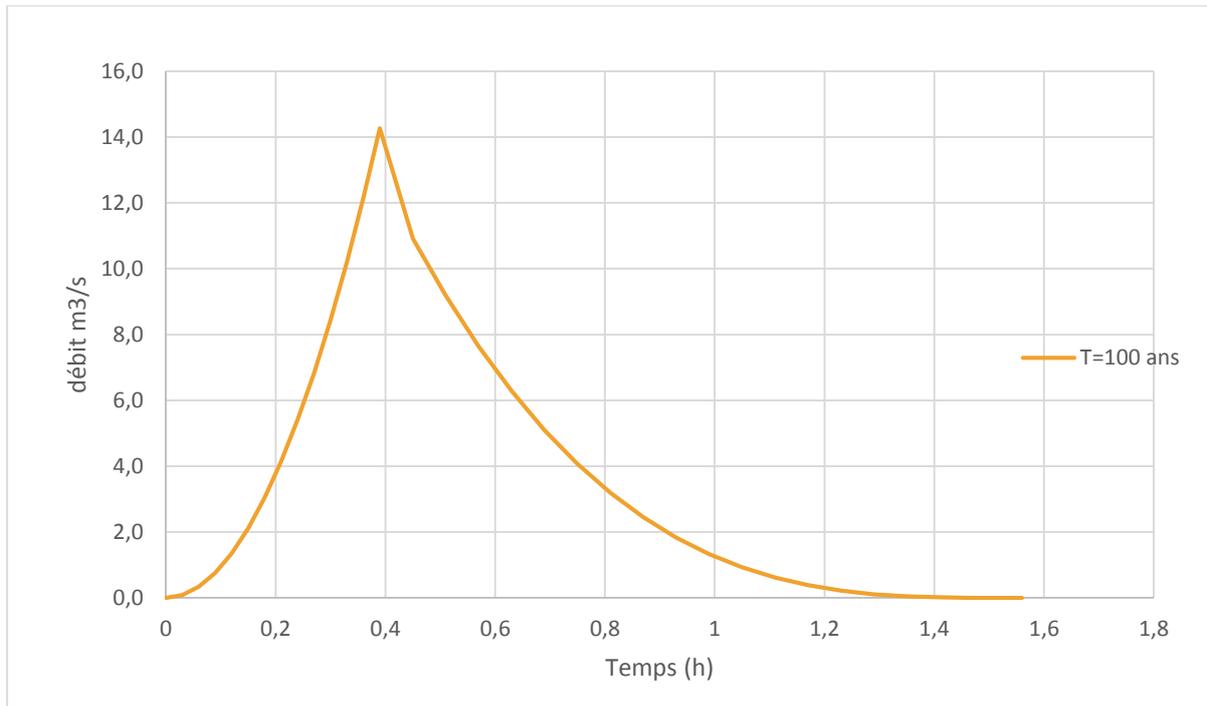


Figure III.21 Hydrogramme de la crue de projet à une période de retour centennial

III.4 Bathymétrie de la cuvette (courbes caractéristiques)

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times \Delta H \dots\dots\dots (III.59)$$

Avec,

S_i : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m^2 .

S_{i+1} : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m^2 .

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

ΔV : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm^3 .

$$\Delta V_1 = \frac{2}{3} \times S_{moy} \times \Delta H \dots\dots\dots (III.60)$$

Tableau III.45 Coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface

Cotes(m)	S(Km2)	Smoy	H	V(Mm3)	VCumulé(Mm3)	Cotes(m)
	m	m	m²	m²	m³	m³
1	46	0	0	0	0	0
2	47	1	923	461.5	461.5	461.5
3	48	1	3310	2116.5	2116.5	2578
4	49	1	7360	5335	5335	7913
5	50	1	12560	9960	9960	17873
6	51	1	17950	15255	15255	33128
7	52	1	22720	20335	20335	53463
8	53	1	28090	25405	25405	78868
9	54	1	33633	30861.5	30861.5	109729,5
10	55	1	39200	36416.5	36416.5	146146
11	56	1	45500	42350	42350	188496
12	57	1	52500	49000	49000	237496
13	58	1	59150	55825	55825	293321
14	59	1	65796	62473	62473	355794
15	60	1	73275	69535.5	69535.5	425329,5
16	61	1	81082	77178.5	77178.5	502508
17	62	1	89020	85051	85051	587559
18	63	1	96720	92870	92870	680429
19	64	1	104820	100770	100770	781199
20	65	1	112750	108785	108785	889984

III.4.1 Courbe Topographique (Surface-hauteur)

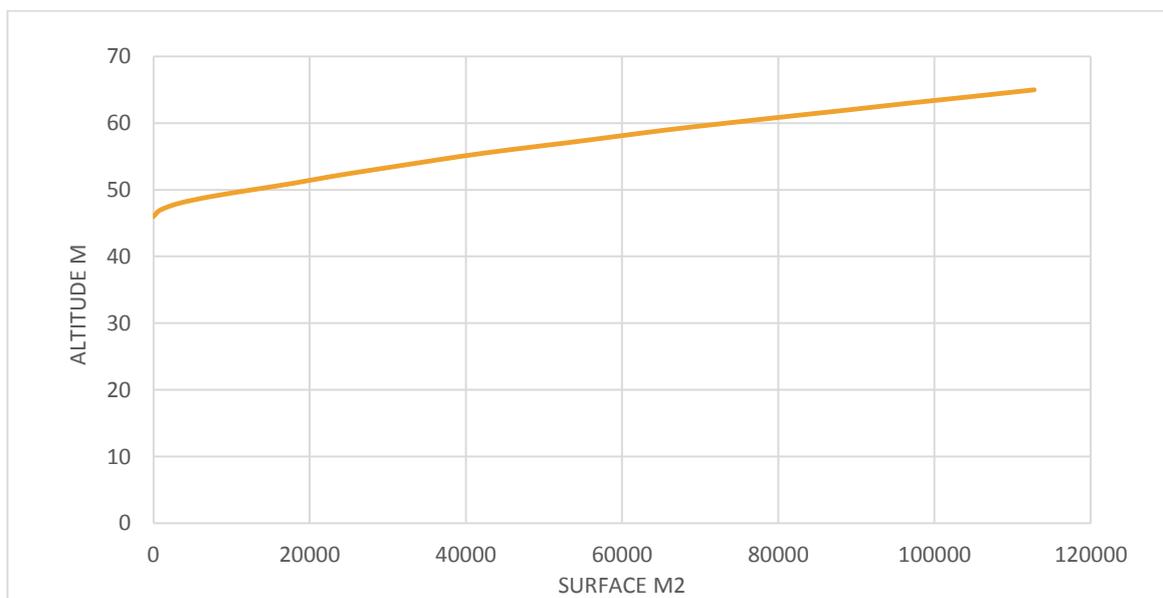


Figure III.22 Courbe surface - hauteur

III.4.2 Courbe volumétrique (Capacité-hauteur)

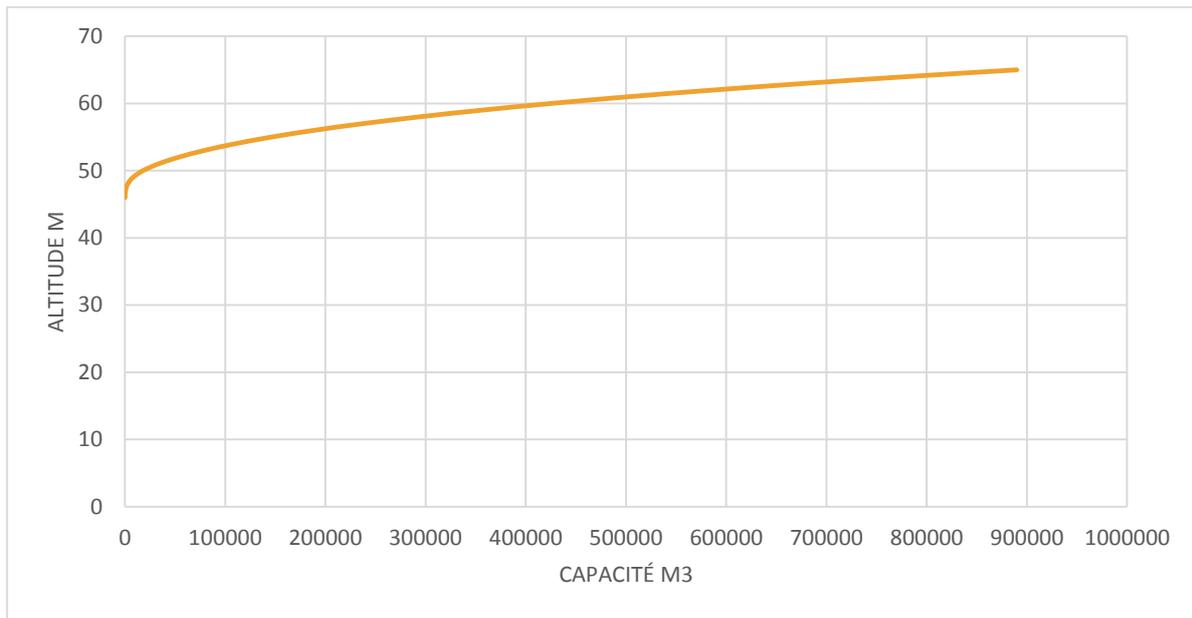


Figure III.23 Courbe capacité - hauteur

III.5 Régularisation des débits :

III.5.1 Détermination des besoins

Les valeurs des besoins en eau destinée à l'irrigation pour des cultures maraîchères sous forme de normes d'irrigation ont été ramenées de l'INA (Institut National d'Agronomie), pour les plateaux littoraux,

Tableau III.46 Répartition des besoins mensuelles

Besoins en eau m ³ /ha	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
	385	606	988	1402	1124	574	0	365	595	582	457	187	7265
Besoin en eau en m3	7700	12120	19760	28040	22480	11480	2000	7300	11900	11640	9140	3740	145300



Figure III.24 Zone potentielle d'irrigation (représentée en vert) en rive gauche du site de l'affluent d'oued corso

Nos apports sont supérieurs aux besoins, donc on opte pour une régularisation saisonnière.

III.5.2 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

❖ Calcul du volume utile

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation. C'est-à-dire à la côte du niveau normal de la retenue NNR.

Pour calculer le volume utile du barrage, nous avons besoin de :

- L'apport annuel A80%.
- Les besoins.
- Le volume mort de la retenue.
- Le calcul de la régularisation qui est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

Procédé de calcul

- Détermination de la période de bonne hydraulicité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.

- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période de bonne hydraulicité est celle du mois de Novembre jusqu'au mois d'Octobre.

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

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final.

V_{ri} : Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

Tableau III.47 Fonctionnement de la retenue (sans pertes)

Mois	A(80%) m3	U20% m3	W-U	
Septembre	25000	11900	13100	
Octobre	12000	11640	360	
Novembre	22000	9140	12860	$V_s=237960$
Décembre	45000	3740	41260	
Janvier	83000	7700	75300	
Février	71000	12120	58880	
Mars	48000	19760	28240	$V_d=21260$
Avril	36000	28040	7960	
Mai	19000	22480	-3480	
Juin	2000	11480	-9480	
Juillet	0	2000	-2000	
Août	1000	7300	-6300	

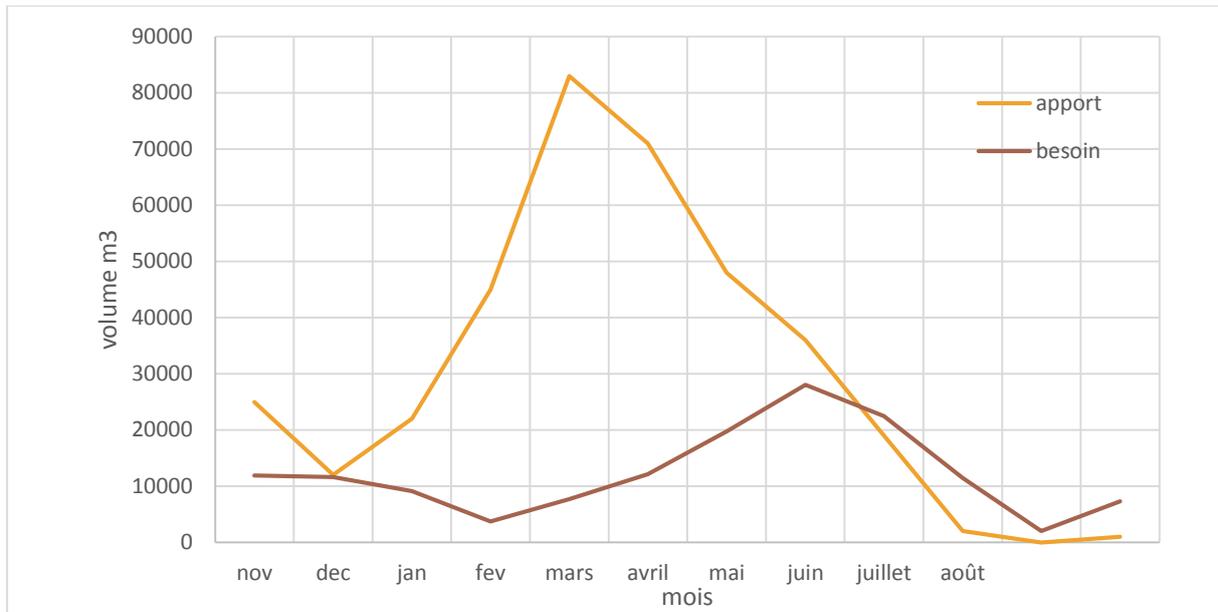


Figure III.25 Fonctionnement de la retenue (sans pertes)

On $V_s > V_d$ donc notre retenue fonctionne à un seul temps et

D'où : $V_u = V_d = 21260 \text{ m}^3 = 0.021 \text{ Mm}^3$

Alors :

Le volume de la retenue normale sera : $V_{NNR} = V_u + V_m$

D'où :

$V_{NNR} = V_m + V_u = 3683.7 + 21260 = 24943.7 \text{ m}^3 = 0.0249 \text{ Mm}^3$

❖ Régularisation

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution, s'appelle temps de fonctionnement. A ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

- **Première consigne d'exploitation :** Elle consiste à remplir le barrage, lors des crues, jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR). Ensuite restituer l'excédent d'eau qui est déversée par l'évacuateur de surface.

Le niveau de remplissage initial est fixé au remplissage final qui est déterminé pour chaque mois, en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.

- **Deuxième Consigne d'exploitation :** Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface.

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

Tableau III.48 Régularisation saisonnière sans pertes

	A (m ³)	U(m ³)	A-U(m ³)	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
				Vrf	Vri	S(m ³)	Vri	Vrf	S(m ³)
Mois				16783,7	3683,7		-9416,3	3683,7	13100
Septembre	25000	11900	13100		16783,7		3323,7	3683,7	360
Octobre	12000	11640	360	17143,7	17143,7		-9176,3	3683,7	12860
Novembre	22000	9140	12860	30003,7	24943,7	5060	-37576,3	3683,7	41260
Décembre	45000	3740	41260	66203,7	24943,7	41260	-71616,3	3683,7	75300
Janvier	83000	7700	75300	100243,7	24943,7	75300	-55196,3	3683,7	58880
Février	71000	12120	58880	83823,7	24943,7	58880	-11256,3	3683,7	14940
Mars	48000	19760	28240	53183,7	24943,7	28240	16983,7	16983,7	
Avril	36000	28040	7960	32903,7	24943,7	7960	24943,7	24943,7	
Mai	19000	22480	-3480	21463,7	21463,7		21463,7	21463,7	
Juin	2000	11480	-9480	11983,7	11983,7		11983,7	11983,7	
Juillet	0	2000	-2000	9983,7	9983,7		9983,7	9983,7	
Août	1000	7300	-6300	3683,7	3683,7		3683,7	3683,7	
						S=216700			S=216700

III.5.3 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

a. Estimation des pertes

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

➤ Pertes par évaporation :

Nous avons : $V_{ep} = S_{moy} * E_s$ (III.60)

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

V_{moy} : volume moyen.

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \dots\dots\dots (III.61)$$

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

➤ Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (III.62)$$

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

δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette (perméabilité)

Dans notre cas, on a un sol moyennement perméable) alors on opte pour un coefficient δ égale à 1

V_{moy} : Volume moyen

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

Tableau III.49 Estimation des pertes

Mois	Vmoy (m3)	S moy (m2)	Es(mm)	Vev (m3)	V inf (m3)	Pertes (m3)
Septembre	10233,7000	9648,3009	68,5000	660,9086	102,3370	763,2456
Octobre	16963,7000	11038,1788	53,9000	594,9578	169,6370	764,5948
Novembre	23573,7000	12412,0920	46,4000	575,9211	235,7370	811,6581
Décembre	48103,7000	17587,1307	63,7000	1120,3002	481,0370	1601,3372
Janvier	83223,7000	25205,8085	93,6000	2359,2637	832,2370	3191,5007
Février	92033,7000	27155,6883	128,6000	3492,2215	920,3370	4412,5585
Mars	68503,7000	21982,5298	159,6000	3508,4117	685,0370	4193,4487
Avril	43043,7000	16509,7821	178,5000	2946,9961	430,4370	3377,4331
Mai	27183,7000	13166,1334	180,7000	2379,1203	271,8370	2650,9573
Juin	16723,7000	10988,4583	165,5000	1818,5898	167,2370	1985,8268
Juillet	10983,7000	9802,7422	136,5000	1338,0743	109,8370	1447,9113
Août	6833,7000	8949,5780	101,1000	904,8023	68,3370	973,1393

❖ Calcul du volume utile

Tableau III.50 Fonctionnement De La Retenue (Avec Pertes)

Mois	A (m3)	P (m3)	U (m3)	W-U	
Septembre	25000	163,2456131	11900	12936,75439	Vs=223644,2232
Octobre	12000	164,5948358	11640	195,4051642	
Novembre	22000	211,6580685	9140	12648,34193	
Décembre	45000	1001,337223	3740	40258,66278	
Janvier	83000	2591,500674	7700	72708,49933	
Février	71000	3812,558509	12120	55067,44149	
Mars	48000	3593,448748	19760	24646,55125	
Avril	36000	2777,4331	28040	5182,5669	
Mai	19000	1050,957308	22480	-4530,957308	
Juin	2000	1085,826844	11480	-10565,82684	
Juillet	0	147,9113139	2000	-2147,911314	
Août	1000	173,1393364	7300	-6473,139336	

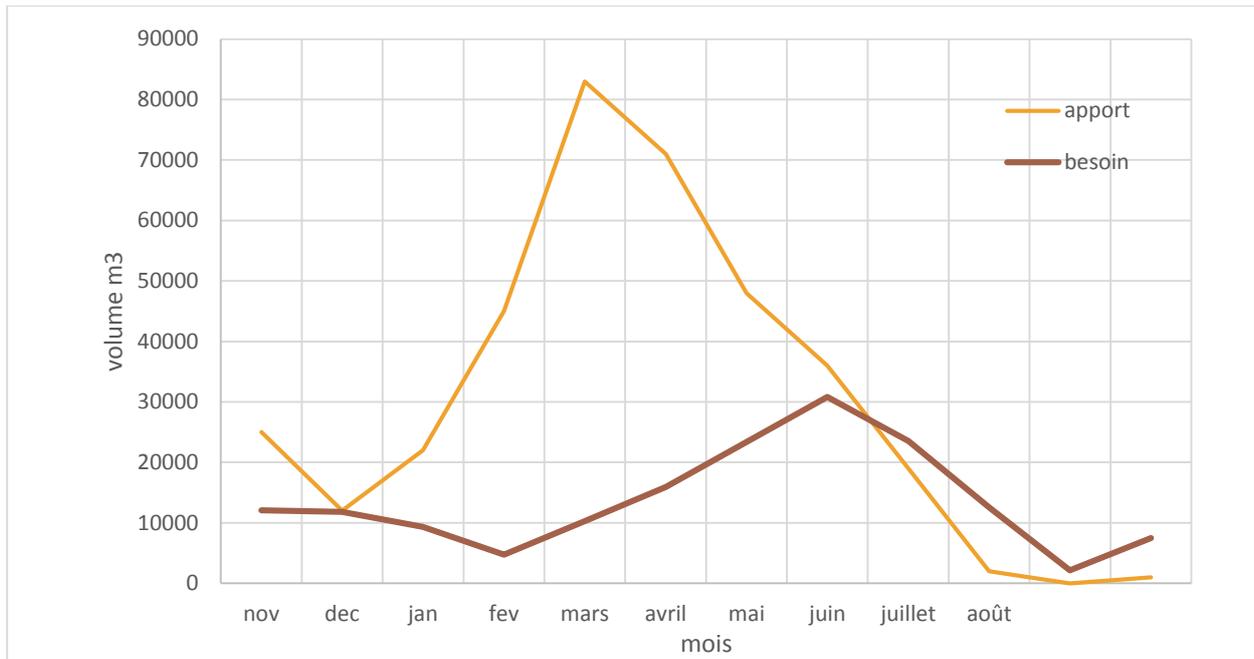


Figure III.26 Fonctionnement de la retenue (avec pertes)

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ D'où : $V'_u = V_d$ Alors :

$$V'_u = 23717.83 = 0.023 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V'_{NNR} = V'_u + V_m$$

D'où :

$$V'_{NNR} = V_m + V'_u = 3683.7 + 23717.83 = 27401.53 \text{ m}^3 = 0.027 \text{ Mm}^3$$

b. Régularisation

Tableau III.51 Régularisation saisonnière avec pertes

	A (m ³)	P(m ³)	U(m ³)	A-U(m ³)	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
					Vrf	Vri	S(m ³)	Vri	Vrf	S(m ³)
Mois					16620,45	3683,70		-9253,05	3683,70	12936,75
Septembre	25000,00	163,25	11900,00	12936,75		16620,45		3488,29	3683,70	195,41
Octobre	12000,00	164,59	11640,00	195,41	16815,86	16815,86		-8964,64	3683,70	12648,34
Novembre	22000,00	211,66	9140,00	12648,34	29464,20	27401,53	2062,67	-36574,96	3683,70	40258,66
Décembre	45000,00	1001,34	3740,00	40258,66	67660,19	27401,53	40258,66	-69024,80	3683,70	72708,50
Janvier	83000,00	2591,50	7700,00	72708,50	100110,03	27401,53	72708,50	-51383,74	3683,70	55067,44
Février	71000,00	3812,56	12120,00	55067,44	82468,97	27401,53	55067,44	-2427,58	3683,70	6111,28
Mars	48000,00	3593,45	19760,00	24646,55	52048,08	27401,53	24646,55	22218,97	22218,97	
Avril	36000,00	2777,43	28040,00	5182,57	32584,10	27401,53	5182,57	27401,53	27401,53	
Mai	19000,00	1050,96	22480,00	-4530,96	22870,57	22870,57		22870,58	22870,58	
Juin	2000,00	1085,83	11480,00	-10565,83	12304,75	12304,75		12304,75	12304,75	
Juillet	0,00	147,91	2000,00	-2147,91	10156,83	10156,83		10156,84	10156,84	
Août	1000,00	173,14	7300,00	-6473,14	3683,70	3683,70		3683,70	3683,70	
							S=199926,39			S=199926,39

❖ Estimation de l'erreur :

On a :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u = 0.05 = 5\%$$

Pour une erreur de l'ordre de 5%, on admet le volume utile égale à

$$V_u = 23717.83 \text{ m}^3 = 0.0213 \text{ Mm}^3, \text{ et donc } V_{NNR} = 27401.53 \text{ m}^3 = 0.0274 \text{ Mm}^3$$

ce qui nous donne une côte normale de la retenue égale à :

$$\text{NNR} = 50.5 \text{ m NGA}$$

III.6 Laminage de crue

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

$$Qdt = q \cdot dt + S \cdot dt \dots\dots\dots (III.63)$$

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 :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots (III.64)$$

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

III.6.1 Méthode de Muskingum (Fread., 1993)

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

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

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA(S_0 - S_f) + q \frac{Q}{A} \dots \dots \dots \text{(III.65)}$$

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

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \dots \dots \dots \text{(III.66)}$$

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

La signification des cinq termes de l'équation (III.65) est la suivante :

- Le terme 1 représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. A titre d'exemple, si le débit de crue augmente de 1 m³ /s à 2m³ /sen une heure, ce terme vaut (1 m³ /s - 2m³ /s) / 3600s =0 ,000277m³ /s. L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.
- Le terme 2 représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.
- Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x.
- Le terme 4 exprime les forces de gravité (S₀) et les forces de frottement (S_f). e) Le terme 5 exprime l'apport ou ma perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

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

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

$$S_0 = S_f \dots \dots \dots \text{(III.67)}$$

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

$$I - O = \frac{ds}{dt} \dots \dots \dots \text{(III.68)}$$

Avec :

I désigne le débit d'entrée Q_E .

O désigne le débit de sortie Q_S .

S désigne l'emmagasinement d'eau dans le tronçon.

Cette équation exprime tout simplement le principe de conservation de la masse le taux de variation de l'emmagasinement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant.

b. Méthode de Muskingum

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t_1 et t_2 , l'équation précédente

s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I \cdot dt - \int_{t_1}^{t_2} O \cdot dt \dots\dots\dots (III.69)$$

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

$$S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \Delta t \dots\dots\dots (III.70)$$

La résolution du problème consiste à déterminer O_1 et O_2 , connaissant I_1 et I_2
L'équation 32 ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emmagasinement pour déterminer S_1 et S_2 .

c. Principe de la méthode de solution

Le laminage à travers un réservoir est dû à la restriction qui limite le débit de sortie lorsque l'évacuation s'opère par le fond, à travers une vanne ou un orifice. Dans le cas d'un barrage-déversoir de grande surface, le débit d'entrée ne produit qu'une faible variation de la hauteur d'eau.

C'est justement cette hauteur dans le réservoir qui gouverne le débit de sortie qui se voit ainsi laminé. Lorsque le déversoir est muni d'une contraction latérale, le laminage est encore plus prononcé.

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation III.31 s'applique encore. Elle peut être réécrite :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \dots\dots\dots (III.71)$$

S_1 et O_1 sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue, S_1 et O_1 sont connus à cause de la récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

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

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe

caractéristique $\frac{2s}{Dt} + O = f(O)$.

Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir. Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.

Comme il sera démontré dans les deux prochains paragraphes, le stockage S et le débit de sortie dépendent de la profondeur h dans le réservoir. On se donne arbitrairement un certain nombre de valeurs de h pour couvrir adéquatement les plages de variation en période de crue et on construit le tableau suivant :

Tableau III.52 Valeurs de h et les plages de variation en période de crue

H1	S1	O1	$2S_1 /Dt + O_1$
H2	S2	O2	$2S_2 /Dt + O_2$
H3	S3	O3	$2S_3 /Dt + O_3$
...	
Hn	Sn	On	$2S_n /Dt + O_n$

Les deux dernières colonnes du tableau permettent de tracer la fonction cherchée : $f(O) = \frac{2S}{Dt} + O$.

d. Calcul du débit de sortie

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

1) Evacuation à surface libre par un déversoir (figure 111.27). Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :

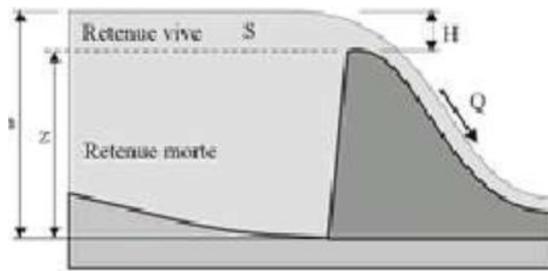


Figure III.27 Evacuateur a surface libre (wikibarding,2000)

$$Q = CBH^{3/2} = CB (h - z)^{3/2} \dots\dots\dots(III .72)$$

Avec :

C : une constante qui tient compte de la forme du déversoir

B : est la largeur de déversoir

H : est la charge au-dessus de la crête z en avant du déversoir.

h : est la profondeur d'eau en amont du déversoir.

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

$$Q = mA\sqrt{2gh} \dots\dots\dots(III.73)$$

Avec,

m : constante de débit ; A : section d'écoulement

h: hauteur d'eau à partir du centre de la section d'écoulement jusqu'à la surface libre.

e. Calcul du volume stocké

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

$$S = Ah \dots\dots\dots(III.74)$$

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

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

$$S = a_0 + a_1h + a_2h^2 + a_3h^3 + \dots + a_nh^n \dots\dots\dots(III.75)$$

Les coefficients a1, a2, a3, an qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges.

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

f. Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir b=14m

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q = mb\sqrt{2g}H^{3/2} \dots\dots\dots (III.76)$$

Pour b=14m et m =0.48 : $Q = 29.77 H^{3/2}$

La courbe capacité —hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire avec un coefficient de corrélation $r = 1$ entre les altitudes 50m NGA et 53m NGA.

$$V(m^3) = 15255 \times H - 744877 \text{ pour } H \text{ entre } 50 \text{ et } 51 \text{ m}$$

$$V(m^3) = 20335 \times H - 1003957 \text{ pour } H \text{ entre } 51 \text{ et } 52 \text{ m}$$

$$V(m^3) = 25405 \times H - 1267597 \text{ pour } H \text{ entre } 52 \text{ et } 53 \text{ m}$$

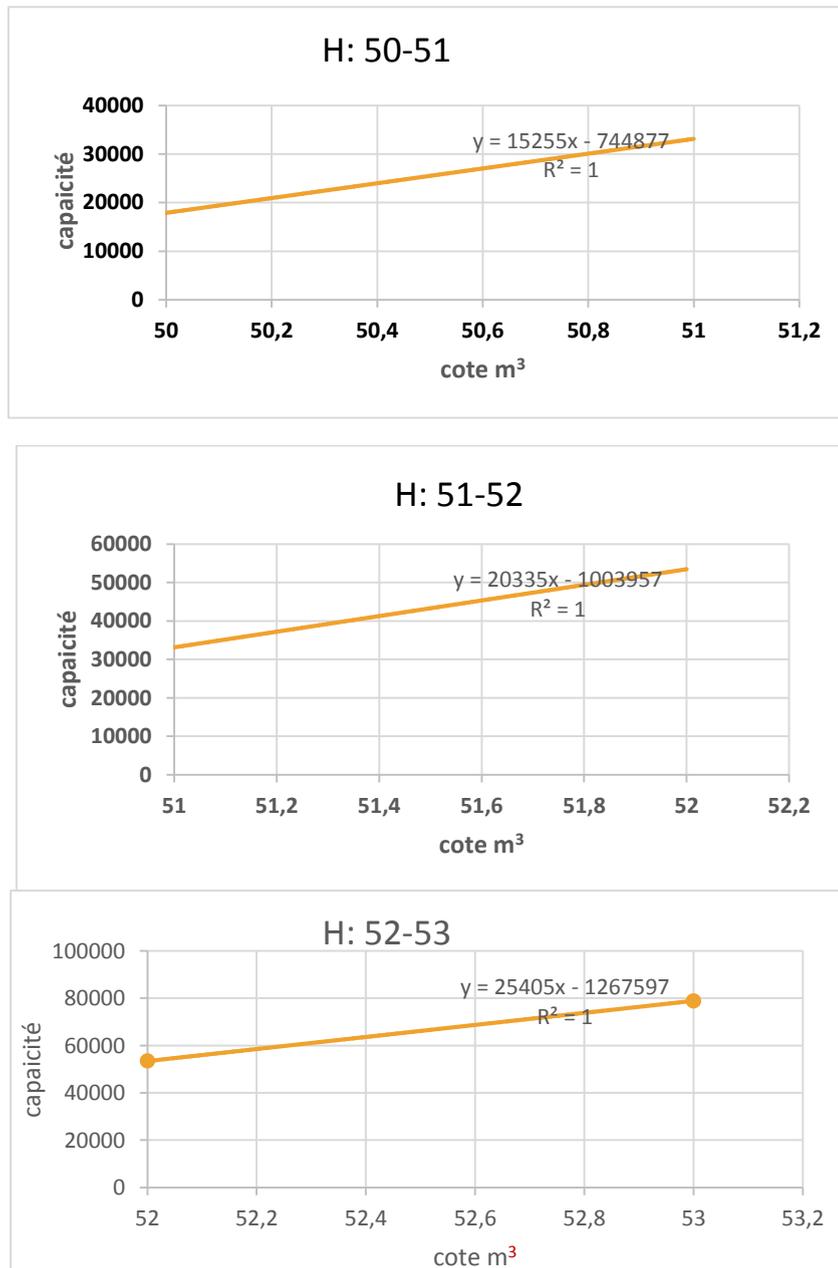


Figure III.28 Modélisation de la courbe capacité- hauteur

La courbe surface —hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire avec un coefficient de corrélation $r = 0.9936$ entre les altitudes 50m NGA et 65m NGA.

$$S(m^2) = 6712.6 \times H - 327553$$

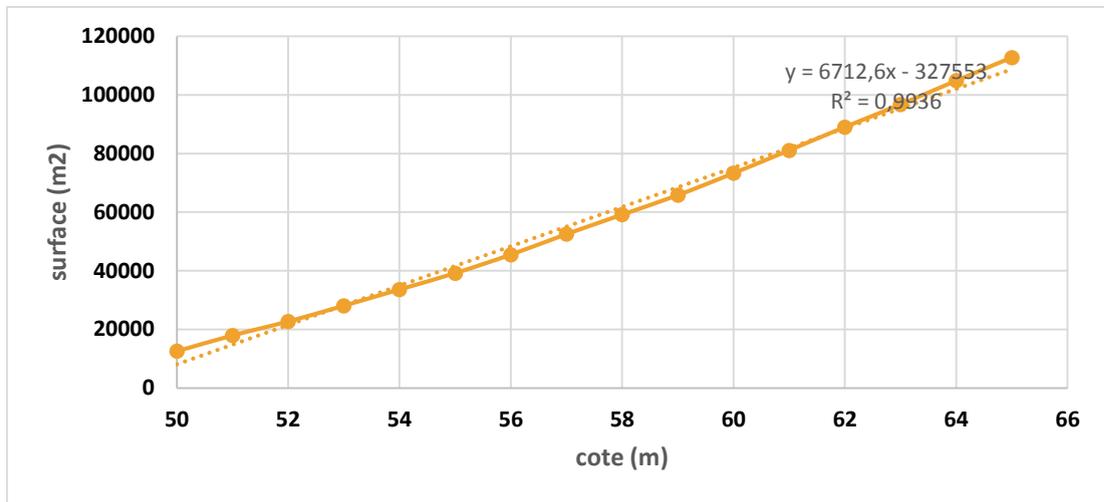


Figure III.29 Modélisation de la courbe surface- hauteur

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique de la cuvette $f(Q) = (2S/At+Q_s)$, 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 maximale de débit d'entrée $Q_e = 14.27 \text{ m}^3/\text{s}$ nous donne la plage à couvrir avec le variable H : $14.27 = 29.77 H^{3/2}$, soit $H_{\text{max}} = 0.616 \text{ m}$.

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau 111.37

Tableau III.53 Calcul de la courbe caractéristique de la cuvette

H(m)	Cotes(m)	A(m ²)	Q(m ³)	S(m ³ /S)	2S/DT+Q
0	50,5	11433,3	0	0	0
0,1	50,6	12104,56	1210,456	0,941184905	23,35703676
0,2	50,7	12775,82	2555,164	2,662072915	49,97992477
0,3	50,8	13447,08	4034,124	4,890540226	79,59654023
0,4	50,9	14118,34	5647,336	7,529479242	112,1097755
0,5	51	14789,6	7394,8	10,52276714	147,4635079
0,6	51,1	15460,86	9276,516	13,83253663	185,61987

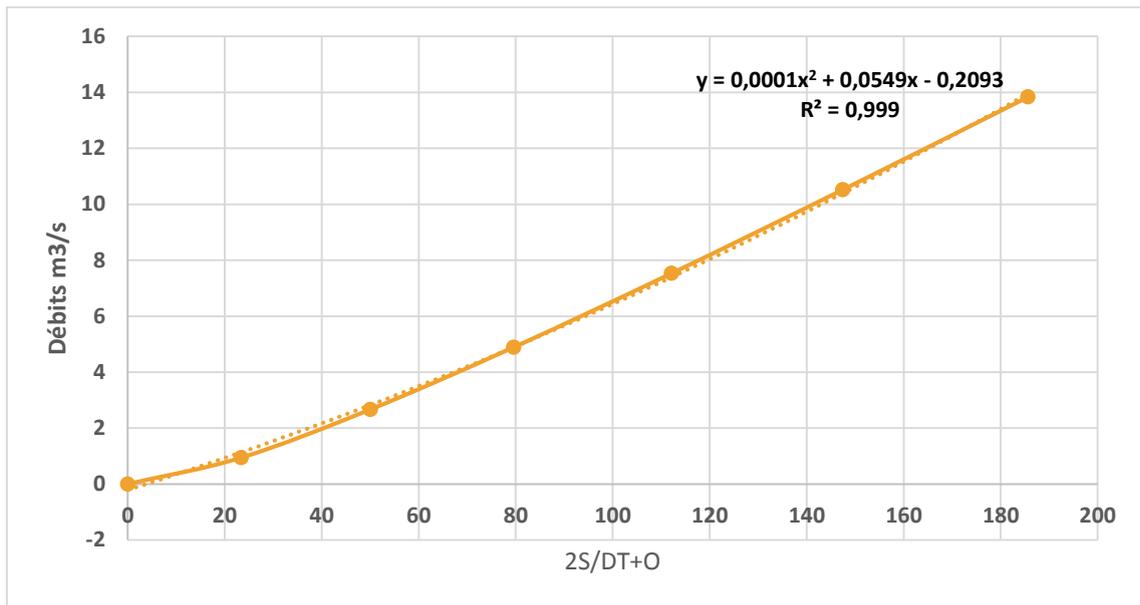


Figure III.30 Courbe caractéristique de la cuvette

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

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \dots \dots \dots (III.77)$$

On détermine l'hydrogramme laminé (Voir annexe III.4)

g. Application de la méthode de Muskingum pour différente largeur :

Tableau III.54 Hydrogramme d'entrée et hydrogramme de sortie

Hydrogramme d'entrée			Hydrogramme de sortie								
			B=4	B=6	B=8	B=10	B=12	B=14	B=16	B=18	B=20
Temps	Q	Q1+Q2	h=0,685	h=0,682	h=0,567	h=0,490	h=0,428	h=0,393	h=0,349	h=0,327	h=0,290
0	0	0	0	0	0	0	0	0,0046	0	0	0
0,0300	0,0844	0,0844	0,0014	0,0026	0,0031	0,0036	0,0040	0,0273	0,0048	0,0053	0,0052
0,0600	0,3378	0,4222	0,0082	0,0156	0,0186	0,0215	0,0236	0,0846	0,0281	0,0314	0,0306
0,0900	0,7599	1,0977	0,0257	0,0488	0,0579	0,0670	0,0734	0,1912	0,0869	0,0969	0,0946
0,1200	1,3510	2,1109	0,0590	0,1114	0,1319	0,1522	0,1665	0,3602	0,1964	0,2183	0,2131
0,1500	2,1109	3,4620	0,1132	0,2121	0,2506	0,2883	0,3148	0,6035	0,3698	0,4098	0,4004
0,1800	3,0398	5,1507	0,1930	0,3591	0,4231	0,4854	0,5291	0,9312	0,6190	0,6839	0,6688
0,2100	4,1375	7,1772	0,3030	0,5600	0,6580	0,7529	0,8192	1,3528	0,9546	1,0517	1,0291
0,2400	5,4040	9,5415	0,4478	0,8219	0,9631	1,0993	1,1938	1,8764	1,3858	1,5225	1,4908
0,2700	6,8395	12,2435	0,6316	1,1515	1,3459	1,5322	1,6609	2,5095	1,9210	2,1048	2,0623
0,3000	8,4438	15,2833	0,8587	1,5552	1,8130	2,0588	2,2279	3,2584	2,5674	2,8057	2,7508
0,3300	10,2170	18,6608	1,1332	2,0388	2,3708	2,6856	2,9012	4,1291	3,3316	3,6318	3,5627
0,3600	12,1591	22,3760	1,4590	2,6079	3,0251	3,4185	3,6868	5,1267	4,2194	4,5884	4,5037
0,3900	14,2700	26,4291	1,8399	3,2677	3,7811	4,2630	4,5900	5,9464	5,2358	5,6804	5,5786
0,4200	10,9148	25,1848	2,1882	3,8477	4,4349	4,9810	5,3487	6,4429	6,0671	6,5555	6,4441
0,4500	10,0223	20,9371	2,4565	4,2595	4,8826	5,4540	5,8340	6,7897	6,5645	7,0509	6,9407
0,4800	9,1797	19,2020	2,6880	4,5917	5,2327	5,8115	6,1911	7,0085	6,9076	7,3737	7,2690
0,5100	8,3858	17,5655	2,8855	4,8524	5,4961	6,0676	6,4368	7,1188	7,1195	7,5521	7,4558
0,5400	7,6390	16,0248	3,0516	5,0490	5,6828	6,2352	6,5862	7,1374	7,2204	7,6104	7,5245
0,5700	6,9379	14,5769	3,1889	5,1883	5,8020	6,3260	6,6528	7,0794	7,2281	7,5696	7,4954
Hydrogramme d'entrée			Hydrogramme de sortie								

			B=4	B=6	B=8	B=10	B=12	B=14	B=16	B=18	B=20
Temps	Q	Q1+Q2	h=0,685	h=0,682	h=0,567	h=0,490	h=0,428	h=0,393	h=0,349	h=0,327	h=0,290
0,6000	6,2811	13,2190	3,2997	5,2767	5,8619	6,3505	6,6487	6,9581	7,1582	7,4481	7,3860
0,6300	5,6671	11,9482	3,3863	5,3200	5,8702	6,3180	6,5847	6,7849	7,0244	7,2615	7,2118
0,6600	5,0945	10,7616	3,4510	5,3238	5,8339	6,2372	6,4706	6,5700	6,8387	7,0234	6,9859
0,6900	4,5618	9,6563	3,4956	5,2930	5,7593	6,1158	6,3149	6,3224	6,6115	6,7455	6,7196
0,7200	4,0676	8,6294	3,5221	5,2321	5,6521	5,9605	6,1253	6,0497	6,3519	6,4377	6,4228
0,7500	3,6105	7,6781	3,5324	5,1455	5,5176	5,7776	5,9085	5,7587	6,0680	6,1087	6,1040
0,7800	3,1889	6,7994	3,5281	5,0369	5,3604	5,5727	5,6707	5,4553	5,7665	5,7658	5,7703
0,8100	2,8015	5,9904	3,5108	4,9099	5,1849	5,3505	5,4171	5,1445	5,4533	5,4150	5,4278
0,8400	2,4468	5,2484	3,4821	4,7677	4,9949	5,1155	5,1523	4,8305	5,1336	5,0617	5,0819
0,8700	2,1234	4,5703	3,4433	4,6133	4,7938	4,8715	4,8805	4,5171	4,8117	4,7102	4,7368
0,9000	1,8299	3,9533	3,3958	4,4493	4,5848	4,6220	4,6052	4,2075	4,4914	4,3641	4,3962
0,9300	1,5647	3,3946	3,3408	4,2781	4,3706	4,3699	4,3295	3,9043	4,1756	4,0265	4,0631
0,9600	1,3265	2,8912	3,2794	4,1020	4,1535	4,1178	4,0561	3,6095	3,8672	3,6998	3,7401
0,9900	1,1137	2,4402	3,2126	3,9227	3,9359	3,8680	3,7873	3,3251	3,5680	3,3858	3,4291
1,0200	0,9250	2,0388	3,1416	3,7421	3,7195	3,6225	3,5249	3,0525	3,2800	3,0862	3,1318
1,0500	0,7590	1,6840	3,0671	3,5617	3,5060	3,3828	3,2705	2,7927	3,0045	2,8021	2,8492
1,0800	0,6141	1,3730	2,9899	3,3829	3,2968	3,1504	3,0256	2,5466	2,7426	2,5343	2,5823
1,1100	0,4889	1,1030	2,9109	3,2068	3,0931	2,9263	2,7910	2,3148	2,4950	2,2833	2,3317
1,1400	0,3820	0,8709	2,8307	3,0344	2,8959	2,7116	2,5677	2,0977	2,2623	2,0493	2,0977
1,1700	0,2920	0,6740	2,7499	2,8666	2,7060	2,5069	2,3563	1,8953	2,0447	1,8325	1,8805
1,2000	0,2173	0,5093	2,6691	2,7042	2,5241	2,3128	2,1570	1,7077	1,8424	1,6328	1,6798
1,2300	0,1566	0,3739	2,5887	2,5476	2,3507	2,1295	1,9703	1,5348	1,6554	1,4497	1,4956
1,2600	0,1084	0,2650	2,5091	2,3974	2,1861	1,9574	1,7960	1,3761	1,4833	1,2830	1,3274
1,2900	0,0713	0,1797	2,4307	2,2538	2,0306	1,7964	1,6343	1,2313	1,3258	1,1319	1,1747
Hydrogramme d'entrée			Hydrogramme de sortie								

			B=4	B=6	B=8	B=10	B=12	B=14	B=16	B=18	B=20
Temps	Q	Q1+Q2	h=0,685	h=0,682	h=0,567	h=0,490	h=0,428	h=0,393	h=0,349	h=0,327	h=0,290
1,3200	0,0438	0,1151	2,3538	2,1172	1,8842	1,6465	1,4848	1,0999	1,1825	0,9959	1,0368
1,3500	0,0244	0,0682	2,2787	1,9877	1,7469	1,5075	1,3473	0,9811	1,0527	0,8741	0,9131
1,3800	0,0119	0,0363	2,2054	1,8652	1,6186	1,3791	1,2213	0,8743	0,9358	0,7658	0,8027
1,4100	0,0046	0,0164	2,1342	1,7497	1,4991	1,2610	1,1063	0,7786	0,8310	0,6699	0,7046
1,4400	0,0011	0,0057	2,0652	1,6410	1,3881	1,1525	1,0017	0,6932	0,7374	0,5854	0,6180
1,4700	0,0001	0,0012	1,9983	1,5390	1,2851	1,0532	0,9068	0,6171	0,6542	0,5114	0,5418
1,5000	0,0000	0,0001	1,9335	1,4432	1,1898	0,9624	0,8208	0,5493	0,5802	0,4466	0,4750
1,5300	-0,0006	-0,0006	1,8709	1,3535	1,1015	0,8794	0,7430	0,4888	0,5146	0,3901	0,4163
1,5600	-0,0031	-0,0036	1,8102	1,2692	1,0196	0,8035	0,6724		0,4563	0,3405	0,3647

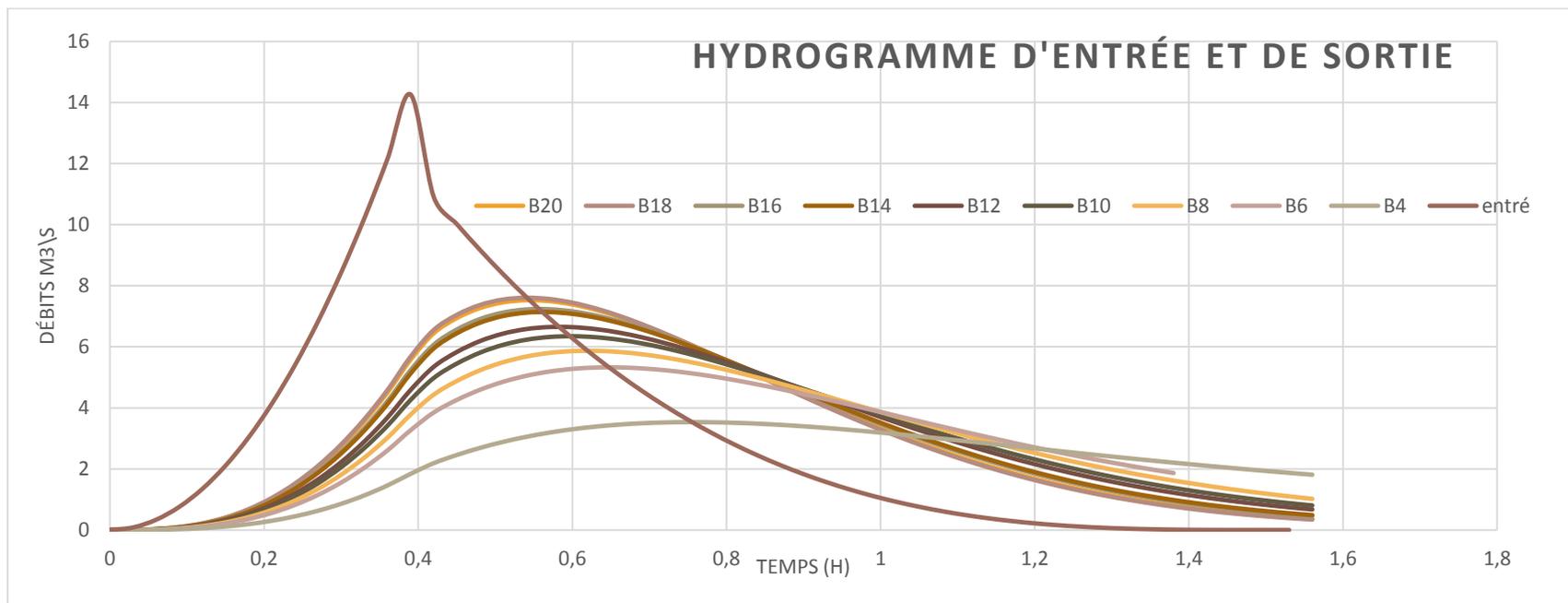


Figure III.31 Hydrogramme de sortie

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.55 Calcul du volume forcé

b (m)	q laminé (m ³ /s)	H _d (m)	NPHE (m)	Vforcé (m ³)
4	3,53	0,6849	51,1817	9420,72
6	5,32	0,6817	51,1849	9486,16
8	5,87	0,5668	51,0668	7084,25
10	6,35	0,4905	50,9905	5581,44
12	6,65	0,4281	50,9281	4628,95
14	7,13	0,3934	50,8934	4100,10
16	7,23	0,3490	50,8490	3423,60
18	7,61	0,3266	50,8266	3080,74
20	7,52	0,2904	50,7904	2529,54

III.7 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.7.1 La revanche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, 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 :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a. Formule de Davis

$$R = 0,75 \times H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (III.78)$$

Stevensen

$$H = 0,75 + 0,34 \sqrt{F} - 0,26 \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (III.79)$$

Avec :

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieure à 18 kilomètres.

[F = 0,21km].

A.N:

$$H=0,75+0,34 \sqrt{0.21} + 0,26^4 \sqrt{0.21} = 0.73m$$

Formule de Gaillard

$$V=1,5+2.H=1,5+2.2.96 =2.96m/s$$

Donc:

$$R = 0,75 \times H + \frac{2.96^2}{2.9,81} =1.2m$$

b. Formule de Mallet et Pacquant

$$R = H + \frac{V^2}{2g} + S \dots\dots\dots (III.80)$$

$$H=0,5+0,33 \sqrt{F} \dots\dots\dots (III.81)$$

Donc :

$$H=0,5+0,33\sqrt{0.21}=0.65m$$

$$V=1,5+2/3.H=1,5+2/3.0.65=1.93m/s$$

S: marge de sécurité = 0.5m

$$R = 0,65 + \frac{1.96^2}{2.9,81} + 0.5 =1,35m$$

c. Formule Simplifiée

$$R=1+0,3 \sqrt{F} \dots\dots\dots (III.82)$$

$$R=1+0,3. \sqrt{0.21} =1,14m$$

Tableau III.56 Valeur de la revanche

FORMULE	Revanche
Davis	1,2
Mallet et pacquant	1,35
Simplifiée	1,14

La moyenne étant de 1.23 On prend la valeur la plus proche à la moyenne. Donc :

R=1,2m

III.7.2 Tassement

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

$$T = 0.015 H_b \dots\dots\dots (III.83)$$

$$T = 0.001 H_b^{3/2} \dots\dots\dots (III.84)$$

T : Tassement de la crête du barrage.

H_b : Hauteur du barrage.

Les tassements sont estimés à 0,1 m.

III.7.3 Largeur en crête

La crête facilite la circulation sur le barrage une fois terminé. Elle est nécessaire dans la finition de l’ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale que le barrage doit atteindre à terme.

La largeur de la crête dépend de plusieurs facteurs, notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d’infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein. La largeur en crête peut être évaluée à l’aide des formules suivantes :

T. KNAPPEN $b = 1.65H_b^{0.5} \dots\dots\dots (III.85)$

E.F. PREECE $b = 1.1H_b^{0.5} + 1 \dots\dots\dots (III.86)$

SIMPLIFIEE $b = 3.6 \cdot H_b^{1/3} - 3 \dots\dots\dots (III.87)$

Pratique $b = 5/3 \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.88)$

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

$$H_b = NNR - C_f + h_{\text{dév}} + R + T \dots\dots\dots (III. 89)$$

Tableau III.57 Variation de la hauteur du barrage

B	H	R	T	Cote de la crête	Hb
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
4	0,6849	1,2	0,1	52,485	6,485
6	0,6817	1,2	0,1	52,482	6,482
8	0,5668	1,2	0,1	52,367	6,367
10	0,4905	1,2	0,1	52,291	6,291
12	0,4281	1,2	0,1	52,228	6,228
14	0,3934	1,2	0,1	52,193	6,193
16	0,3490	1,2	0,1	52,149	6,149
18	0,3266	1,2	0,1	52,127	6,127
20	0,2904	1,2	0,1	52,090	6,090

Tableau III.58 Les résultats des largeurs en crête obtenues par les formules

formules	largeur en crête								
	résultats obtenue								
	B=4m	B=6m	B=8m	B=10m	B=12m	B=14m	B=16m	B=18m	B=20m
	Hb=6,49	6,48	6,37	6,29	6,23	6,19	6,15	6,13	6,09
Knapeen	4,203	4,200	4,164	4,138	4,118	4,105	4,092	4,085	4,072
E .F.Preece	3,802	3,800	3,776	3,759	3,746	3,737	3,728	3,723	3,715
Simplifiée	3,715	3,712	3,673	3,645	3,624	3,610	3,596	3,589	3,574
Pratique	4,246	4,243	4,206	4,180	4,160	4,147	4,133	4,126	4,113

On opte pour une largeur optimale égale à 4m

III.7.4 Calcul des coûts

a. Calcul du coût de la digue pour différentes largeurs déversantes

On calcule en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût.

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

Procédé de calcul :

- ✓ Tracer le profil longitudinal du barrage et on va choisir des sections à travers le barrage ;
- ✓ On détermine la hauteur de la digue H_i connaissant la cote de crête et celle au pied du barrage ;
- ✓ Calcul de la largeur au pied du barrage B_i au droit de la section ;
- ✓ Calcul de la section W_i et W_{i+1} ;
- ✓ Calcul du volume total du barrage V_{digue} .

Le volume de la digue est donné par :

$$V_{digue} = \sum V_i \text{ avec}$$

$$V_i = \frac{W_i + W_{i+1}}{2} L_i \dots\dots\dots(III.90)$$

V_i : le volume du barrage à la cote i ;

W_i : Section transversale correspondante à la coupe i ;

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

Avec :

$$W_i = \left(\frac{bcr + B_i}{2} \right) H_i \dots\dots\dots(III.91)$$

B_i : Largeur de base donnée par : $B_i = (m_1 + m_2) H_i + bcr$ en mètre ;

m_1, m_2 : Les fruits des talus (Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 2.5 et 2.5 mètre);

bcr : Largeur en crête en m ;

H_i : Hauteur de la tranche au point i en m.

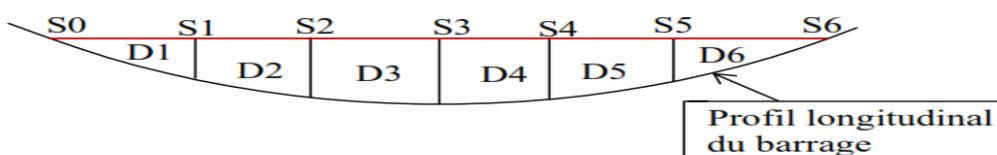


Figure III.32 Principe de calcul du volume d'un barrage

Tableau III.59 Exemple de calcul du volume de la digue pour (b=10m)

Digue (b=10m et ha=0.77m et Cr=52,57						
Coupe	H_i	B_i	W_i	W_{i+1}	L_i	V_i
1	2,6005	17,0025	27,30850063	62,92870063	10	451,1860063
2	4,2805	25,4025	62,92870063	117,0974756	10	900,1308813
3	6,0905	34,4525	117,0974756	178,6214756	10	1478,594756
4	7,6905	42,4525	178,6214756	220,2645506	10	1994,430131
5	8,6205	47,1025	220,2645506	245,9311256	10	2330,978381
6	9,1505	49,7525	245,9311256	252,9454756	10	2494,383006
7	9,2905	50,4525	252,9454756	241,4736506	10	2472,095631
8	9,0605	49,3025	241,4736506	278,7967256	10	2601,351881
9	9,7905	52,9525	278,7967256	305,8979756	10	2923,473506
10	10,2905	55,4525	305,8979756	242,9549756	10	2744,264756
11	9,0905	49,4525	242,9549756	106,9867256	10	20390,88894
12	5,7905	32,9525	106,9867256	0	10	40330,59187

Tableau III.60 Devis estimatif de la digue

Largeur déversant (b)(m)	Volume de la digue en (m³)	Cout de la digue (DA)
4	42020,1835	21010091,75
6	41992,08067	20996040,34
8	40989,45896	20494729,48
10	40330,59187	20165295,93
12	39795,86536	19897932,68
14	39500,10989	19750054,95
16	39123,34748	19561673,74
18	38933,97989	19466989,95
20	38628,95598	19314477,99

Pour les frais des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 2.5 et 2, 5 mètre. Le prix du mètre cube de remblai est estimé à 500 DA (ANBT)

b. Calcul du coût de l'évacuateur de crue

Pour ce calcul, on tient compte des coûts du déversoir et du coursier, vu que le chenal d'écoulement et le bassin de dissipation gardent leur profil pour les différentes largeurs du déversoir.

➤ **Coût du déversoir**

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

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

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{H}\right)^n \dots\dots\dots(III.92)$$

Avec K=2,127 et n=1,85

$$\text{Donc : } Y = 0.47 \frac{X^{1.85}}{H^{0.85}}$$

H : Charge sur le seuil en m ;

Y : Ordonnée du profil en m ;

X : Abscisse du profil en m ;

On trace cette courbe en donnant à chaque fois une valeur à « X » pour déterminer « Y » correspondant.

La charge « H » est définie pour chaque largeur du déversoir.

Le volume du déversoir sera donc : $V_{dev}=S.b$.

Avec : S : section transversale du profil en m² ;

b : largeur déversante en m.

Tableau III.61 Coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes

B(m)	H _{dev} (m)	S (m ²)	V déversoir (m ³)	Coût déversoir (DA)
4	0,6849	0,65	2,6	72800
6	0,6817	0,495	2,97	83160
8	0,5668	0,48	3,84	107520
10	0,4905	0,275	2,75	77000
12	0,4281	0,26	3,12	87360
14	0,3934	0,24	3,36	94080
16	0,349	0,235	3,76	105280
18	0,3266	0,227	4,086	114408
20	0,2904	0,22	4,4	123200

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 28.000 DA (ANBT)

➤ **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 20 mètres (selon le plan topographique). Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{beton}} = S_{\text{beton}} \times L_{\text{cou}} \dots \dots \dots (III.93)$$

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.62 Coût du coursier pour les différentes largeurs déversante

b (m)	H _d (m)	Q _{lam} (m ³ /s)	b _{coursier}	S (m ²)	V(m ³)	Coût (DA)
4	0,6849	3,53	4	2	40	1120000
6	0,6817	5,23	6	3	60	1680000
8	0,5668	5,87	8	4	80	2240000
10	0,4905	6,35	10	5	100	2800000
12	0,4281	6,65	12	6	120	3360000
14	0,3934	7,13	14	7	140	3920000
16	0,349	7,23	16	8	160	4480000
18	0,3266	7,61	18	9	180	5040000
20	0,2904	7,52	20	10	200	5600000

c. Le coût total

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

Tableau III.63 Coût Total de la retenue.

b (m)	H _d (m)	Coût digue (DA)	Coût évacuateur (déversoir + coursier) (DA)	Coût total(DA)
4	0,6849	5 261 547,89	1 192 800,00	6 454 347,89
6	0,6817	5 255 661,27	1 763 160,00	7 018 821,27
8	0,5668	5 046 628,74	2 347 520,00	7 394 148,74
10	0,4905	4 911 215,39	2 877 000,00	7 788 215,39
12	0,4281	4 800 347,90	3 447 360,00	8 247 707,90
14	0,3934	4 739 768,21	4 014 080,00	8 753 848,21
16	0,349	4 662 858,23	4 585 280,00	9 248 138,23
18	0,3266	4 624 314,16	5 154 408,00	9 778 722,16
20	0,2904	4 562 389,06	5 723 200,00	10 285 589,06

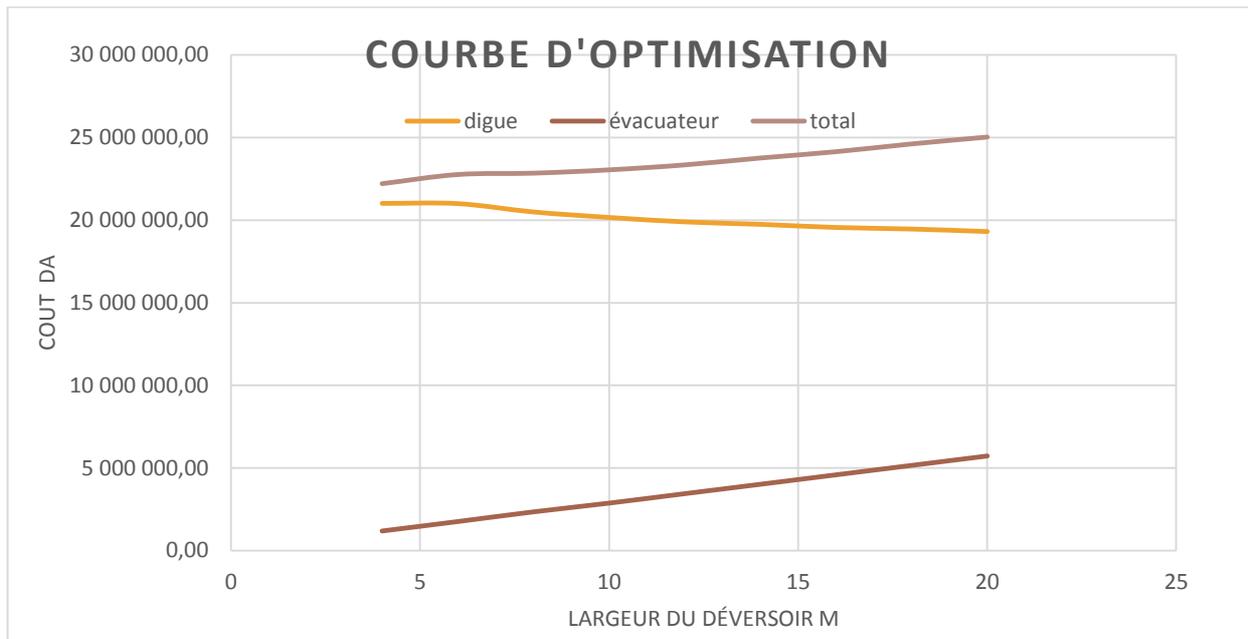


Figure III.33 Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur b du déversoir.

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure III-34 La longueur optimale du déversoir est de 8m pour un débit laminé ; $q_l = 5.87 \text{ m}^3/\text{s}$, et une charge d'eau sur le seuil déversant ; $H = 0.56\text{m}$.

CONCLUSION

A la fin de ce chapitre on a déterminé tous les paramètres et les caractéristiques hydrologiques nécessaires (bassin versant, précipitation, crues ...) qui seront des éléments fondamentaux dans la conception du barrage ainsi que le coefficient de rentabilité tel que :

Tableau III.64 Tableau récapitulatif des caractéristiques de l'aménagement collinaire

Paramètre	Valeur
Site de la retenue	Corso
Destination de la retenue	Irrigation
Bassin versant S_{bv}	1,005 km ²
Périmètre du bassin versant P	5,42 km
Longueur du thalweg principal L	2,9 km
Apport moyen annuel A	0,21 Mm ³
Apport fréquentiel $A_{80\%}$	0,37 Mm ³
Débit max Q_{max} (pour une période de 100 ans)	14,27 m ³ /s
Côte du niveau mort NVM	48,96 m
Côte du niveau normal de la retenue NNR	50,5m
La charge déversante H_d	0,56 m
Côte du niveau des plus hautes eaux NPHE	51,07 m
Côte Crête Digue	52,5m
La revanche R	1,2 m
Volume mort V_{mort}	3683,7m ³
Volume utile V_U	21260 m ³
Volume total de la retenue V_t	24943.7 m ³
Hauteur du barrage H_b	6,5 m
Largeur en crête b_{cr}	4 m
Capacité d'évacuation du déversoir Q_e	5,87 m ³ /s



Chapitre IV
Etude des variantes
de la digue



INTRODUCTION

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 Généralités

Les barrages en terre peuvent être constitués de matériaux de construction de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements, dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de la vallée, des problèmes de transport et d'approvisionnement, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques. L'utilisation des digues en terre (ou en remblai) présente certains avantages et inconvénients :

IV.1.1 Avantages des digues en terre

- ✓ Utilisation du sol comme matériau local pour la construction de la digue.
- ✓ Possibilité d'utiliser une gamme variée de la terre de la cuvette ou des rives.
- ✓ Possibilité de construire des digues pratiquement dans toutes les régions géographiques.
- ✓ Possibilité de construire la digue pour large gamme de hauteur des barrages.
- ✓ Tous les procédés de construction sont mécanisés.

IV.1.2 Inconvénients et particularités des digues en terre

- ✓ Présence de l'écoulement souterrain dans le corps de la digue, qui crée les conditions de déformation du corps de la digue.
- ✓ Grandes pertes d'eau en cas d'utilisation des sols perméables.
- ✓ L'ajout des dispositifs contre la filtration.

IV.1.3 Choix du type de barrage

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.2 Variantes susceptibles d'être proposées

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

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

IV.2.1 Digue homogène

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

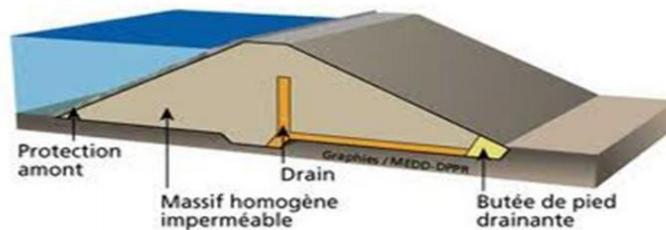


Figure IV.1 Digue homogène (Wikiwater)

VI.2.2 Digue à noyau

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.

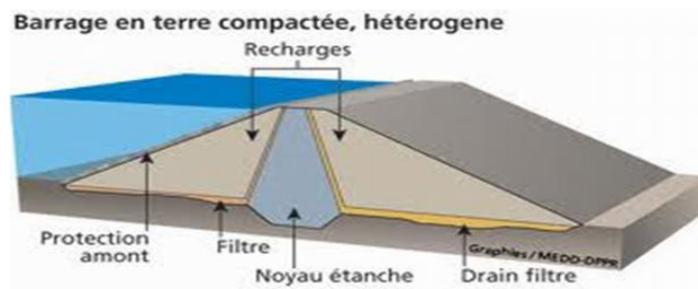


Figure IV.2 Digue à noyau (Wikiwater)

IV.2.3 Digue en enrochement avec masque en béton

Le barrage à masque est une technique plus récente consistant à placer un "masque" de béton ou d'un matériau plus souple (PVC) sur une base très solide d'enrochements, côté amont. Ce type de barrage se rencontre sur des sites où il n'y a pas de terre mais seulement de la roche.

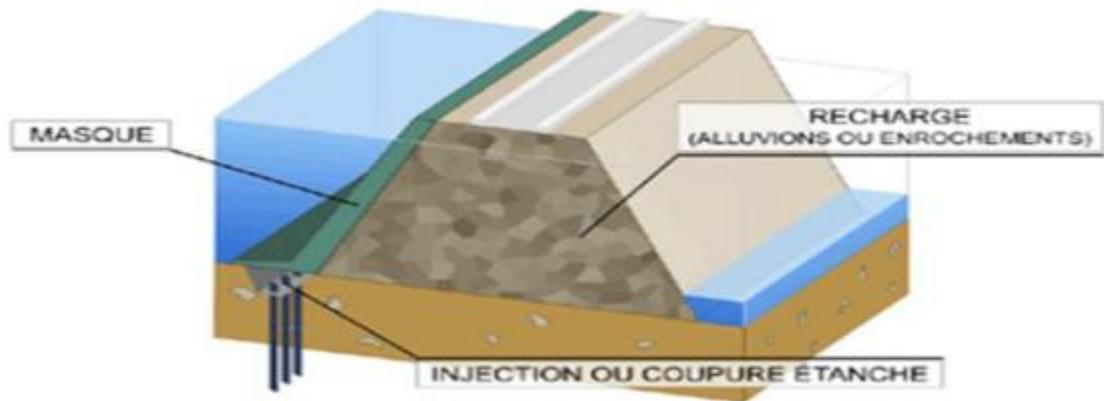


Figure IV.3 Digue à masque en béton (Wikiwater)

IV.3 Définition du profil général de la retenue

IV.3.1 Hauteur de la digue

La hauteur totale de la digue $H_b=6,5\text{m}$ est définie précédemment dans le chapitre hydrologie et donnée par la relation suivante :

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

avec :

NNR : Côte du niveau normal de la retenue (NNR=50.5m) ;

C_f : Côte du thalweg ($C_f=46$) ; R : revanche (R=1,2m) ;

$H_{\text{dév}}$: Charge déversante ($H_d=0.56\text{m}$) ; Tassement $T=0.1\text{m}$

Donc la côte en crête : 52,5mNGA.

IV.3.2 Largeur en crête

La largeur en crête a été déjà définie dans l'étude d'optimisation dans le chapitre de l'hydrologie égale à $b_{\text{cr}}=4\text{m}$

IV.3.3 Longueur en crête

La longueur en crête est de 137,60 m obtenue par mesure sur le plan du site à l'échelle 1/500^e à la cote correspondante.

IV.3.4 Pentés des talus

Les pentés 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	Pentés des talus	
		Amont	Aval
3<H<5	-Homogène à fort -zoné	1/2.5 1/2	½ 1/2
5<H<10	-homogène granulométrie étendue -homogène à fort pourcentage d'argile -zoné	1/2 1/2.5 1/2	1/2 1/2.5 1/2.5
10 à 20 m	- Homogène, granulométrie étendue. - Homogène, à fort pourcentage d'argile. - A zones.	1/2,5 1/3,5 1/3	1/2,5 1/2,5 1/3

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

- Parement amont $m_1=2.5$ m.
- Parement aval $m_2=2,5$ m.

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

IV.3.5 Revêtement de la crête et des talus de la digue

a. Protection de la crête :

La Protection de la crête sera assurée par une couche de gravier d'une épaisseur de 30 cm

b. Protection du talus aval

Pour les barrages en sol homogène la solution la plus répandue et la plus économique consiste à réaliser une couche en tout venant d'oued (TVO) d'une épaisseur de 30 cm.

c. Protection du talus amont

Il sera protégé par un parement en Rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la méthode de « T. V.A. ».

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.

✚ Calcul de l'épaisseur de l'encrochement

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

Cette méthode déterminée par la formule suivante :

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

Avec :

e : Epaisseur de l'encrochement en m ; V : Vitesse de propagation des vagues déterminée par la formule de Gaillard en m/s; sachant que **V=2.96 m/s** ;

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique γ_s du matériau d'encrochement.

La valeur de C est donnée par le tableau suivant :

Tableau IV.2 Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_s

Pentes des talus	Valeurs de "c" pour différents poids spécifiques		
	$\gamma_s=2.5$	$\gamma_s=2.65$	$\gamma_s=2.8$
1 / 4	0.027	0.024	0.022
1 / 3	0.028	0.025	0.023
1 / 2	0.031	0.028	0.026
1 / 2.5	0.036	0.032	0.030
1 / 1	0.047	0.041	0.038

D'après le tableau pour $\gamma = 2,5 \text{ T/m}^3$ et une pente de talus de 1/2.5 on obtient $C = 0,036$.

Donc nous obtenons une épaisseur d'encrochement $e=0,31\text{m}$. Pour des raisons de sécurité on opte pour une épaisseur égale à 0,4m

2) Deuxième méthode :

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

Tableau IV.3 Epaisseur de l'encrochement et d_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'encrochement(m)	D _{min} (m)
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,40	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,35
1,8 ÷ 2,4	0,70	0,40
2,4 ÷ 3,0	0,80	0,45

Pour notre cas, $0.6 < H < 1.2$ m, $e = 0,40$ m, $D = 0,30$ m.

En analysant les résultats obtenus que ce soit par la formule de T.V.A, ou avec l'abaque de l'US Army on peut conclure que l'épaisseur à retenir pour le dimensionnement de la digue est **$e = 40$ cm** avec un diamètre moyen de **$d_m = 20$ cm**.

IV.3.6 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.4 Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation selon la norme soviétique SNIP

Type de sol de fondation	Classe des barrages			
	I	II	II	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 de CORSO fait partie de la quatrième catégorie d'ouvrage hydrotechnique.

IV.4 Etanchéité de la retenue

IV.4.1 Noyau

Le noyau en matériaux argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite.

Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité.

Dimensionnement 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 ; H_n : hauteur du noyau

$$H_n = 5,5 \text{ m}$$

➤ Largeur en crête du noyau

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

$$L_{c,n} = \frac{1}{6} H_b \dots \dots \dots (IV.4)$$

$$L_n = 1,7 \text{ m}$$

➤ 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 :

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

Avec :

ΔH : Différence de charge entre l'amont et l'aval ; $\Delta H = H_1 - H_2$

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval, $H_2 = 0$; H_1 : Hauteur d'eau à l'amont, $H_1 = 4.64 \text{ m}$.

b_{noy} : Largeur à la base du noyau en m ;

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

Tableau IV.5 Valeur de I_{adm} en fonction du type d'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	0,70	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

Notre retenue appartient à la IVème classe alors, on prend $I_{adm}=1,95$

- Largeur moyenne en base du noyau

$$b_{moy} \geq \frac{\Delta H}{I_{adm}} = \frac{H_1}{I_{adm}} \dots\dots\dots (IV.6)$$

A.N : $b_{moy}=2,5m.$

- Largeur en base du noyau

$$L_b=2*b_{moy}-L_{c,n} \dots\dots\dots (IV.7)$$

A.N : $L_b=4m.$

- Détermination des fruits des talus :

$$L_b=2*m*H_n+L_{c,n} \dots\dots\dots (IV.8)$$

Alors, $m = \frac{L_b-L_{c,n}}{2H_n}$

On aura : $m=0,26$ on prend $m=0.3$

- La côte en crête du noyau

$$NC_n=C_{fond}+H_n \dots\dots\dots (IV.9)$$

$$NC_n=51,5 \text{ mNGA.}$$

IV.4.2 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 de les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

a. Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme)

➤ **Hauteur :**

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \dots \dots \dots (IV.10)$$

Avec :

H_b : Hauteur de la retenue ($H_b = 6.5m$)

On prend $H_p = 0,2 H_b$, donc on aura : $H_p = 1.3m$. on prend $H_p = 2m$

➤ **Fruit des talus :**

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

Donc, on prend : $m_1 = 1 ; m_2 = 2.5$

➤ **Largeur au sommet :**

La largeur (b_p) est calculée comme suit :

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \dots \dots \dots (IV.11)$$

On prend $b_p = 1/3 H_p$; Ce qui donne : $b_p = 1.6m$. on prend $b_p = 2m$

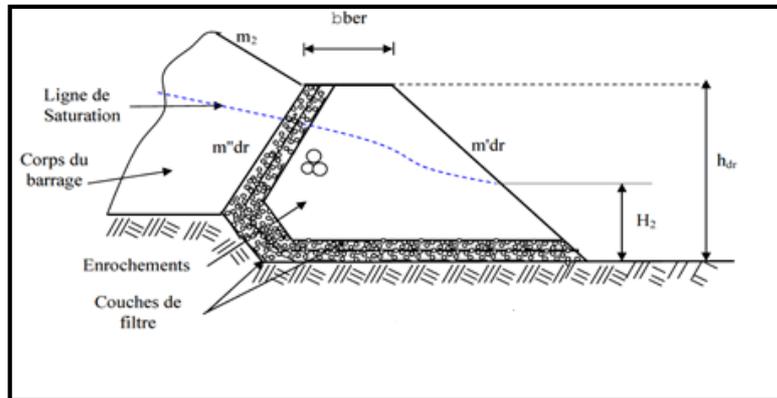


Figure IV.4 Coupe d'un prisme de drainage (Technique des barrages en aménagement rural-Ministère de l'agriculture 1977)

Ce drain est constitué d'un massif de forme trapézoïdale en enrochement et d'une couche drainante de 15 cm en graviers et d'une couche de 15 cm de sable de la cote intérieur concomitante à la recharge avale.

b. Dimensionnement du drain tapis

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre, on dispose habituellement dans la partie avale 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.

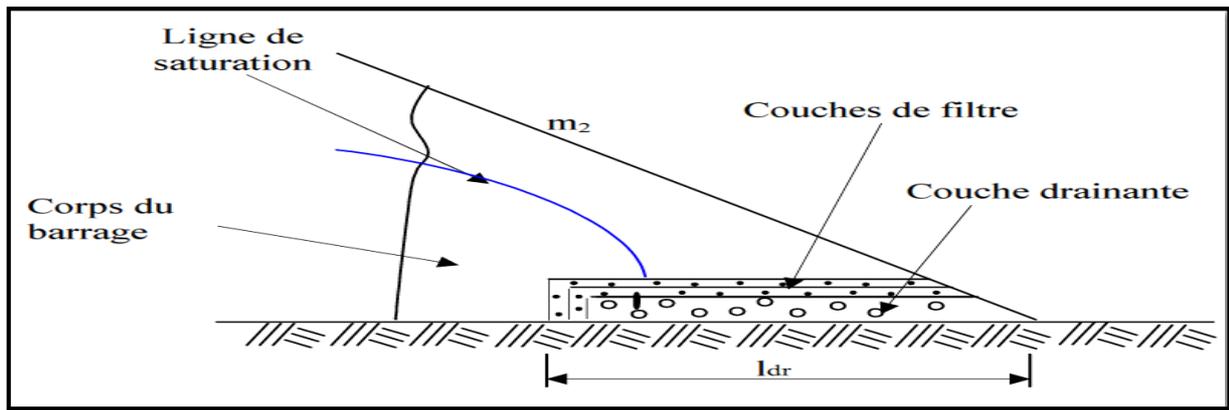


Figure IV.5 Coupe d'un tapis de drainage (Technique des barrages en aménagement rural-Ministère de l'agriculture 1977)

Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage, on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 1$ m.

➤ **Longueur du drain tapis**

$$L_d = L_b / 4 \dots \dots \dots (IV.12)$$

L_b : Longueur transversale du barrage

A.N : $L_d = 9$ m.

c. 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'enrochements 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.

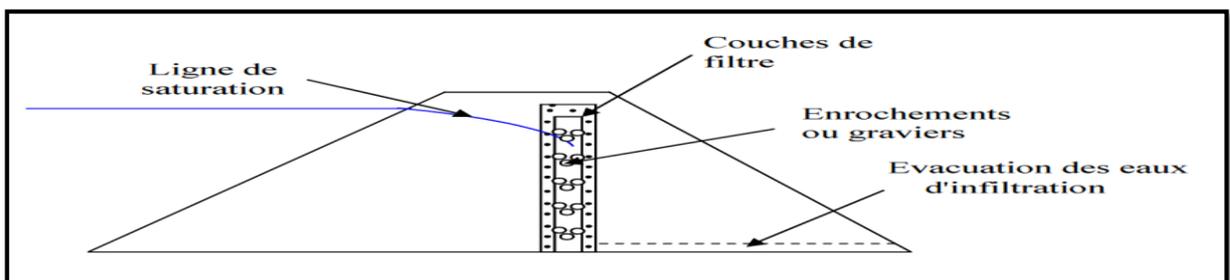


Figure IV.6 Schéma d'un drain vertical (Technique des barrages en aménagement rural-Ministère de l'agriculture 1977)

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.4.3 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 :

$$K=0.35(D_{15})^2$$

Ou : D_{15} en mm

K : obtenue en cm/s.

IV.5 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 4,0 m (au niveau du lit de l'oued), et la pente des talus est $m = 1$.

IV.6 Calcul du volume des différents matériaux et estimation des coûts de chaque variante

Pour faire le choix de la variante à retenir, on doit procéder aux calculs des volumes des différentes variantes en ayant les prix unitaires des divers éléments.

Pour cela, on aura à procéder de la manière suivante :

Chapitre IV Etude des variantes de la digue

- On trace le profil longitudinal du barrage ;
- On choisit des sections à travers le barrage ;
- Sur chaque coupe, on détermine l'aire de la section transversale du barrage pour la coupe i.

Le volume total du barrage s'obtient en sommant les volumes partiels des différentes sections de coupe.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \text{ Avec } V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times L_i \dots \dots \dots (IV.13)$$

L_i : Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1}

IV.6.1 Barrage homogène en argile

La solution du barrage en terre homogène en argile est la variante qui s'impose comme la plus économique mais il faut disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai).

Tableau IV.6 Volume de recharge

Coupe	Hi	Bi	Wi	Wi+1	Li	Vi
1	2,67	17,35	28,50225	64,70625	10	466,0425
2	4,35	25,75	64,70625	119,504	10	921,05125
3	6,16	34,8	119,504	181,584	10	1505,44
4	7,76	42,8	181,584	223,55025	10	2025,67125
5	8,69	47,45	223,55025	249,401	10	2364,75625
6	9,22	50,1	249,401	256,464	10	2529,325
7	9,36	50,8	256,464	244,91225	10	2506,88125
8	9,13	49,65	244,91225	282,489	10	2637,00625
9	9,86	53,3	282,489	309,764	10	2961,265
10	10,36	55,8	309,764	246,404	10	2780,84
11	9,16	49,8	246,404	109,289	10	20698,27875
12	5,86	33,3	109,289	0	10	40930,515

Chapitre IV Etude des variantes de la digue

Tableau IV.7 Devis de la première variante digue en terre homogène

Désignation des Travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Remblai en argile du corps de la digue	m ³	40930.515	500	5046628,735
Protection talus amont en Rip-Rap (enrochement)	m ³	835,00	2 500,00	2 087 500,00
Protection talus aval en TVO	m ³	333,00	200,00	86 600,00
Transition talus amont gravier d'une épaisseur de 15 cm	m ³	321,00	2 500,00	1 052 500,00
Transition talus amont sable d'une épaisseur de 15 cm	m ³	321,00	1 500,00	631 500,00
Enrochement drain du pied	m ³	1 630,00	2 500,00	4 075 000,00
Transition drain du pied gravier	m ³	41,00	2 500,00	102 500,00
Transition drain du pied sable	m ³	41,00	1 500,00	61 500,00
Gravier pour tapis drainant	m ³	35,00	2 500,00	87 500,00
Sabler pour tapis drainant	m ³	35,00	1 500,00	52 500,00
Total				13283728,74DA

IV.6.2 Digue zonée

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

Chapitre IV Etude des variantes de la digue

Tableau IV.8 Devis estimatif de la deuxième variante digue zonée

Désignation des Travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Remblai en argile (Noyau)	m ³	2000,00	500,00	1000000
Remblai en matériaux limoneux - graveleux et sable (recharge de la digue)	m ³	13 105,00	600,00	7 863 000,00
Protection talus amont en Rip-Rap (enrochement)	m ³	835,00	2 500,00	2 087 500,00
Protection talus aval en TVO	m ³	433,00	200,00	86 600,00
Transition talus amont gravier d'une épaisseur de 15 cm	m ³	421,00	2 500,00	1 052 500,00
Transition talus amont sable d'une épaisseur de 15 cm	m ³	421,00	1 500,00	631 500,00
Transition recharge - noyau en sable d'une épaisseur de 20 cm	m ³	500,00	1 500,00	750 000,00
Transition recharge - noyau en gravier d'une épaisseur de 20 cm	m ³	500,00	2 500,00	1 250 000,00
Enrochement drain du pied	m ³	1 630,00	2 500,00	4 075 000,00
Transition drain du pied gravier	m ³	41,00	2 500,00	102 500,00
Transition drain du pied sable	m ³	41,00	1 500,00	61 500,00
Total		18961100 DA		

IV.6.3 Digue à masque en béton

Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir une étanchéité artificielle (type 3). Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géo membrane et la paroi moulée.

L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivante :

$$e = 0.3 + 0.001 * H \dots\dots\dots (IV.14)$$

H : la hauteur de barrage

A.N : e = 0.31 m pour plus de sécurité on prend une épaisseur de 0.4m.

Tableau IV.9 Cout de la troisième variante

Désignation Des Travaux	Unite	Quantite	Pu (Da)	Montant (Da)
Recharge (Enrochement)		10092	1000	10092000
Masque (Béton)		1500	48000	72000000
Total				82092000 DA

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau IV.10 Coûts des différentes variantes étudiées

Variante	Coût Totale (DA)
Digue homogène	13283728,74
Digue zonée	18961100
Digue en enrochement avec masque	82092000

IV.7 Etude comparative

Afin d'établir une comparaison entre les trois variantes nous allons utiliser une échelle de point qui va du plus défavorable au plus favorable c'est-à-dire que plus la variante a de point par rapport à un critère plus elle est favorable à ce dernier

Et la variante accumulant le plus de point est la plus adéquate.

Le barème de notation est de 1 à 4 tel que : 4 points pour le critère le plus favorable, à 1 point pour le cas le plus défavorable.

Tableau IV.11 Tableau comparatif des variantes susceptibles d'être projetés sur le site

Variante de digue	Coût	Délai De réalisation	Faisabilité technique	Disponibilité des matériaux	Impact Sur l'environnement	Total
Homogène	4	3	3	4	2	16
Zonée	4	3	3	3	2	15
En enrochement	2	2	2	3	2	10

Conclusion

A la lumière de l'étude comparative des variantes proposées, il en ressort que la première variante c'est-à-dire la digue en terre homogène s'avère la variante la plus avantageuse et économique pour le site du barrage. Du point de vue technique les deux autres variantes sont faisables, mais du point de vue économique, la digue homogène est la plus faisable appuyé par la disponibilité des matériaux en zones d'emprunt en quantité suffisantes.

Aussi, selon l'étude géologique et géotechnique la digue homogène se présente comme choix très adapté aux conditions de la géologie. Pour ces raisons nous avons opté pour la variante de la digue homogène pour le site du barrage de Corso



Chapitre V

Etude de la stabilité de la digue



INTRODUCTION

L'étude de stabilité d'un barrage en terre est fondamentale car elle s'appuie sur celle de ses talus amont et aval ainsi que de sa fondation. L'étude de stabilité de ces barrages a attiré, par son importance dans la méthodologie, l'attention de plusieurs chercheurs et ingénieurs. Pour aborder toute analyse ayant lien à la stabilité, il est convenu qu'il faut développer un certain nombre d'hypothèses selon la complexité et les données du problème.

V.1 Etude de la variante retenue

La variante la plus adéquate est la digue homogène en matériaux argileux avec un drain prisme les résultats de calcul de son dimensionnement sont représentés dans le chapitre précédant de l'étude des variantes.

V.1.1 Définition de profil général du barrage

La digue de la retenue sur Oued Corso constituée de remblai homogène, avec une hauteur totale de 6.5 m. La largeur en crête est de 4m et les fruits des talus amont et aval sont données successivement de (2.5 ; 2,5).

Conception de la digue

La digue de la retenue collinaire sur Oued Corso est une digue dite homogène et sera construite uniquement avec des argiles limoneuses.

La composition constructive sera comme suit :

- ✓ Fondation ancrée à 3.5;
- ✓ Filtre horizontal (tapis drainant) avec un prisme aval ;
- ✓ Recharges argileuses mélangées avec des alluvions ;
- ✓ Revêtements sur les talus amont et aval de la digue.

Le niveau de la crête a été arrêté à la côte 52.5m.NGA.

V.1.2 Calcul des filtres

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entrainement des particules fines du massif à drainer, on interpose alors un filtre entre les deux matériaux, sa fonction, principale est de retenir ces particules 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**

$d_{15} = 0.0007\text{mm}$

$d_{50} = 0.008\text{mm}$

$d_{85} = 0.06\text{mm}$

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

- $0.008\text{mm} < D_{15} < 0.028\text{mm}$

- $0.096\text{mm} < D_{50} < 0.464\text{mm}$

La courbe granulométrique moyenne est :

$D_{15} = 0.018\text{mm}$

$D_{50} = 0.280\text{mm}$

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

$dR_{15R} = 0,0004 \text{ mm.}$

$dR_{50R} = 0,005 \text{ mm.}$

$dR_{85R} = 0,03 \text{ mm.}$

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

- $0.06\text{mm} < D_{50} < 0.29\text{mm}$

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

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

$D_{15} = 0.010\text{mm}$

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 :

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

D’après la courbe granulométriques de F₁ :

$d_5 = 0.0011\text{mm} ; \quad d_{10} = 0.0010\text{mm}$

$d_{17} = 0.0018\text{mm} ; \quad d_{60} = 0.013\text{mm}$

AN : $\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 8.125$ coefficient d’hétérogénéité ;

$n = 0,4 - 0,1 \cdot \log \eta = 0.30;$

$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.61 > 0.23$

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) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.021}{0.06} < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

Filtre N° 02 :

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

Pour qu'il n'y ait pas le phénomène du Renard il faut que :

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

Avec :

$$D_5 / D_{17} = 0.54 > 0.47 \text{ pour } n = 0.36 \text{ et } \eta = 13.76$$

La condition est vérifiée donc le phénomène de RENARD inexistant.

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

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = 0.36 < 4$$

La condition est vérifiée.

L'épaisseur minimale des couches du filtre inversés est donnée par :

$$t_{\min} \geq (5-7) D_{85}$$

Dans ce cas on prévoit un revêtement allégé d'un diamètre compris dans une fourchette (20-40) mm, pour une épaisseur de quelques centimètres. Il est à noter que l'épaisseur des couches du filtre dépend du mode d'exécution des travaux :

Pour les filtres édifiés à la main : $t_{\min} \geq 10 \text{ cm}$

Pour les filtres édifiés à la machine : $t_{\min} \geq 20 \text{ cm}$

Pour les filtres édifiés par remblayage à eau : $t_{\min} \geq 75 \text{ cm}$

Conclusion

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur 15 cm.
- La deuxième couche en gravier d'épaisseur 15 cm.
- L'enrochement (rip-rap) d'épaisseur = 30 cm.

V.2 Etude des infiltrations

V.2.1 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.2.2 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.2.3 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 $b = m_1 \cdot H_e = 2.5 \cdot 4.64 = 11.6$

L'emprise de la digue : $L_b = 36.5m$ **$L_b = 36.5m$**

$d = L_b - L_p - L_t - 0,7 \cdot b = 12.75m$ **$d = 13.13m$**

L_p : longueur du drain prisme

L_t : longueur du drain tapis

$h = H_e$: La hauteur d'eau en amont ($h = 4.64m$).

On trouve $y_0 = 0.8m$.

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

$$y^2 = 2xy_0 + y_0^2 \quad \text{on aura} \quad y^2 = 1.6x + 0.64$$

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

$$A = \frac{y_0}{2} = \frac{1}{2}(\sqrt{h^2 + d^2} - d) \dots\dots\dots (V.8)$$

On trouve **A = 0.4**

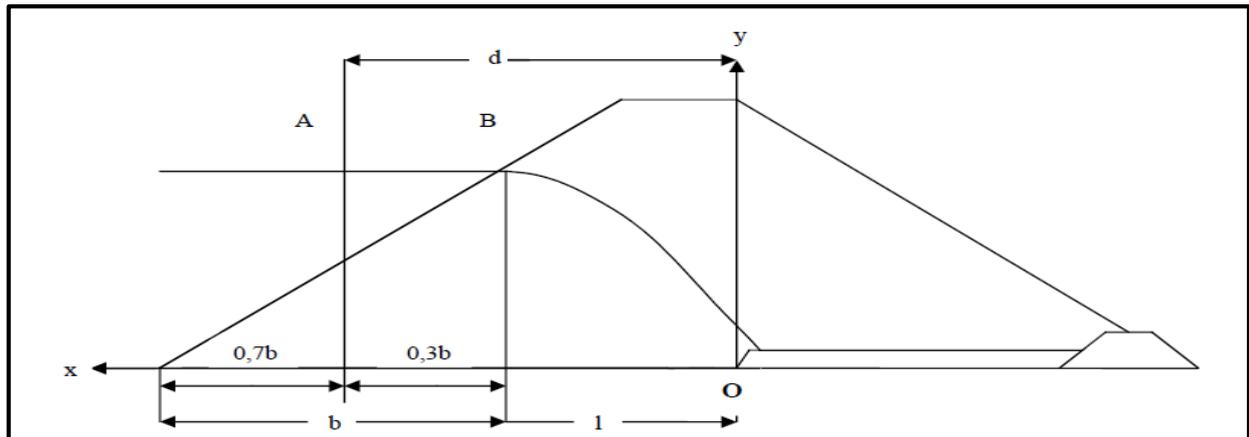


Figure V.1 Positionnement de la ligne de saturation

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

Tableau V.1 Coordonnées de la parabole de KOZENY :

X	0	1.5	3	4.5	6	7.5	9	10.5	12	13.5	15	16.5	18	19.5	21	22.5	24	25.5
Y	0.8	1.74	2.33	2.8	3.2	3.56	3.88	4.18	4.45	4.72	4.96	5.2	5.43	5.64	5.85	6.05	6.25	6.44

La ligne de saturation de la parabole de KOZENY est représentée dans la planche N⁰ 05.

V.2.4 Calcul du débit de fuite par infiltration

a. Digue :

Nous appliquons la loi de Darcy pour le calcul du débit de fuite à travers le corps de la digue.

$$q = K.I.A \dots\dots\dots (V.9)$$

Avec :

q : débit d'infiltration ($m^3 /s/ml$);

I : gradient hydraulique ;

K : Coefficient de perméabilité de la digue. ($K=10^{-8}$ m/s);

A : section d'infiltration par unité de longueur.

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

Donc :

$$q = K.y \frac{dy}{dx} \dots \dots \dots (V.10)$$

Avec : $y \frac{dy}{dx} = y_0$; ($y_0=0.8m$)

D'où: $q =K.y_0$ ($m^3/s/ml$)

Le débit total à travers le barrage sera : $Q= q.L$

A.N: $q=10^{-8} * 0.8=8 * 10^{-9} m^3/s/ml$

Donc $Q_d = q.L=8 * 10^{-9} * 140=1.12 * 10^{-6} m^3/s$

$$Q_d=1.12 * 10^{-6} m^3/s$$

b. Fondation :

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

$$q = K.I.A \dots \dots \dots (V.11)$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité de la fondation. ($K=3.10^{-9}$ m/s)

$$I=H_e/L_b \dots \dots \dots (V.12)$$

(H_e = charge de la retenue= $4.64mce$, $L_b= 36.5m$ L'emprise du barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. $A=T.l$ ($T=3m$ Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où $q = K.I.T$

A.N $q=3.10^{-9} * \frac{4.64}{36.5} * 3 = 1,14. 10^{-9} m^3/s/ml$

Donc $Q_F=q.L=1,14. 10^{-9}.140= 1.6 10^{-7} m^3/s$ $Q_F=1.6 10^{-7} m^3/s$

c. Débit total d'infiltration :

$$Q=Q_F+ Q_d = 1.12 * 10^{-6} + 1.6 * 10^{-7} = 1.28.10^{-6} m^3/s$$

$Q=1.28.10^{-6} m^3/s$

Le volume total perdu sur une année est de V perdue

$$V =40.36m^3$$

V.2.5 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

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

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \dots\dots\dots (V.13)$$

Avec:

ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.

δn : épaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau suivant :

Notre barrage appartient à la classe IV

Tableau V.2 Gradient admissible à travers le remblai terreux

Type de remblai	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

$I_{adm} = 1,95$

Donc : $\Delta H = 4.65 \text{ m}$; $\delta n = 35 \text{ m}$; $I = 0,13 \leq I_{adm}$

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

V.3 Etude de stabilité

V.3.1 Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)

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

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

Plusieurs configurations doivent être analysées à savoir :

a) Fonctionnement normal (talus aval)

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

b) Fin de construction (talus aval et amont)

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

c) Vidange rapide (talus amont)

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

Les coefficients de sécurité couramment admis en fonction de la classe du barrage sont groupés dans le Tableau V-4.

Tableau V.3 Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
(sans séisme)	1,3 ÷ 1,2	1,2 ÷ 1,15	1,15 ÷ 1,1	1,1 ÷ 1,05
(avec séisme)	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,05

Notre barrage fait partie de la classe IV, les coefficients admissibles seront donc :

- Sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,1 - 1,05$
- Avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus. La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

La vérification des talus de la digue par la méthode grapho-analytique consiste à la détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité et le moment des efforts de basculement (forces motrices) par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être inférieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} ».

V.3.2 Méthode de FELLENIUS

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Fellenius suppose que le volume de glissement délimité par la surface de glissement et la topographie du talus est subdivisé en n tranches. Chaque tranche est considérée comme un solide indéformable, en équilibre sur la ligne de glissement. Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sols de caractéristiques différentes c_i, f_i, g_i . La stabilité est étudiée en considérant le problème 2D, c'est-à-dire en analysant l'équilibre d'une masse de sol d'épaisseur unité dans le sens perpendiculaire à la figure.

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode consiste à découper le volume de sol concerné (compris dans l'arc EMF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux. Etudions l'équilibre de l'une de ces tranches, par exemple la tranche "ABCD".

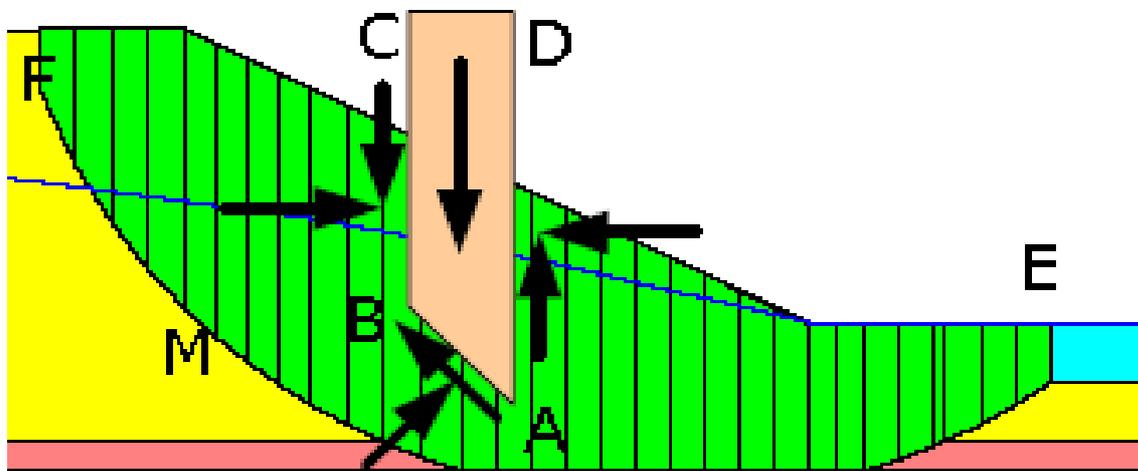


Figure V.2 Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenius

Les forces agissant sur cette tranche sont les suivantes :

- son poids W ;
- la réaction du milieu sous-jacent sur l'arc AB ;
- les réactions sur les faces verticales BC et AD décomposées en réactions horizontales H et en réactions verticales V . Il s'agit de forces internes au massif étudié.
- les pressions hydrauliques.

Définissons par rapport au centre O :

- le moment moteur, comme celui du poids des terres W (et des surcharges éventuelles), qui tend à provoquer le glissement ;
- les moments résistants, comme ceux des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche.

La surface de rupture étant limitée par les points E et F , le coefficient de sécurité global FS est défini par le quotient:

$$FS = \text{SEF}(\text{des moments résistants maximaux}) / \text{SEF}(\text{des moments moteurs})$$

Considérons la somme des moments pour l'arc EF, sachant que la somme des moments des forces est nulle. Fellenius a fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force agissant sur l'arc AB est le poids W, à l'exception des forces internes.

a. Ordre de calcul (Méthode des tranches)

- ✓ Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- ✓ Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
- ✓ Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2

Avec :

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

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b = 6.5\text{m}$).

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

Tableau V.4 Les différentes valeurs de K_1 et K_2

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

Pour notre cas:

Talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont et aval	2.5	0.875	2.025	5.7	13.16

- ✓ Le centre des rayons étant le point « B »
- ✓ L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles. On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o ».

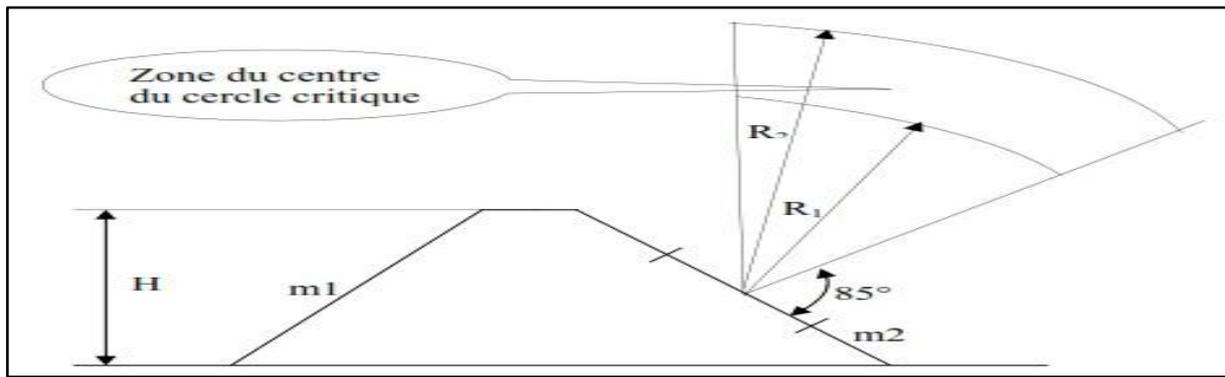


Figure V.3 Zone du centre du cercle critique selon le principe de Fondeev

- ✓ On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0,1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).
- ✓ Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :
 1. Poids de la tranche « G ».
 2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
 3. Forces de pressions interstitielles.
 4. Forces de Cohésion.
 5. L'effort du séisme.
- ✓ Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

1. Composante normale (forces stabilisatrices) :

$$N = G_n \cos \alpha \dots\dots\dots (V.14)$$

2. Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :

$$T = G_n \sin \alpha \dots\dots\dots (V-15)$$

Avec :

α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

Les caractéristiques géotechniques des sols
Elles sont représentées dans le tableau V.5 suivant

Tableau V.5 Caractéristique géotechnique

Paramètres	Unité	Digue	Fondation
φ°	Degré	25	33
C	t/m ³	1,12	0,65
γ_{sat}	t/m ³	1.97	-
γ_d	t/m ³	1.85	1.8
γ'	t/m ³	0.97	-

b. Calcul des forces appliquées à chaque tranche

A) Force de pesanteur (poids propre de la tranche)

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche. Elle est donnée par la formule suivante :

$$G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3) \dots\dots\dots (V.16)$$

Avec :

h_1, h_2, h_3 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation.

γ_2 : densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation.

γ_3 : densité de l'assise.

b : largeur de la tranche.

B) Force de pression interstitielle

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots\dots\dots (V.17)$$

Avec :

U : pression interstitielle.

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

γ_w : poids volumique de l'eau $\gamma_w=10KN/m^3$.

h : hauteur de la tranche.

C) Forces de cohésion

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots (V.18)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

D) Forces dues au séisme

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots (V.19)$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

c. Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

- Les forces stabilisatrices

A) Force de frottement

$$F_1 = N_n \tan \varphi - U \, dl \, \tan \varphi \dots\dots\dots (V.21)$$

Avec :

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

B) Force de cohésion

$$F_c = c \, dl \dots\dots\dots (V.22)$$

Avec : $dl = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot B_i}{360}$

R : rayon de la courbe de glissement.

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U \, dl) \tan \varphi + c \, dl] R \dots\dots\dots (V.23)$$

- Les forces motrices

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 :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (V.24)$$

d. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Le coefficient «K_s» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

A) Retenue pleine

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P_i) \tan \varphi_i + \sum C_i \, dl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.25)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - P_i) \tan \varphi_i + \sum C_i \, dl}{(1/R) \sum G_n a_n i \, dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.26)$$

Avec:

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

B) Retenue vide (fin de construction)

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots (V.27)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots (V.28)$$

C) Vidange rapide

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi_i + \sum C_i dl}{\sum T_{ni}} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.29)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi_i + \sum C_i dl}{\sum T_{ni} + (1/R) \sum G_n a_n d_{ni}} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.30)$$

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

Tableau V.6 Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		Kss	Kas
Fin de construction	Talus aval		
	R1=6.82	2.9	1.3
	R2=12.25	2.4	1.14
	R3=15.67	3.4	1.28
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R1=6.83	2.9	1.3
	R2=12.25	2.4	1.14
	R3=15.67	3.4	1.28
Vidange rapide	Talus amont		
	R1=10	3.25	1.25
	R2=11.87	2.38	1.17
	R3=15.39	1.97	1.09

CONCLUSION

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme. donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.



Chapitre VI

Etude de l'évacuateur de crue et l'ouvrage de vidange



INTRODUCTION

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

Les ouvrages annexes prévus pour le retenu seront :

- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'évacuateur de crues.

VI.1 L'évacuateur de crue :

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles au moment où la retenue est pleine, sans risques de déversement sur la digue ou d'érosion dommageable pour la digue.

VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue

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

1. La sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. Les difficultés de réalisation.
3. Les exigences topographiques du site.
4. Les exigences géologiques du site.
5. La facilité d'entretien.
6. La facilité de modification.
7. Le coût de l'ouvrage.

VI.1.2 Différents types d'évacuateurs de crue

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.

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

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

- Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s ;
- Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.
- En parallèle ce type d'évacuateurs représente ces inconvénients :
- Problème de saturation (Débit supérieur à celui du dimensionnement, charriage) ;
- Problème de vibration ;

Chapitre VI Etude de l'évacuateur de crue et l'ouvrage de vidange

- Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie) ;
- Prévoir des protections anti vortex (coût et entretien) ;
- Dissipation au pied de la digue.

b. Evacuateur de crues latérales à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement libre, son critère de choix est purement topographique. Il présente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

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

c. Evacuateur de crue latérale à entonnement frontal

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

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.

Son inconvénient est son Coût élevé de réalisation.

d. Evacuateur de crues en siphon

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

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- L'amorçage et le désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.

Chapitre VI Etude de l'évacuateur de crue et l'ouvrage de vidange

VI.1.3 Choix du tracé de l'axe

Pour un tracé judicieux, l'axe de l'évacuateur de crue doit être :

1. Le plus court possible.
2. Suffisamment éloigné du pied aval de la digue.
3. Rectiligne (si possible).
4. Plus ou moins orthogonal à l'axe de la digue.

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

VI.1.4 Choix du Type d'évacuateur de crue

Les types d'évacuateurs de crue qui sont normalement associés aux barrages en remblai sont énumérés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 Sélection des types d'évacuateurs de crue (Spillways for Dams-International Commission on Large Dams)

Type d'évacuateur de Crue :	Commentaires :
Déversoir latéral avec un seuil de déversement en dos d'âne	<ul style="list-style-type: none">• Pour des versants à fortes pentes.• Volume des déblais importants
Déversoir frontal avec seuil déversant en dos d'âne.	<ul style="list-style-type: none">• Pour des versants à faibles pentes.• Volume des terrassements faible.• La meilleure disposition du point de vue hydraulique.
Déversoir frontal avec seuil déversant en labyrinthe	<ul style="list-style-type: none">• Réduira la largeur du coursier d'évacuateur, mais pas autant que l'option de l'évacuateur latéral.
Evacuateur en puits	<ul style="list-style-type: none">• Utilisé où il n'existe pas d'options d'évacuateur à surface libre à cause de facteurs géologiques ou topographiques.

Outre les conditions citées ci-dessus, le choix de l'évacuateur de crue considère d'autres facteurs, à savoir le type de barrage, le débit à évacuer et la sécurité de l'ouvrage.

Ainsi, pour des raisons de sécurité on doit choisir des évacuateurs à seuils libres sans organes mécaniques de contrôle.

En peut conclure que pour la retenue de l'affluent d'oued Corso, nous prévoyons un évacuateur de crues à surface libre latéral à entonnement frontal avec un déversoir type Craeger (1951), en rive gauche de l'oued qui présente les meilleures conditions de pente.

Chapitre VI Etude de l'évacuateur de crue et l'ouvrage de vidange

VI.1.5 Dimensionnement de l'évacuateur 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 = 50,5m NGA.
- Niveau les plus hautes eaux : NPHE = 51,07m NGA.
- Débit de pointe à évacuer $Q_{\text{évacuer}} = 5,87 \text{ m}^3/\text{s}$
- Largeur du déversoir $B=8\text{m}$

a. Le canal d'approche :

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charge et guider calmement la crue vers le seuil déversant. Généralement, l'écoulement est calme avec une vitesse faible, pour une valeur de m (coefficient de débit).

➤ **La vitesse d'approche est obtenue par la formule :**

$$V_a = \frac{Q_{\text{projet}}}{S} \dots\dots\dots (VI.1)$$

Avec :

V_a : Vitesse d'approche ; Q : Débit de projet évacué (m^3/s).

h : Charge d'eau (m). $h = H + P = 0.56 + 0.5 = 1,06\text{m}$.

S : Section du canal (m^2). $S = h \times B = 1,06 \times 8 = 8,48\text{m}$.

P : Hauteur de pelle (m). ; H : Lamme déversant (m).

donc : $V_a = \frac{5,87}{8,48} = 0,69 \text{ m/s}$

$V_a = 0,69 \text{ m/s}$

Pour la roche saine $V_{\text{adm}} = (4,4 \text{ à } 10) \text{ m/s}$

$V_a \leq V_{\text{adm}}$ Donc pas de risque d'érosion ou d'affouillement.

Chapitre VI Etude de l'évacuateur de crue et l'ouvrage de vidange

➤ Hauteur du mur du canal d'approche

La hauteur de mur est :

$$H_m = H + P + R \dots \dots \dots (VI.2)$$

Avec ,

$$\text{La revanche : } R = 0,61 + 0,14(v)^{1/3} \dots \dots \dots (VI.3)$$

AN : R = 0,70m

On adopte une valeur de : $H_m = 1,8\text{m}$.

$H_m = 1,8\text{m}$

➤ Longueur du canal d'approche

La longueur du canal d'approche dépend de la topographie, elle est égale à 26.44m

➤ Pente du canal d'approche :

Pour obtenir un écoulement uniforme il est important de créer une contre pente.

Pour un régime uniforme on a :

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{2/3} * i_0^{1/2} \dots \dots \dots (VI.4)$$

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.

i_0 : Pente du fond.

R : rayon hydraulique en [m] ; R = S/P.

V : Vitesse d'écoulement en [m/s] ; V = Q/S.

P : Périmètre de section mouillée en [m] ; P = ((h+p) x 2) + b.

N : Coefficient de Manning en [$\frac{s}{m^{1/2}}$]

A.N:

S = 8.48 m².

P = ((h+p) x 2) + b = (1.05 x 2) + 8 = 10.1m.

R = 0.84 m.

N = 0.025.

$$i_0 = \left(\frac{0.025 * 0.69}{0.84^{2/3}} \right)^2 \qquad i_0 = 0.04\%$$

b. Déversoir :

Le profil du seuil déversant est de type Creager, l'avantage de ce contour est qu'on chaque point de son parement aval, la pression est égale à la pression atmosphérique, tout profil situé au-dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.

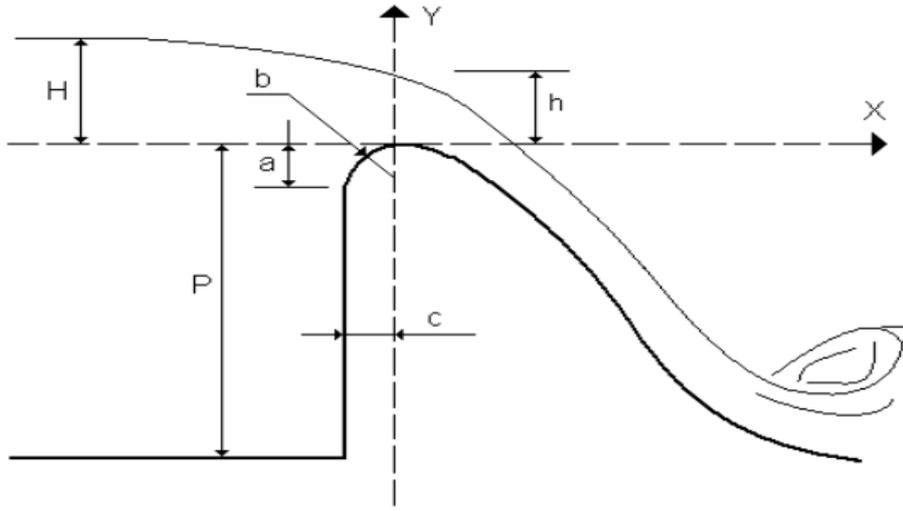


Figure VI.1 Dimensions du déversoir

➤ **Quadrant amont :**

- $a = 0.12 \times H = 0.12 \times 0.56 = 0.07 \text{ m.}$
- $b = 0.4 \times H = 0.4 \times 0.56 = 0.22 \text{ m.}$
- $c = 0.3 \times H = 0.3 \times 0.56 = 0.17 \text{ m.}$

➤ **Quadrant aval :**

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

$$y = \frac{x^{1.85}}{2 \times H^{0.85}}$$

H : Charge sur le déversoir [m].

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 Les coordonnées du profil de déversoir

Coordonnées pour construire le profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=1m			Profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=0.56m			
X/H	Surface Intérieure (Profil du déversoir)	Surface Extérieure	H(m)	X/H	Y/H	Y'/H
0	0,126	-0,831	0,560	0,000	0,071	-0,465
0,1	0,036	-0,803		0,056	0,020	-0,450
0,2	0,007	-0,772		0,112	0,004	-0,432
0,3	0	-0,74		0,168	0,000	-0,414
0,4	0,007	-0,702		0,224	0,004	-0,393
0,6	0,06	-0,62		0,336	0,034	-0,347
0,8	0,147	-0,511		0,448	0,082	-0,286
1	0,256	-0,38		0,560	0,143	-0,213

Chapitre VI Etude de l'évacuateur de crue et l'ouvrage de vidange

1,2	0,393	-0,219		0,672	0,220	-0,123
1,4	0,565	-0,03		0,784	0,316	-0,017
1,7	0,873	0,305		0,952	0,489	0,171
2	1,235	0,693		1,120	0,692	0,388
2,5	1,96	1,5		1,400	1,098	0,840
3	2,824	2,5		1,680	1,581	1,400
3,5	3,818	3,66		1,960	2,138	2,050

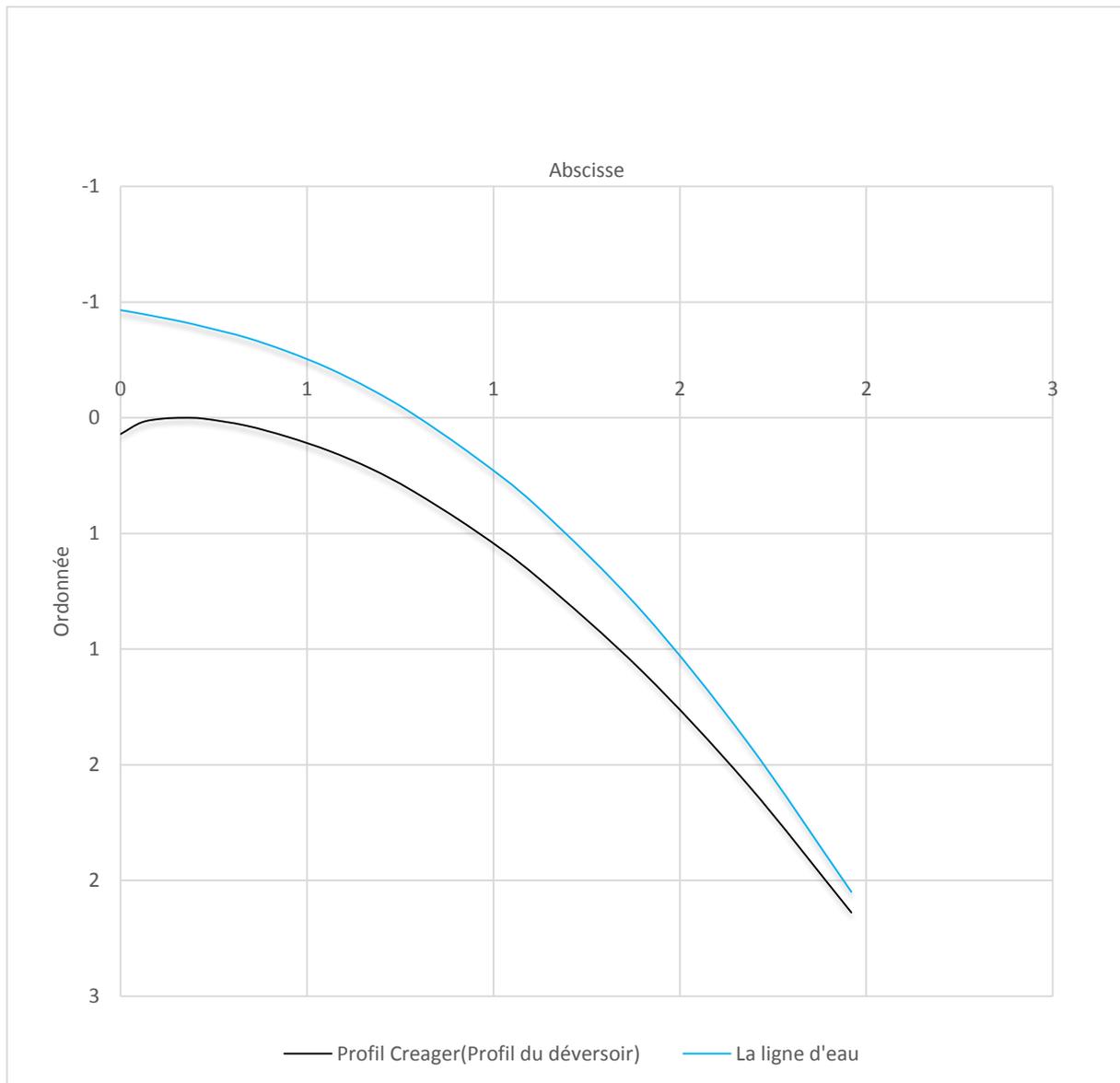


Figure VI.2 Tracé du profil type Creager du déversoir H=0,56 m

Chapitre VI Etude de l'évacuateur de crue et l'ouvrage de vidange

c. Chenal d'écoulement

La trace du chenal doit être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial.

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique "y_c" et la pente critique.

➤ Profondeur critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2} \dots\dots\dots (VI.5)$$

Ou :

Q : débit de projet laminé (Q = 5.87 m³/s);

b : la largeur de déversoir.

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81} \cdot \left(\frac{5.87}{8} \right)^2} = 0,38 \text{ m}$$

➤ Pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning :

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (VI.6)$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en [m] ;

I : pente en [m/m] ;

S : section mouillée ;

K : coefficient de Manning –Strickler (K = 71)

Pour une section rectangulaire
$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + (2 \cdot y_c))^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2$$

$$I_{cr} = \left[\frac{5.87 \cdot (8 + (2 \cdot 0,38))^{2/3}}{71 \cdot (8 \cdot 0,38)^{5/3}} \right]^2 \cdot 100\% = 1.34\%$$

➤ Hauteur normale :

$$Q = C \cdot S \cdot \sqrt{R \cdot I} \dots\dots\dots (VI.7)$$

Q= le débit a évacuer ; Q= 5,87 m³/s

S : section du chenal ; S=b.h_n.

I : pente du chenal ; I=0,2 %

C : coefficient de Chezy ; C=R^{1/6}/n .

n=0,014

Chapitre VI Etude de l'évacuateur de crue et l'ouvrage de vidange

R : rayon hydraulique $R = \frac{S}{p} = \frac{b \cdot h_n}{2 \cdot h_n + b}$;

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{\frac{1}{2}} \cdot (b \times h_n)^{\frac{5}{3}} \cdot (2h_n + b)^{-\frac{2}{3}}$$

Tableau VI.3 Calcul de la profondeur normale (chenal)

h_n(m)	(b*h_n)^{5/3}	(2h_n+b)^(-2/3)	Q m³/s
1	32	0,215443469	21,89
0,8	22,06141123	0,221387202	15,51
0,6	13,65847029	0,227758599	9,88
0,5	10,0793684	0,231120425	7,40
0,48	9,416410305	0,231807772	6,93
0,46	8,771617752	0,232500253	6,47
0,44	8,145250386	0,233197929	6,03
0,43	7,839061488	0,233548735	5,81

$$h_n = 0,43\text{m}$$

$$Q = V_n \cdot S_n \quad \Longrightarrow \quad V_n = \frac{Q}{b \cdot h_n} = \frac{5,87}{8 \cdot 0,43} = 1,71 \text{ m/s}$$

V_n = 1,71 m/s

➤ **Calcul des paramètres hydrauliques :**

- $S_c = b \cdot h_{cr} = 8 \cdot 0,38 = 3,04 \text{ m}^2$
- $P_c = (2 \cdot h_{cr} + b) = (2 \cdot 0,38 + 8) = 8,76 \text{ m}$
- $R_c = S_c / P_c = 0,35 \text{ m}$
- $C = (1/n) \cdot R^{1/6} = 59,96 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$

➤ **Interprétation des résultats :**

$$I = 0,2 \% \quad \text{et} \quad I_{cr} = 1,34\%$$

$$h_n = 0,43 \text{ m} \quad \text{et} \quad h_{cr} = 0,38 \text{ m} \quad \Rightarrow I < I_c \quad \text{et} \quad h_n > h_c$$

Donc le régime devient fluvial, et donc pas de formation de ressaut hydraulique.

d. **Le convergent**

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier sa largeur initiale doit toujours correspondre à celle du chenal d'écoulement et à sa largeur finale est égale à celle du coursier son rôle consiste à guider les filets d'eau jusqu'au coursier ; passant d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

Chapitre VI Etude de l'évacuateur de crue et l'ouvrage de vidange

- Largeur initiale ($b_1 = B=8\text{m}$).
- $h_1=h_n=0.43\text{m}$ (chenal d'écoulement) $v_n=1.71\text{m/s}$
- $h_c=0.38$ (chenal)
- On pose $b_2= 6\text{m}$

Le Nombre de Froude est donnée par la relation :

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \times h}} \dots \dots \dots (VI.8)$$

Froude au niveau de la section 1 : $F_1 = \frac{v_n}{\sqrt{g \times H_n}} = 0.83$

➤ **Angle de contraction du convergent :**

$$\alpha = \tan^{-1} \left\{ \frac{1}{2F_1} \times \left(\frac{b_1}{b_2} - 1 \right) \right\} \dots \dots \dots (VI.9)$$

$$\alpha = 11.35^\circ$$

➤ **Hauteur d'eau à la sortie du convergent (section 2) :**

On a :

$$\frac{F_2}{F_1} = \frac{1}{2} \times \left(1 + \frac{b_2}{b_1} \right) \dots \dots \dots (VI.10)$$

Froude au niveau de la section 2 : $F_2 = 0.5 \times (1 + b_2/b_1) \times F_1 = 0.73$

$$F_2 = \frac{v_2}{\sqrt{g \times H_2}} = \frac{Q}{b_2 \times h_2 \times \sqrt{g \times h_2}} \quad \quad \quad \mathbf{h_2 = 0.57\text{m}}$$

$$l = \frac{b_1 - b_2}{\tan \alpha} = 9,96$$

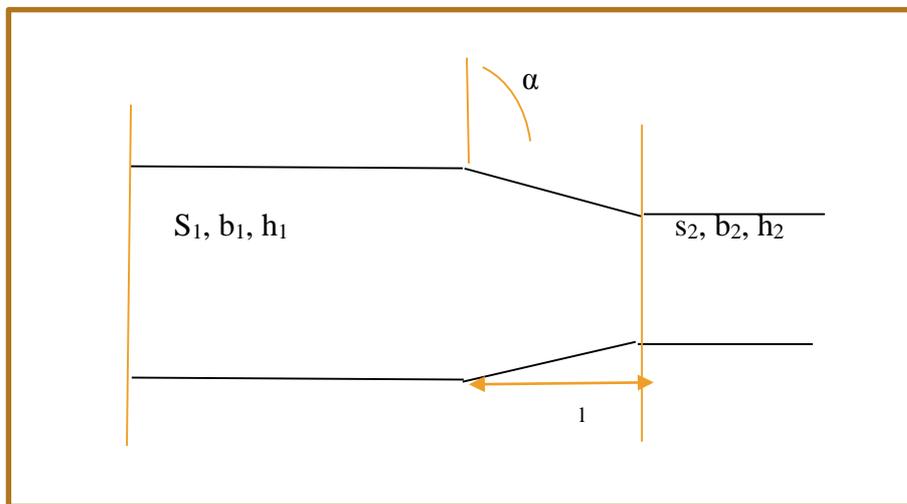


Figure VI.3 Représentation du convergent en forme de Funnel

Chapitre VI Etude de l'évacuateur de crue et l'ouvrage de vidange

➤ **La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante :**

$$L = 2,5 \cdot (l_1 - l_2) \dots\dots\dots (VI.11)$$

Où ;

l_1 est la largeur au plafond du bief amont $l_1 = b_1 = 8,0$ m

l_2 est la largeur au plafond de la section de contrôle $l_2 = b_2 = 6,0$ m

Donc $L = 5,0$ m.

e. **Le coursier :**

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire de la même largeur que celle de la fin du convergent

➤ **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 convergeant $bc=6m$

➤ **Longueur du coursier :**

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 20 mètres.

➤ **La profondeur critique :**

La condition de l'état critique est :

Pour un canal rectangulaire :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots\dots\dots (VI.5)$$

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{34,71^2}{9,81 \cdot 4,13^2}} = 0,46$$

➤ **Pente critique :**

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + (2 \cdot y_c))^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \quad I_{cr} = \left[\frac{5,87 \cdot (6 + (2 \cdot 0,46))^{2/3}}{71 \cdot (6,0,46)^{5/3}} \right]^2 \cdot 100\% = 0,31\%$$

➤ **Les paramètres hydrauliques :**

$$\left. \begin{aligned} Sc_r &= B \cdot h_{cr} = 6 \cdot 0,46 = 2,76 \text{ m}^2 \\ Pc_r &= B + 2 \cdot h_{cr} = 6 + (2 \cdot 0,46) = 6,92 \text{ m} \\ C_{cr} &= \frac{1}{0,014} 0,4^{1/6} = 61,31 \end{aligned} \right\} R_{c_r} = \frac{Sc_r}{P_{c_r}} = \frac{2,76}{6,92} = 0,4 \text{ m}$$

Chapitre VI Etude de l'évacuateur de crue et l'ouvrage de vidange

➤ 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).

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \dots\dots\dots (VI.7)$$

Avec,

S : section du coursier ; **S=b.h_n** ; **I** : pente du coursier I=25%

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 :

$$Q = \frac{1}{n} . I^{\frac{1}{2}} . (b + hn)^{\frac{5}{3}} . (2hn + b)^{-\frac{2}{3}}$$

Tableau VI.4 Calcul de la profondeur normale (coursier)

H _n (m)	(b*H _n) ^{5/3}	(2H _n +b) ^(-2/3)	Q m3/s
0,2	1,355091882	0,290099302	13,95544792
0,18	1,136858097	0,29131438	11,75700046
0,16	0,934226227	0,292542262	9,702173186
0,14	0,747822986	0,293783164	7,799272012
0,12	0,578390069	0,29503731	6,057956084
0,11	0,500310817	0,295669421	5,251394631
0,115	0,538784572	0,295352943	5,649172112
0,118	0,562413102	0,295163462	5,893134839

$$h_n = 0,118 \text{ m}$$

➤ Analyse des résultats :

I = 25% et **I_{cr} = 0.3 %** \implies **I > I_{cr}**
h_n = 0.118 m et **h_c = 0.46m** \implies **h_n < h_c**

Donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal est à forte pente.

Chapitre VI Etude de l'évacuateur de crue et l'ouvrage de vidange

➤ Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Y _N	Y _C	Régime	L bief (m)
5.87	71	0.25	0,118	0.46	Torrentiel	20

Calcul de la ligne d'eau avec la Méthode Indirecte d'intégration Numérique :
 Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant que dQ/dx est nul:

$$dy/dx = (S_o - S_f) / (1 - Fr^2) \dots\dots\dots (VI.12).$$

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 Sf peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning.

L'équation devient en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_o - (n^2 Q^2) / (A^2 R^{4/3})}{1 - (Q^2 B) / (g A^3)} \dots\dots\dots (VI.13)$$

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 :

$$Y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2} \dots\dots\dots (VI.14)$$

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.

Dans notre cas toujours Y_i < y_o (courbe de remous type S2).

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.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)	I0-G1	Δx	L
0,46000										
0,44350	0,45175	2,71050	6,90350	0,39263	1,05830	-0,05830	0,00320	0,24680	-0,00378	0
0,42750	0,43550	2,61300	6,87100	0,38029	1,18125	-0,18125	0,00359	0,24641	-0,01177	0
0,41150	0,41950	2,51700	6,83900	0,36804	1,32163	-0,32163	0,00404	0,24596	-0,02092	0
0,39550	0,40350	2,42100	6,80700	0,35566	1,48516	-0,48516	0,00457	0,24543	-0,03163	0
0,37950	0,38750	2,32500	6,77500	0,34317	1,67683	-0,67683	0,00520	0,24480	-0,04424	0

Chapitre VI Etude de l'évacuateur de crue et l'ouvrage de vidange

0,36350	0,37150	2,22900	6,74300	0,33057	1,90295	-0,90295	0,00595	0,24405	-0,05920	0
0,34750	0,35550	2,13300	6,71100	0,31784	2,17163	-1,17163	0,00684	0,24316	-0,07709	0
0,33150	0,33950	2,03700	6,67900	0,30499	2,49336	-1,49336	0,00793	0,24207	-0,09871	0
0,31550	0,32350	1,94100	6,64700	0,29201	2,88192	-1,88192	0,00925	0,24075	-0,12507	0
0,29950	0,30750	1,84500	6,61500	0,27891	3,35559	-2,35559	0,01089	0,23911	-0,15762	1
0,28350	0,29150	1,74900	6,58300	0,26568	3,93903	-2,93903	0,01293	0,23707	-0,19835	1
0,26750	0,27550	1,65300	6,55100	0,25233	4,66595	-3,66595	0,01550	0,23450	-0,25013	1
0,25150	0,25950	1,55700	6,51900	0,23884	5,58332	-4,58332	0,01880	0,23120	-0,31718	1
0,23550	0,24350	1,46100	6,48700	0,22522	6,75784	-5,75784	0,02309	0,22691	-0,40600	2
0,21950	0,22750	1,36500	6,45500	0,21146	8,28630	-7,28630	0,02877	0,22123	-0,52697	2
0,20350	0,21150	1,26900	6,42300	0,19757	10,31273	-9,31273	0,03645	0,21355	-0,69773	3
0,18750	0,19550	1,17300	6,39100	0,18354	13,05763	-12,05763	0,04706	0,20294	-0,95063	4
0,17150	0,17950	1,07700	6,35900	0,16937	16,86985	-15,86985	0,06213	0,18787	-1,35159	5
0,15550	0,16350	0,98100	6,32700	0,15505	22,32294	-21,32294	0,08425	0,16575	-2,05831	7
0,13950	0,14750	0,88500	6,29500	0,14059	30,40385	-29,40385	0,11795	0,13205	-3,56288	11
0,12350	0,13150	0,78900	6,26300	0,12598	42,90693	-41,90693	0,17179	0,07821	-8,57267	20

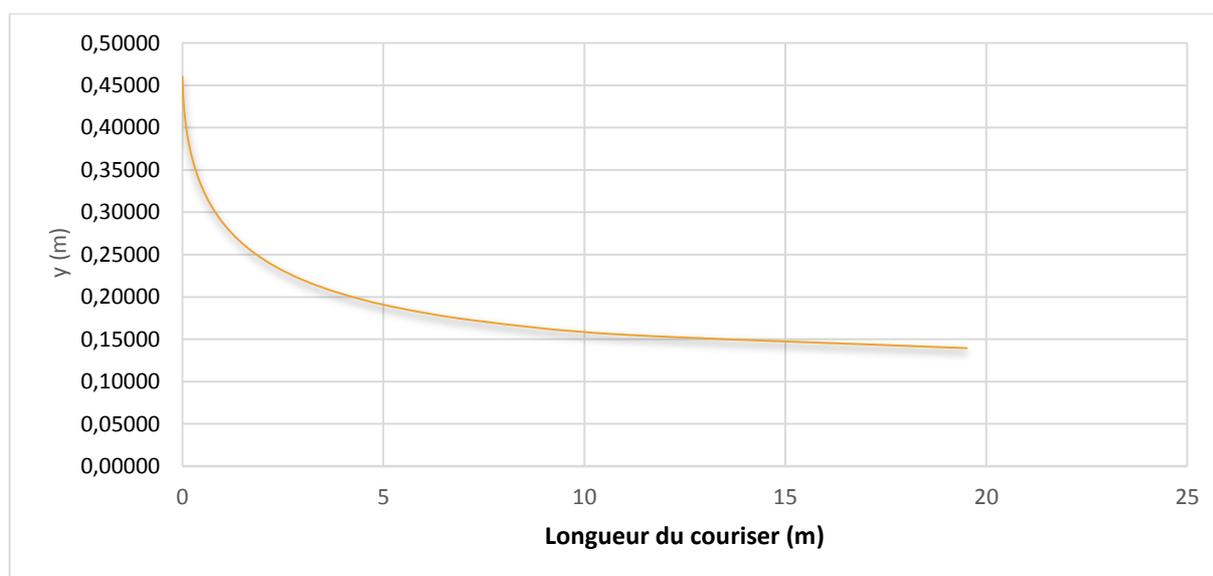


Figure VI.4 Profil de la ligne d'eau au niveau du coursier

Chapitre VI Etude de l'évacuateur de crue et l'ouvrage de vidange

On a :

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}} \dots\dots\dots (VI. 15)$$

Fr : Nombre de Froude ; V : Vitesse de sortie du coursier tel que $V = \frac{Q}{S}$

AN: $V = \frac{Q}{S} = \frac{5.87}{6 \times 0,12} = 8.15 \text{m/s}$ $V = 8,15 \text{m/s}$

donc: $F = \frac{8.15}{\sqrt{9,81 \times 0,12}} = 8,86$ $Fr = 7,5$

f. Dissipateur d'énergie :

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie 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. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le type de ressaut dépend directement du nombre de Froude et que le bassin de dissipation le plus favorable dépend du type de ressaut.

Tableau VI.6 Type de ressaut selon l'USBR

Nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1,0 \leq Fr \leq 1,7$.	Ressaut ondulé
$1,7 < Fr \leq 2,5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface.
$2,5 < Fr \leq 4,5$	Ressaut oscillant.
$4,5 < Fr \leq 9$	Ressaut stable (Stationnaire).
$Fr > 9$	Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Dans notre cas Froude est compris entre 4.5 et 9 cela veut dire que le ressaut est stable et que l'écoulement sera turbulent.

La vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin de dissipation est de $8.15 \text{m}^3/\text{s} < 15 \text{m}^3/\text{s}$, et le nombre de Froude est de $7.5 > 4.5$. Donc, d'après l'USBR ; le bassin de dissipation le plus favorable est un bassin à ressaut de type II.

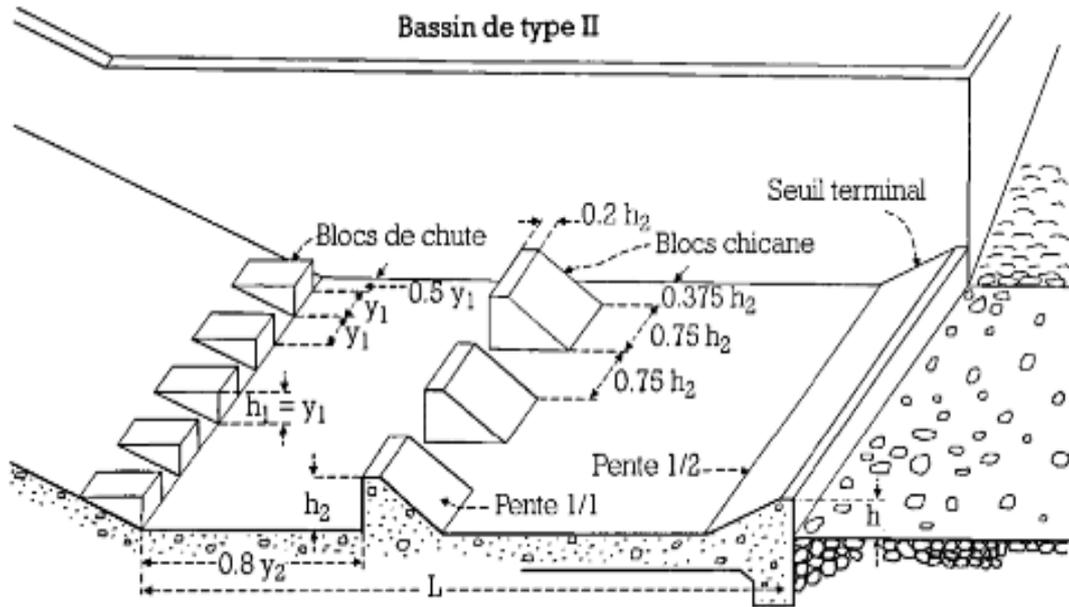


Figure VI.5 Bassin de dissipation USBR type II (Design of Small Dams, 1987)

❖ Dimensionnement du bassin :

On a $F = 7.5$ et $y_1 = 0.12m$

D'après l'abaque. $\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \times (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) = 10.11$ D'où $y_2 = 1,21m$.

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m)

✓ Longueur du bassin : D'après l'abaque (annexe VI.1) On a : $\frac{L}{y_2} = 2,6$ Donc :

$L = 3,15m$. On prend : $L = 3,5m$.

✓ Dimensionnement des blocs de chute : On a : $h_1 = y_1 = e_1 = s = 0,12m$ on prend 0.2

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 15 blocs.

✓ Dimensionnement des blocs de chicane :

D'après l'abaque (annexe VI.1)

$\frac{h_2}{y_1} = 1,8 \Rightarrow h_2 = 0.22m$ $s_2 = e_2 = 0.75 * h_2 = 0.17$ on prend 0.2 $l = 0,2 h_2 = 0,12m$

Chapitre VI Etude de l'évacuateur de crue et l'ouvrage de vidange

➤ La profondeur normale :

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est donnée par l'équation suivante :

$$Q = C.S.\sqrt{RI}$$

$$S_n = m.h_n^2 + b.h_n$$

$$P_n = b + h \cdot \sqrt{1 + m^2}$$

$$R_n = S_n / P_n$$

$$C_n = \frac{1}{n} \cdot R_n^{1/6}$$

En substituant chaque terme par sa valeur on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (m \cdot hn^2 + b \cdot hn)^{5/3} \cdot (2hn - \sqrt{1 + m^2} + b)^{-2/3}$$

Tableau VI.7 Calcul de la profondeur normale (canal de fuite)

h _n (m)	(m * hn ² + b * hn) ^{5/3}	(2hn - √(1 + m ²) + b) ^{-2/3}	Q m ³ /s
0,5	5,397854282	0,271441762	2,34020977
0,6	7,537583375	0,240374928	2,893864974
0,7	10,03740604	0,216899212	3,47725415
0,8	12,90812912	0,198425131	4,090881921
0,9	16,16184244	0,183440403	4,735249099
1	19,81156349	0,170997595	5,410852791
1,065	22,40271677	0,163967181	5,866979684

$$h_n = 1,065\text{m}$$

On a donc :

$$S_n = m.h_n^2 + b.h_n = 6.46 \text{ m}^2 \quad P_n = b + h \cdot \sqrt{1 + m^2} = 6.51 \text{ m} \quad R_n = S_n / P_n = 0,99$$

$$C_n = \frac{1}{n} \cdot R_n^{1/6} = 71,31 \text{ m}^{1/6}/\text{s}$$

➤ La vitesse de l'écoulement :

$$V = Q/S = C\sqrt{RI}$$

$$V = 71,31 \times \sqrt{0,99 \times 0,0005} = 1,59 \text{ m/s} < 3 \text{ m/s} = V_{adm}$$

Chapitre VI Etude de l'évacuateur de crue et l'ouvrage de vidange

h. Hauteur des murs bajoyers :

➤ **Hauteur des murs à l'entrée du déversoir**

Est égale au mur du canal d'approche (calculé précédemment) **Hm=1.8m**

➤ **Hauteur des murs du chenal :**

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête de la retenue.

➤ **Hauteur des murs au début du coursier :**

$$\text{On a: } H_m = h_e + r \quad \text{ET} \quad r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$$

$$V = 5.87 / (6 \cdot 0.46) = 2.13 \text{m/s}$$

$$H_m = 0.46 + 0.79 = 1.25 \text{m} \quad \mathbf{Hm=1.25m}$$

➤ **Hauteur des murs à la fin du coursier :**

$$V = \frac{5.87}{6 \cdot 0.12} = 8.15 \text{m/s}$$

$$r = 0,61 + 0,14 V^{1/3} \quad H_m = 0,12 + 0,89 = 1,01 \text{m} \quad \mathbf{Hm=1.01m}$$

➤ **Hauteur des murs dans le bassin de dissipation :**

$$R = 0,61 + 0,14 \cdot V^{1/3}$$

$$V = 5.87 / (6 \cdot 1.21) = 0.8 \text{m/s}$$

$$H_m = 1.21 + 0.74 = 1.95 \text{m}. \quad \mathbf{Hm=1.95m}$$

Remarque :

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0,3m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

i. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :

➤ **Vérification de l'apparition des vagues roulantes :**

Les vagues roulantes apparaissent si les deux conditions sont vérifiées :

$$\frac{b}{h} \geq (10 \div 12) \quad \text{Et} \quad \mathbf{Fr^2 \geq 40.}$$

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier.

Chapitre VI Etude de l'évacuateur de crue et l'ouvrage de vidange

Donc :

$$\frac{b}{h} = 50 > (10 \div 12) \quad \text{Et} \quad Fr^2 = 30 < 40$$

Absence de formation de vagues roulantes le long du coursier

VI.2 L'ouvrage de vidange

Destination de la vidange de fond :

- ✓ Assurer de l'eau pour les besoins d'irrigation
- ✓ Vidange de l'aménagement collinaire
- ✓ Passage des débits de chantier

VI.2.1 Calcul du débit de vidange :

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond approximativement égal :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \quad \dots\dots\dots (VI.18)$$

V_u : volume utile en (m³)

T : temps de vidange (15 < T < 21) jours.

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

$$Q_{vf} = \frac{21260}{15 \cdot 86400} + 0.24 = 0,26 \text{ m}^3/\text{s}$$

VI.2.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et de son diamètre :

On a:

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \quad \dots\dots\dots (VI.19)$$

D'ou :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}}$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m³/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

H=4.64m

Chapitre VI Etude de l'évacuateur de crue et l'ouvrage de vidange

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

A.N :

$$S = \frac{0,26}{0,8 \cdot \sqrt{2,9,81 \cdot 4,64}} = 0,034 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,034}{\pi}} = 0,2 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$\mathbf{D = 200 \text{ mm}}$$

✓ Correction du coefficient de débit μ :

On a

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \xi e + \frac{\lambda l}{4R}}}$$

$\sum \xi e$: Somme des coefficients des pertes de charges singulières

➤ **Coefficients des pertes de charge linéaires :**

$$\xi_{\text{lin}} = \frac{\lambda \cdot l}{4R} \dots \dots \dots \text{(VI.20)}$$

Avec : $\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$

λ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité [$n = 0,014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$].

D : diamètre de la conduite [$D = 200 \text{ mm}$].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 55 \text{ m}$).

R : rayon hydraulique

$$R = \frac{S}{P} \text{ avec } \left\{ \begin{array}{l} s = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi(0,2)^2}{4} = 0,031 \text{ m}^2 \\ P = \pi D = 0,63 \text{ m} \\ R = \frac{0,031}{0,63} = 0,05 \end{array} \right.$$

A.N :

$$\lambda = 0,042$$

$$\xi_{\text{lin}} = \frac{\lambda \cdot l}{4R} = \frac{0,042 \cdot 125}{4 \cdot 0,05}$$

$$\sum \xi_1 = 26,25 \text{ m}$$

Chapitre VI Etude de l'évacuateur de crue et l'ouvrage de vidange

➤ Coefficient des pertes de charge singulières :

On a :

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,5 \quad \xi_{\text{sortie}} = 1 \quad \xi_{\text{vannes}} = (0,1 + 0,1) = 0,2$$

Donc :

$$\sum \xi_s = 1,7 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (26,25 + 1,7)}} = 0,19$$

$$\text{Et :} \quad S = \frac{0,26}{0,19 \cdot \sqrt{2.9,81.4.64}} = 0,143 \text{ m}^2$$

D'ou :

$$D_{\text{vf}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,143}{\pi}} = 0,426 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D_{\text{vf}} = 450 \text{ mm}$$

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{Q_{\text{vf}}}{S_{\text{con}}} = \frac{0,26}{0,143} = 1.82 \text{ m/s}$$

CONCLUSION

Les ouvrages annexes d'un barrage sont d'une importance capitale puisqu'ils sont liés à la sécurité et à l'exploitation de l'ouvrage dans ce cas, on doit éviter tout sous-dimensionnement de chaque ouvrage.

Dans ce chapitre, et après avoir analysé la topographie du site, nous avons opté pour un évacuateur de crues latéral à entonnement frontal.

Pour le dimensionnement de cet évacuateur, la vitesse d'approche a été estimée à 0.69m/s. Pour ce qui est du déversoir, il a été dimensionné selon un profil de type Craeger pour mieux anticiper les chutes et éviter l'érosion régressive.

L'évacuateur de crues se termine par un bassin d'amortissement à ressaut de type II (USBR) et de longueur égale à 3.5m avec des blocs de chute et des blocs de chicane.

Étant donné la capacité de la retenue (inférieure à un million m³), la vidange de fond (confondue avec la prise de fond) a été dimensionnée pour un diamètre de 450 mm



Chapitre VII

Organisation de chantier et sécurité au travail



Partie 1 : Organisation de chantier

Introduction

Une meilleure connaissance des lieux du chantier contribue, énormément, à dresser un planning chronologique d'intervention des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et de temps dictées par le marché. C'est dire qu'une bonne organisation du chantier permet des diminutions considérables des coûts de l'ouvrage.

Une bonne organisation de chantier exige une utilisation rationnelle et correcte de la main d'œuvre et l'ensemble des moyens mis en œuvre dans le cadre du projet. Et pour atteindre ces objectifs, il est impératif de :

1. Définir, avec précision, les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en œuvre des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
2. Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée et qualifiée ;
3. Structurer convenablement les postes de travail ;
4. Opter pour une mécanisation de plus en plus poussée ;
5. Disposer d'un personnel à employer en quantité et en qualité ;

Le présent chapitre consiste à établir une organisation des travaux du chantier de réalisation de la retenue collinaire de Corso tout en assurant :

1. Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux...etc.).
2. Rapidité des diverses opérations.
3. Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
4. Une organisation de l'utilisation du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs sont d'une importance capitale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleurs délais et les meilleures conditions.

VII.1 Organisation et technique de préparation

Les opérations essentielles de préparation dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réaliser les travaux de construction.

Chapitre VII Organisation de chantier et sécurité au travail

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

1. Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.
2. Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

VII.1.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Avant de commencer les travaux de réalisation du barrage, il paraît indispensable de rappeler le rôle de chacune des différentes parties concernées par l'intervenir dans l'acte de construction.

a. Le maître de l'ouvrage

C'est une personne physique ou morale pour le compte de 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.

b. Le maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de concevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation pour les 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.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

c. L'entrepreneur

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître de l'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.

VII.1.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite des terrains spacieux, afin de pouvoir aménager les diverses aires de stockages, ouvrir des pistes de circulation d'engins, les occupations progressives par les locaux, les engins, les postes fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes

a. Installations destinées au personnel

Généralement, ce sont des dortoirs, des réfectoires, des installations sanitaires et des bureaux de chantier.

b. 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 peuvent être stockés en plein air. Pour éviter leur mélange et faciliter le

dosage du béton on doit prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats. Les aciers sont stockés des baraquements ou des hangars afin d'éviter leur oxydation...etc.

c. Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

d. Installation destinée pour la préfabrication

Cette installation est constituée de hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites.

VII.2 Ordre d'exécution des travaux :

1. Installation du chantier ;
2. Implantation des axes des différents ouvrages ;
3. Coupure et dérivation de l'oued ;
4. Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dite et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues ;
5. Coupure finale et mise en eau ;

VII.3 Travaux de réalisation

VII.3.1 Travaux de terrassements

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques. En ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

VII.3.2 Travaux d'excavation

Les différentes opérations d'excavation doivent être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux. Ces derniers comprennent le décapage, l'excavation et la mise en dépôt des déblais selon les étapes suivantes :

- Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

VII.3.3 Travaux secondaires

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- L'aménagement de la zone d'emprunt.

Chapitre VII Organisation de chantier et sécurité au travail

- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

VII.4 Les moyens de chantier

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétences.

Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechniciens spécialistes en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacté les matériaux.

On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du petit barrage.

VII.4.1 Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains, indispensables pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

Tableau VII.1 Type de Fonction et le salaire

Fonction	Salaire brute (DA)
Ingénieur	80.000
Technicien	60.000
Administrateur	50.000
Ouvrier	30.000

VII.4.2 Les besoins matériels

a. Engin de terrassement

En général, le matériel de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction, le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai- enrochement ...).

On peut citer :

- Le chargeur à pneus ou à chenilles.
- La décapeuse.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant, à pneus ou à pied dameurs.
- Bulldozer

Chapitre VII Organisation de chantier et sécurité au travail

- Niveleuse
- Pelle mécanique



Figure VII.1 Tipdozer



Figure VII.2 Pelle rétro



Figure VII.3 Niveleuse (Grader)

b. Engin de compactage

Le compactage des remblais est une tâche très importante du moment que cette opération est liée de façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. Pour cela, on fait appel aux engins suivants :

- Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.

Chapitre VII Organisation de chantier et sécurité au travail

-Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.

-Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins



Figure VII.4 Compacteur à rouleaux lisses

c. Le matériel de bétonnage

On utilise, le plus souvent, des bétonnières pour la fabrication des bétons nécessaires pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur).

d. Autres engins

- Les camions et les camions citernes.
- Les canions dumpers.
- Les citernes d'eau et de fuel.
- Les brises roches et compresseurs.
- Les groupes électrogènes.



Figure VII.5 Camion benne

VII.5 Programme des travaux

La réalisation de la retenue de Corso se fera en deux saisons sèches et sans difficultés particulières.

Les phases de la construction du barrage sont les suivantes :

- Aménagement du tronçon du canal d'amenée et la tête amont de la prise d'eau.

Chapitre VII Organisation de chantier et sécurité au travail

Une fois les conduites de prise et de vidange de fond et les canaux d'amenées (déviation des Oueds, pour que tous les débits passent à travers la conduite) soient terminés, la construction de la digue commence par l'enlèvement des terres végétales sous la digue.

-Tous ces travaux peuvent être exécutés pendant les mois relativement secs du printemps et le début d'été (1^{ère} phase de la construction).

Parallèlement à la construction de la digue, il faut procéder à la réalisation de la protection en enrochement sur les talus et entamer la réalisation de l'évacuateur de crue.

Les équipements de la prise d'eau et de la vidange de fond seront installés dans l'ouvrage de prise d'eau.

Il sera procédé, ensuite à la construction de la route d'accès (chemin stabilisé) sur la crête de la digue et la correction des terrains aux alentours de la retenue collinaire qui seront à refaire.

Pour terminer les travaux, l'aménagement de la zone d'emprunt est nécessaire. A la fin des travaux de la digue, la fermeture de la tête amont et le bétonnage ultérieur de l'ouvrage de prise d'eau seront exécutés, cela permet la mise en service du barrage.

Tous ces travaux doivent être exécutés pendant les mois secs d'été et d'automne et peuvent être continués pendant les mois relativement secs du printemps et l'été suivant (2^{ème} phase de construction).

En conclusion, la réalisation de la retenue collinaire ne présente pas de difficultés particulières.

La mise en exploitation du barrage, après avoir terminé la construction peut être estimée à 08-12 mois (remplissage de la retenue).

VII.6 Planification

VII.6.1 Définition

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau);
- A temps (sans retard);
- Economique (avec des bénéfices).

VII.6.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

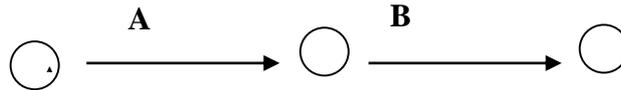
- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

a. Méthodes basées sur le réseau

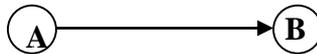
➤ Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

-Réseau à flèches : L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



-Réseau à nœuds : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

➤ Construction du réseau : Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les cinq opérations suivantes :

1. Etablissement d'une liste des tâches ;
2. Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération ;
3. Construction des graphes partiels ;
4. Regroupement des graphes partiels ;
5. Construction du réseau.

b. Méthode C.P.M (*Critical path method*)

La méthode du chemin critique vise à réduire le 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.

L'utilisation de cette méthode nécessite les étapes suivantes :

1. Collection des informations ;
2. Décomposition du projet ;
3. Définition de la relation entre les tâches ;
4. Attribution des durées

5. Construction du réseau.

➤ Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables pour 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 ;
- DCP : Date de commencement au plus tard ;
- DFP : Date de finition au plus tôt ;
- DFPP : Date de finition au plus tard ;
- MT : Marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

➤ 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 :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.Pcc} \end{cases}$$

➤ Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

1. Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
2. Dimensions du projet ;

On applique la formule suivante :

$$\mathbf{T = \frac{Q \cdot N}{n}} \dots\dots\dots \text{(VII.1)}$$

avec,

$$\begin{cases} \mathbf{Q = Quantité de travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VII.6.3 Planning des travaux

Il existe deux types de plan de travail :

a. Plan de travail au plus tôt

Dans ce cas, toutes les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est bien fournie en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

b. Plan de travail au plus tard

Toutes les opérations commencent à une date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsque ses moyens sont limités (plus économique).

VII.7 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en compte tenu du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer certaines exigences, qui sont :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération ;
- Exécution du travail le plus économiquement possible

a. Attribution des symboles des différentes opérations

Tableau VII.2 Symboles et durées des opérations

Travaux	Opérations	Durée (Mois)
Travaux de préparation, installation de chantier, (développement du réseau routier assurant l'accès au chantier)	A	1
Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage ;	B	2
Réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange	C	1
Excavations de l'évacuateur de crues	D	1
Préparation des zones d'emprunt	E	2
Réalisation (coffrage + coulage) de l'évacuateur de crues	F	2
Déboisement de la cuvette	G	3
Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	H	1
Approvisionnement du filtre	I	2
Mise en place d'un système de drainage	J	1
Remblai compacté	K	4
Revêtements de talus	L	3
Equipements hydraulique	M	1
Travaux de finitions	N	2

Chapitre VII Organisation de chantier et sécurité au travail

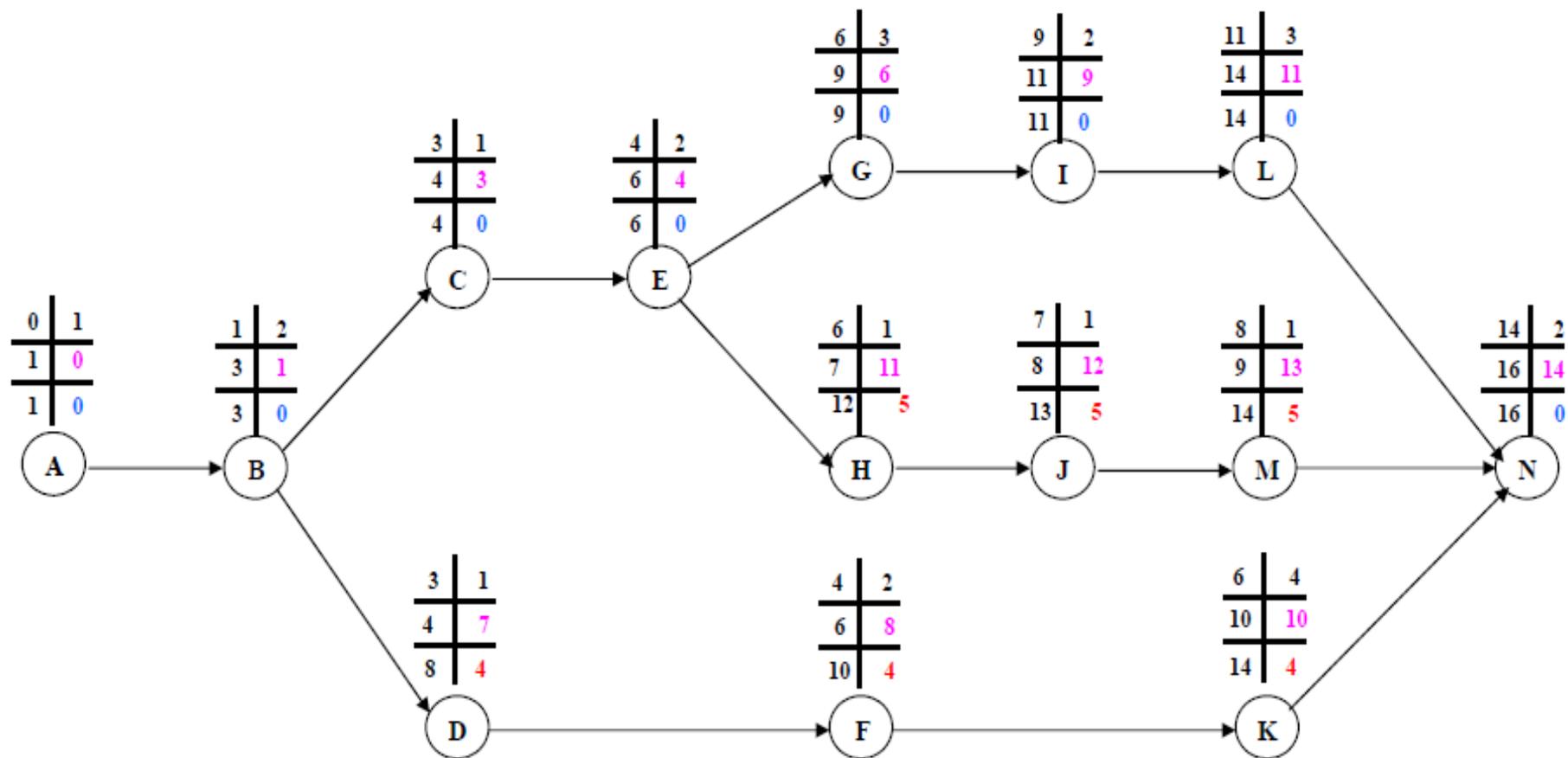


Figure VII.6 Réseau à nœuds

Chapitre VII Organisation de chantier et sécurité au travail

b. Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 Détermination du chemin critique

Opération	TR	D.P		D.F.P		MT
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	1	0	1	0	1	0
B	2	1	3	1	3	0
C	1	3	4	3	4	0
D	1	3	4	7	8	4
E	2	4	6	4	6	0
F	2	4	6	8	10	4
G	3	6	9	6	9	0
H	1	6	7	11	12	5
I	2	9	11	9	11	0
J	1	7	8	12	13	5
K	4	6	10	10	14	4
L	3	11	14	11	14	0
M	1	8	9	13	14	5
N	2	14	16	14	16	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire sur oued Corso est égal à 16 mois.

VII.8 Devis estimatif du coût du projet

Tableau VII.4 Devis estimatif de la réalisation de l'aménagement collinaire

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QUANTITE	PU	MONTAN
01	Décapage de la couche végétale d'une épaisseur de 50 cm et évacuation à la D.P	m ³	2 578,00	500,00	1 289 000,00
02	Excavation parafouille dans un terrain dure	m ³	2 600,00	600,00	1 560 000,00
03	Remblai en argile du corps de la digue y/c arrosage et compactage	m ³	40989,45896	500,00	20494729,48
04	Protection talus amont en Rip-Rap (enrochement)	m ³	835,00	2 500,00	2 087 500,00
05	Protection talus aval en TVO	m ³	433,00	500,00	216500,00
06	Transition talus amont gravier d'une épaisseur de 15 cm	m ³	421,00	2 500,00	1 052 500,00
07	Transition talus amont sable d'une épaisseur de 15 cm	m ³	421,00	1 500,00	631 500,00
08	Protection de la crête en gravier ép. 0,30 m	m ³	230,00	2 500,00	575 000,00
09	Enrochement drain du pied	m ³	1 630,00	2 500,00	4 075 000,00

Chapitre VII Organisation de chantier et sécurité au travail

10	Transition drain du pied gravier	m ³	41,00	2 500,00	102 500,00
11	Transition drain du pied sable	m ³	41,00	1 500,00	61 500,00
12	Gravier pour tapis drainant	m ³	35,00	2 500,00	87 500,00
13	Sabler pour tapis drainant	m ³	35,00	1 500,00	52 500,00
EVACUATEUR DE CRUES					
01	Excavation en grande masse dans un terrain de toute nature	m ³	1 982,00	500,00	991 000,00
02	Fourniture et mise en place du béton de propreté dosé à 150 Kg/m ³ y/c coffrage	m ³	23,00	17 000,00	391 000,00
03	Fourniture et mise en place du béton armé dosé à 400 Kg/m ³ y/c coffrage	m ³	166,00	45 000,00	7 470 000,00
04	Remblai derrière les murs de l'évacuateur y compris compactage	m ³	160,00	300,00	48 000,00
05	Enrochement du canal de fuite & d'approche	m ³	400,00	2 500,00	1000 000,00
06	Fourniture et pose de conduite en PVC perforée pour drainage DN100 mm	ml	28,00	2.000,00	56 000,00
07	Joint de dilatation	ml	40,00	1 000,00	40 000,00
VIDANGE DE FOND ET PRISE D'EAU					
01	Terrassement en tranchée dans un terrain de toute nature	m ³	880,00	300,00	264 000,00
02	Fourniture et mise en place du Béton de propreté dosé à 150 Kg/m ³	m ³	10,00	17 000,00	170 000,00

Chapitre VII Organisation de chantier et sécurité au travail

03	Fourniture et mise en place du béton armé dosé à 350 Kg/m ³ y/c coffrage	m ³	25,00	45 000,00	1 125 000,00
04	Fourniture et Mise en place de conduite en acier enrobé épaisseur 6 mm pour vidange de fond : - DN450 mm PN 10 Y compris essais d'étanchéité au compresseur, brides, butées, soudure, peintures, boulons, joints, pièces spéciales et toutes autres sujétions	ml	60	28 000,00	1 680 000,00
05	Fourniture et Mise en place de vannes de vidange DN 450 PN 10 bars type papillon y compris essais d'étanchéité au compresseur, brides, butées, soudure, peintures, boulon, joints, pièces spéciales, joints de démontage et toutes autres sujétions	u	2,00	450 000,00	900 000,00
08	Remblai en argile (au-dessus de la conduite) y/c compactage.	m ³	80,00	500,00	40 000,00
09	Enrochement du canal de fuite	m ³	45,00	2 500,00	112 500,00
10	F/P d'échelle métallique	u	2	30 000,00	60 000,00
11	F/P d'une grille métallique	u	1	20 000,00	20.000,00
12	F/P d'une trappe pour chambre de vanne	u	1	10 000,00	10.000,00
Total en H.T					40 806 100,00
T.V.A 17 %					6 937 037,00
Total en T.T.C					47 873 037,00

Partie 2 : sécurité au Travail

Introduction

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs.

Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent se produire à tous les moments de l'installation jusqu'à la mise en eau. C'est pour cela, qu'on doit chercher toutes les solutions pour faire face à ces derniers.

L'objet sera, donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier. Pour cela, il existe un bon nombre de dispositifs, de consignes et de règlements dits « de sécurité » dicté par différents organismes intéressés par la sécurité du travail, notamment le BIT (le Bureau International du Travail).

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégagent la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourraient être tenus comme responsables dans le cas ou des dispositions n'aient pas été prises dans l'application des règles de sécurité sur le chantier.

VII.1 Les accidents de travail:

Un accident survenu au salarié par le fait ou à l'occasion de son travail, quelle qu'en soit la cause, est considéré comme accident du travail.

Pour que l'accident du travail soit reconnu, le salarié doit justifier des deux conditions suivantes :

- Il a été victime d'un fait accidentel dans le cadre de son activité professionnelle,
- Le fait accidentel a entraîné l'apparition soudaine d'une lésion.

Le fait à l'origine de l'accident du travail doit être soudain (ce qui le distingue de l'apparition de la maladie professionnelle). Il peut provenir d'un événement ou d'une série d'événements, qui doivent être datés de manière certaine. Ce fait doit intervenir du fait ou à l'occasion du travail, ce qui implique que le salarié doit être placé sous l'autorité de l'employeur lorsque le fait accidentel se produit.

L'accident est présumé d'origine professionnelle dès lors qu'il se produit dans les locaux de l'entreprise, même pendant un temps de pause. Toutefois, la qualification d'accident du travail peut être écartée si le fait accidentel est la conséquence de faits non professionnels (par exemple, un suicide sur le lieu de travail en raison de problèmes personnels).

Tableau VII.5 Fréquence des accidents de travail sur le chantier

Risque	Fréquence
Manutention manuelle	48%
Chute de hauteur	18%
Outillage à main	16%
Chute de plain-pied	10%
Machines	2%
Risque routier	2%
Risque physique (électrique)	1%
Risque chimique	1%
Manutention mécanique	1%
Agressions	1%
Autre	1%
Total	100%

VII.1.1 Cause des accidents de travail :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

a. Causes humaines :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de facilité.

b. Causes techniques :

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.

VII.1.2 Conditions dangereuses sur le chantier :

1. Installation non protégée ou mal protégée.
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
4. Protection individuelle inexistante.
5. Défauts dans la construction.
6. Eclairage défectueux.
7. Facteur d'ambiance impropre.
8. Conditions climatiques défavorables.

VII.1.3 Actions dangereuses sur le chantier

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Agir sans prévenir ou sans autorisation.
4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
5. Imprudence Durant le travail.
6. Suivre un rythme de travail inadapté.

VII.2 Moyen de prévention et de protection

Dans l'entreprise comme dans la vie, c'est bien connu, « **il vaut mieux prévenir que guérir** ». Risques professionnels et accidents de travail sont lourds de conséquences pour l'employeur, les employés et le travail. Pour cela notre entreprise n'est pas passée à côté du fait de mettre à disposition de ses employés des moyens de prévention et de protections individuelles et collectives dans le but de la suppression ou réduction des risques.

VII.2.1 Moyen de protection Collectif :

Sur un chantier on utilise des signalisations comme :



VII.2.2 Moyen de protection Individuel

a. Bruit :

Il y'a des engins qui engendrent beaucoup de bruit et donc peuvent causer des lésions pour éviter ça, les employés (ingénieur, technicien, ouvrier.)

Doivent mettre un casque.



b. Les yeux :

Des lunettes et des plaques de signalisation sont mise en place pour la protection des yeux



c. Système respiratoire :

À cause de la poussière et des fines particules



d. Mains :

Le port de gants est une obligation pour éviter les blessures



VII.2.3 Prévention des risques professionnels :

e. Mesures et principes généraux de prévention :

L'obligation patronale de sécurité ne se limite pas à la prévention des accidents du travail et des maladies professionnelles. Elle est beaucoup plus étendue et concerne tous les risques auxquels le salarié peut être exposé au travail, y compris les risques psychosociaux. Il s'agit d'une obligation de résultat, et non pas simplement d'une obligation de moyens.

Pour respecter son obligation, l'employeur doit prendre les mesures nécessaires pour assurer la sécurité et protéger la santé physique et mentale de ses salariés. Il doit :

- Conduire des actions de prévention des risques professionnels et de la pénibilité au travail,
- Mener des actions d'information et de formation de ses salariés sur la santé et la sécurité,
- Mettre en place une organisation et des moyens de travail adaptés.

Ces mesures doivent être adaptées en cas de changement de circonstances ou pour améliorer les situations existantes.

Chapitre VII Organisation de chantier et sécurité de travail

Elles doivent se baser les principes généraux de prévention suivants :

- Éviter les risques,
- Évaluer les risques qui ne peuvent pas être évités,
- Combattre les risques à la source,
- Adapter le travail à l'homme (en particulier s'agissant de la conception des postes de travail, le choix des équipements et des méthodes de travail et de production) afin de limiter le travail monotone et le travail cadencé,
- Tenir compte de l'état d'évolution de la technique,
- Remplacer ce qui est dangereux par ce qui n'est pas dangereux ou par ce qui est moins dangereux,
- Planifier la prévention en y intégrant notamment la technique, l'organisation et les conditions de travail, les relations sociales, les risques liés au harcèlement moral et au harcèlement sexuel,
- Prendre des mesures de protection collective en leur donnant la priorité sur les mesures de protection individuelle,
- Donner les instructions appropriées aux travailleurs.

VII.2.4 Règles de sécurité sur les lieux de travail :

a. Dans les locaux

Les locaux de travail doivent être aménagés de façon à garantir la sécurité des travailleurs. Ils doivent être tenus dans un état constant de propreté, présenter les conditions d'hygiène et de salubrité nécessaires et être dégagés de tout encombrement.

Les installations et dispositifs techniques et de sécurité doivent être entretenus et vérifiés périodiquement.

L'employeur doit également respecter des normes particulières concernant notamment :

- L'aération et l'assainissement des locaux,
- L'éclairage (lumière naturelle suffisante dans les locaux de travail autant que possible...),
- Le chauffage,
- La protection contre le bruit,
- L'aménagement des postes informatiques (de manière à limiter le stress, la fatigue visuelle, les troubles musculo-squelettiques et les rayonnements émis par les écrans),
- La Protection Contre le Tabac,
- Les Installations Sanitaires,
- La Restauration du Personnel,
- La Signalisation des Zones de Danger,
- Le Matériel de Premiers Secours,
- La prévention et la lutte contre l'incendie et des risques liés aux installations électriques.

b. Sur chantier

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés. :

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.

Chapitre VII Organisation de chantier et sécurité de travail

- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être aérés et chauffés.

VII.2.5 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation :

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation de la retenue on a proposé plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes.

Tableau VII.6 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 heurts 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 doit plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs, mais une mesure indispensable et incontournable dans l'exercice de la fonction.

Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir 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.

À cet effet, il convient d'accorder davantage d'intérêt aux aspects éducatifs de l'homme durant l'accomplissement de son travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.



Chapitre VIII
Etude d'impact sur
l'environnement



Introduction

La prise de conscience dans les années 1970 de la nécessité de limiter les dommages à la nature s'est concrétisée par des lois obligeant à réduire les nuisances et pollutions, et à atténuer les impacts des grands projets (ou de projets dépassant un certain coût). Pour ce faire, des « Études d'impact environnemental » (EIE) sont devenues obligatoires préalablement à la réalisation d'aménagements ou d'ouvrages qui, par l'importance de leurs dimensions ou leurs incidences sur le milieu naturel, pourraient porter atteinte à ce dernier.

L'étude d'impact sur l'environnement (EIE) 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'EIE 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.

VIII.1 But et utilité de l'EIE

Les méthodes traditionnelles d'évaluation technique et économique des projets ne prenaient pas en considération de manière adéquate les préoccupations environnementales. L'EIE vient combler cette lacune en intégrant l'évaluation environnementale dans les différentes étapes du projet. Le but ultime étant de s'assurer que le projet prend en considération les impacts négatifs et ne présente pas de risque pour l'environnement. L'utilité de l'évaluation environnementale réside dans la détermination, la prévision, l'interprétation, l'atténuation et la surveillance des effets environnementaux du projet et dans le fait qu'elle est prise en compte au même titre que les aspects économiques et techniques dans le processus décisionnel associé au projet.

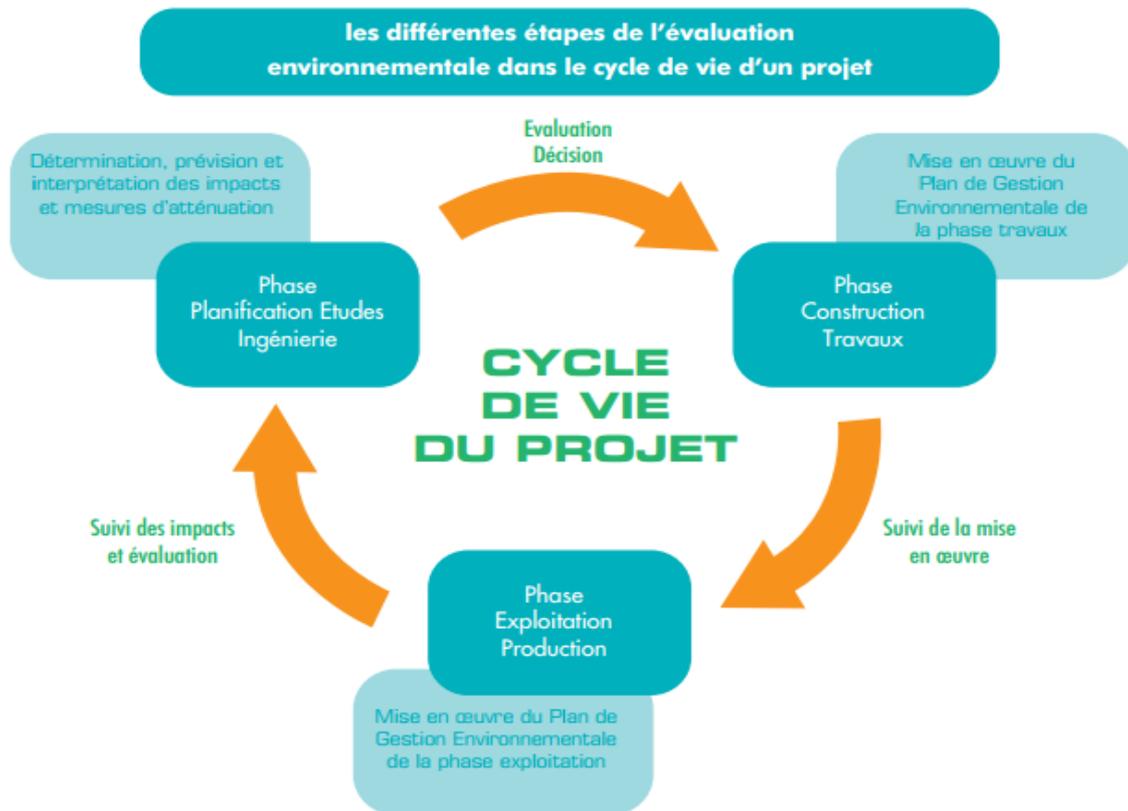


Figure VIII.1 Etapes d'évaluation environnementale (ANPE)

VIII.2 Les principaux intervenants dans le système d'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).

VIII.3 Impact écologique d'un projet de barrage

Nous avons besoin des barrages et des bienfaits que leurs retenues apportent par le stockage de l'eau en période d'abondance et la fourniture en période de carence. Les barrages maîtrisent les crues dévastatrices et les sécheresses catastrophiques. Ils réalisent la régulation des débits naturels, variables selon les saisons et les aléas climatiques, en les adaptant à la demande en eau pour l'irrigation, l'hydroélectricité, l'eau potable et industrielle, et la navigation. Ils favorisent loisirs, tourisme, pêche et pisciculture, et peuvent améliorer parfois les conditions environnementales. Ainsi, les barrages-réservoirs sont devenus une partie intégrante de l'infrastructure que nous avons construite, de la base de survie que nous avons réalisée. Dans l'avenir, beaucoup de barrages seront à construire pour assurer la bonne gestion des ressources mondiales en eau, limitées, mal réparties, et dans bien des régions dramatiquement insuffisantes (voir le texte complémentaire).

En contrepartie, nous sommes de plus en plus conscients de la nécessité absolue de protéger et préserver le milieu naturel, qui est le fondement, menacé, de toute vie.

L'évolution récente de l'approche plus raisonnée en matière d'environnement se traduit par la notion de développement durable mis en valeur par les enjeux du Millénaire, avec la déclaration des Nations Unies à New York en septembre 2000. [CFGB]

VIII.4 Impacts sociaux d'un projet de barrage

Dans la charte éditée par la CIGB/ICOLD en 1997, il est également souligné l'aspect social, au sens large du mot "environnement" : les gens, leurs terres, leurs lieux de vie, leur économie leur patrimoine et leurs traditions. L'impact des barrages-réservoirs sur ce milieu-là est inéluctable et évident :

- Leurs Terres Sont Noyées,
- Les Populations Sont Déplacées,
- La Continuité De La Vie Aquatique Le Long Du Cours D'eau Est Interrompue,
- Le régime d'écoulement est modifié et souvent les débits sont réduits du fait des captages.

Pour ces raisons, les ingénieurs de barrage se trouvent confrontés aux problèmes inhérents à la transformation du milieu naturel en un milieu favorable aux humains.

Dans cette lutte séculaire d'amélioration des conditions de vie d'une population mondiale toujours croissante, l'exploitation nécessaire des ressources naturelles, dont l'eau, ne permet pas de préserver le milieu naturel dans son état initial.

Par contre, il convient de protéger ce milieu de toute agression ou toutes les perturbations qui sont évitables.

Il est essentiel de collaborer, de bonne foi, avec la fragilité mais aussi avec le dynamisme propre à la nature, sans surcharger son pouvoir de résilience, son pouvoir d'adaptation à un équilibre qui, quoique nouveau, reste équivalent dans son caractère écologique.

De plus, il convient de s'assurer que les personnes directement touchées par un projet se trouvent, après la construction du barrage, dans une meilleure situation qu'auparavant. [CFGB]

VIII.5 Les impacts potentiels du projet sur l'environnement

L'identification des sources d'impacts sur l'environnement, consiste à définir toutes les activités du projet susceptibles d'avoir un impact sur le milieu récepteur, Les sources d'impact prévisibles de l'implantation de la retenue de l'oued Corso ainsi que les éléments du milieu qui risquent d'être affectés par les différentes activités ou composantes du projet peuvent être regroupées comme suit :

Tableau VIII.1 Identification, Description Et Evaluation Des Impacts

Composante affectée	Période	Source d'impact	Description de l'impact
Micro climat et qualité de l'air	Travaux, mise en eau et exploitation	<ul style="list-style-type: none"> - Activités du chantier et travaux d'entretien et trafic - Présence du barrage et des périmètres 	<ul style="list-style-type: none"> - Poussière et fumées générées par les travaux sur les chantiers et zone d'emprunt - Augmentation de l'humidité et diminution de la température entraîne un micro climat local - Risque de dégagement très limité de CH₄ (qui est un GES)
Sols	Travaux, mise en eau, exploitation et mise en valeur	<ul style="list-style-type: none"> - Activités de chantier, travaux en zones d'emprunt et érosion hydrique au droit des ouvrages et l'amont du barrage dans les arrivées d'eau 	<ul style="list-style-type: none"> - Tassement du sol par les engins et camions, - Erosion des sols accrue à cause des ouvrages réalisés - Destruction du sol dans les zones d'emprunt et les carrières - Risque de pollution des sols par les déchets liquides et solides des chantiers - Sols exondés vont devenir inondés avec les conséquences sur la biodiversité (modification de la dynamique physico-chimique des sols)
Sédimentation	Mise en eau du barrage et exploitation	<ul style="list-style-type: none"> - Remplissage du barrage, - Travaux agricoles en amont du barrage 	<ul style="list-style-type: none"> - Exposition des sols à l'érosion hydrique avec pour conséquence des dépôts solides dans la cuvette par le déboisement de la cuvette, des zones de culture autour de la retenue, le surpâturage et la collecte du bois. - Sédimentation dans les ouvrages à l'aval du barrage provenant des eaux troubles du barrage, de l'érosion éolienne et de la terre des parcelles

Chapitre VIII Etude de l'impact sur l'environnement

Eau de surface	Travaux, mise en eau et exploitation	Activité de chantiers	- Baisse de la qualité de l'eau du barrage (turbidité, altération) due à la pollution dans les chantiers, par charriage et des déchets solides.
Eaux souterraines	Travaux, mise en eau et exploitation	- Activité de chantiers	- Faible risque de pollution des eaux souterraines par infiltration dans le sous-sol des chantiers -Augmentation de la quantité d'eau souterraine par le fait de la recharge des nappes phréatiques après la mise en eau - Risques de pollution des eaux souterraines par les eaux turbinées
Biodiversité	Travaux, mise en eau et exploitation	- Travaux de déboisement de la cuvette, déboisement des emprises des ouvrages et des zones d'emprunt - la mise en eau	- Perte de biodiversité végétale et faunique due aux différents déboisements, prélèvements clandestins par les ouvriers des chantiers, mise en eau, -Apparition la végétation aquatique dans le réseau de drainage à la place des végétations terrestre et risque des végétaux aquatiques envahissantes, - Disparition de la micro faune terrestre pour laisser place à microfaune aquatique - Colonisation du plan d'eau par les reptiles, les batraciens et les oiseaux aquatiques. - Le barrage sera un frein dans la diversification des espèces halieutiques.
Paysage	Travaux, mise en eau et exploitation	- Activités des chantiers et présence du barrage	-Modification du paysage due au déboisement de la cuvette et des emprises et la présence d'un plan d'eau quasi permanent
Déplacement des populations	Pré-construction	- Mise en œuvre du projet	- Les populations dans la cuvette et sur les zones affectées en cas de rupture du barrage seront déplacées

Chapitre VIII Etude de l'impact sur l'environnement

Santé, sécurité, nuisances	Pré-construction, Travaux, mise en eau et exploitation	- Activités des chantiers et présence du barrage et des périmètres	- Maladies respiratoires et nuisances liées à la poussière et fumée, - Risque d'accidents pendant les travaux et pendant l'exploitation, - Nuisances sonores dues au bruit des chantiers et aux vibrations, - Pendant la présence du barrage, il y a des
Patrimoine culturel	Travaux et exploitation	- Présence du personnel des chantiers - Présence du barrage	- Risque d'introduction des mauvais comportements qui vont dépraver les mœurs - Risque de perturbation de la cohésion dans la zone d'étude
Ressource naturelle	Construction, mise en eau, exploitation du barrage et des périmètres	- Activités de chantiers, - exploitations des zones d'emprunt - Présence du barrage	-Des pertes en ressources végétales par le déboisement. - Risques d'indisponibilité des ressources en eau dû à une abondante utilisation pour les travaux. - Les sols seront détruits et modifiés sur les sites et dans les zones d'emprunt. -Amélioration quantitative de la ressource en eau souterraine grâce à l'infiltration de l'eau du lac
Emploi et revenus	Travaux et exploitation	- Activités de construction et entretien des infrastructures - Travaux agricoles - Présence du barrage	- Création d'emplois lors des travaux de construction - Augmentation locale des revenus des populations et des travailleurs des entreprises
Circulation	Travaux et exploitation	Activités de chantiers Présence du barrage et des périmètres irrigués	- Perturbation de la circulation pendant les travaux - La présence du barrage et des périmètres irrigués est un obstacle physique pour la circulation.

VIII.6 Mesures D'atténuation

Dans tous les projets, touchant à l'habitat naturel des mesures d'atténuation courantes qui visent à réduire à la source les impacts de ses interventions sur le milieu sont prises. Ces mesures d'atténuation sont particulièrement efficaces pour limiter ou prévenir les impacts sur le milieu physique, comme la contamination des sols ou la perturbation du drainage de surface, et cela De façon à atténuer le plus de répercussions sur la faune aquatique et sur les autres composantes du milieu.

Tableau VIII.2 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).

Chapitre VIII Etude de l'impact sur l'environnement

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.

VIII.7 L'évaluation à posteriori

L'évaluation du projet ne s'arrête à la réalisation du projet mais se prolonge pendant les périodes de construction et d'exploitation du projet et dans certains cas après même le transfert ou l'arrêt des activités.

Un suivi devra donc être assuré tout au long du cycle de vie du projet dans le but de :

- vérifier si la mise en œuvre des mesures d'atténuation et du Plan de Gestion Environnementale était effectuée conformément à l'EIE ;
- contrôler l'évolution de la qualité des rejets et du milieu récepteur et tout changement apporté à l'environnement ;
- évaluer l'efficacité des mesures mis en œuvre et identifier les insuffisances de l'évaluation initiale effectuée au moment des études du projet ;
- remédier à temps aux lacunes constatées et en tenir compte dans l'évaluation environnementale des nouveaux projets. Ce contrôle est aussi coercitif. Les dispositions réglementaires ont prévu le retrait de l'autorisation du projet en cas de non-respect des mesures mentionnées dans l'étude d'impact sur l'environnement. [ANPE]

Conclusion

Les impacts sur l'environnement sont nombreux : destruction de la faune et de la flore, dévastation d'exploitation industriels, en conséquence leur sécurité doit être très élevée, ce qui implique de faire preuve de rigueur dès l'élaboration du projet et lors de sa construction. En cours d'exploitation, un accent particulier doit être mis en place en appliquant les mêmes critères de sécurité de l'ensemble des ouvrages en exploitation.

CONCLUSION GENERALE

Les retenues collinaires sont des petits barrages en terre aménagées par l'homme, on peut les considérer comme des ouvrages hydrotechniques de petites hydrauliques implantées au niveau de la dépression entre les collines, elles permettent aussi de collecter les eaux de pluie et de ruissellement. Elles peuvent être utilisées comme ouvrages de stockages des eaux de surface, permettant la mobilisation de la ressource hydrique pour la consommation dans divers activités humaines (rôles d'accumulateurs d'eau) ou bien, comme moyen d'atténuation des débits de crues qui peuvent se produire un moment donné.

Le travail de cette étude, vise à aborder l'ensemble des aspects qui concernent l'étude de la retenue collinaire sur l'Oued Corso à Ben Merzouga, commune de Corso –Wilaya de Boumerdès.

Pour ce faire L'ensemble des éléments qui ont été étudié ont concerné les données de la morphologie du site de sa topographie, de sa géologie et de sa géotechnique, et bien sûr l'hydrologie avec tous ce qu'elle comporte comme paramètres, essentiellement l'étude des apports et des crues.

Nous n'avons pas perdu de vue les aspects liés à la réalisation tels que l'identification de l'ensemble des intervenants et les types de relations qui les lient dans le cadre de ce projet. Ainsi que, les dispositions à prendre lors de la réalisation du projet à commencer par la mobilisation des moyens humains et matériels adéquats et les mesures de sécurité et de programmations à prendre.

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.
- On constate que les zones d'emprunts prospectées sont très vastes et recèlent des volumes suffisant, couvrant les besoins nécessaires pour la réalisation du corps du barrage.
- L'aménagement collinaire de l'affluent d'oued Corso est destiné à l'irrigation des terres agricoles, d'une superficie estimée à 15 ha.
- La hauteur de la digue retenue sera de 6.5 m et sera constituée d'un volume de terre égale à 19 690,0 m³ et un volume utile 21260 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 Corso est faisable du point de vue géologique, hydrologique et économique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

A.LANCASTRE (2004) Manuel d'hydraulique général

BERNARDO A. R., L. SANTOS (2004), Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages

CARLIER.M, (1972) Hydraulique générale et appliquée.

CIGB (1984), Choix de la crue de projet ; méthodes actuelles. Bulletin 82.

DEGOUTTE.G (2002), Petits barrages : Recommandation pour la conception. CEMAGREF Editions.

DESIGN OF SMALL DAMS (1987) United States of the Department of the interior, Bureau of Reclamation (USBR). Third Edition.

MAALEL, K. ET HAFSIA, Z (2012) Ouvrages hydrauliques, Polycopié du cours, Département de GénieCivil de l'ENIT. Tunisie.

ROLLEY. R (1977), Techniques des barrages en aménagement rural.

TOUAIBIA. B (2004), Manuel pratique d'hydrologie, ENSH Blida.

TOUAIBIA.B ; BENLAOUKLI.B (2004), Introduction au dimensionnement des Retenue collinaires

REFERENCES SITO-GRAPHIQUES

**AGENCE NATIONALE DE PROTECTION DE L'ENVIRONNEMENT
(Tunisie)**

<http://www.anpe.nat.tn/Fr/>

CFBR : COMITE FRANÇAIS DES BARRAGES ET RESERVOIRS

<http://www.barrages-cfbr.eu/>

WIKIHYDRO

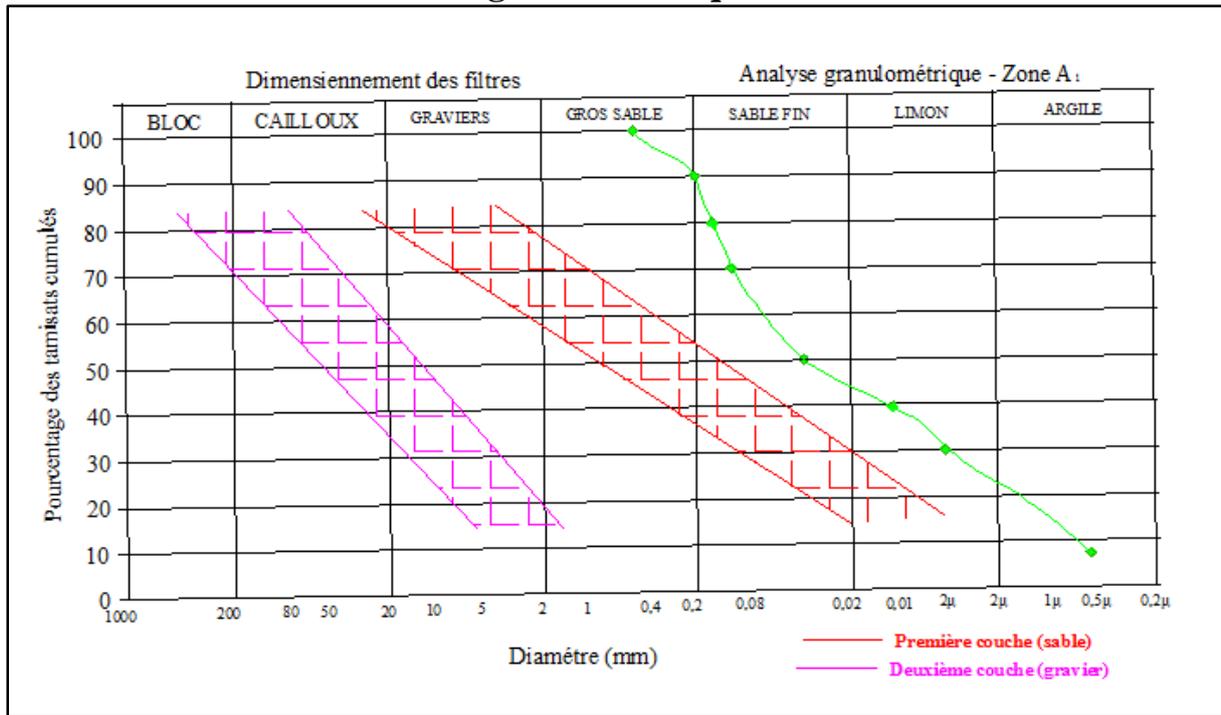
<http://www.iwrm-net.eu/node/14905>

Annexes

Annexe II.1 Tableau récapitulatif des résultats géotechnique

Référence	Identification visuelle	Paramètres physiques			Limites d'Atterberg			Analyse granulométrique			Cisaillement UU		Perméabilité à l'oedomètre	Essai Oedométrique			Essai Proctor Normal		Analyses Chimiques
		W (%)	γ_d (t/m ³)	γ_h (t/m ³)	W _L (%)	W _p (%)	I _p (%)	< 2mm (%)	< 80 μ (%)	< 2 μ (%)	C _{uu} (bars)	ϕ (°)	K (cm/s)	P _c (bars)	C _c (%)	C _g (%)	$\gamma_{d\ max}$ (t/m ³)	w _{opt} (%)	MO (%)
T1 (remanié)	Argile sableuse lâche avec présence de grains de sable consolidés, graveleuse, caillouteuse, de teinte marron clair	7,79	1,43	1,54	31,2	17	14	51,87	27,3	14,9	0,56	24,0	2,76. 10 ⁻⁷	1,52	27,6	1,1	/	/	1,67
T2 (remanié)	Alluvions d'oueds	/	/	/	27,3	17	10	31,42	26,3	10,6	1,24	31,0	2,69. 10 ⁻⁶	0,76	14,5	1,3	/	/	1,39
T3 (remanié)	Marnes jaunâtres sablo-graveleuses avec débris de calcaire (tuf)	5,55	1,43	1,51	28,1	19	9	66,74	48,4	19,69	0,6	29,6	4,78. 10 ⁻⁵	0,61	15,2	0,9	/	/	1,83
F1 (remanié)	Limon argileux sablo-graveleux brunâtre	8,05	1,41	1,52	33,8	20	14	54,96	41,5	20,4	0,52	27	1,16. 10 ⁻⁵	0,99	16,3	1,8	1,82	13,4	3,05
F2 (remanié)	Limons sableux avec présence de gros galets de nature gréseuse de teinte brune	7,21	1,41	1,51	31	19	12	43,19	20,3	9,4	1,12	45	1,17. 10 ⁻⁵	4,68	11,3	0,6	1,95	10,4	2,29
F3 (remanié)	Argile sableuse de teinte jaune clair	3,13	/	1,58	29,8	21	9	67,11	34,7	18	0,34	48	2,4. 10 ⁻⁶	4,12	13,6	0,9	1,88	13,4	1,86
F4 (remanié)	Sable limono-graveleux avec galets de nature gréseuse	10,8	1,2	1,33	33,4	21	12	58,28	21,4	22,2	0,6	21	1,67. 10 ⁻⁷	2	16,6	0,3	1,77	16,7	2,68
T2 (paraffiné)	Alluvions d'oueds	5,17	2,38	2,5															

Annexe II.2 Fuseau granulométrique des filtres et drain



Annexe II.3 Tableau des Valeurs des facteurs de portance selon les recommandations de l'eurocode 7

ϕ	N_c	N_d	N_v	$N_v(EC7)$	ϕ	N_c	N_d	N_v	$N_v(EC7)$
0	5.14	1.00	0.00	0.00	25	20.72	10.66	10.88	9.01
1	5.38	1.09	0.07	0.00	26	22.25	11.85	12.54	10.59
2	5.63	1.20	0.15	0.01	27	23.94	13.20	14.47	12.43
3	5.90	1.31	0.24	0.03	28	25.80	14.72	16.72	14.59
4	6.19	1.43	0.34	0.06	29	27.86	16.44	19.34	17.12
5	6.49	1.57	0.45	0.10	30	30.14	18.40	22.40	20.09
6	6.81	1.72	0.57	0.15	31	32.67	20.63	25.99	23.59
7	7.16	1.88	0.71	0.22	32	35.49	23.18	30.21	27.72
8	7.53	2.06	0.86	0.30	33	38.64	26.09	35.19	32.59
9	7.92	2.25	1.03	0.40	34	42.16	29.44	41.06	38.37
10	8.34	2.47	1.22	0.52	35	46.12	33.30	48.03	45.23
11	8.80	2.71	1.44	0.66	36	50.59	37.75	56.31	53.40
12	9.28	2.97	1.69	0.84	37	55.63	42.92	66.19	63.18
13	9.81	3.26	1.97	1.05	38	61.35	48.93	78.02	74.90
14	10.37	3.59	2.29	1.29	39	67.87	55.96	92.25	89.01
15	10.98	3.94	2.65	1.58	40	75.31	64.20	109.41	106.05
16	11.63	4.34	3.06	1.91	41	83.86	73.90	130.21	126.74
17	12.34	4.77	3.53	2.31	42	93.71	85.37	155.54	151.94
18	13.10	5.26	4.07	2.77	43	105.11	99.01	186.53	182.80
19	13.93	5.80	4.68	3.30	44	118.37	115.31	224.63	220.77
20	14.83	6.40	5.39	3.93	45	133.87	134.87	271.75	267.75
21	15.81	7.07	6.20	4.66	46	152.10	158.50	330.34	326.20
22	16.88	7.82	7.13	5.51	47	173.64	187.21	403.65	399.36
23	18.05	8.66	8.20	6.50	48	199.26	222.30	496.00	491.56
24	19.32	9.60	9.44	7.66	49	229.92	265.50	613.14	608.54
					50	266.88	319.06	762.86	758.09

Annexe III.1 Calcul du test de Wilcoxon

Pluie moyenne annuelle

X	Y	XUY classé	Rang	Origine	XUY classé	Rang	Origine
856,5	404,9	298,1	1	X	690,6	22	Y
472,4	801,1	312,7	2	Y	694,5	23	X
694,5	743	355,5	3	X	699,1	24	Y
634,9	517,7	404,9	4	Y	706,9	25	X
884,6	479,2	466,9	5	X	709,7	26	X
709,7	312,7	472,4	6	X	728	27	Y
593,4	1021,6	479,2	7	Y	743	28	Y
706,9	728	484,2	8	Y	751,8	29	X
658,3	686,1	517,7	9	Y	753,1	30	Y
928,6	690,6	546,6	10	X	769,4	31	Y
673,9	699,1	593,4	11	X	801,1	32	Y
298,1	849,7	594,3	12	Y	805,4	33	Y
466,9	679,4	599,9	13	X	849,7	34	Y
630,5	594,3	630,5	14	X	856,5	35	X
355,5	769,4	634,9	15	X	884,6	36	X
546,6	885,8	642,5	16	Y	885,8	37	Y
751,8	687,5	658,3	17	X	928,6	38	X
599,9	642,5	673,9	18	X	1021,6	39	Y
	484,2	679,4	19	Y			
	753,1	686,1	20	Y			
	805,4	687,5	21	Y			

Pluies maximales annuelles

X	Y	XUY classé	Rang	Origine	XUY classé2	Rang	Origine
35,7	60	24	1	X	57	22	Y
53,7	68	25,5	2	Y	59,1	23	X
60	62	26,5	3	Y	60	24	X
75	45,5	29	4	X	60	25	Y
56,7	44	34,8	5	X	62	26	Y
59,1	65,8	35,7	6	X	63	27	Y
39,2	65,8	39,2	7	X	65,8	28	Y
39,3	44	39,2	8	Y	65,8	29	Y
67	26,5	39,3	9	X	67	30	X
47,8	83,2	43	10	Y	68	31	Y
70,3	57	43	11	Y	70	32	Y
24	46,5	44	12	Y	70,3	33	X
34,8	70	44	13	Y	73	34	X
73	43	45,5	14	Y	75	35	X
25,5	91,5	46,5	15	X	76,6	36	Y
29	39,2	47	16	Y	83,2	37	Y
76,6	50	47,8	17	X	86	38	X
86	47	48,6	18	Y	91,5	39	Y
	43	50	19	Y			
	63	53,7	20	X			
	48,6	56,7	21	X			

Annexe III.2 Table de Khi²

Loi de Khi-deux

Le tableau donne x tel que $P(K > x) = p$

p	0,999	0,995	0,99	0,98	0,95	0,9	0,8	0,2	0,1	0,05	0,02	0,01	0,005	0,001
1	0,0000	0,0000	0,0002	0,0006	0,0039	0,0158	0,0642	1,6424	2,7055	3,8415	5,4119	6,6349	7,8794	10,8276
2	0,0020	0,0100	0,0201	0,0404	0,1026	0,2107	0,4463	3,2189	4,6052	5,9915	7,8240	9,2103	10,5966	13,8155
3	0,0243	0,0717	0,1148	0,1848	0,3518	0,5844	1,0052	4,6416	6,2514	7,8147	9,8374	11,3449	12,8382	16,2662
4	0,0908	0,2070	0,2971	0,4294	0,7107	1,0636	1,6488	5,9886	7,7794	9,4877	11,6678	13,2767	14,8603	18,4668
5	0,2102	0,4117	0,5543	0,7519	1,1455	1,6103	2,3425	7,2893	9,2364	11,0705	13,3882	15,0863	16,7496	20,5150
6	0,3811	0,6757	0,8721	1,1344	1,6354	2,2041	3,0701	8,5581	10,6446	12,5916	15,0332	16,8119	18,5476	22,4577
7	0,5985	0,9893	1,2390	1,5643	2,1673	2,8331	3,8223	9,8032	12,0170	14,0671	16,6224	18,4753	20,2777	24,3219
8	0,8571	1,3444	1,6465	2,0325	2,7326	3,4895	4,5936	11,0301	13,3616	15,5073	18,1682	20,0902	21,9550	26,1245
9	1,1519	1,7349	2,0879	2,5324	3,3251	4,1682	5,3801	12,2421	14,6837	16,9190	19,6790	21,6660	23,5894	27,8772
10	1,4787	2,1559	2,5582	3,0591	3,9403	4,8652	6,1791	13,4420	15,9872	18,3070	21,1608	23,2093	25,1882	29,5883
11	1,8339	2,6032	3,0535	3,6087	4,5748	5,5778	6,9887	14,6314	17,2750	19,6751	22,6179	24,7250	26,7568	31,2641
12	2,2142	3,0738	3,5706	4,1783	5,2260	6,3038	7,8073	15,8120	18,5493	21,0261	24,0540	26,2170	28,2995	32,9095
13	2,6172	3,5650	4,1069	4,7654	5,8919	7,0415	8,6339	16,9848	19,8119	22,3620	25,4715	27,6882	29,8195	34,5282
14	3,0407	4,0747	4,6604	5,3682	6,5706	7,7895	9,4673	18,1508	21,0641	23,6848	26,8728	29,1412	31,3193	36,1233
15	3,4827	4,6009	5,2293	5,9849	7,2609	8,5468	10,3070	19,3107	22,3071	24,9958	28,2595	30,5779	32,8013	37,6973
16	3,9416	5,1422	5,8122	6,6142	7,9616	9,3122	11,1521	20,4651	23,5418	26,2962	29,6332	31,9999	34,2672	39,2524
17	4,4161	5,6972	6,4078	7,2550	8,6718	10,0852	12,0023	21,6146	24,7690	27,5871	30,9950	33,4087	35,7185	40,7902
18	4,9048	6,2648	7,0149	7,9062	9,3905	10,8649	12,8570	22,7595	25,9894	28,8693	32,3462	34,8053	37,1565	42,3124
19	5,4068	6,8440	7,6327	8,5670	10,1170	11,6509	13,7158	23,9004	27,2036	30,1435	33,6874	36,1909	38,5823	43,8202
20	5,9210	7,4338	8,2604	9,2367	10,8508	12,4426	14,5784	25,0375	28,4120	31,4104	35,0196	37,5662	39,9968	45,3147
21	6,4467	8,0337	8,8972	9,9146	11,5913	13,2396	15,4446	26,1711	29,6151	32,6706	36,3434	38,9322	41,4011	46,7970
22	6,9830	8,6427	9,5425	10,6000	12,3380	14,0415	16,3140	27,3015	30,8133	33,9244	37,6595	40,2894	42,7957	48,2679
23	7,5292	9,2604	10,1957	11,2926	13,0905	14,8480	17,1865	28,4288	32,0069	35,1725	38,9683	41,6384	44,1813	49,7282
24	8,0849	9,8862	10,8564	11,9918	13,8484	15,6587	18,0618	29,5533	33,1962	36,4150	40,2704	42,9798	45,5585	51,1786
25	8,6493	10,5197	11,5240	12,6973	14,6114	16,4734	18,9398	30,6752	34,3816	37,6525	41,5661	44,3141	46,9279	52,6197
26	9,2221	11,1602	12,1981	13,4086	15,3792	17,2919	19,8202	31,7946	35,5632	38,8851	42,8558	45,6417	48,2899	54,0520
27	9,8028	11,8076	12,8785	14,1254	16,1514	18,1139	20,7030	32,9117	36,7412	40,1133	44,1400	46,9629	49,6449	55,4760
28	10,3909	12,4613	13,5647	14,8475	16,9279	18,9392	21,5880	34,0266	37,9159	41,3371	45,4188	48,2782	50,9934	56,8923
29	10,9861	13,1211	14,2565	15,5745	17,7084	19,7677	22,4751	35,1394	39,0875	42,5570	46,6927	49,5879	52,3356	58,3012
30	11,5880	13,7867	14,9535	16,3062	18,4927	20,5992	23,3641	36,2502	40,2560	43,7730	47,9618	50,8922	53,6720	59,7031
40	17,9164	20,7065	22,1643	23,8376	26,5093	29,0505	32,3450	47,2685	51,8051	55,7585	60,4361	63,6907	66,7660	73,4020
50	24,6739	27,9907	29,7067	31,6639	34,7643	37,6886	41,4492	58,1638	63,1671	67,5048	72,6133	76,1539	79,4900	86,6608
60	31,7383	35,5345	37,4849	39,6994	43,1880	46,4589	50,6406	68,9721	74,3970	79,0819	84,5799	88,3794	91,9517	99,6072
70	39,0364	43,2752	45,4417	47,8934	51,7393	55,3289	59,8978	79,7146	85,5270	90,5312	96,3875	100,4252	104,2149	112,3169
80	46,5199	51,1719	53,5401	56,2128	60,3915	64,2778	69,2069	90,4053	96,5782	101,879	108,069	112,3288	116,3211	124,8392
90	54,1552	59,1963	61,7541	64,6347	69,1260	73,2911	78,5584	101,053	107,565	113,145	119,648	124,1163	128,2989	137,2084
100	61,9179	67,3276	70,0649	73,1422	77,9295	82,3581	87,9453	111,666	118,498	124,342	131,141	135,8067	140,1695	149,4493
120	77,7551	83,8516	86,9233	90,3667	95,7046	100,623	106,805	132,806	140,232	146,567	153,918	158,9502	163,6482	173,6174
140	93,9256	100,654	104,034	107,814	113,659	119,029	125,758	153,853	161,827	168,613	176,470	181,8403	186,8468	197,4508
160	110,360	117,679	121,345	125,440	131,756	137,545	144,783	174,828	183,310	190,516	198,846	204,530	209,823	221,0190
180	127,011	134,884	138,820	143,209	149,968	156,152	163,868	195,743	204,70	212,30	221,07	227,056	232,619	244,3705
200	143,842	152,241	156,432	161,100	168,278	174,835	183,002	216,60	226,02	233,99	243,18	249,445	255,264	267,5405
250	186,554	196,160	200,93	206,24	214,39	221,80	231,01	268,59	279,05	287,88	298,03	304,939	311,346	324,8324
300	229,96	240,66	245,97	251,86	260,87	269,06	279,21	320,39	331,78	341,39	352,42	359,906	366,844	381,4252

40	318,25	330,90	337,15	344,07	354,64	364,20	376,02	423,58	436,64	447,63	460,21	468,724	476,606	493,1318
0	96	28	53	81	10	74	18	95	90	25	08	5	4	
50	407,94	422,30	429,38	437,21	449,14	459,92	473,20	526,40	540,930	553,12	567,06	576,492	585,206	603,4460
0	70	34	75	94	68	61	99	14	3	68	98	8	6	
60	498,62	514,52	522,365	531,019	544,180	556,05	570,66	628,94	644,80	658,09	673,27	683,515	692,981	712,7712
0	29	89	1	1	1	60	80	33	04	36	03	6	6	
70	590,04	607,37	615,90	625,31	639,61	652,49	668,33	731,280	748,359	762,66	778,972	789,9735	800,131	821,3468
0	80	95	75	75	30	73	08	5	1	07	1	4	4	
80	682,06	700,72	709,89	720,01	735,362	749,185	766,155	833,45	851,67	866,91	884,27	895,984	906,786	929,3289
0	65	50	69	07	3	2	5	57	12	14	89	3	2	
90	774,56	794,47	804,25	815,02	831,37	846,07	864,11	935,49	954,78	970,90	989,26	1001,629	1013,036	1036,826
0	98	50	17	67	02	46	25	87	19	36	31	6	4	0

Annexe III.3 Répartition des pluies mensuelles, annuelles et moyennes annuelles.

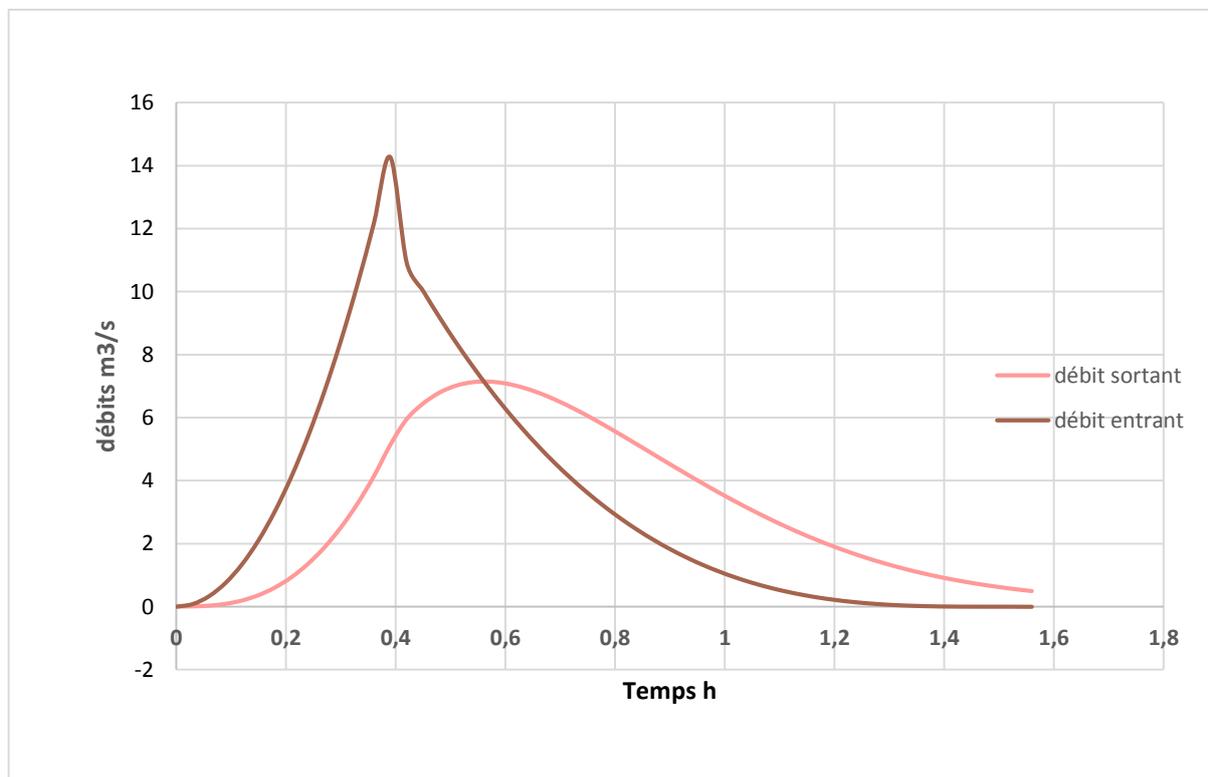
P	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Total Annuel	Moy Annuelle
1975	14,7	21,4	236,7	68,2	78,9	204,8	27,6	73,1	87,2	16,2	15,3	12,4	856,5	71,4
1976	0,0	94,3	106,6	0,0	71,7	36,2	24,8	94,0	36,8	5,2	2,8	0,0	472,4	39,4
1977	6,9	6,8	101,8	11,8	136,9	46,4	87,2	189,9	102,0	4,8	0,0	0,0	694,5	57,9
1978	7,3	76,3	66,4	47,3	68,8	167,9	137,7	43,0	6,4	1,4	0,0	12,4	634,9	52,9
1979	92,7	96,5	166,6	74,9	109,7	40,1	82,5	175,2	44,1	2,3	0,0	0,0	884,6	73,7
1980	0,7	45,2	64,0	274,5	39,5	77,6	56,9	66,7	69,7	0,9	0,0	14,0	709,7	59,1
1981	5,3	51,1	19,0	99,7	174,0	119,7	24,3	20,5	55,6	24,2	0,0	0,0	593,4	49,5
1982	76,7	94,0	250,0	117,4	2,1	101,7	31,4	13,5	3,0	0,0	16,7	0,4	706,9	58,9
1983	0,0	21,7	30,6	71,5	125,2	174,9	59,1	48,3	111,1	15,9	0,0	0,0	658,3	54,9
1984	28,5	182,0	40,3	133,7	120,3	38,3	255,0	10,0	117,1	3,4	0,0	0,0	928,6	77,4
1985	68,2	49,5	113,8	48,1	52,6	83,2	198,2	27,6	0,3	16,1	15,1	1,2	673,9	56,2
1986	14,4	29,9	28,2	29,5	65,0	0,0	32,5	38,3	41,3	19,0	0,0	0,0	298,1	24,8
1987	11,0	59,6	79,3	48,6	49,1	49,7	54,2	38,4	43,3	33,5	0,2	0,0	466,9	38,9
1988	67,5	4,3	81,0	220,7	57,2	24,0	36,0	102,9	16,1	9,3	3,0	8,5	630,5	52,5
1989	14,4	29,9	28,6	29,5	68,0	0,0	32,5	38,3	87,5	4,5	22,3	0,0	355,5	29,6
1990	3,0	32,0	64,6	142,0	56,1	99,0	73,9	27,6	36,3	3,0	0,0	9,1	546,6	45,6
1991	22,0	39,5	94,8	8,0	184,2	35,3	104,4	139,9	98,9	21,6	3,2	0,0	751,8	62,7
1992	12,0	59,3	167,4	101,3	39,3	78,1	25,5	80,5	32,9	0,0	0,0	2,6	599,9	49,9
1993	21,0	39,5	94,5	102,7	118,6	32,2	0,5	68,1	3,5	0,0	0,0	3,6	484,2	40,4
1994	73,6	77,1	69,4	111,9	222,9	40,9	105,9	25,7	0,0	10,0	0,0	15,7	753,1	62,8
1995	36,7	27,2	33,2	41,3	95,9	215,9	62,4	194,3	34,0	54,5	7,5	2,5	805,4	67,1
1996	49,0	91,5	28,4	50,0	35,0	21,0	10,0	62,5	33,0	4,5	2,0	18,0	404,9	33,7
1997	53,0	80,0	144,0	108,5	33,1	67,7	52,2	93,9	158,3	5,2	0,0	5,2	801,1	66,8
1998	26,5	66,0	107,4	78,5	142,8	130,3	81,6	18,5	80,4	4,0	0,0	7,0	743,0	61,9
1999	42,5	26,6	120,9	198,7	9,8	3,0	12,1	21,4	80,4	1,3	1,0	0,0	517,7	43,1
2000	9,0	42,8	72,1	59,4	161,3	75,5	0,0	45,8	12,0	0,0	0,0	1,3	479,2	39,9
2001	14,1	1,5	41,1	61,9	50,8	13,0	46,6	37,2	13,9	0,0	3,0	29,6	312,7	26,1
2002	8,8	105,3	169,2	171,8	229,5	137,9	15,0	163,2	20,4	0,5	0,0	0,0	1021,6	85,1
2003	16,4	37,4	55,3	108,8	118,9	46,4	80,9	62,6	192,7	6,6	2,0	0,0	728,0	60,7
2004	16,6	63,0	117,1	182,8	124,7	111,8	35,6	29,2	2,1	0,0	0,0	3,2	686,1	57,2
2005	44,5	59,8	82,6	92,9	147,9	125,1	36,8	4,8	92,2	3,0	0,0	1,0	690,6	57,6

2006	19,3	17,2	31,7	202,5	6,8	56,3	184,8	143,0	22,6	7,4	1,5	6,0	699,1	58,3
2007	65,0	152,0	258,8	111,8	14,1	17,4	72,3	53,1	93,9	5,3	6,0	0,0	849,7	70,8
2008	47,4	40,1	150,7	100,9	169,9	21,6	47,7	80,4	15,6	2,1	0,0	3,0	679,4	56,6
2009	77,7	27,7	124,0	88,3	40,8	44,7	98,5	38,8	25,4	8,4	0,0	20,0	594,3	49,5
2010	26,5	89,8	100,8	67,3	61,6	130,3	37,5	74,7	134,2	44,9	0,8	1,0	769,4	64,1
2011	8,6	51,2	127,3	72,8	65,9	237,1	92,4	183,5	20,0	0,0	0,0	27,0	885,8	73,8
2012	5,5	105,0	62,2	37,1	98,9	114,3	60,4	75,6	114,5	4,0	1,0	9,0	687,5	57,3
2013	15,6	12,6	202,7	90,8	63,5	61,4	127,9	3,1	5,8	59,1	0,0	0,0	642,5	53,5

Annexe III.4 Calcul de l'hydrogramme laminé pour B=14m

Temps	Débit d'entrée (I)	I1+I2	2S/DT+Q	(2S/DT+Q) - 2Q	Q débits sortant m3/s
0	0	0	0	0	0
0,03	0,08443787	0,08443787	0,08443787	0,075166592	0,004635639
0,06	0,337751479	0,422189349	0,497355941	0,442746259	0,027304841
0,09	0,759940828	1,097692308	1,540438566	1,371298412	0,084570077
0,12	1,351005917	2,110946746	3,482245157	3,099894639	0,191175259
0,15	2,110946746	3,461952663	6,561847302	5,841356468	0,360245417
0,18	3,039763314	5,150710059	10,99206653	9,785137622	0,603464452
0,21	4,137455621	7,177218935	16,96235656	15,09988981	0,931233375
0,24	5,404023669	9,54147929	24,6413691	21,93574677	1,352811163
0,27	6,839467456	12,24349112	34,17923789	30,42635757	1,87644016
0,3	8,443786982	15,28325444	45,70961201	40,69069661	2,509457699
0,33	10,21698225	18,66076923	59,35146584	52,83467489	3,258395475
0,36	12,15905325	22,3760355	75,2107104	66,9525744	4,129068001
0,39	14,27	26,42905325	93,38162765	83,12832493	5,126651358
0,42	10,91484872	25,18484872	108,3131737	96,42038719	5,946393234
0,45	10,02227709	20,93712582	117,357513	104,4716581	6,442927464
0,48	9,179742716	19,20201981	123,6736779	110,0943081	6,789684916
0,51	8,385802213	17,56554493	127,659853	113,6428011	7,008525929
0,54	7,639012202	16,02481442	129,6676155	115,4301114	7,118752093
0,57	6,9379293	14,5769415	130,0070529	115,7322785	7,137387202
0,6	6,281110125	13,21903942	128,9513179	114,7924632	7,079427351
0,63	5,667111293	11,94822142	126,7406846	112,8245574	6,958063584
0,66	5,094489424	10,76160072	123,5861581	110,016398	6,784880082
0,69	4,561801134	9,656290558	119,6726885	106,5326273	6,570030601
0,72	4,067603041	8,629404176	115,1620315	102,5172405	6,32239553
0,75	3,610451763	7,678054805	110,1952953	98,09585184	6,04972171
0,78	3,188903917	6,799355681	104,8952075	93,37771373	5,758746893
0,81	2,801516122	5,990420039	99,36813377	88,45751268	5,455310544
0,84	2,446844993	5,248361115	93,7058738	83,41696885	5,144452471
0,87	2,12344715	4,570292143	87,987261	78,32625974	4,830500629

0,9	1,829879209	3,953326359	82,2795861	73,24528755	4,517149277
0,93	1,564697789	3,394576998	76,63986454	68,22480742	4,207528563
0,96	1,326459507	2,891157296	71,11596471	63,30743179	3,904266463
0,99	1,11372098	2,440180487	65,74761227	58,52852445	3,609543914
1,02	0,925038826	2,038759807	60,56728425	53,91699644	3,325143905
1,05	0,758969664	1,68400849	55,60100493	49,49601459	3,052495171
1,08	0,614070109	1,373039773	50,86905436	45,28363219	2,792711085
1,11	0,488896781	1,10296689	46,38659908	41,29335051	2,54662429
1,14	0,382006296	0,870903077	42,16425358	37,53461854	2,314817522
1,17	0,291955273	0,673961569	38,20858011	34,01327801	2,097651048
1,2	0,217300328	0,5092556	34,52253361	30,73195942	1,895287095
1,23	0,15659808	0,373898407	31,10585783	27,69043464	1,707711595
1,26	0,108405145	0,265003225	27,95543786	24,88593079	1,534753539
1,29	0,071278143	0,179683288	25,06561407	22,31340965	1,376102213
1,32	0,043773689	0,115051832	22,42846148	19,96581641	1,231322535
1,35	0,024448403	0,068222092	20,0340385	17,83430108	1,099868714
1,38	0,011858901	0,036307304	17,87060838	15,90841558	0,9810964
1,41	0,004561801	0,016420702	15,92483628	14,17628926	0,874273512
1,44	0,001113721	0,005675522	14,18196478	12,62478505	0,778589866
1,47	7,12781E-05	0,001184999	12,62597005	11,23963854	0,693165756
1,5	-8,90977E-06	6,23684E-05	11,2397009	10,00558174	0,61705958
1,53	-0,000570225	-0,000579135	10,00500261	8,906453323	0,549274643
1,56	-0,00305605	-0,003626276	8,902827047	7,925296638	0,488765205



Annexe V Calcul de stabilité de la digue

Stabilité pour le cas de fin de construction R=6.82

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2,00	0,68	1,23	0,00	-0,20	0,98	1,55	-0,31	1,52	0,56	0,63	0,46	0,70	0,00	0,00	0,00	5,70	3,53
-1,00	0,68	1,62	0,00	-0,10	0,99	2,04	-0,20	2,03	0,50	0,56	0,46	0,93	0,00	0,00	0,00	5,70	4,65
0,00	0,68	2,03	0,00	0,00	1,00	2,55	0,00	2,55	0,64	0,72	0,46	1,17	0,00	0,00	0,00	5,70	5,82
1,00	0,68	2,08	0,00	0,10	0,99	2,62	0,26	2,60	0,81	0,91	0,46	1,20	0,00	0,00	0,00	5,70	5,97
2,00	0,68	2,12	0,00	0,20	0,98	2,67	0,53	2,61	0,70	0,78	0,46	1,20	0,00	0,00	0,00	5,70	6,08
3,00	0,68	2,32	0,00	0,30	0,95	2,92	0,88	2,78	0,73	0,82	0,46	1,28	0,00	0,00	0,00	5,70	6,65
4,00	0,68	2,21	0,00	0,40	0,92	2,78	1,11	2,55	0,79	0,88	0,46	1,17	0,00	0,00	0,00	5,70	6,34
5,00	0,68	2,31	0,00	0,50	0,87	2,91	1,45	2,52	0,78	0,87	0,46	1,16	0,00	0,00	0,00	5,70	6,63
6,00	0,68	2,01	0,00	0,60	0,80	2,53	1,52	2,02	0,89	1,00	0,46	0,93	0,00	0,00	0,00	5,70	5,77
7,00	0,68	1,77	0,00	0,70	0,71	2,23	1,56	1,59	1,16	1,30	0,46	0,73	0,00	0,00	0,00	5,70	5,08
8,00	0,68	0,80	0,00	0,80	0,60	1,01	0,81	0,60	0,98	1,10	0,46	0,28	0,00	0,00	0,00	5,70	2,29
Somme							7,30	24,34		10,01		11,20		0,00	0,00		61,09

Kss 2,904795159

Kas 1,304422781

Stabilité pour le cas de fin de construction R=12.25

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \emptyset	N*tang \emptyset	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang \emptyset	dn	a*Gn*dn
-4,00	1,23	0,66	0,00	-0,40	0,92	1,50	-0,60	1,38	2,13	2,39	0,46	0,63	0,00	0,00	0,00	9,57	5,75
-3,00	1,23	3,29	0,00	-0,30	0,95	7,49	-2,25	7,14	1,35	1,51	0,46	3,29	0,00	0,00	0,00	9,57	28,66
-2,00	1,23	2,09	0,00	-0,20	0,98	4,76	-0,95	4,66	1,11	1,24	0,46	2,14	0,00	0,00	0,00	9,57	18,21
-1,00	1,23	2,53	0,00	-0,10	0,99	5,76	-0,58	5,73	1,28	1,43	0,46	2,63	0,00	0,00	0,00	9,57	22,04
0,00	1,23	3,12	0,00	0,00	1,00	7,10	0,00	7,10	1,14	1,28	0,46	3,27	0,00	0,00	0,00	9,57	27,18
1,00	1,23	3,29	0,00	0,10	0,99	7,49	0,75	7,45	1,35	1,51	0,46	3,43	0,00	0,00	0,00	9,57	28,66
2,00	1,23	4,12	0,00	0,20	0,98	9,38	1,88	9,19	1,42	1,59	0,46	4,23	0,00	0,00	0,00	9,57	35,89
3,00	1,23	3,94	0,00	0,30	0,95	8,97	2,69	8,55	1,18	1,32	0,46	3,93	0,00	0,00	0,00	9,57	34,32
4,00	1,23	3,98	0,00	0,40	0,92	9,06	3,62	8,30	1,17	1,31	0,46	3,82	0,00	0,00	0,00	9,57	34,67
5,00	1,23	3,97	0,00	0,50	0,87	9,03	4,52	7,82	1,65	1,85	0,46	3,60	0,00	0,00	0,00	9,57	34,58
6,00	1,23	3,69	0,00	0,60	0,80	8,40	5,04	6,72	1,46	1,64	0,46	3,09	0,00	0,00	0,00	9,57	32,14
7,00	1,23	2,99	0,00	0,70	0,71	6,80	4,76	4,86	1,61	1,80	0,46	2,24	0,00	0,00	0,00	9,57	26,04
8,00	1,23	2,16	0,00	0,80	0,60	4,92	3,93	2,95	2,16	2,42	0,46	1,36	0,00	0,00	0,00	9,57	18,81
9,00	1,23	1,06	0,00	0,90	0,44	2,41	2,17	1,05	2,27	2,54	0,46	0,48	0,00	0,00	0,00	9,57	9,23
Somme							24,98			23,83		38,13			0,00		356,18

Kss 2,480287778

Kas 1,146248032

Stabilité pour le cas de fin de construction R=15.67

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3,00	1,57	1,22	0,00	-0,30	0,95	3,54	-1,06	3,38	1,65	1,84	0,46	1,55	0,00	0,00	0,00	13,30	18,85
-2,00	1,57	2,24	0,00	-0,20	0,98	6,51	-1,30	6,37	1,60	1,79	0,46	2,93	0,00	0,00	0,00	13,30	34,61
-1,00	1,57	2,73	0,00	-0,10	0,99	7,93	-0,79	7,89	1,58	1,77	0,46	3,63	0,00	0,00	0,00	13,30	42,18
0,00	1,57	2,26	0,00	0,00	1,00	6,56	0,00	6,56	1,57	1,76	0,46	3,02	0,00	0,00	0,00	13,30	34,92
1,00	1,57	3,71	0,00	0,10	0,99	10,78	1,08	10,72	1,58	1,77	0,46	4,93	0,00	0,00	0,00	13,30	57,33
2,00	1,57	3,83	0,00	0,20	0,98	11,12	2,22	10,90	1,60	1,79	0,46	5,01	0,00	0,00	0,00	13,30	59,18
3,00	1,57	3,58	0,00	0,30	0,95	10,40	3,12	9,92	1,65	1,84	0,46	4,56	0,00	0,00	0,00	13,30	55,32
4,00	1,57	3,54	0,00	0,40	0,92	10,28	4,11	9,42	1,71	1,92	0,46	4,33	0,00	0,00	0,00	13,30	54,70
5,00	1,57	2,98	0,00	0,50	0,87	8,66	4,33	7,50	1,81	2,03	0,46	3,45	0,00	0,00	0,00	13,30	46,05
6,00	1,57	2,29	0,00	0,60	0,80	6,65	3,99	5,32	1,96	2,20	0,46	2,45	0,00	0,00	0,00	13,30	35,38
7,00	1,57	1,31	0,00	0,70	0,71	3,80	2,66	2,72	2,20	2,46	0,46	1,25	0,00	0,00	0,00	13,30	20,24
Somme							17,70			23,10		37,82			0,00		467,58

Kss 3,442349628

Kas 1,281547333

Stabilité pour le cas de Fonctionnement normal R=6.82

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang ϕ	N*tang ϕ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang ϕ	dn	a*Gn*dn
-2,00	0,68	1,23	0,00	-0,20	0,98	1,55	-0,31	1,52	0,56	0,63	0,46	0,70	0,00	0,00	0,00	5,70	3,53
-1,00	0,68	1,62	0,00	-0,10	0,99	2,04	-0,20	2,03	0,50	0,56	0,46	0,93	0,00	0,00	0,00	5,70	4,65
0,00	0,68	2,03	0,00	0,00	1,00	2,55	0,00	2,55	0,64	0,72	0,46	1,17	0,00	0,00	0,00	5,70	5,82
1,00	0,68	2,08	0,00	0,10	0,99	2,62	0,26	2,60	0,81	0,91	0,46	1,20	0,00	0,00	0,00	5,70	5,97
2,00	0,68	2,12	0,00	0,20	0,98	2,67	0,53	2,61	0,70	0,78	0,46	1,20	0,00	0,00	0,00	5,70	6,08
3,00	0,68	2,32	0,00	0,30	0,95	2,92	0,88	2,78	0,73	0,82	0,46	1,28	0,00	0,00	0,00	5,70	6,65
4,00	0,68	2,21	0,00	0,40	0,92	2,78	1,11	2,55	0,79	0,88	0,46	1,17	0,00	0,00	0,00	5,70	6,34
5,00	0,68	2,31	0,00	0,50	0,87	2,91	1,45	2,52	0,78	0,87	0,46	1,16	0,00	0,00	0,00	5,70	6,63
6,00	0,68	2,01	0,00	0,60	0,80	2,53	1,52	2,02	0,89	1,00	0,46	0,93	0,00	0,00	0,00	5,70	5,77
7,00	0,68	1,77	0,00	0,70	0,71	2,23	1,56	1,59	1,16	1,30	0,46	0,73	0,00	0,00	0,00	5,70	5,08
8,00	0,68	0,80	0,00	0,80	0,60	1,01	0,81	0,60	0,98	1,10	0,46	0,28	0,00	0,00	0,00	5,70	2,29
Somme							7,30	24,34		10,01		11,20		0,00	0,00		61,09

Kss 2,904795159
 Kas 1,304422781

Stabilité pour le cas de Fonctionnement normal R=12.25

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4,00	1,23	0,66	0,00	-0,40	0,92	1,50	-0,60	1,38	2,13	2,39	0,46	0,63	0,00	0,00	0,00	9,57	5,75
-3,00	1,23	3,29	0,00	-0,30	0,95	7,49	-2,25	7,14	1,35	1,51	0,46	3,29	0,00	0,00	0,00	9,57	28,66
-2,00	1,23	2,09	0,00	-0,20	0,98	4,76	-0,95	4,66	1,11	1,24	0,46	2,14	0,00	0,00	0,00	9,57	18,21
-1,00	1,23	2,53	0,00	-0,10	0,99	5,76	-0,58	5,73	1,28	1,43	0,46	2,63	0,00	0,00	0,00	9,57	22,04
0,00	1,23	3,12	0,00	0,00	1,00	7,10	0,00	7,10	1,14	1,28	0,46	3,27	0,00	0,00	0,00	9,57	27,18
1,00	1,23	3,29	0,00	0,10	0,99	7,49	0,75	7,45	1,35	1,51	0,46	3,43	0,00	0,00	0,00	9,57	28,66
2,00	1,23	4,12	0,00	0,20	0,98	9,38	1,88	9,19	1,42	1,59	0,46	4,23	0,00	0,00	0,00	9,57	35,89
3,00	1,23	3,94	0,00	0,30	0,95	8,97	2,69	8,55	1,18	1,32	0,46	3,93	0,00	0,00	0,00	9,57	34,32
4,00	1,23	3,98	0,00	0,40	0,92	9,06	3,62	8,30	1,17	1,31	0,46	3,82	0,00	0,00	0,00	9,57	34,67
5,00	1,23	3,97	0,00	0,50	0,87	9,03	4,52	7,82	1,65	1,85	0,46	3,60	0,00	0,00	0,00	9,57	34,58
6,00	1,23	3,69	0,00	0,60	0,80	8,40	5,04	6,72	1,46	1,64	0,46	3,09	0,00	0,00	0,00	9,57	32,14
7,00	1,23	2,99	0,00	0,70	0,71	6,80	4,76	4,86	1,61	1,80	0,46	2,24	0,00	0,00	0,00	9,57	26,04
8,00	1,23	2,16	0,00	0,80	0,60	4,92	3,93	2,95	2,16	2,42	0,46	1,36	0,00	0,00	0,00	9,57	18,81
9,00	1,23	1,06	0,00	0,90	0,44	2,41	2,17	1,05	2,27	2,54	0,46	0,48	0,00	0,00	0,00	9,57	9,23
Somme							24,98			23,83		38,13			0,00		356,18

Kss 2,480287778
 Kas 1,146248032

Stabilité pour le cas de Fonctionnement normal R=15.67

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \emptyset	N*tang \emptyset	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang \emptyset	dn	a*Gn*dn
-3,00	1,57	1,22	0,00	-0,30	0,95	3,54	-1,06	3,38	1,65	1,84	0,46	1,55	0,00	0,00	0,00	13,30	18,85
-2,00	1,57	2,24	0,00	-0,20	0,98	6,51	-1,30	6,37	1,60	1,79	0,46	2,93	0,00	0,00	0,00	13,30	34,61
-1,00	1,57	2,73	0,00	-0,10	0,99	7,93	-0,79	7,89	1,58	1,77	0,46	3,63	0,00	0,00	0,00	13,30	42,18
0,00	1,57	2,26	0,00	0,00	1,00	6,56	0,00	6,56	1,57	1,76	0,46	3,02	0,00	0,00	0,00	13,30	34,92
1,00	1,57	3,71	0,00	0,10	0,99	10,78	1,08	10,72	1,58	1,77	0,46	4,93	0,00	0,00	0,00	13,30	57,33
2,00	1,57	3,83	0,00	0,20	0,98	11,12	2,22	10,90	1,60	1,79	0,46	5,01	0,00	0,00	0,00	13,30	59,18
3,00	1,57	3,58	0,00	0,30	0,95	10,40	3,12	9,92	1,65	1,84	0,46	4,56	0,00	0,00	0,00	13,30	55,32
4,00	1,57	3,54	0,00	0,40	0,92	10,28	4,11	9,42	1,71	1,92	0,46	4,33	0,00	0,00	0,00	13,30	54,70
5,00	1,57	2,98	0,00	0,50	0,87	8,66	4,33	7,50	1,81	2,03	0,46	3,45	0,00	0,00	0,00	13,30	46,05
6,00	1,57	2,29	0,00	0,60	0,80	6,65	3,99	5,32	1,96	2,20	0,46	2,45	0,00	0,00	0,00	13,30	35,38
7,00	1,57	1,31	0,00	0,70	0,71	3,80	2,66	2,72	2,20	2,46	0,46	1,25	0,00	0,00	0,00	13,30	20,24
Somme							17,70			23,10		37,82			0,00		467,58

Kss 3,442349628
 Kas 1,281547333

Stabilité pour le cas de vidange rapide R=10

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang ϕ	N*tang ϕ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang ϕ	dn	a*Gn*dn
-5,00	1,54	0,00	0,82	0,00	-0,50	0,87	1,22	-0,61	1,06	1,78	1,99	0,46	0,49	0,82	1,46	0,67	5,20	2,55
-4,00	1,54	0,00	1,69	0,00	-0,40	0,92	2,52	-1,01	2,31	1,68	1,88	0,46	1,06	1,69	2,84	1,31	5,20	5,25
-3,00	1,54	0,00	1,82	0,26	-0,30	0,95	3,44	-1,03	3,28	1,61	1,81	1,11	1,51	1,82	2,94	1,35	5,20	7,15
-2,00	1,54	0,00	2,83	0,60	-0,20	0,98	5,89	-1,18	5,77	1,57	1,76	1,11	2,65	2,83	4,45	2,05	5,20	12,25
-1,00	1,54	0,00	2,63	0,83	-0,07	1,00	6,23	-0,42	6,22	1,54	1,73	1,11	2,86	2,63	4,06	1,87	5,20	12,96
0,00	1,54	0,00	2,69	0,90	0,00	1,00	6,51	0,00	6,51	1,54	1,72	1,11	3,00	2,69	4,14	1,91	5,20	13,55
1,00	1,54	0,00	2,84	0,70	0,07	1,00	6,18	0,41	6,17	1,54	1,73	1,11	2,84	2,84	4,38	2,02	5,20	12,86
2,00	1,54	0,00	3,03	0,50	0,13	0,99	5,91	0,79	5,86	1,55	1,74	1,11	2,70	3,03	4,71	2,17	5,20	12,30
3,00	1,54	0,00	3,15	0,10	0,20	0,98	4,98	1,00	4,88	1,57	1,76	1,11	2,25	3,15	4,95	2,28	5,20	10,36
4,00	1,54	0,00	3,40	0,00	0,27	0,96	5,08	1,35	4,90	1,60	1,79	0,46	2,25	3,40	5,43	2,50	5,20	10,56
5,00	1,54	0,00	3,16	0,00	0,33	0,94	4,72	1,57	4,45	1,63	1,83	0,46	2,05	3,16	5,16	2,37	5,20	9,82
6,00	1,54	0,00	2,80	0,00	0,40	0,92	4,18	1,67	3,83	1,68	1,88	0,46	1,76	2,80	4,70	2,16	5,20	8,70
7,00	1,54	0,00	1,92	0,00	0,47	0,88	2,87	1,34	2,54	1,74	1,95	0,46	1,17	1,92	3,34	1,54	5,20	5,97
8,00	1,54	0,00	0,45	0,00	0,53	0,85	0,67	0,36	0,57	1,82	2,04	0,46	0,26	0,45	0,82	0,38	5,20	1,40
9,00	1,54	0,83	0,56	0,00	0,60	0,80	3,20	1,92	2,56	1,93	2,16	0,46	1,18	0,56	1,08	0,50	5,20	6,66
Somme								6,90			19,93		23,78			21,23		110,73

Kss 3,257595079

Kas 1,25081713

Stabilité pour le cas de vidange rapide R=11.87

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang ϕ	N*tang ϕ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang ϕ	dn	a*Gn*dn
-3,00	1,19	0,00	0,67	0,00	-0,20	0,98	0,77	-0,15	0,76	1,21	1,36	0,46	0,35	0,67	0,81	0,37	6,56	2,03
-2,00	1,19	0,00	1,82	0,00	-0,13	0,99	2,10	-0,28	2,08	1,20	1,34	0,46	0,96	1,82	2,19	1,01	6,56	5,51
-1,00	1,19	0,00	1,87	0,00	-0,07	1,00	2,16	-0,14	2,15	1,19	1,34	0,46	0,99	1,87	2,23	1,03	6,56	5,66
0,00	1,19	0,00	2,51	0,00	0,00	1,00	2,90	0,00	2,90	1,19	1,33	0,46	1,33	2,51	2,99	1,37	6,56	7,60
1,00	1,19	0,00	2,67	0,00	0,07	1,00	3,08	0,21	3,08	1,19	1,34	0,46	1,41	2,67	3,18	1,46	6,56	8,09
2,00	1,19	0,00	3,09	0,00	0,13	0,99	3,57	0,48	3,53	1,20	1,34	0,46	1,63	3,09	3,71	1,71	6,56	9,36
3,00	1,19	0,00	3,05	0,00	0,20	0,98	3,52	0,70	3,45	1,21	1,36	0,46	1,59	3,05	3,70	1,70	6,56	9,24
4,00	1,19	0,00	3,22	0,00	0,27	0,96	3,72	0,99	3,58	1,23	1,38	0,46	1,65	3,22	3,98	1,83	6,56	9,75
5,00	1,19	0,00	2,76	0,00	0,33	0,94	3,19	1,06	3,00	1,26	1,41	0,46	1,38	2,76	3,48	1,60	6,56	8,36
6,00	1,19	0,38	2,17	0,00	0,40	0,92	3,34	1,34	3,06	1,30	1,45	0,46	1,41	2,17	2,82	1,30	6,56	8,77
7,00	1,19	0,88	1,09	0,00	0,47	0,88	3,20	1,49	2,83	1,35	1,51	0,46	1,30	1,09	1,47	0,67	6,56	8,39
8,00	1,19	1,13	0,56	0,00	0,53	0,85	3,13	1,67	2,65	1,41	1,58	0,46	1,22	0,56	0,79	0,36	6,56	8,22
9,00	1,19	0,74	0,00	0,00	0,60	0,80	1,63	0,98	1,30	1,49	1,67	0,46	0,60	0,00	0,00	0,00	6,56	4,27
Somme								7,36			16,75		15,22			14,42		90,98

Kss 2,383974541

Kas 1,167709744

Stabilité pour le cas de vidange rapide R=15.39

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \emptyset	N*tang \emptyset	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang \emptyset	dn	a*Gn*dn
-3,00	1,54	0,00	1,05	0,00	-0,30	0,95	1,57	-0,47	1,50	1,61	1,81	0,46	0,69	1,05	1,70	0,78	7,00	4,39
-2,00	1,54	0,00	1,56	0,00	-0,20	0,98	2,33	-0,47	2,28	1,57	1,76	0,46	1,05	1,56	2,45	1,13	7,00	6,52
-1,00	1,54	0,00	1,87	0,00	-0,07	1,00	2,79	-0,19	2,79	1,54	1,73	0,46	1,28	1,87	2,89	1,33	7,00	7,82
0,00	1,54	0,00	2,69	0,00	0,00	1,00	4,02	0,00	4,02	1,54	1,72	0,46	1,85	2,69	4,14	1,91	7,00	11,25
1,00	1,54	0,00	2,84	0,00	0,07	1,00	4,24	0,28	4,23	1,54	1,73	0,46	1,95	2,84	4,38	2,02	7,00	11,88
2,00	1,54	0,00	3,03	0,00	0,13	0,99	4,53	0,60	4,49	1,55	1,74	0,46	2,06	3,03	4,71	2,17	7,00	12,67
3,00	1,54	0,00	3,15	0,00	0,20	0,98	4,71	0,94	4,61	1,57	1,76	0,46	2,12	3,15	4,95	2,28	7,00	13,18
4,00	1,54	0,00	3,40	0,00	0,27	0,96	5,08	1,35	4,90	1,60	1,79	0,46	2,25	3,40	5,43	2,50	7,00	14,22
5,00	1,54	0,00	3,16	0,00	0,33	0,94	4,72	1,57	4,45	1,63	1,83	0,46	2,05	3,16	5,16	2,37	7,00	13,22
6,00	1,54	0,00	2,80	0,00	0,40	0,92	4,18	1,67	3,83	1,68	1,88	0,46	1,76	2,80	4,70	2,16	7,00	11,71
7,00	1,54	1,13	1,92	0,00	0,47	0,88	6,09	2,84	5,38	1,74	1,95	0,46	2,48	1,92	3,34	1,54	7,00	17,04
8,00	1,54	0,84	0,45	0,00	0,53	0,85	3,07	1,63	2,59	1,82	2,04	0,46	1,19	0,45	0,82	0,38	7,00	8,58
9,00	1,54	0,89	0,00	0,00	0,60	0,80	2,54	1,52	2,03	1,93	2,16	0,46	0,93	0,00	0,00	0,00	7,00	7,10
Somme								10,25			19,93		20,04			19,77		128,10

Kss 1,970810763

Kas 1,087680795

Annexe VI.1 Abaques de calcul de bassin de dissipation USBR type II.

