

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

**ETUDE D'UN PETIT BARRAGE SUR OUED-EL-MALAH
(W.MASCARA)**

PRESENTE PAR :

M Zakaria NOUMI

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M M.K MIHOUBI	Professeur	Président
Mme D. DJOUDAR	Maitre de conférences (B)	Examinatrice
M I. ZAIBAK	Maitre-Assistant (A)	Examineur
M M.D BENSALAH	Maitre-Assistant (A)	Examineur
M B. BENLAOUKLI	Maitre de conférences (A)	Promoteur

Session - 2018

ملخص :

الهدف من هذا العمل هو الدراسة التحقيقية لسد صغير على واد " الملاح " الواقع بإقليم ولاية معسكر لسقي ما يقارب 250 هكتارا من الأراضي الزراعية. مثل أي دراسة تحقيقية، قمنا بدراسة جيولوجية هيدرولوجية وبدراسة المتغيرات من أجل تحديد النموذج المثالي لجسم السد، ثم قمنا بتمثيله (إرتفاعه 20 متر وسعته تقدر بـ 1.52 مليون مترا مكعبا) وحساب أبعاد التجهيزات الملحقة (مفرغ الفيضانات ومفرغ القعر)، ثم قمنا في الأخير بتنظيم الورشة والحماية والأمن من حوادث العمل

Résumé :

L'objectif du présent travail est l'étude de la faisabilité d'un petit barrage sur oued « El Melah » (Mascara). Destiné à l'irrigation de 250 ha de terres agricoles. Comme dans toute étude de faisabilité on a fait une étude géologique, hydrologique et une étude de variante pour fixer le choix du type de la digue à concevoir. Ensuite on est passé à sa conception (hauteur 20 m, et une capacité de 1.52 million m³) et au dimensionnement des ouvrages annexes (évacuateur de crue et vidange de fond) et on a terminé par l'organisation de chantier et la sécurité de travail.

Abstract :

The purpose of this paper consists in conducting a feasibility study of a small dam on Ouedi El Maleh (W.MASCARA), considering different aspects (geology, hydrology and economic), for the irrigation of a perimeter of 40ha. Relevant to this, we dealt with geology, hydrology, and study variants in order for a better choice of the dam to conceive. We finish by the organization of the construction sit and work safety.

TABLE DES MATIERES

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	3
INTRODUCTION	3
I.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE	3
I.1.1 La commune	3
I.1.2 La retenue	4
I.1.3 Accès au site	4
I.2 MORPHOLOGIE DU TERRAIN	4
I.3 LA SISMICITE	5
CONCLUSION	5
CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE	7
INTRODUCTION	7
II.1 ETUDE GEOLOGIQUE	7
II.1.1 Géologie régional	7
II.1.2 Géologie du site	7
II.2 ETUDE GEOTECHNIQUE	8
II.2.1 Travaux de reconnaissances	8
II.2.2 Essais au laboratoire et in-situ	8
II.2.3 Résultats des travaux de reconnaissance et essais au laboratoire	9
CONCLUSION	16
Chapitre III : ETUDE HYDROLOGIQUE	18
III.1 BASSIN VERSANT	18
III.1.1 caractéristiques géométriques du bassin versant	18
III.1.2 Hypsométrie du bassin versant	21
III.1.3 Caractéristiques hydrographique du bassin	25
III.2 ETUDE DES PRECIPITATIONS	29
III.3.1 Homogénéisation des données	29
III.3.2 Ajustement des précipitations maximales journalières	31
III.3.3 Pluies de courtes durées et leurs intensités à différentes fréquences	35

TABLE DES MATIERES

III.3 Etude des apports	38
III.3.1 Estimation de l'apport moyen annuel	39
III.3.2 Calcul des apports fréquentiels	40
III.3.3 Transport solide et détermination du volume mort	44
III.4. ETUDE DES CRUES	45
III.4.1 Construction de l'hydrogramme de crue	48
III.4.2 Régularisation de l'écoulement	52
III.5 LAMINAGE DES CRUES	66
III.5.1 Méthode de KOTCHERINE	67
III.5.2 Méthode de Muskingum	73
III.6 CALCUL D'OPTIMISATION	82
III.6.1 Revanche	82
III.6.2 CALCUL DU TASSEMENT	83
III.6.3 Largeur en crête	83
III.6.4 Calcul des coûts	84
CONCLUSION	88
CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES DIGUES	90
INTRODUCTION	90
IV.1 LE CHOIX DU SITE DU PETIT BARRAGE	90
IV.2 LE CHOIX DU TYPE DE PETIT BARRAGE	90
IV.3 LES VARIANTES A CHOISIR	91
IV.4 DEFINITION DE PROFIL GENERAL DE LA RETENUE	92
IV.4.1 Hauteur de barrage	92
IV.4.2 La longueur en crête	93
IV.4.3 La largeur en crête	93
IV.4.4 Pentes des talus	94
IV.4.5 Le volume du corps du barrage	95
IV.4.6 Variantes de la digue	98
IV.4.7 Evaluation du prix total des différents matériaux	98
CONCLUSION	99

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE V : CONCEPTION DE LA DIGUE	101
INTRODUCTION	101
V.1 DEFINITION DE PROFIL GENERAL DE LA RETENUE	101
V.1.1 Hauteur de barrage	102
V.1.2 La largeur en crête	102
V.1.3 La longueur en crête	104
V.1.4 Les bermes	104
V.2 PROTECTION DE LA CRETE	104
V.3 PROTECTION DES TALUS	105
V.5 DRAINAGE	106
V.5.1 Prisme de drainage	107
V.5.2 Tapis de drainage	108
V.6 CALCUL D'INFILTRATION	109
V.6.1 Objectif de calcul d'infiltration	109
V.6.2 Hypothèses de calcul de la ligne de saturation	109
V.6.3 Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite)	111
V.6.4 Vérification de la résistance à l'infiltration des sols du corps et de la Fondation	112
V.7 LA CLE D'ANCRAGE	114
V.8 LES FILTRES	114
V.9 L'ETUDE DE STABILITE DES BARRAGE	114
V.9.1 Etat Normal En Service	114
V.9.2 Fin De Construction	114
V.9.3 Fin De Vidange Rapide	115
V.9.4 Coefficients De Stabilités Admissibles	115
V.9.5 Glissement des talus	115
V9.6 Utilisation du logiciel GEOSTUDIO dans le calcul de stabilité et de l'infiltration dans corps de la digue	117

TABLE DES MATIERES

V.9.7 Coefficient de sécurité pour les différentes zones d’empreintes par la méthode de Fellenius a la fin de construction (amont)	119
CONCLUSION	120
CHAPITRE VI : etude des ouvrages annexes	122
Introduction	122
VI.1 Évacuateur des crues	122
VI.1.1 Critères de choix de l’évacuateur de crue	122
VI.1.2 Différents types des évacuateurs de crues	122
VI.1.3 Choix de la variante	123
VI.1.4 Dimensionnement hydraulique	123
VI.1.5 Hauteurs des murs bajoyers	133
VI.1.6 Vérification de l’apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier	
VI.2 Ouvrage de vidange	135
VI.2.1 Calcul du débit de vidange	135
VI.2.2 Calcul du diamètre de la conduite de vidange de fond	135
VI.3 OUVRAGE DE PRISE D’EAU	137
CONCLUSION	138
CHAPITRE VII :	
ORGANISATION ET ORDONNANCEMENT DES TRAVAUX DE CHANTIER	
Introduction	140
V.1 TRAVAUX PREPARATOIRES ET INSTALLATION DE L’ENTREPRISE	140
V.2 MOYENS DES TRAVAUX DE CHANTIER	141
V.3 PLANIFICATION	142
Conclusion	145
CHAPITRE VIII :	
CONSIGNES DE SECURITE A LA REALISATION DES TRAVAUX DU CHANTIER	
Introduction	147
VI.1 ACCIDENT DU TRAVAIL	147
VI.2 MOYENS DE PREVENTION ET DE PROTECTION	148
Conclusion	151

LISTE DES PLANCHES

LISTE DES PLANCHES

Planche 1/6 : Vue en plan de l'ouvrage.

Planche 2/6 : Coupe géologique transversale suivant l'axe de la digue.

Planche 3/6 : Coupe en travers de la digue.

Planche 4/6 : Les coupes en travers type de la digue.

Planche 5/6 : Profil en long de l'évacuateur de crues.

Planche 6/6 : Chemin critique et représentation de planning d'exécution des travaux (GANTT)

LISTE DES FIGURES

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1: Situation géographique de la commune de Sedjerata	3
Figure I. 2: Carte des zones sismiques (RPA 99, version 2003)	5
Figure III. 1: Rectangle équivalent	21
Figure III. 2: Répartition des courbes de niveau dans le bassin versant	21
Figure III. 3: Répartition et courbe hypsométrique du bassin versant	23
Figure III. 4: Représentation du réseau hydrographique du bassin et classification de Schum(1957)	26
Figure III. 5: Ajustement à la loi Gumbel	33
Figure III. 6: Ajustement à la loi Galton	34
Figure III. 7: Courbe des pluies de courte durée	38
Figure III. 8: Courbe des intensités fréquentielles	38
Figure III. 9: Répartition mensuelle de l'apport A80%	43
Figure III. 10: Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour	51
Figure III. 11: Hydrogramme de la crue de projet (crue centennale)	52
Figure III. 12: Courbe caractéristique Surface-Hauteur de la cuvette	54
Figure III. 13: Courbe caractéristique capacité-Hauteur de la cuvette	55
Figure III. 14: Courbes caractéristiques de la cuvette Capacité-Hauteur et Surface-Hauteur	55
Figure III. 15: Répartition mensuelle des apports et besoins	57
Figure III. 16: Modélisation de la courbe Hauteur-Surface	73
Figure III. 17: Courbe caractéristique de la cuvette $b = 50$ m	72
Figure III. 18: Hydrogramme d'entrée et de sortie pour une largeur de ($b=50$ m) du déversoir	76
Figure III. 19: Hydrogramme de crue pour les différentes largeurs	77
Figure V. 1 : Les Infiltration à Travers le Barrage	112
Figure V. 2: Cercle de glissement critique calculé par la méthode de Spencer « Fin de construction »	118
Figure V. 3: Cercle de glissement critique calculé par la méthode de Spencer « Etat de service »	118
Figure VI. 1: Profil Greager	125
Figure VI. 2: La ligne d'eau du coursier par la méthode d'intégration	131
Figure VII. 1: Réseau à nœud pour la réalisation du projet	144

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II. 1: Récapitulatif des travaux de reconnaissances	8
Tableau II.2: tableau récapitulatif des essais physiques et mécaniques de l'échantillon du sondage s4	10
Tableau II.3: Tableau récapitulatif des essais physiques et mécaniques des échantillons des fouilles de oued el-malah – sedjerara	14
Tableau III.1: Répartition des surfaces en fonction des altitudes dans le bassin versant	23
Tableau III. 2: Classification du relief (TOUAIBIA, 2001)	24
Tableau III. 3: Longueurs des courbes de niveaux du bassin versant	25
Tableau III. 4: Tableau récapitulatif du temps de concentration	28
Tableau III. 5: Station AIN FARES (A.N.R.H, 2018)	29
Tableau III. 6: Résultats du test Wilcoxon	30
Tableau III. 7: Caractéristiques statistiques de la série de pluie utilisée	31
Tableau III. 8: Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi Gumbel	32
Tableau III. 9: Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi Galton	34
Tableau III. 10: Pluies maximales fréquentielles	35
Tableau III. 11: Pluie de courtes durées et l'intensité de différentes fréquences	36
Tableau III. 12: La répartition des apports moyens annuels de la station Ghriss (11 14 12), (A.N.R.H, 2018)	39
Tableau III. 13: Récapitule les résultats des coefficients de variation de l'écoulement	42
Tableau III. 14: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%	43
Tableau III. 15: Représente les valeurs de α en fonction de la perméabilité	44
Tableau III. 16: les résultats des débits maximum pour différentes périodes de retour Données selon la formule de Mallet-Gauthier	46
Tableau III. 17 les résultats des débits maximum des crues pour différentes périodes de retour données par Possenti	46
Tableau III. 18: les valeurs des débits maximums des crues pour différentes période de retour donnée par Sokolovski	47
Tableau III. 19: les valeurs des débits maximum des crues pour différentes période de retour donnée par Turraza	48
Tableau III. 20: Récapitulatif des valeurs des débits maximaux des crues pour différentes méthodes pour différentes périodes de retour	48
Tableau III. 21: les résultats des débits maximum des crues pour différentes périodes de retour données par Possenti (résultats adoptées)	48
Tableau III. 22: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue γ	49
Tableau III. 23: les valeurs des débits constituant l'hydrogramme de crue	50

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III. 24: Crue de projet recommandée par le Comité Australien des Grands Barrages (ANCOLD, 1986)	52
Tableau III. 25: Caractéristiques topographiques de la retenue	51
Tableau III. 26: Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation au cours de l'année	53
Tableau III. 27: Répartition des apports et de besoins mensuels	56
Tableau III. 28: Résultat de la régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	57
Tableau III. 29: Récapitulatif des résultats de calcul de régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	58
Tableau III. 30: Représente l'évaporation mensuelle de la station de Ain Fares (11-14-17)	59
Tableau III. 31: Valeurs du coefficient δ	60
Tableau III. 32: Représentation des volumes des pertes de la retenue	61
Tableau III. 33: Résultat de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	61
Tableau III. 34: Résultats de régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	62
Tableau III. 35: Volumes des pertes dans la retenue (2ème approximation)	63
Tableau III. 36: Récapitulatif des résultats de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2ème approximation)	64
Tableau III. 37: Récapitulatif des résultats de calcul de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2ème approximation)	65
Tableau III. 38: Données initiales pour la méthode de KOTCHERINE	68
Tableau III. 39: Résultats des calculs	69
Tableau III. 40: Détermination de H_0 et Q en fonction de b	70
Tableau III. 41: Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue	71
Tableau III. 42: Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Kotchrine	73
Tableau III. 43: Représente les valeurs du débit entrant	75
Tableau III. 44: Représente les côtes et les surfaces correspondantes	75
Tableau III. 45: Caractéristiques de la retenue	76
Tableau III. 46: Résultat des débits laminés pour une largeur de déversoir de 50m	77
Tableau III. 47: Laminage de crue pour différentes largeurs déversantes.	79
Tableau III. 48: Récapitulatif des résultats de calcul du laminage	81
Tableau III. 49: Variation de la hauteur du barrage	84
Tableau III. 50: Résultats des largeurs en crête obtenues par les formules précédentes	84
Tableau III. 51: Volume des terres pour une largeur déversante de 50 m	85
Tableau III. 52: Coût de la digue pour différentes largeurs déversantes	85

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III. 53: Coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes_____	86
Tableau III. 54: Coût du convergeant pour les différentes largeurs déversantes_____	86
Tableau III. 55: Le coût total est donné par l'addition des coûts de la digue, du déversoir et du convergeant_____	87
Tableau III. 56: Tableau récapitulatif de l'étude de régularisation et du laminage_____	88
Tableau IV. 1 : Résultats de calculs des largeurs en crête par les différentes formules____	94
Tableau IV. 2: Valeurs indicatives des pentes des talus_____	94
Tableau IV. 3: coût de la digue en terre homogène (1ère variante)_____	99
Tableau IV. 4: coût de la digue (2ème variante)_____	99
Tableau IV. 5: Coût de la digue (3ème variante)_____	99
Tableau V. 1: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur en crête_____	104
Tableau V. 2: Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids_____	105
Tableau V. 3: Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues_____	106
Tableau V. 4: Classe du barrage en terre en fonction du type de fondation_____	109
Tableau V. 5: coordonnées de la parabole de Kozeny_____	110
Tableau V. 6: Détermination du gradient d'infiltration admissible_____	113
Tableau V. 7: Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage_____	113
Tableau V. 8: Coefficient de stabilité admissible des talus_____	115
Tableau V. 9: Valeurs de K1, K2 en fonction de pente de talus_____	116
Tableau V. 10: Les valeurs de K1, K2 et R1, R2 qui corresponde a notre ouvrage_____	116
Tableau V. 11: coefficient de sécurité pour les différents cas de fonctionnement_____	119
Tableau V. 12: coefficient de sécurité la fin de construction (amont) avec et sans séisme_____	120
Tableau VI. 1: Coordonnés de profil de Greager_____	124
Tableau VI. 2: Données de calcul de la ligne d'eau _____	130
Tableau VII. 1: Symboles des opérations_____	143
Tableau VII. 2: Les paramètres du réseau à nœud_____	144

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

« L'eau source de vie », elle joue un rôle essentiel sur la qualité de la vie des populations, et pourtant elle devient de plus en plus rare. La préservation de cette ressource renouvelable devient un enjeu important dans le monde.

A ce titre l'Algérie a prévu, un programme ambitieux pour la construction de petits barrages afin de remplir les déficits et répondre aux besoins de l'irrigation dans le pays. Dans ce cadre, la direction des ressources en eau de la wilaya de Mascara a lancé un projet d'étude de faisabilité d'un petit barrage sur oued El-Malah, Sedjerara à la Daira de Mohammadia, ce qui fera objet de notre étude.

Dans le cadre de cette étude nous présentons dans un premier lieu l'état de situation du barrage. Il s'agit de préciser la situation géographique de notre zone d'étude.

Nous passerons dans un second lieu, à l'étude géologique et géotechnique, il d'agit de décrire la géologie, la topographie ainsi qu'une synthèse géotechnique de la zone.

Par la suite nous effectuons une étude hydrologique, dont le but est de déterminer les paramètres préliminaires nécessaires au dimensionnement des ouvrages. Ce qui nous amène au quatrième chapitre, qui contiendra l'étude des variantes de la digue.

Une fois la variante de la digue est choisie, nous nous intéresserons à l'étude de la conception de cette dernière dans le cinquième chapitre.

Par la suite, nous passerons au dimensionnement des ouvrages annexes dans le sixième chapitre.

En dernier lieu, nous établirons l'organisation de chantier ainsi que les consignes de sécurité dans le chantier.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

INTRODUCTION

Dans ce présent chapitre, on s'intéresse à la présentation de notre zone d'étude. Il comporte les volets suivants :

- La situation géographique de la commune de Sedjerara et du site de la retenue collinaire ;
- La morphologie du terrain ;
- La sismicité de la région.

I.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE

I.1.1 La commune

Le site de la retenue est localisé dans la commune de Sedjerara, daïra de Mohammadia, la Wilaya de Mascara.

Sedjerara est l'une des 47 communes que regroupe la wilaya de Mascara, se situe en plein dans les monts des Beni-Chograne. Elle est délimitée : par les Communes :Ghomri – Sidi-Saada-El-Bordj-Fraguig.

La commune est desservie par le chemin de Wilaya N° 94 (Sedjerara-El-Bordj) qui est relié à la RN4 (Oran-Alger).

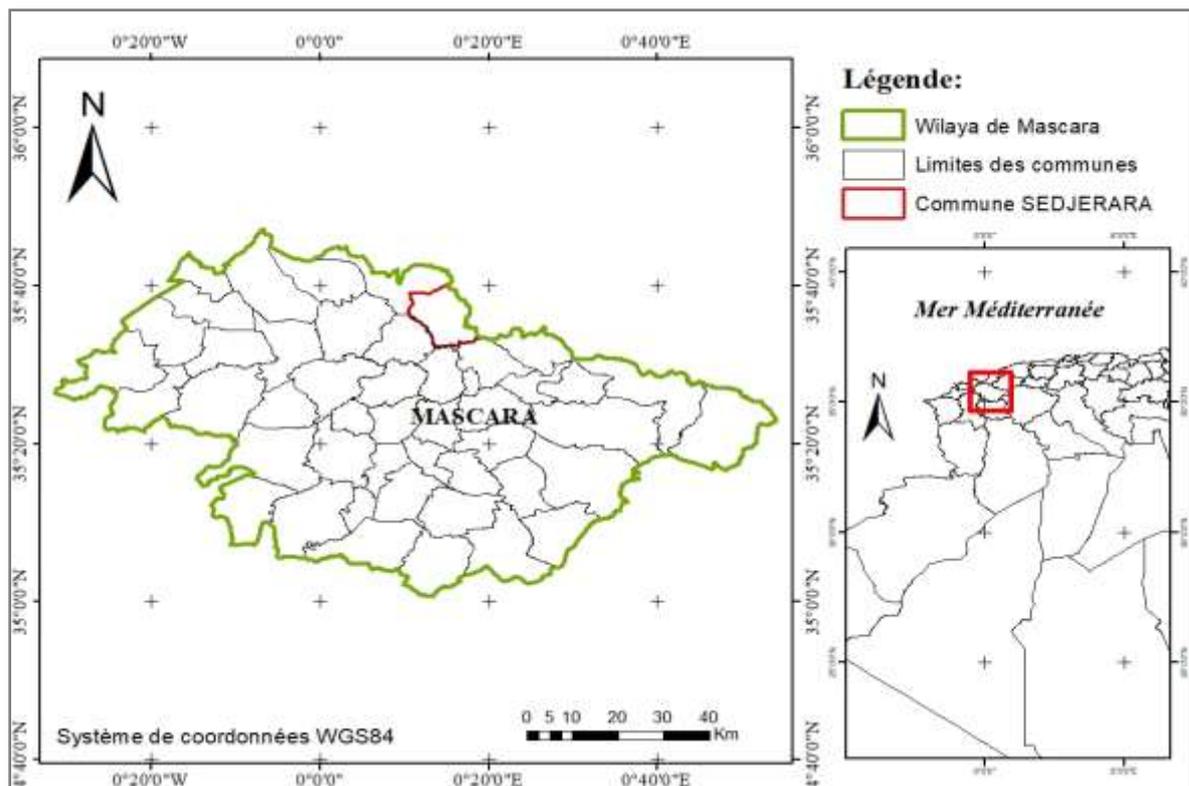


Figure I. 1: Situation géographique de la commune de Sedjerata

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.1.2 La retenue

Le site de la retenue collinaire d'Oued El-Melah est situé à l'Est de la localité de Sahouria, à une distance d'environ 10 km. L'accès au site se fait depuis la route nationale N° 4, ensuite par une piste sur une distance d'environ 2 km.

Notre zone d'étude se situe sur la partie septentrionale de l'Atlas Tellien. Elle est limitée :

- Au Nord, par la plaine de la Macta ou de l'Habra.
- A l'Est, par la région de Relizane et de la plaine de la Mina dont l'oued est un affluent de l'oued Chélif.
- Au Sud, par les monts de Béni-Chougrane.
- A l'Ouest, toujours par la plaine de la Macta et du plateau de Saint Louis qui se prolonge jusqu'au Golfe d'Arzew.

Le site se situe à environ une trentaine de kilomètres au Nord de Mascara, dans la partie Nord de la plaine de l'Habra.

Les coordonnées Lambert sont :

$$X = 272,25 \text{ m} \quad ; \quad Y = 262,50 \text{ m}$$

I.1.3 Accès au site

Pour accéder au site depuis Mohammadia qui se trouve située sur la route nationale N° 4, nous l'empruntons en allant vers Relizane sur environ 16 kilomètres, puis à un carrefour juste avant d'arriver à El-Ghomri, nous prenons un chemin communal qui mène vers le chef-lieu de la commune de Sedjerara. Après avoir parcouru environ 1 km du carrefour, nous traversons une voie ferrée, puis nous bifurquons à droite pour rejoindre oued El-Malah par une piste carrossable, juste après avoir traversé un hameau d'habitations de quelques âmes. De ce hameau, nous parcourons environ 2 km sur cette même piste pour accéder au site en question.

I.2 MORPHOLOGIE DU TERRAIN

L'oued El-Malah draine une petite partie de l'immense cuvette du Bassin versant de l'Habra. Il reçoit tout le long de son parcours de nombreux affluents parmi lesquels nous citerons : Oued Si Brahim, Oued Bou Aïci, Oued Ben Salah et Oued Zitouna qui contribuent pour une grande partie à son alimentation.

Son bassin versant est délimité au Nord par la ville d'El Ghomri, à l'Ouest par la ville de Sahouria et Mohammadia, au Sud-Ouest par la forêt de l'oued Fergoug et au Sud par la ville d'Aïn-Fares.

La vallée de l'oued a une forme géométrique de forme trapézoïdale, à fond plus ou moins plat dans la cuvette et au niveau de l'axe de la digue. La vallée est très vaste et étendue. Le relief montre des contours plus ou moins aplanis au niveau de la cuvette que ce soit en rive gauche ou en rive droite.

Cependant, plus on se dirige vers l'amont de l'oued El-Malah et plus le relief devient cassant, surtout en rive gauche de la cuvette, en amont de la confluence entre les oueds El-Malah et Bou-Aïci. La largeur du lit mineur de l'oued varie, suivant les endroits, de 10 à 20 mètres à proximité de l'axe de la digue et peut atteindre 50 mètres en certains endroits.

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

La rive droite est plus imposante que la rive gauche avec une pente plus abrupte, au niveau de l'axe de la digue.

La principale culture est la céréaliculture sur pratiquement toute la surface de la cuvette.

I.3 LA SISMICITE

Le petit barrage de oued El-Malah sera implanté dans une région ayant une activité sismique moyenne (zone II d'après la carte des zones sismiques établie par le CTC en 1999 version 2003 selon les RPA).

Sachant que le petit barrage fait partie du groupe d'usage 1B d'après le RPA de 1999 version 2003 et qu'il est situé en zone II de la carte des zones sismiques, nous proposerons une valeur du coefficient d'accélération A équivalente à 0,20 pour les calculs de génie civil et de stabilité.



Figure I. 2: Carte des zones sismiques (RPA 99, version 2003)

CONCLUSION

Le site de la retenue collinaire d'Oued El-Melah est situé dans la commune de Sedjerara, daïra de Mohammadia, la Wilaya de Mascara. Cette région appartient à la zone II de la carte des zones sismiques, c'est-à-dire elle a une activité sismique moyenne.

Dans le chapitre qui suit, on s'intéressera à l'étude géologique de notre zone d'étude.

CHAPITRE II

ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

CHAPITRE II :

ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

INTRODUCTION

Dans le cadre d'une étude de faisabilité d'un petit barrage sur Oued El malah, un aperçu géologique doit être fait afin de pouvoir conditionner le pré dimensionnement des ouvrages et les types de variantes

L'objectif de l'étude géotechnique est d'expliquer et quantifier le comportement des matériaux aussi divers et hétérogènes que ceux engendrés par la nature. Il sera indispensable de connaître leurs propriétés physiques et mécaniques dans le cas où ils seraient destinés à la construction d'un petit barrage.

II.1 ETUDE GEOLOGIQUE

II.1.1 Géologie régional

Notre zone d'étude se situe sur la partie septentrionale de l'Atlas Tellien.

Les principales formations géologiques rencontrées au niveau de notre zone d'étude sont, de la plus ancienne vers la plus récente :

- Les marnes, de symbole Ms, datées du Miocène supérieur, que l'on aperçoit à l'extrémité Sud-Est de la carte géologique de Debrousseville n° 155 au 1/50.000e.
- Les terrains datés du Continental post-Villafranchien, de symbole qc, surmontant les marnes du Miocène en discordance, sont représentés par des carapaces calcaires recouvrant des dépôts divers.
- Les alluvions récentes du Quaternaire (Rharbien, Chélifien), postérieur à la dernière carapace calcaire, de symbole qA, représentées par des alluvions argilo-limoneuses, de couleur grise. Ces alluvions ont été déposées à faible vitesse. Nous retrouvons ces alluvions dans presque la totalité de la plaine de l'Habra.
- Les alluvions représentées par les glacis d'accumulation de symbole qp, datées du Grimaldien-Soltanien, sont formés de limons sableux ou argileux suivant le cas et ils semblent correspondre à une phase d'accumulation et d'érosion intense. Ils plongent sous les formations argileuses plus récentes et correspondent donc à un niveau marin plus bas que le niveau actuel.
- Les dépôts sableux des crues des oueds, de symbole aa. Ces alluvions déposées par des eaux à vitesse relativement élevée sont surtout constituées par des sables fins limoneux.

II.1.2 Géologie du site

Les principales formations géologiques présentent au niveau du site, classées par ordre chronologique, de la plus récente vers la plus ancienne sont :

- Les alluvions actuelles de l'oued que l'on retrouve au niveau du lit mineur. (Quaternaire)
- Les alluvions anciennes représentées par des alternances de lits de limons argilo-sableux avec des lits de galets, blocs et graviers des basses terrasses, (Quaternaire).

ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

- Des bancs de calcaires assez épais, renfermant de minuscules petits débris de coquilles de mollusques, représentant la carapace calcaire décrite dans le paragraphe précédent datés du Continental post Villafranchien (fin du Tertiaire).
- Les marnes franches du Miocène supérieur, que l'on aperçoit en amont de la confluence des oueds El-Malah et Bou-Aïci.

II.2 ETUDE GEOTECHNIQUE

II.2.1 Travaux de reconnaissances

Il a été réalisé à l'emplacement de l'axe probable de la digue quatre (04) sondages de différentes profondeurs et un cinquième dans la cuvette. Ces sondages ont été réalisés essentiellement afin de distinguer et reconnaître le sol de fondation de la digue et également de tester le sol de fondation de la digue par des essais d'eau appropriés et déterminer ainsi ses caractéristiques hydrauliques souterraines, pour les quatre premiers, et le cinquième pour essayer d'évaluer les caractéristiques hydrauliques souterraines du matériau de recouvrement de la cuvette. Nous avons également prévu et réalisé sept (07) fouilles dont six (06) avec prélèvement d'échantillons, dans la cuvette du petit barrage, pour la recherche des matériaux de construction.

Tableau II. 1: Récapitulatif des travaux de reconnaissances

N°	Travaux de reconnaissance	Quantité de travaux	
		Sol de fondation (site)	Cuvette
01	Sondages	04	01
02	fouilles	/	07

II.2.2 Essais au laboratoire et in-situ

Il a été réalisé des essais physiques et mécaniques sur des échantillons remaniés et intacts. Ils ont concerné les six (06) échantillons prélevés remaniés, F1, F2, F3, F4, F6 et F7 et un (01) échantillon intact (carotte paraffinée) du sondage S4.

1. Echantillons remaniés (fouilles):

a- Essais physiques :

- Analyse granulométrique et sédimentométrique.

b- Essais mécaniques :

- Limites d'Atterberg,
- Essai oedométrique,

ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

- Perméabilité à l'oedomètre,
- Essai proctor normal,
- Essai de cisaillement rectiligne (CU).

2. Echantillon intact (sondage) :

a- Essais physiques :

- Analyse granulométrique,
- Teneur en eau,
- Teneur en eau de saturation,
- Densité sèche,
- Densité humide.

b- Essais mécaniques :

- Limites d'Atterberg,
- Essai oedométrique,
- Essai de cisaillement rectiligne (CU).

II.2.3 Résultats des travaux de reconnaissance et essais au laboratoire

II.2.3.1 Sol de fondation

Cette partie de l'étude consiste à déterminer si le sol de fondation est apte à supporter une digue en terre.

La carotte paraffinée marno-limoneuse, prélevée entre 3,47 et 3,69 m de profondeur, en S4, a été soumise à des essais géotechniques au laboratoire. Les résultats sont mentionnés dans le tableau II.2.

Les limites d'Atterberg de l'échantillon analysé nous permettent de dire qu'elles ont une grande plasticité. Les marnes limoneuses ont une limite de liquidité et un indice de plasticité élevés, ce qui les rend très plastiques. Dans le cas d'un sol en place, il ne devrait pas y avoir de déséquilibre entre les matériaux qui serviront à la construction de la digue (qui ne doivent pas être plastiques) et le sol de fondation (même s'il est plastique).

Selon la classification des sols U.S.C.S (classification des sols unifiés américains) qui est basée sur les limites d'Atterberg et la granulométrie, l'échantillon S4 fait partie des sols fins dont plus de la moitié du matériau est de dimension inférieure à l'ouverture de maille du tamis n° 200 ou 0,074 mm et dont la limite de liquidité est supérieure à 50% correspondant au symbole de groupe CH, At (argiles plastiques) sur l'abaque de plasticité de Casagrande. Nous pouvons classer S4 dans le type d'argiles inorganiques de plasticité

ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

élevée. Ce sont des argiles grasses. Ils sont classés dans les sols médiocres à passables comme sol de fondation. Mais dans le cas de la construction d'une digue en terre et malgré un indice de gonflement relativement élevé (6,1 %), une faible pression de consolidation et une perméabilité pratiquement nulle, le sol de fondation s'adaptera avec le matériau de construction qui sera en terre.

La teneur en eau de l'échantillon est de 20,3%. Elle s'exprime en pourcentage et représente le rapport de la phase liquide de l'échantillon sur le poids de la phase solide. La phase liquide représente dans ce cas le 1/5^e du poids de la phase solide pour l'échantillon.

La teneur en eau de saturation qui est de 27,59 % nous montre que l'indice des vides n'est pas très important puisqu'elle ne diffère que de 7 % de la teneur en eau naturelle.

Les densités sèches et humides de S4 sont respectivement de 1,55 et 1,86 T/m³ ce qui est plausible pour le type de matériau analysé.

Tableau II. 2: tableau récapitulatif des essais physiques et mécaniques de l'échantillon du sondage s4

Sondage n°	Profondeur en m	Teneur en eau W (%)	Granulométrie Sédimentométrie			Limites d'Atterberg			Masse volume humide T/m ³	Masse volume sèche T/m ³	Teneur en eau de saturation W _{sat} %	Essai œdométrique			Cisaillement CU	
			2 mm %	0,2 mm %	0,1m m %	LL %	LP %	I P %				Pc bars	Cc %	Cg %	φ _{cu} Degrès	C _{cu} Bars
S4	3,47 à 3,69	20,3	/	96,0	91,5	67,0	27,13	39,9	1,86	1,55	27,59	1,18	16,1	6,10	12°5'	0,40

II.2.3.2 Zone d'emprunt des matériaux

II.2.3.2.1 Matériaux fins

Les différentes investigations réalisées dans la cuvette nous permettront de délimiter les zones de prélèvement des matériaux fins. Ces matériaux serviront à la construction de la digue.

Les différentes fouilles ont mis en évidence un certain nombre de terrains, de natures variées allant des marnes limoneuses brunes aux alluvions grossières des terrasses alluviales et d'oued.

a- Analyse granulométrique et sédimentométrique :

ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Le but de l'analyse granulométrique est d'étudier la taille des particules et de mesurer l'importance relative de chacune des fractions de sol de dimensions bien définies.

Les échantillons des fouilles F1, F2, F3, F4 et F6 montrent une distribution étalée des éléments fins. Pratiquement, 80 % de l'échantillon est constitué d'éléments fins correspondant aux limons et argiles. C'est une courbe étalée et continue. La fraction sableuse est très faible puisqu'elle varie entre 10 et 20%. Leur coefficient d'uniformité sera très important et permet de dire que les courbes sont étalées et discontinues, mais ne peut être calculé en raison de l'impossibilité de déduire le d_{10} sur la courbe.

b- Teneur en eau optimum :

La teneur en eau optimum, mesurées au proctor, des échantillons F1, F2, F3, F4 et F6 varie entre 15,42% pour F6 (minimum) et 17,65% pour F3 (maximum). Elle s'exprime en pourcentage et représente le rapport de la phase liquide de l'échantillon sur le poids de la phase solide. La phase liquide représente entre le $1/6^{\circ}$ et le $1/12^{\circ}$ de la phase solide pour les six échantillons.

c- Limites d'Atterberg :

Les limites sont mesurées sur une fraction de sol qui passe au tamis de 0,40 mm. Elles font partie de l'identification d'un sol qui comprend en sus l'examen visuel et la granulométrie.

Selon la classification des sols U.S.C.S (classification des sols unifiés américains) qui est basée sur les limites d'Atterberg et la granulométrie, les échantillons F1, F2, F3 et F4 font partie des sols fins dont plus de la moitié du matériau est de dimension inférieure à l'ouverture de maille du tamis n° 200 ou 0,074 mm (voir courbes granulométriques) et dont la limite de liquidité est inférieure à 50% (cas de trois échantillons) à l'exception de F4 qui est légèrement supérieur, correspondent au symbole de groupe CL, Ap (argiles peu plastiques) sur l'abaque de plasticité de Casagrande. Nous pouvons classer F4 dans ce type de sol malgré qu'il ait une limite de liquidité légèrement supérieure à 50%, mais dont les courbes de tassement et de gonflement ne se recoupent pas (essai oedométrique) et un indice de gonflement $0,039 < 0,04$ et une pression de consolidation (3,60 bar), ce qui en fait un matériau intéressant. Il y a également l'indice de gonflement de l'échantillon F1 qui est légèrement supérieur à la norme requise 0,04 mais qui est acceptable puisqu'il ne dépasse pas 0,044.

ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Nous en déduisons pour F1, F2, F3 et F4 qu'il s'agit d'une marne inorganique à faible ou moyenne plasticité. Elles ont une ténacité à l'état sec moyenne à élevée. La cohésion est moyenne et une possibilité de tassement et de gonflement moyenne. Les caractéristiques drainantes sont nulles c'est à dire pratiquement imperméables.

L'échantillon de la fouille F6 fait partie des sols fins dont plus de la moitié du matériau est de dimension inférieure à l'ouverture de maille du tamis n° 200 ou 0,074 mm et dont la limite de liquidité est supérieure à 50%. Il correspond au symbole de groupe CH, At (argiles plastiques) sur l'abaque de plasticité de Casagrande. Il s'agit d'une marne inorganique à forte plasticité, une ténacité à l'état sec élevée et une cohésion élevée. La possibilité de tassement et de gonflement est moyenne avec des caractéristiques

d- Essai oedométrique :

Lorsqu'on applique une charge à la surface d'un sol, l'état d'équilibre de sa structure est modifié et l'on observe une déformation verticale que l'on appelle le tassement du sol sous la charge considérée. L'essai oedométrique permet d'étudier ce processus en laboratoire, dans certaines conditions précises : saturation de l'échantillon et drainage vertical.

L'indice de gonflement de nos cinq échantillons F1, F2, F3, F4 et F6 est voisin de 0,04. Ce qui montre que pratiquement tous nos échantillons ont un pouvoir gonflant limité.

L'essai oedométrique des échantillons nous a permis de tirer deux conclusions :

1. Que la tendance au gonflement était faible d'après la courbe oedométrique puisque la courbe de chargement ne recoupait pas la courbe de déchargement.
2. D'après l'indice de plasticité, inférieur à 50% pour les cinq échantillons et de l'indice de gonflement voisin de 0,04, les matériaux sont inorganiques et ont une tendance au gonflement relativement faible.

e- Perméabilité à l'oedomètre :

L'essai de perméabilité à l'oedomètre a été réalisé sur les cinq échantillons représentant les matériaux fins (F1, F2, F3, F4 et F6). Les résultats à faible charge et à forte charge vont de $0,9 \cdot 10^{-8}$ m/s pour F2 et F6 à $8,2 \cdot 10^{-8}$ m/s pour F3. Ces résultats attestent bien du caractère imperméable de l'échantillon et qu'il peut être utilisé comme matériau fin pour la confection du noyau de la digue dans le cas d'une digue zonée ou comme matériau fin imperméable dans le cas d'une digue en terre homogène.

ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

f- Essai proctor :

Un matériau étant défini par sa granulométrie, l'essai proctor se propose de mesurer la teneur en eau qui permet d'obtenir, après un compactage donné du matériau, une valeur maximale du poids spécifique sec γ_d . Les densités sèches proctor des matériaux sont relativement élevées puisqu'elles oscillent entre 1,63 et 1,70 T/m³. Les teneurs en eau optimums des échantillons sont pratiquement égales et varient entre 15,42 % pour F6 et 17,65 % pour F3.

g- Essai de cisaillement rectiligne :

Le but des essais de cisaillement est de mesurer la résistance au cisaillement sous contrainte normale et d'en déduire la valeur des deux constantes, la cohésion C et l'angle de frottement interne ϕ qui représentent les caractéristiques mécaniques du milieu.

Les valeurs de la cohésion sont importantes, elles varient de 0,30 bar pour le minimum (F1) à 0,60 bar pour le maximum (F4) et des angles de frottement allant de 10° à 20° pour des matériaux de type marno-sableux ce qui est assez cohérent.

h- Matières organiques :

La teneur en matières organiques a été mesurée en laboratoire de chimie du LTTC et a donné des valeurs très faibles variant de 0,99 pour F1 à 2,55 pour F2. Elles sont négligeables puisque les normes nous autorisent à utiliser ces matériaux pour la confection de la digue.

ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Tableau II. 3: Tableau récapitulatif des essais physiques et mécaniques des échantillons des fouilles de oued el-malah – sedjerara

Fouille n°	Profondeur en m	Granulométrie Sédimentométrie			Limites d'Atterberg			Proctor Normal		Essai oedométrique			Perméabilité cm/s		Cisaillement CU		Matières organiques T.M.O.
		2 mm %	0,2 mm %	80 μ %	LL %	LP %	IP %	W opt (%)	γ _d max T/m ³	Pc bars	Cc %	Cg %	Charge 2,250 bars	Charge 4,850 bars	φ _{CU} Degrès	C _{CU} Bars	
F1	2,80	99,94	98,98	96,11	45,20	22,82	22,38	16,00	1,69	3,22	14,5	4,4	2,0.10 ⁻⁸	1,6.10 ⁻⁸	15°	0,30	0,99
F2	3,00	97,37	90,49	85,49	47,80	22,62	25,18	16,55	1,68	3,40	14,2	3,3	0,9.10 ⁻⁸	0,6.10 ⁻⁸	17°	0,50	2,55
F3	2,50	99,75	94,75	90,50	49,00	24,53	24,47	17,65	1,64	3,70	22,9	3,90	8,2.10 ⁻⁸	1,7.10 ⁻⁸	20°	0,45	2,14
F4	2,50	99,60	97,51	95,58	51,00	25,25	25,75	16,45	1,63	3,60	21,8	3,90	2,4.10 ⁻⁸	0,4.10 ⁻⁸	10°	0,60	1,80
F6	3,00	99,25	98,00	97,50	56,70	22,40	34,30	15,42	1,70	3,10	18,6	4,1	0,9.10 ⁻⁸	0,2.10 ⁻⁸	15,5°	0,35	0,74
F7	2,70	50,15	26,56	23,89	39,60	20,80	18,80	8,65	2,08	3,42	5,1	0,5	/	/	38°	0,80	/

ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

II.2.3.2.2 Matériaux grossiers pour la recharge et filtres

Les différentes reconnaissances entreprises dans l'oued à la recherche des matériaux de construction ont permis de mettre en évidence des matériaux pour filtres constitués de sable grossier et fin. Ils serviront de drain au niveau de la digue. Ils sont représentés par la fouille F7 où les fractions graveleuse et caillouteuse sont importantes.

La courbe granulométrique de l'échantillon F7 est discontinue et serrée au niveau de la tranche des éléments grossiers comme les graviers. Ceci est tout à fait vrai puisque ces matériaux ont été prélevés dans l'oued et que plus de 80 % de l'échantillon est constitué de cailloux et graviers. La courbe de la fouille F7 est serrée dans les éléments grossiers et étalée dans les éléments fins. Elle est caractéristique d'un matériau alluvionnaire prélevé dans l'oued.

Le coefficient d'uniformité sera calculé puisque nous pouvons avoir d_{60} et le d_{10} sur la courbe d'où $CU = 20/0,12 = 167$.

Les matériaux grossiers que nous appelons dans le jargon populaire *tout-venant* existent dans l'oued mais également dans les terrasses alluviales qui surplombent le lit actuel de l'oued, mais en profondeur puisque nous les retrouvons sous une faible couche de marnes limoneuses. Elles ont été mises en évidence par les fouilles F2 en profondeur et F7 en surface (à l'affleurement). La courbe granulométrique de la fouille F7 montre que l'échantillon est constitué principalement de cailloux et de graviers. Le gros sable pourra être récupéré par criblage et utilisé comme filtre drainant au niveau de la digue, alors que les cailloux et les graviers seront utilisés comme recharge dans le cas d'une digue zonée ou comme protection des talus. Les capacités drainantes de ces alluvions sont excellentes.

II.2.3.2.3 Rip-Rap

Les matériaux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (rip-rap), pourraient être prélevés dans les bancs calcaires (enrochement) au niveau de la rive gauche et qui se prolongent dans la cuvette. Mais sachant qu'ils sont très fragiles et fracturés, constitués de la cimentation de micro-coquilles de lamellibranches, ils ne résisteraient pas à l'action de l'eau du barrage et des vagues. Les matériaux pour le rip-rap seront donc prélevés dans le lit de l'oued. Il suffira de récolter les gros blocs et gros cailloux qui jonchent le lit de l'oued sur toute sa longueur. Il y en aura suffisamment pour les besoins du projet en raison de la largeur du lit de l'oued qui est importante et donc susceptible d'en refermer une grande quantité. Les blocs et graviers sont de couleur grise et de nature calcaire.

ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

CONCLUSION

Le site 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).

CHAPITRE III

Chapitre III :

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

L'hydrologie est une science qui s'intéresse à l'étude de la phase du cycle d'eau. Ce dernier débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Cette science englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines permettant de connaître les potentialités et du bassin versant en terme d'écoulement, ainsi d'analyser les données pour évaluer en approximation les paramètres de conception et de dimensionnement des éléments d'un aménagement ainsi que son exploitation, à savoir leur capacité de stockage et les caractéristiques des ouvrages d'évacuation.

L'étude hydrologique est donc une étape primordiale dans le processus de détermination de la faisabilité d'une retenue collinaire. C'est pourquoi, les paramètres hydrologiques, sont déterminants, car ils sont traités comme tâches initiales à effectuer lors de cette étape du travail.

III.1 BASSIN VERSANT

Le bassin versant ou bassin d'alimentation au droit d'une section de mesure (futur axe de barrage), est définie comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ces affluents en amont de cette section. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux.

III.1.1 caractéristiques géométriques du bassin versant

III.1.1.1 La surface et le périmètre du bassin versant

En se basant sur la délimitation du bassin versant à l'aide d'un système d'information Géographique (ArcGis 10.4), on obtient :

Une superficie drainée $S = 138 \text{ Km}^2$.

Un périmètre de bassin $P = 58 \text{ Km}$.

III.1.1.2 Caractéristiques du forme

III.1.1.2.1 Longueur du thalweg principal

La longueur du thalweg principal à pour valeur $L = 21 \text{ km}$

III.1.1.2.2 Indice de compacité

L'indice de compacité K_c d'un bassin versant est définit comme étant le rapport entre le périmètre du bassin et la circonférence du cercle ayant la même superficie que celle du bassin versant et qui sert à déterminer la forme du bassin versant. Il dépend de la surface du bassin et de son périmètre. Nous avons :

ETUDE HYDROLOGIQUE

$$K_c = \frac{P}{P_c} \dots\dots\dots (III.1)$$

Avec :

$$P_c = 2\pi R_c \quad ; \quad S = \pi R_c^2$$

$$R_c = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \dots\dots\dots (III.2)$$

Donc :

$$K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} \dots\dots\dots (III.3)$$

$$K_c = \frac{0,28 \cdot P}{\sqrt{S}} = \frac{0,28 \cdot 58}{\sqrt{138}} = 1,38$$

Avec :

K_c : Indice de compacité ;

S : Surface du bassin versant [Km^2];

P : Périmètre du bassin versant [Km];

P_c : Périmètre du cercle [Km].

D'après la formule de K_c on distingue trois cas :

$K_c = 1$: Lorsque le bassin est parfaitement circulaire;

$K_c = 1,12$ Lorsque le bassin est carrée;

$K_c > 1,12$ Lorsque le bassin est relativement allongé.

Pour notre cas nous avons $K_c = 1,38$, donc nous pouvons conclure que la forme de notre bassin est relativement allongée.

III.1.1.2.3 Coefficient d'allongement

Le coefficient d'allongement est obtenu par la formule suivante :

$$K_p = \frac{P^2}{S} \dots\dots\dots (III.4)$$

ETUDE HYDROLOGIQUE

Avec :

S : Surface du bassin versant [Km²];

P : Périmètre du bassin versant [Km];

$$\text{Nous aurons, donc : } K_p = \frac{58^2}{138} = 24,38$$

Plus K_p est grand, plus le bassin versant est allongé, plus le temps de concentration (le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus loin en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire) est grand et plus la crue est moins violente.

III.1.1.2.4 Rectangle équivalent

C'est la transformation du bassin versant réel en un bassin de forme géométrique rectangulaire tout en conservant les mêmes caractéristiques géométriques (surface, périmètre) ainsi la répartition hypsométrique et hydrographique afin de se permettre de comparer les bassins versants en point de vue d'écoulement.

L_r : longueur du rectangle équivalent en km.

l_r : largeur de rectangle équivalent en km.

Ce qui donne la surface et le périmètre comme suit :

$$S_r = L_r \times l_r ; P_r = 2 \times (L_r + l_r)$$

$$L_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1.128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_C} \right)^2} \right) \dots \dots \dots (III.5)$$

$$l_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1.128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_C} \right)^2} \right) \dots \dots \dots (III.6)$$

D'où on obtient:

$$L_r = 23 \text{ km} \qquad ; \qquad l_r = 6 \text{ km}$$

ETUDE HYDROLOGIQUE

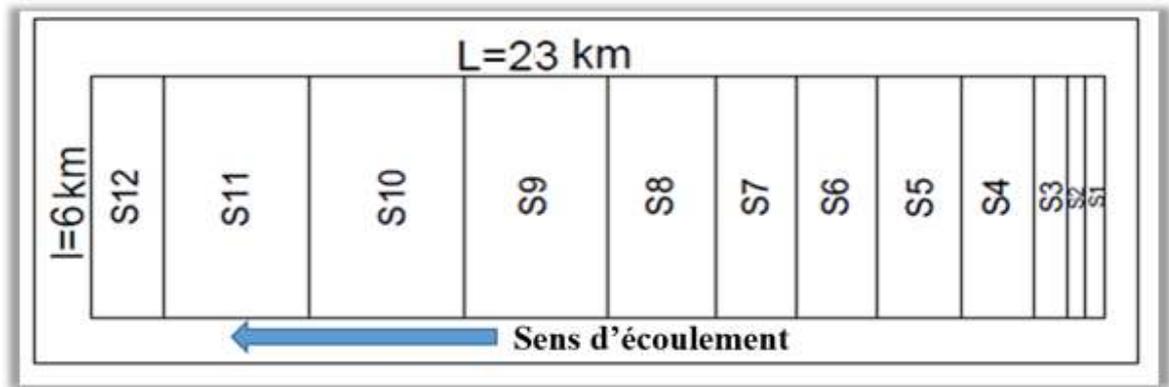


Figure III. 1: Rectangle équivalent

III.1.2 Hypsométrie du bassin versant

III.1.2.1 Le relief

a) Répartition et courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée.

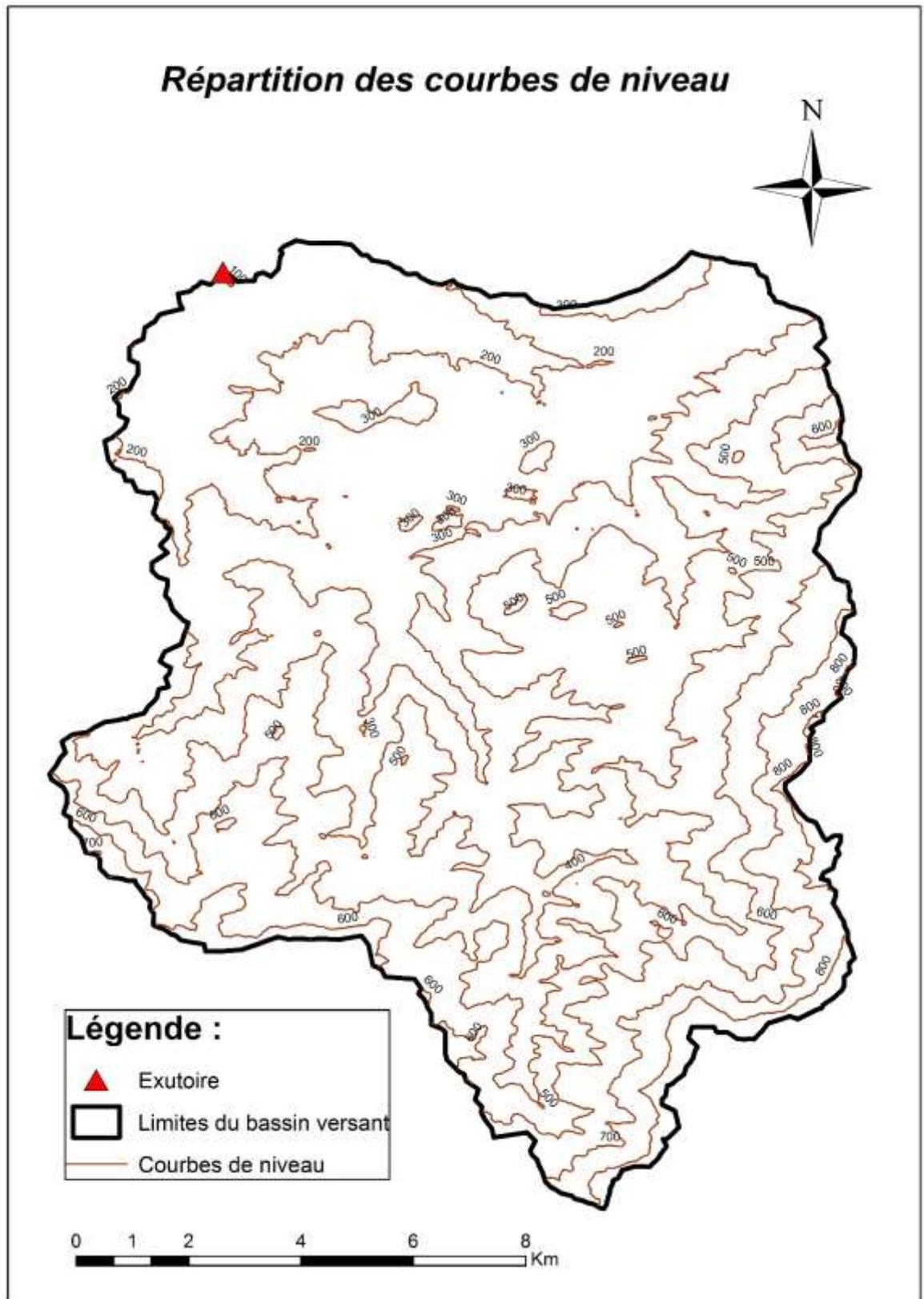


Figure III. 2: Répartition des courbes de niveau dans le bassin versant

ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III. 1: Répartition des surfaces en fonction des altitudes dans le bassin versant

ALTITUDES (m)		S _i (km ²)	S _i (%)	S _i Cumulées
850	897	0,693	0,50	0,50
800	850	1,757	1,28	1,78
750	800	2,591	1,88	3,66
700	750	3,383	2,46	6,12
650	700	4,396	3,20	9,32
600	650	6,329	4,60	13,92
550	600	8,787	6,39	20,31
500	550	10,672	7,76	28,07
450	500	15,780	11,47	39,54
400	450	16,098	11,70	51,25
350	400	12,882	9,37	60,61
300	350	12,077	8,78	69,39
250	300	16,073	11,69	81,08
200	250	12,935	9,40	90,48
150	200	9,309	6,77	97,25
96	150	3,785	2,75	100,00

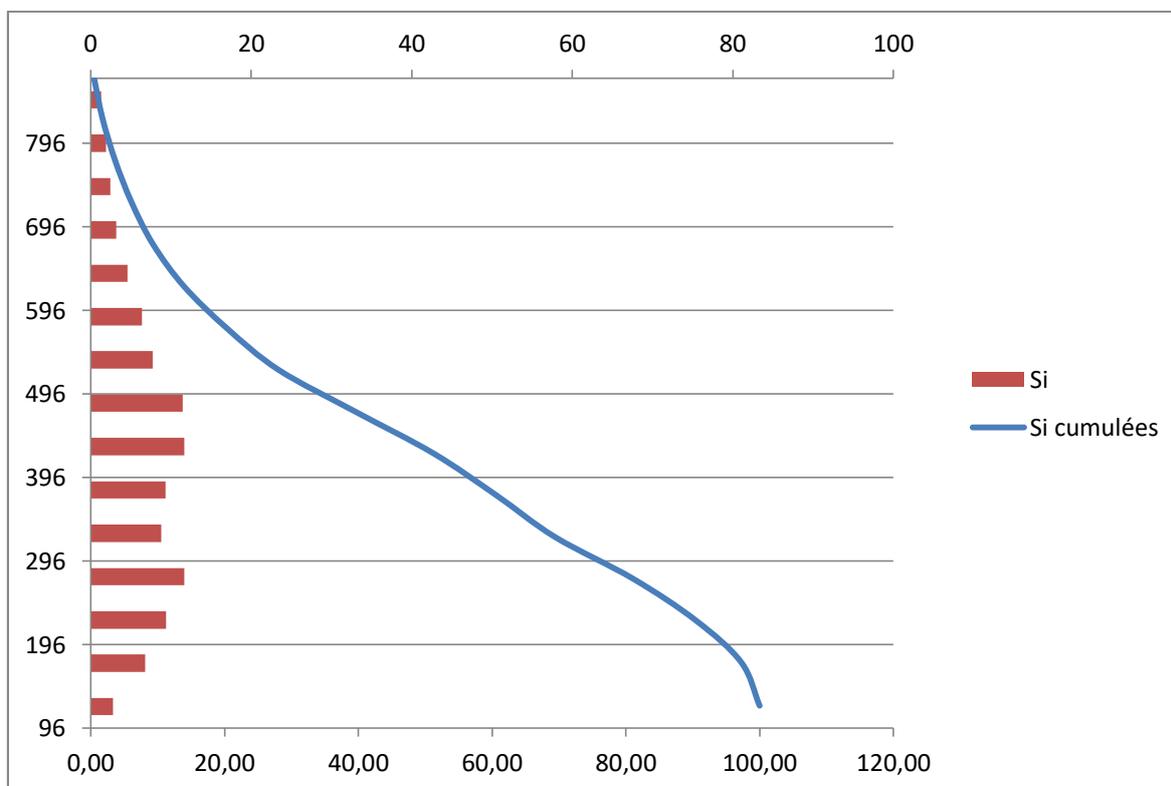


Figure III. 3: Répartition et courbe hypsométrique du bassin versant

ETUDE HYDROLOGIQUE

b) Détermination des altitudes caractéristiques

D'après la topographie et la courbe hypsométrique :

- L'altitude maximale H_{\max} $H_{\max} = 897 \quad \text{m}$
- L'altitude minimale H_{\min} $H_{\min} = 96 \quad \text{m}$

D'après la courbe ci-dessous on peut déterminer :

- L'altitude médiane $H_{50\%}$ $H_{50\%} = 600 \quad \text{m}$
- L'altitude à 95% de la surface $H_{95\%}$ $H_{95\%} = 330 \quad \text{m}$
- L'altitude à 5% de la surface $H_{5\%}$ $H_{5\%} = 890 \quad \text{m}$
- L'altitude moyenne H_{moy} $H_{\text{moy}} = 410 \quad \text{m}$

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

$$H_{\text{moy}} = \sum \frac{S_i H_i}{S} \dots\dots\dots(\text{III.7})$$

c) Calcul des indices de pente :

• Indice de pente global I_g

Cet indice représente la pente de 90% de la surface du bassin versant comprise entre les altitudes correspondantes aux (5 et 95)%. Les altitudes sont lues sur la courbe hypsométrique.

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

Avec

D : Dénivelé entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ (km)

L_r : Longueur du rectangle équivalent (km)

$$I_g = \frac{(890-330)}{23} \rightarrow I_g = 24,3 \text{ m/km} \rightarrow I_g = 2,43 \%$$

Tableau III. 2: Classification du relief (TOUAIBIA, 2001)

R1	Relief très faible	$I_g < 0,002$	R4	Relief modéré	$0,01 < I_g < 0,02$
R2	Relief faible	$0,002 < I_g < 0,005$	R5	Relief assez fort	$0,02 < I_g < 0,05$
R3	Relief assez faible	$< 0,005 < I_g < 0,01$	R6	Relief fort	$0,05 < I_g < 0,1$

D'après le tableau ci-dessus et la valeur de la pente globale trouvée, le relief de notre bassin versant appartient à la classe R5 qui représente un relief assez fort.

ETUDE HYDROLOGIQUE

- Indice de pente de roche I_p

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L_r}} \left[\sum_{i=1}^n \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} \right] \dots\dots\dots(III.9)$$

Avec :

- L_r : Longueur du rectangle équivalent (m)
- S_i : Surface partielle entre deux courbes de niveaux successives (%)
- $H_i \quad H_{i-1}$: côtes des courbes de niveaux consécutives (m)

$I_p = 1,76 \%$

- **Indice de pente moyenne du bassin I_m**

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct et donc du temps de concentration T_c .

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1+L_2+L_3+\dots+0.5L_n)}{S} \quad \rightarrow \quad I_m = \frac{100(0.5L_1+L_2+L_3+\dots+0.5L_n)}{138000000} \dots\dots\dots(III.10)$$

Avec :

- ΔH : Dénivelé (m)
- L_i : Longueur de courbe de niveau d'ordre « i » (m)
- S : Surface du bassin versant (m²)

Tableau III. 3: Longueurs des courbes de niveaux du bassin versant

Altitudes (m)	100	200	300	400	500	600	700	800
Longueur de la courbe (m)	416	31579	58160	78850	70953	40847	20076	13633

$I_m = 0,22 \rightarrow$ L'indice de pente moyenne est fort, ainsi on a un écoulement moyen.

III.1.3 Caractéristiques hydrographique du bassin

III.1.3.1 Réseau hydrographique

ETUDE HYDROLOGIQUE

a- Densité de drainage D_d

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

$$D_d = \frac{228.675}{138} \rightarrow D_d = 1,66 \text{ km/km}^2$$

Avec

- $\sum L_i$: Longueur de tous les talwegs (km)
- S : Superficie du bassin versant (km²)

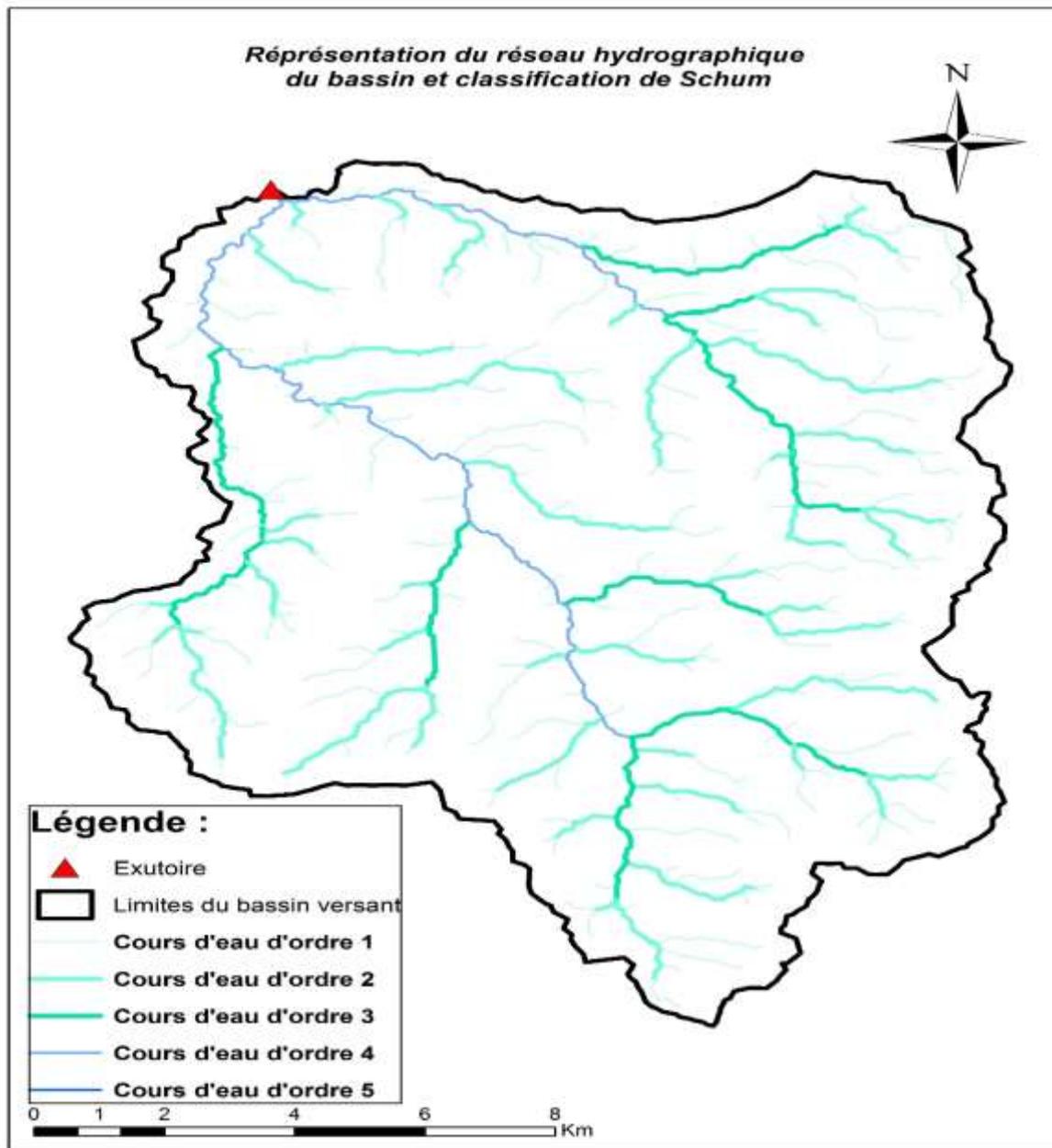


Figure III. 4: Représentation du réseau hydrographique du bassin et classification de Schum(1957)

ETUDE HYDROLOGIQUE

b- Densité du talweg élémentaire :

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

Avec :

N_1 : Nombre de talwegs d'ordre 1

S : Superficie du bassin versant en (km²)

$$F_1 = \frac{376}{138} \dots\dots\dots(III.13)$$

$$F_1 = 2.725$$

c- Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme suit :

$$C_t = D_d \times F_1 \dots\dots\dots(III.14)$$

$$C_t = 1.66 \times 2.725 \rightarrow C_t = 4,52 \text{ km}^{-3}$$

III.1.3.2 Temps de concentration

Le temps de concentration est défini comme étant le temps nécessaire que met la goutte d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire. Ce temps nous renseigne sur le mode de réaction du bassin versant en période de crue. Il peut être calculé par plusieurs formules :

• Formule de Giandotti :

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

Avec

S : Surface du bassin versant en (km²)

L : Longueur du cours d'eau principal en (km)

H_{moy} : Altitude moyenne en (m)

H_{min} : Altitude minimale en (m)

$$T_c = \frac{4\sqrt{138}+1.5 \times 21}{0.8\sqrt{410-96}}, \text{ on obtient :}$$

$$T_c = 5.54 \text{ h}$$

ETUDE HYDROLOGIQUE

• **Formule de Kirpich :**

$$T_c = 0.01947 \times L^{0.77} \times I^{-0.385} \dots\dots\dots(III.16)$$

Avec :

L : Longueur du cours d'eau principal en (km)

I : Indice de pente global

Tc=1.23 h

• **Formule de PASSINI-TURRAZA :**

$$T_c = \frac{[0.10 \times (S \times L)^{\frac{1}{3}}]}{I^{1/2}} \dots\dots\dots(III.17)$$

S : Surface du bassin versant en (km²)

L : Longueur du cours d'eau principal en (km)

I : Indice de pente global

TC=3.02 H

Tableau III. 4: Tableau récapitulatif du temps de concentration

Formule	Giordotti	Kirpich	Passini-Turraza
T_c (heure)	5.54	1.23	3.02

La forme de notre bassin est relativement allongée.

On prend Tc= 5,54 h

III.1.3.3 Vitesse de ruissellement

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} \dots\dots\dots(III.18)$$

Avec,

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal en (km)

T_c : Temps de concentration en (heure)

$$V_r = \frac{21}{5.54} \rightarrow V_r = 3.79 \text{ km/h}$$

ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III.4 Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant :

Désignation		Symbol	Unité	Valeur
Superficie		S	km ²	138
Périmètre		P	km	58
Longueur du talweg principal		L _{cp}	km	21
Indice de compacité		K _C	/	1,38
Coefficient d'allongement		K _P	/	24,38
Rectangle équivalent	Longueur	L _r	km	23
	Largeur	l _r		6
Altitudes	Maximale	H _{max}	m	897
	Médiane	H _{50%}		600
	Moyenne	H _{moy}		410
	Minimale	H _{min}		96
Indice de pente global		I _g	m/km	24, 3
Indice de pente de roche		I _p	%	1,76
Indice de pente moyenne		I _m	%	0,22
Densité de drainage		D _d	km/km ²	1,66
Temps de concentration		T _C	h	5,54
Vitesse de ruissellement		V _r	km/h	3,79

III.2 ETUDE DES PRECIPITATIONS

On opte pour la station AIN FARES (111417), comme étant une station de base pour les calculs.

Tableau III. 5: Station AIN FARES (A.N.R.H, 2018)

Station	code	source	coordonnées			Nombre d'années
			X	Y	Z	
AIN FARES	11 14 17	A.N.R.H	277.55	245.3	806	41

III.3.1 Homogénéisation des données

III.3.1.1 Test de Wilcoxon

Afin de vérifier l'homogénéité de notre série d'observation, on fait intervenir un test non paramétrique (test de Wilcoxon), pour cela on divise notre série de pluie annuelle en deux sous-série Y et X dont les tailles sont respectivement N₁ et N₂ avec (N₂ > N₁)

ETUDE HYDROLOGIQUE

Après avoir classé la série XUY par ordre décroissant on attribue à chaque valeur de la série son rang et préciser à quelle sous série appartient-elle.

Soit Y la série d'observation de taille N_1 à étudier dans ce test pour un seuil de signification $1-\alpha = 95 \%$

- Condition du test de Wilcoxon :

D'après Wilcoxon la série de données est homogène si et seulement si cette inégalité soit vérifiée :

$$W_{\min} < W_y < W_{\max}$$

Avec :

W_y : Somme des rangs de l'échantillon Y

$$W_{\min} : W_{\min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - \mu_{1-\alpha/2} \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}} \dots\dots\dots(\text{III.19})$$

$$W_{\max} : W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{\min} \dots\dots\dots(\text{III.20})$$

N_1 : Taille de l'échantillon Y

N_2 : Taille de l'échantillon X

$\mu_{1-\alpha/2}$: Variable centrée réduite de Gauss pour un seuil de 95 % égal à 1.96

Tableau III. 6: Résultats du test Wilcoxon

	Série des pluies moyennes annuelles
La taille de l'échantillon	41
N_1	19
N_2	22
W_y	525
W_{\min}	386
W_{\max}	537
La condition $W_{\min} < W_y < W_{\max}$	Vérifiée

ETUDE HYDROLOGIQUE

Selon les résultats obtenus par le test de Wilcoxon, la série des pluies moyennes annuelles est homogène.

III.3.2 Ajustement des précipitations maximales journalières :

Tableau III. 7: Caractéristiques statistiques de la série de pluie utilisée.

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_i^{41} X_i$	1818,5
La moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{x} = \frac{\sum_i^{41} X_i}{41}$	44,4
L'écart type « σ_x »	$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \times \sum_{i=1}^n (x_i^2 - n\bar{x}^2)$ $\sigma = \sqrt{\sigma^2}$	21,1
Coefficient de variation « Cv » :	$Cv = \frac{\sigma}{\bar{x}}$	0,497
L'exposant climatique	$b = 0.66$	

III.3.2.1 Choix de la loi d'ajustement

« Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon.

Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théorique, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée » (TOUAIBIA, 2001). Pour notre cas on utilisera la loi de GUMBEL et la loi de GALTON (log normal).

III.3.2.1.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

Loi à double exponentielle, elle s'applique pour la précipitation maximale journalière pour une période de retour donnée afin de déterminer les valeurs fréquentielles selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(III.21)$$

Avec ;

ETUDE HYDROLOGIQUE

- Y = $A(x-x_0)$
 $1/a$: Pente de la droite de GUMBEL
 y : Variable réduite de GUMBEL
 x : Précipitation maximale journalière en (mm)
 x_0 : Coordonné à l'origine en (mm)

On peut écrire $y = -\ln[-\ln(F(x))]$

La valeur expérimentale pour chaque valeur de précipitation est calculée suivant la formule de Hazen, tel que :

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \dots\dots\dots(III.22)$$

Avec :

- m : Rang de la valeur de précipitation après classement par ordre croissant
 n : Nombre total d'observation dans la série 41

L'ajustement est fait par le biais d'un outil informatique de calcul probabiliste dont les paramètres de l'ajustement par la loi de Gumbel sont comme suit :

- $1/a$: Pente de la droite de Gumbel = 34.438249
 x_0 : Coordonné à l'origine en (mm) = 17.1991

Tableau III. 8: Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi Gumbel

T	Q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
1000.0	0.9990	153	19.9	114-192
200.0	0.9950	126	15.4	95.3-156
100.0	0.9900	114	13.5	87.1-140
50.0	0.9800	102	11.6	78.8-124
20.0	0.9500	85.5	9.09	67.7-103
10.0	0.9000	73.1	7.19	59.0-87.2
5.0	0.8000	60.2	5.33	49.8-70.7

q : Probabilité empirique

XT : Valeur à la période T

ETUDE HYDROLOGIQUE

Graphique issu de cet ajustement sur papier GUMBEL représenté par la figure ci-après.

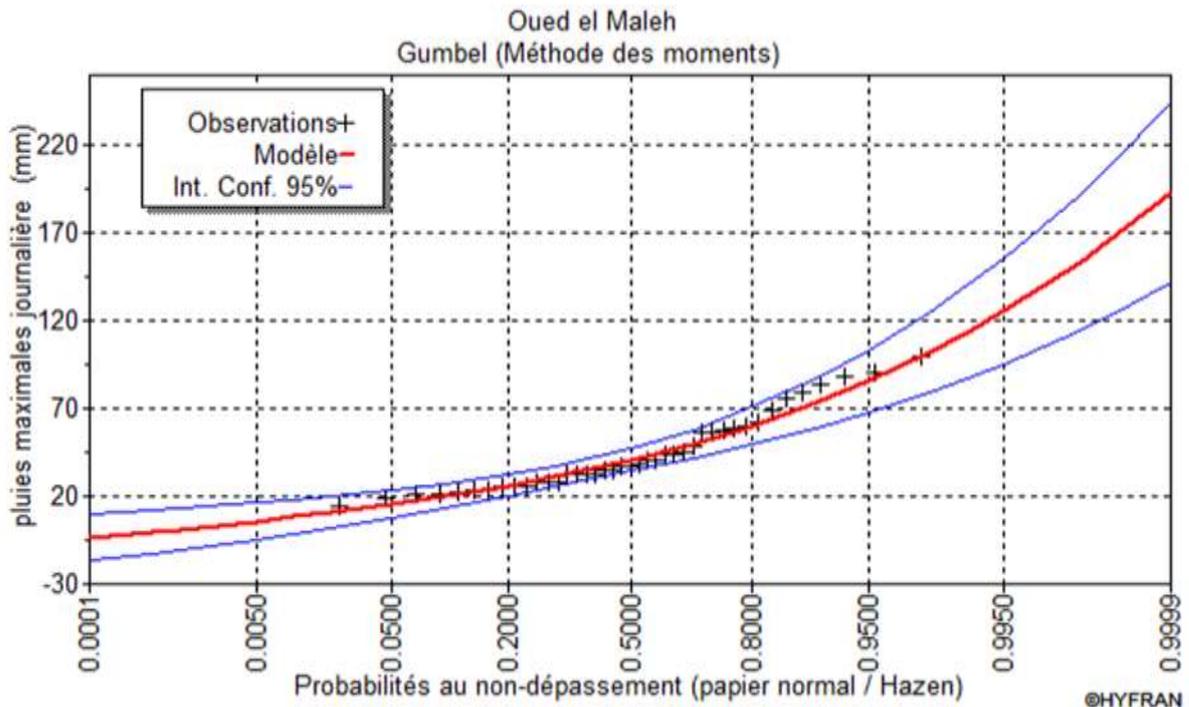


Figure III. 5: Ajustement à la loi Gumbel

III.3.2.1.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi log Normal (Galton).

L'ajustement de la série se fait de la même manière comme précédent seulement, on change la loi dont on ajuste avec et le papier du tracé, on travaille avec la loi log normal faite sur papier log normal.

La loi de Galton dont sa fonction de répartition s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(III.23)$$

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \dots\dots\dots(III.24)$$

u : variable réduite de Gauss.

L'équation de la variable réduite sous forme d'une droite dont l'expression est :

$$\ln x = \sigma_{\ln x} u + \overline{\ln x} \dots\dots\dots(III.25)$$

Les paramètres d'ajustement à la loi de Galton sont les suivants :

$$u = 3.677985$$

$$\sigma = 0.483424$$

ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III. 9: Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi Galton

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
1000.0	0.9990	176	32.3	113-240
200.0	0.9950	137	21.8	94.8-180
100.0	0.9900	122	17.9	86.8-157
50.0	0.9800	107	14.3	78.7-135
20.0	0.9500	87.6	10.2	67.6-108
10.0	0.9000	73.5	7.53	58.8-88.3
5.0	0.8000	59.4	5.24	49.2-69.7

Avec :

q : Probabilité empirique

XT : Valeur à la période T

- Le graphique de l'ajustement par la loi log normal (Galton) est représenté ci-après :

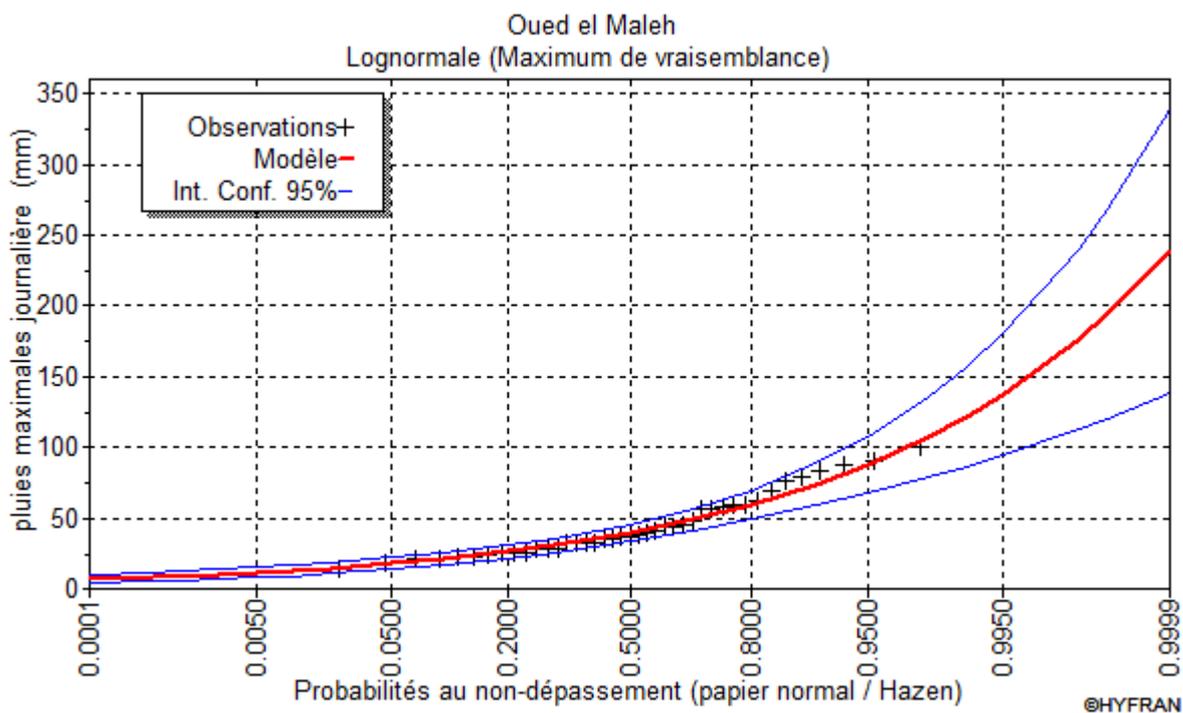


Figure III. 6: Ajustement à la loi Galton

ETUDE HYDROLOGIQUE

D'après les deux schémas, nous pouvons conclure que la pluie maximale journalière suit la loi de GUMBEL, car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de GUMBEL. Notons que même le teste de l'adéquation « Khi carre » établi par « HYFRAN » a montré aussi que la loi de GUMBEL est significatif.

III.3.3 Pluies de courtes durées et leurs intensités à différentes fréquences

Pour la détermination des données pluviométriques des pluies de courtes durées (averses) qui sont caractérisées par leurs intensité-durée-fréquence (les courbes I.D.F) on procède par des formules générales exprimant la précipitation à une fréquence donnée en fonction du temps, tel que la formule de Montana :

$$P_{ct}\% = P_{\max j, p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots(III.26)$$

Avec :

$P_{ct}\%$: Pluie d'une courte durée (t) pour une fréquence voulue (mm)

$P_{\max j}$: Pluie maximale journalière pour une même fréquence (mm)

t : Durée de la pluie

b : Exposant climatique pour notre région $b=0.66$ (donnée A.N.R.H)

L'intensité de pluie est donnée par la formule :

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

Les résultats de calculs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III. 10: Pluies maximales fréquentielles

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000	10000
Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0,1	0,01
$P_{j \max}$ (mm)	60,2	73,1	85,5	102	114	153	193

ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III. 11: Pluie de courtes durées et l'intensité de différentes fréquences

Période	10000		1000		100		50		20		10	
Fréquence%	0,01		0,1		1		2		5		10	
Pj max (mm)	193		153		114		102		85,5		73,1	
Temps (h)	Pmax t	I										
0,5	14,99	29,99	11,89	23,77	8,86	17,71	7,92	15,85	6,64	13,29	5,68	11,36
1	23,69	23,69	18,78	18,78	13,99	13,99	12,52	12,52	10,50	10,50	8,97	8,97
2	37,44	18,72	29,68	14,84	22,11	11,06	19,79	9,89	16,58	8,29	14,18	7,09
3	48,92	16,31	38,78	12,93	28,90	9,63	25,86	8,62	21,67	7,22	18,53	6,18
4	59,15	14,79	46,89	11,72	34,94	8,74	31,26	7,82	26,21	6,55	22,40	5,60
5	68,54	13,71	54,33	10,87	40,48	8,10	36,22	7,24	30,36	6,07	25,96	5,19
6	77,30	12,88	61,28	10,21	45,66	7,61	40,85	6,81	34,25	5,71	29,28	4,88
7	85,58	12,23	67,84	9,69	50,55	7,22	45,23	6,46	37,91	5,42	32,41	4,63
8	93,47	11,68	74,10	9,26	55,21	6,90	49,40	6,17	41,41	5,18	35,40	4,43
9	101,02	11,22	80,09	8,90	59,67	6,63	53,39	5,93	44,75	4,97	38,26	4,25
10	108,30	10,83	85,85	8,59	63,97	6,40	57,23	5,72	47,98	4,80	41,02	4,10
11	115,33	10,48	91,43	8,31	68,12	6,19	60,95	5,54	51,09	4,64	43,68	3,97
12	122,15	10,18	96,83	8,07	72,15	6,01	64,55	5,38	54,11	4,51	46,26	3,86
13	128,77	9,91	102,08	7,85	76,06	5,85	68,06	5,24	57,05	4,39	48,77	3,75
14	135,23	9,66	107,20	7,66	79,87	5,71	71,47	5,10	59,91	4,28	51,22	3,66
15	141,53	9,44	112,19	7,48	83,60	5,57	74,80	4,99	62,70	4,18	53,60	3,57
16	147,69	9,23	117,08	7,32	87,23	5,45	78,05	4,88	65,43	4,09	55,94	3,50
17	153,71	9,04	121,86	7,17	90,79	5,34	81,24	4,78	68,10	4,01	58,22	3,42
18	159,62	8,87	126,54	7,03	94,29	5,24	84,36	4,69	70,71	3,93	60,46	3,36
19	165,42	8,71	131,14	6,90	97,71	5,14	87,43	4,60	73,28	3,86	62,65	3,30

ETUDE HYDROLOGIQUE

Période	10000		1000		100		50		20		10	
Fréquence%	0,01		0,1		1		2		5		10	
Pj max (mm)	193		153		114		102		85,5		73,1	
Temps (h)	Pmax t	I										
20	171,12	8,56	135,65	6,78	101,08	5,05	90,44	4,52	75,81	3,79	64,81	3,24
21	176,72	8,42	140,09	6,67	104,38	4,97	93,40	4,45	78,29	3,73	66,93	3,19
22	182,23	8,28	144,46	6,57	107,64	4,89	96,31	4,38	80,73	3,67	69,02	3,14
23	187,65	8,16	148,76	6,47	110,84	4,82	99,17	4,31	83,13	3,61	71,08	3,09
24	193,00	8,04	153,00	6,38	114,00	4,75	102,00	4,25	85,50	3,56	73,10	3,05

ETUDE HYDROLOGIQUE

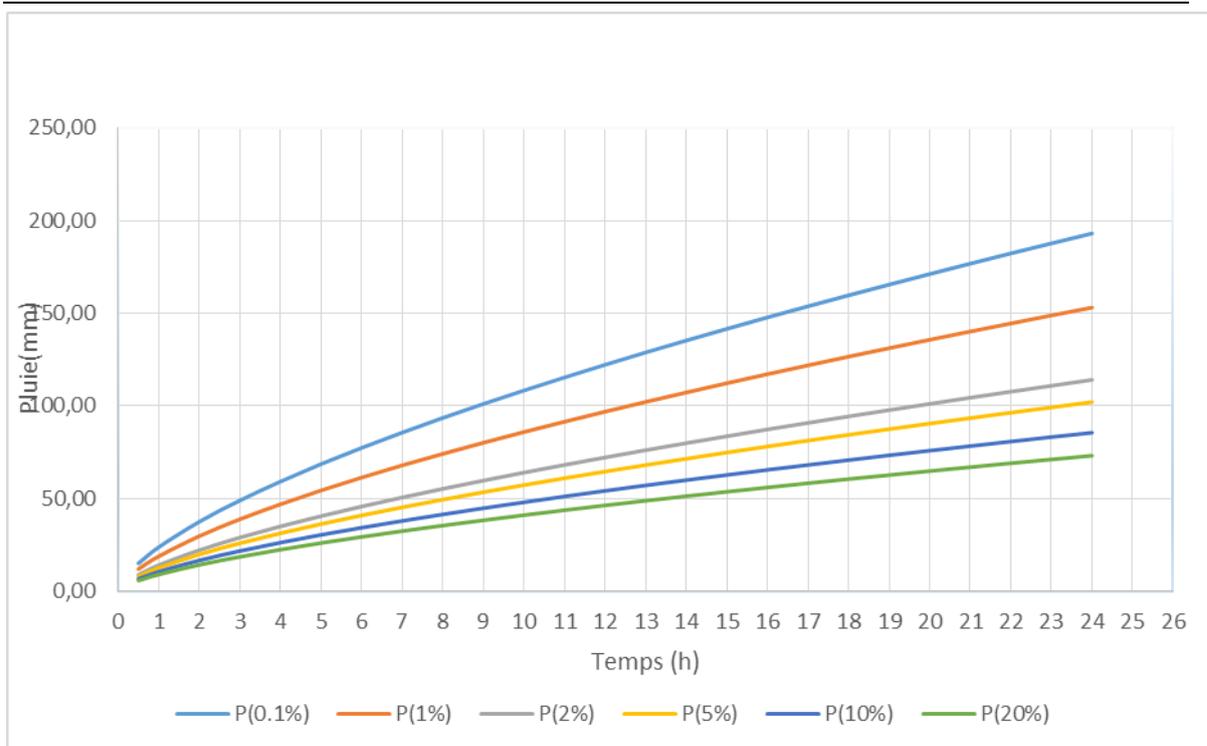


Figure III. 7: Courbe des pluies de courte durée.

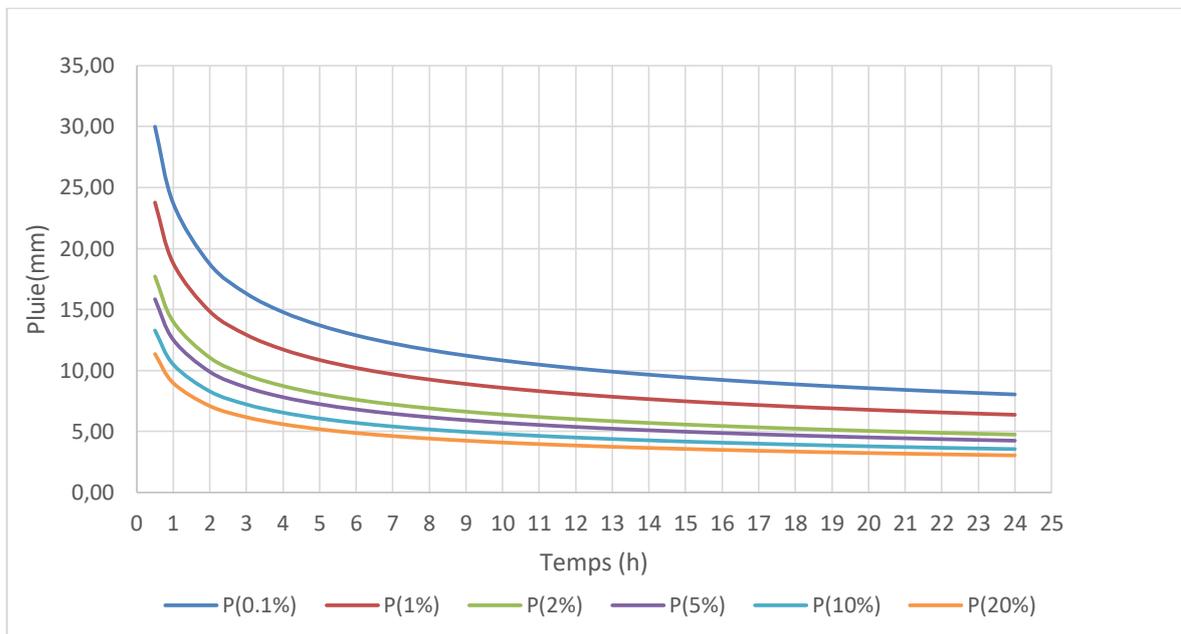


Figure III. 8: Courbe des intensités fréquentielles

III.3 Etude des apports

Le moyen le plus efficace pour la détermination des apports est celui des observations hydrométriques, lorsqu'on possède des stations de mesure au niveau du bassin versant en question d'étude, dans le cas contraire, on procède soit par analogie par rapport à un autre bassin voisin qui sera bien sûr jaugé, ou encore par le biais des méthodes

ETUDE HYDROLOGIQUE

et des relations empiriques basées sur la pluviométrie, et dépendent des paramètres d'apport et de déficit.

III.3.1 Estimation de l'apport moyen annuel

III.3.1.1 Méthode d'analogie

Puisque notre bassin n'est pas jaugé, pour évaluer les apports propres à ce bassin, on utilise la méthode d'analogie en se basant sur les observations de la station 11 14 12 pour nos évaluations.

Tableau III. 12: La répartition des apports moyens annuels de la station Ghriss (11 14 12), (A.N.R.H, 2018)

Années d'observation		Apport annuel Hm ³	Années d'observation		Apport annuel Hm ³
1973	1974	2,97	1991	1992	0,13
1974	1975	3,35	1992	1993	0,01
1975	1976	16,52	1993	1994	1,14
1976	1977	6,33	1994	1995	1,58
1977	1978	2,98	1995	1996	3,48
1978	1979	2,45	1996	1997	0,56
1979	1980	7,99	1997	1998	1,77
1980	1981	13,93	1998	1999	0,5
1981	1982	2,25	1999	2000	1,92
1982	1983	3,28	2000	2001	3,16
1983	1984	1,07	2001	2002	0,57
1984	1985	2,02	2002	2003	1,15
1985	1986	7,07	2003	2004	0,7
1986	1987	6,72	2004	2005	0,48
1987	1988	2,4	2005	2006	1,74
1988	1989	0,06	2006	2007	0,26
1989	1990	1,23	2007	2008	0,41
1990	1991	6,85	2008	2009	4,18
			2009	2010	1,08

Nombre d'année d'observation N = 37

Pour déterminer les apports de notre bassin versant on base sur l'analogie avec les observations de la station de Ghriss dans le bassin versant adjacent en utilisant l'expression suivante :

$$A_{moy}^{Site} = \frac{S_{BV}^{Site}}{S_{BV}^{Station}} \times A_{moy}^{Station} \dots\dots\dots(III.28)$$

ETUDE HYDROLOGIQUE

Avec

- A_{moy}^{Site} : Apport moyen estimé du site en (Hm^3)
- $A_{moy}^{Station}$: Apport moyen mesuré de la station en (Hm^3)
- S_{BV}^{Site} : Surface du bassin versant du site égal à 138 (km^2)
- $S_{BV}^{Station}$: Surface du bassin versant adjacent ou se trouve la station égal à 132 (km^2)

$$A_0 = 3.23 Hm^3$$

➤ L'apport moyen annuel du site est de : $3,23 Hm^3$

III.3.2 Calcul des apports fréquents

Pour déterminer les apports fréquents, on opte à utiliser la loi de Pearson III, exprimée par l'expression suivante :

$$A_{80\%} = [F_{P\%} C_v + 1] A_0 \dots \dots \dots (III.29)$$

Avec :

- A_0 : Apport moyen annuel en (Mm^3)
- $A_{80\%}$: Apport annuel en (Mm^3) estimé à 80 % de probabilité
- C_v : Coefficient de variation
- $F_{P\%}$: La fonction de Rybkine-Foster pour une fréquence donnée tirée de la table

III.3.2.1 Caractéristiques de l'écoulement

a- Module de l'écoulement :

$$M_e = \frac{A_{moy\ annuel}}{T} \dots \dots \dots (III.30)$$

$$AN: M_e = \frac{3.23 \times 10^6}{(365 \times 24 \times 3600)}$$

$$M_e = 102,42 l/s$$

b- Module de l'écoulement relatif au bassin versant :

$$M_0 = \frac{M_e}{S_{BV}} \dots \dots \dots (III.31)$$

$$AN: M_0 = \frac{102,42}{138}$$

$$M_0 = 0.74 l/s/km^2$$

ETUDE HYDROLOGIQUE

c- La lame d'eau écoulee :

$$L_e = \frac{A_{\text{moy annuel}}}{S_{BV}} \dots\dots\dots(\text{III.32})$$

$$AN: L_e = \frac{3.23}{138} \times 10^3$$

$$L_e = 24,4 \text{ mm}$$

Avec :

- | | | |
|------------------|--|--------------------------------------|
| S_{BV} | : Surface du bassin versant en km^2 | $S_{BV} = 138 \text{ km}^2$ |
| A_{moy} | : Apport moyen annuel en Mm^3 | $A_{\text{moy}} = 3.23 \text{ Mm}^3$ |
| T | : Temps d'une année en secondes | $T = 31536000 \text{ s}$ |

d- Coefficient de l'écoulement :

Ce coefficient est donné par la formule suivante :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}} \dots\dots\dots(\text{III.33})$$

$$AN: C_e = \frac{24.4}{406}$$

$$C_e = 0.06$$

- Détermination de coefficient de variation C_V :

Pour le faire on se base sur les différentes formules empiriques :

- Formule de Kristky-Menkel

$$C_V = \frac{0.83}{(S^{0.06} \times M_0^{0.27})} \dots\dots\dots(\text{III.34})$$

$$AN : C_V = 0.67$$

Avec :

- | | |
|-------|---|
| M_0 | : Module de l'écoulement spécifique en $(\text{l/s}/\text{km}^2)$ |
| S | : Surface du bassin versant en (km^2) |

- Formule de Sokolovski

$$C_V = a - 0.063 \log_{10}(S + 1) \dots\dots\dots(\text{III.35})$$

ETUDE HYDROLOGIQUE

Tel que :

$$a = 0.78 - 0.29 \log_{10} M_0 \dots \dots \dots (III.36)$$

AN : $C_V = 0.68$

Avec :

- M_0 : Module de l'écoulement spécifique en (l/s/km²)
- S : Surface du bassin versant en (km²)

• Formule Algérienne de Padoun

$$C_V = \frac{0.93K}{M_0^{0.23}} \dots \dots \dots (III.37)$$

AN: $C_V = 0.6$

Avec :

- M_0 : Module de l'écoulement spécifique en (l/s/km²)
- K : Coefficient de réduction, compris entre (0.25 ; 1)
On le prend égal à 0.6

• Formule d'Antonov

$$C_V = \frac{0.7}{(S+1000)^{0.097}} \dots \dots \dots (III.38)$$

AN: $C_V = 0.35$

Tableau III. 13: Récapitule les résultats des coefficients de variation de l'écoulement

Formule	Coefficient de variation C_V
Formule de Kristky-Menkel	0.67
Formule de Sokolovski	0.68
Formule Algérienne de Padoun	0.6
Formule d'Antonov	0.35
Moyenne des C_V	0.57

On prend le résultat obtenue par Formule Algérienne de Padoun qui est de 0.6.

$$C_V = 0.6$$

On détermine C_S le coefficient d'aplatissement :

$$C_S = 2C_V \dots \dots \dots (III.39)$$

$$C_S = 1.2$$

ETUDE HYDROLOGIQUE

Ainsi par projection sur la table de Rybkine-Foster (Annexe ...) pour une probabilité de 80 % on aura $F_{P\%} = -0.85$

D'après la loi de Pearson III

$$A_{80\%} = [F_{P\%}C_v + 1]A_0 \dots \dots \dots (III.40)$$

$$A_{80\%} = [-0.85 \times 0.6 + 1] \times 9.95$$

$$A_{80\%} = 1.56 \text{ Hm}^3$$

Tableau III. 14: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Août
Apport en (%)	4,71	8,85	14,66	13,20	11,97	10,89	12,05	12,28	8,12	1,64	0,43	1,20
$A_{80\%}$ en (Mm ³)	0,073	0,138	0,229	0,206	0,187	0,170	0,188	0,192	0,127	0,026	0,007	0,019

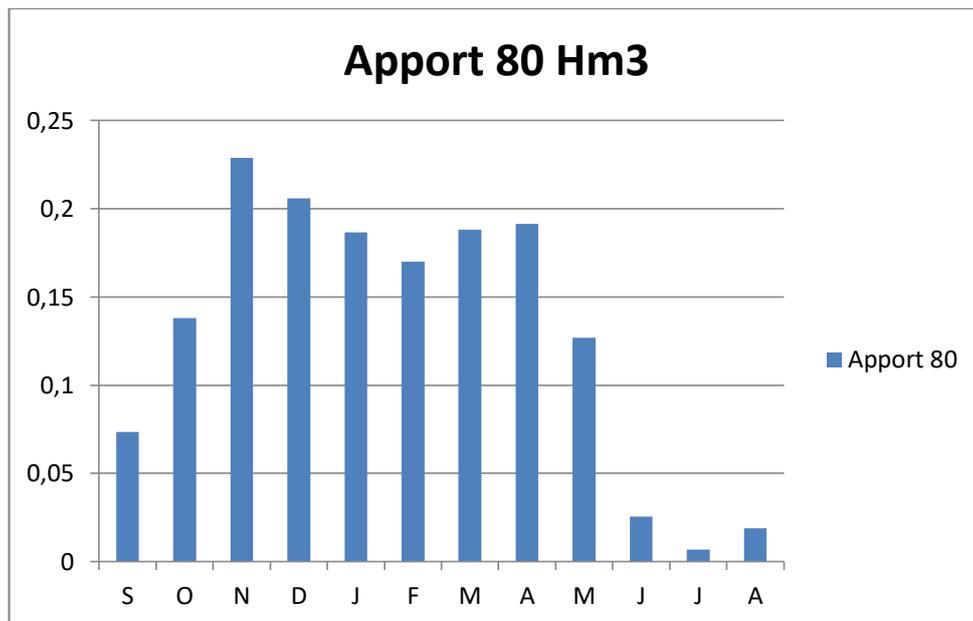


Figure III. 9: Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$

ETUDE HYDROLOGIQUE

III.3.3 Transport solide et détermination du volume mort

Dans le but de bien dimensionner un ouvrage hydrotechnique, il est primordial de passer par l'estimation des apports solides, ces derniers dépendent de la région, du climat (pluies et température), de l'étendue du relief du bassin, de la résistance du sol à l'érosion, liée aussi à la végétation et à la nature géologique des roches.

Le volume mort est une partie de l'écoulement solide dans un cours d'eau, les dépôts de sédiments au niveau du barrage maintiennent un certain régime d'équilibre écologique nécessaire pour la faune et la flore et se diminue au fur et au mesure dans le temps.

Pour estimer l'érosion au niveau de notre bassin versant nous utilisons les formules empiriques les plus utilisées, à cause de manque de données serviront pour l'estimation du transport solide, on note celle de Tixeront (1959).

III.3.3.1 Formule de Tixeront

Cette formule tient en compte la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité elle s'écrit comme suit :

$$E_S = \alpha L_e^{0.15} \dots\dots\dots(III.41)$$

- Avec ;
 E_S : L'érosion spécifique en (t/km².an)
 L_e : La lame d'eau écoulée en (mm). $L_e = 24.4$ mm
 α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha = 75$ pour les bassins de moyenne à faible perméabilité.

Tableau III. 15: Représente les valeurs de α en fonction de la perméabilité

Variation de perméabilité	α
Élevé	8.5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

AN : $E_S = 121.11$ t/km².an

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.6$ T/m³.

Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{E_S \times S}{\gamma_s} \dots\dots\dots(III.42)$$

$V_s = 10445.7$ m³/an

ETUDE HYDROLOGIQUE

III.3.3.2 Calcul du volume mort

Le volume mort est un volume qui ne participe pas à la régularisation des débits, il existe plusieurs formules pour l'estimer, nous citons parmi la formule de Tixeront (1959).

❖ Formule de Tixeront (1959)

Par cette formule le volume mort est estimé comme suit :

$$V_m = (1.05 \div 1.1) \frac{Q_s}{\gamma_s} \times T \dots\dots\dots(III.43)$$

Avec :

- Q_s : Débit solide en (t /an) ; Q_s = E_s × S
- T : Durée de vie du barrage (T = 50 ans)
- γ_s : Poids spécifique des sédiments = 1.3 t / m³
- S : Surface du bassin versant en (km²)

$$V_m = 1.1 \frac{121.11 \times 138}{1.6} \times 50$$

$$AN: V_m = 574515 m^3$$
$$V_m = 0,574 Mm^3$$

- On a opté pour la formule de Tixeront, car c'est la formule la plus utilisée est la plus adaptée aux bassins de l'Algérie.

III.4. ETUDE DES CRUES

Les crues sont des phénomènes qui constituent un risque énorme pour les barrages, les statistiques ont montrés que plus d'un tiers des accidents et catastrophes ayant affecté les barrages sont à cause principale des crues, dont l'estimation et la maitrise est nécessaire afin d'établir les plan d'aléas et de prévention contre la crue.

Pour la détermination des crues, plusieurs méthodes ont été établies, nous optons aux méthodes empiriques.

Les méthodes empiriques utilisent des paramètres hydrologiques propres aux bassins versants et aux précipitations, plusieurs relations sont à comparer pour donner une bonne estimation des crues ; pour notre cas :

a- Formule de Mallet- Gauthier :

Le débit de crue est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max P\%} = 2k \log(1 + A \times P_{moy}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \dots\dots\dots(III.44)$$

ETUDE HYDROLOGIQUE

- Avec :
- K : Constante topographique varie entre 1 et 3 ; on prend $k = 1,4$
 - A : Constante topographique égale à 20
 - P_{moy} : Précipitation moyenne interannuelle égale à 406 mm
 - T : Période de retour en années
 - S : Surface du bassin versant (138 km²)
 - $Q_{max P\%}$: Débit maximum pour différentes périodes de retour en (m³/s)
 - L : Longueur du talweg principal (21 km)

Les résultats de cette méthode sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 16: les résultats des débits maximum pour différentes périodes de retour
Données selon la formule de Mallet-Gauthier.

T (ans)	5	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{max P\%}$ (m ³ /s)	424,22	557,51	664,59	784,00	863,43	1086,37	1270,78

b- Formule de Possenti :

$$Q_{max p\%} = \frac{\mu \times P_{max j p\%} \times S}{L} \dots\dots\dots(III.45)$$

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

Les résultats obtenus par cette formule sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 17:les résultats des débits maximum des crues pour différentes périodes de retour données par Possenti

T (ans)	5	10	20	50	100	1000	10000
Pj max (mm)	60,2	73,1	85,5	102	114	153	193
$Q_{max P\%}$ (m ³ /s)	296,70	360,28	421,39	502,71	561,86	754,07	951,21

c- Formule de Sokolovski :

$$Q_{max p\%} = \frac{0.28(P_{tc} - H_0) \alpha.F.S}{T_m} \dots\dots\dots(III.46)$$

ETUDE HYDROLOGIQUE

Avec :

- P_{tc} : Précipitation de probabilité P% correspondant au temps de concentration (mm)
- T_m : Temps de concentration
- Coefficient de forme de la crue : $F = \frac{12}{(4+3.\gamma)}$
- Pour $S < 50 \text{ km}^2$ on a $\gamma = 2$
- F : Pour un bassin boisé peu perméable $2 \leq \gamma \leq 2.5$
- Pour un bassin boisé $3 \leq \gamma \leq 4$
- a- On prend $\gamma = 2$ et donc $F = 1.2$
- H_0 : Perte d'eau initiale, au nord algérien $H_0 = 14 \text{ mm}$
- S : Superficie du bassin versant (km^2)
- α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période de retour donnée

Les résultats obtenus par cette formule sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 18: les valeurs des débits maximums des crues pour différentes période de retour donnée par Sokolovski

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
Pj max (mm)	25,96	30,36	36,22	40,48	54,33	68,54
α	0,6	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8
$Q_{\max P\%}$ (m^3/s)	65,05	82,17	120,90	155,16	253,19	365,18

d- Formule de Turraza :

$$Q_{\max p\%} = \frac{C \times I_{tc} \times S}{3.6} \dots\dots\dots(III.47)$$

Avec :

- S : Superficie du bassin versant (km^2)
- C : Coefficient de ruissellement en fonction de probabilité donnée
- I_{tc} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée (mm/h)

Les résultats obtenus par cette formule sont représentés dans le tableau suivant :

ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III. 19: les valeurs des débits maximum des crues pour différentes période de retour donnée par Turraza.

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
Cr	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8
I_{tc}	5,19	6,07	7,24	8,10	10,87	13,71
Q_{max P%} (m³/s)	109,46	139,67	180,51	217,27	312,42	420,37

Tableau III. 20: Récapitulatif des valeurs des débits maximaux des crues pour différentes méthodes pour différentes périodes de retour.

Méthodes	Périodes de retour en année					
	10	20	50	100	1000	10000
Formule de Mallet-Gauthier	557,51	664,59	784,00	863,43	1086,37	1270,78
Formule de Possenti	360,28	421,39	502,71	561,86	754,07	951,21
Formule de Sokolovski	65,05	82,17	120,90	155,16	253,19	365,18
Formule de Turraza	109,46	139,67	180,51	217,27	312,42	420,37

En se basant sur ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de la formule de **Possenti**, car elle est la plus proche de la moyenne.

Tableau III. 21: les résultats des débits maximum des crues pour différentes périodes de retour données par Possenti (résultats adoptées).

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
Q_{max P%} (m³/s)	360,28	421,39	502,71	561,86	754,07	951,21

III.4.1 Construction de l'hydrogramme de crue

C'est une courbe qui représente l'évolution des débits en fonction du temps pendant la crue, elle permet d'estimer quelques caractéristiques relatives à la crue telle que, la forme, le volume, le temps de montée et temps de base ; pour le tracé de l'hydrogramme, on utilise la méthode de SOKOLOVSKY. (Touibia, 2004)

ETUDE HYDROLOGIQUE

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

Pour la montée de la crue :

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x \dots\dots\dots(III.48)$$

Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d-t}{t_d} \right)^y \dots\dots\dots(III.49)$$

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 (h) ; $t_m = t_c = 14.84$ h
- t_d : Temps de la décrue (h) ; $t_d = \gamma \cdot t_m$
- γ : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue. $\gamma = 2.5$ (voir tableau III.22)
- Q_{max} : Débit maximum de la crue de fréquence (m^3/s)
- x, y : Puissance des courbes ; $x = 2$; $y = 3$

Tableau III. 22: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue γ .

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

Les hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le tableau suivant :

ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III. 23: les valeurs des débits constituant l'hydrogramme de crue.

t (h)	Q max 10 %	Q max 5%	Q max 2%	Q max 1%	Q max 0,1%	Q max 0,01%
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,5	2,935	3,432	4,095	4,577	6,142	7,748
1	11,739	13,730	16,379	18,307	24,569	30,993
1,5	26,412	30,892	36,854	41,190	55,281	69,733
2	46,955	54,919	65,518	73,227	98,277	123,970
2,5	73,367	85,811	102,371	114,416	153,558	193,703
3	105,648	123,568	147,415	164,760	221,123	278,933
3,5	143,799	168,190	200,648	224,256	300,973	379,658
4	187,819	219,677	262,070	292,906	393,108	495,880
4,5	237,709	278,029	331,683	370,709	497,528	627,599
5	293,468	343,245	409,485	457,666	614,232	774,813
5,5	355,096	415,327	495,477	553,776	743,220	937,524
5,54	360,280	421,390	502,710	561,860	754,070	951,210
6	325,561	380,782	454,266	507,716	681,403	859,545
6,5	290,435	339,699	405,254	452,937	607,885	766,807
7	257,932	301,682	359,900	402,247	539,854	680,990
7,5	227,948	266,612	318,063	355,488	477,098	601,828
8	200,384	234,372	279,601	312,500	419,405	529,052
8,5	175,136	204,842	244,372	273,126	366,561	462,392
9	152,103	177,902	212,234	237,206	318,353	401,582
9,5	131,184	153,435	183,045	204,582	274,569	346,351
10	112,276	131,320	156,662	175,096	234,995	296,431
10,5	95,279	111,440	132,945	148,588	199,420	251,555
11	80,090	93,674	111,752	124,901	167,629	211,453
11,5	66,607	77,905	92,939	103,875	139,410	175,856
12	54,730	64,013	76,366	85,352	114,550	144,498
12,5	44,356	51,879	61,891	69,173	92,837	117,108
13	35,383	41,384	49,371	55,180	74,057	93,418
13,5	27,710	32,410	38,665	43,214	57,997	73,160
14	21,235	24,837	29,630	33,117	44,446	56,065
14,5	15,857	18,546	22,126	24,729	33,189	41,865
15	11,473	13,419	16,009	17,893	24,014	30,291
15,5	7,983	9,336	11,138	12,449	16,707	21,075
16	5,283	6,179	7,372	8,239	11,058	13,948
16,5	3,273	3,828	4,567	5,105	6,851	8,642
17	1,851	2,165	2,583	2,887	3,875	4,888
17,5	0,916	1,071	1,277	1,428	1,916	2,417
18	0,364	0,426	0,508	0,568	0,762	0,962
18,5	0,096	0,112	0,133	0,149	0,200	0,252
19	0,008	0,009	0,011	0,013	0,017	0,021
19,39	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

ETUDE HYDROLOGIQUE

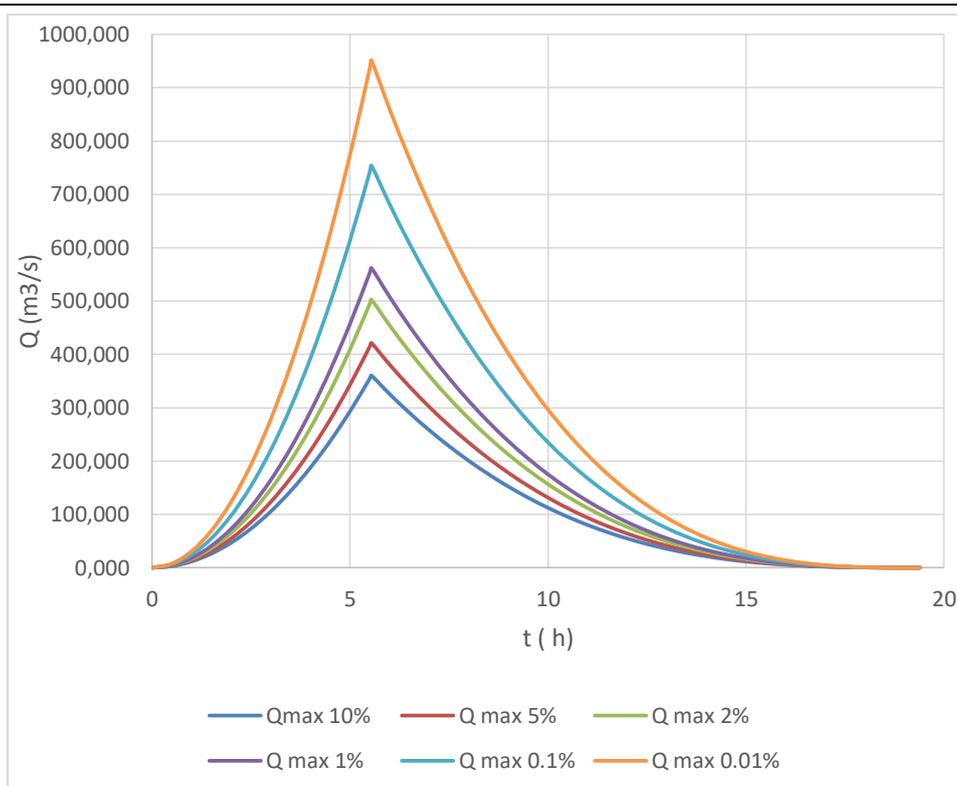


Figure III. 10: Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour

III.4.1.1 Choix de la crue du projet

La crue de projet, c'est la crue maximale qu'un ouvrage est sensé l'évacuer sans le moindre risque. Le choix de cette crue prend en considération plusieurs facteurs (techniques, économiques et sécuritaires). Ainsi plusieurs recommandations ont été établies. Pour notre étude on se base sur les recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

Tableau III. 24: Crue de projet recommandée par le Comité Australien des Grands Barrages (ANCOLD, 1986)

Catégories des dommages		Crue de projet recommandée de probabilité de dépassement annuelle.
Elevés	-Perte de vie -Dommages 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

Pour notre cas on considère que le risque existant est moyen en prenons en considération les caractéristiques de la retenue (hauteur et capacité). On opte pour une crue de période de retour de 100 ans, d'une probabilité 1%, dont le débit maximal est de 561,860 m³/s.

ETUDE HYDROLOGIQUE

L'hydrogramme de crue correspondant à la crue de projet choisie, soit une crue de projet centennale est représentée dans la figure qui suit :

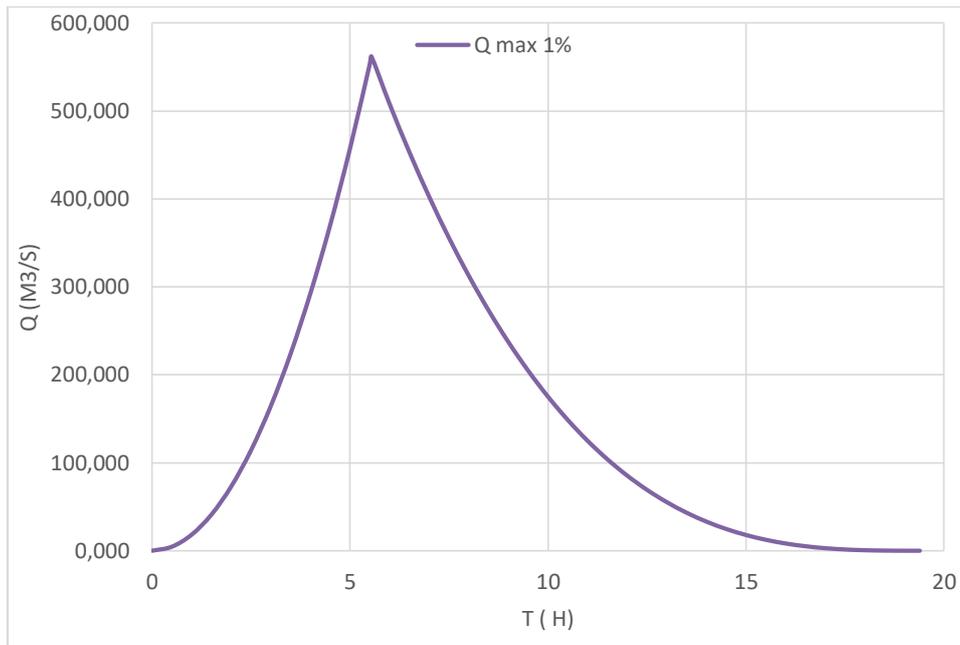


Figure III. 11: Hydrogramme de la crue de projet (crue centennale).

III.4.2 Régularisation de l'écoulement

La régularisation a pour but de déterminer la capacité optimum du barrage qui permet de rendre réguliers les débits dans le temps afin de garantir la satisfaction des besoins en eau avec le moindre risque de défaillance possible.

Il existe deux type de régularisation, la première est dite annuelle lorsque l'écoulement annuel couvre la demande en eau et les pertes d'eau du barrage durant toute l'année. Ce type de régularisation permet de déterminer une restitution en eau optimale qui est destinée à satisfaire des besoins limités.

Lorsque ce n'est pas le cas, c'est-à-dire que l'écoulement annuel est inférieur à la demande exigée et des pertes d'eau, il devient impératif à faire appel à la régularisation interannuelle, cela veut dire que pour satisfaire les besoins en eau d'une année donnée, il faut utiliser une partie de l'écoulement des années précédentes déjà stockées dans le barrage.

Pour un total de besoin annuel en irrigation estimé à 1.3 Mm³ (source : ANBT, 2016), on a un écoulement annuel de 1,56 Mm³, et donc la régularisation est de type annuelle.

III.4.2.1 Courbes caractéristiques de la retenue

L'approximation des volumes est effectuée selon les expressions suivantes:

$$V_1 = \frac{2}{3} S_1 \Delta H \dots\dots\dots(III.50)$$

$$V_2 = V_1 + \Delta V_{1-2} \dots\dots\dots(III.51)$$

ETUDE HYDROLOGIQUE

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H_{i,i+1} \dots \dots \dots (III.52)$$

Avec :

- S_i : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i (m^2)
- S_{i+1} : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} (m^2)
- ΔH : Différence d'altitude entre deux courbes de niveau successives.
- ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m^3).

Tableau III. 25: Caractéristiques topographiques de la retenue.

Côte (NGA)	H (m)	ΔH (m)	Surface (ha)	Surface moy. (ha)	ΔV (Mm ³)	V cumulé (Mm ³)
96	0	1	0			0
				0,05	0,0005	
97	1	1	0,1			0,0005
				0,15	0,0015	
98	2	1	0,2			0,002
				0,25	0,0025	
99	3	1	0,3			0,0045
				0,65	0,0065	
100	4	1	1			0,011
				1,165	0,01165	
101	5	1	1,33			0,02265
				1,665	0,01665	
102	6	1	2			0,0393
				2,165	0,02165	
103	7	1	2,33			0,06095
				4,165	0,04165	
104	8	1	6			0,1026
				7,75	0,0775	
105	9	1	9,5			0,1801
				10,75	0,1075	
106	10	1	12			0,2876
				13,75	0,1375	
107	11	1	15,5			0,4251
				17,415	0,17415	
108	12	1	19,33			0,59925
				21,165	0,21165	
109	13	1	23			0,8109
				24,83	0,2483	
110	14	1	26,66			1,0592
				29,16	0,2916	
111	15	1	31,66			1,3508

ETUDE HYDROLOGIQUE

				35,33	0,3533	
112	16	1	39			1,7041
113	17	1	43,66	41,33	0,4133	2,1174
114	18	1	48,5	46,08	0,4608	2,5782
115	19	1	52	50,25	0,5025	3,0807

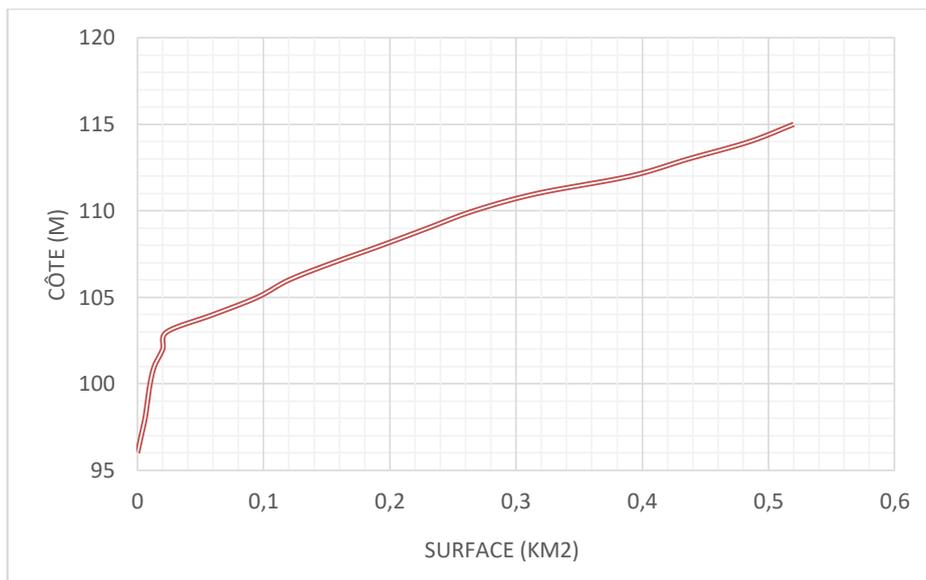


Figure III. 12: Courbe caractéristique Surface-Hauteur de la cuvette.

ETUDE HYDROLOGIQUE

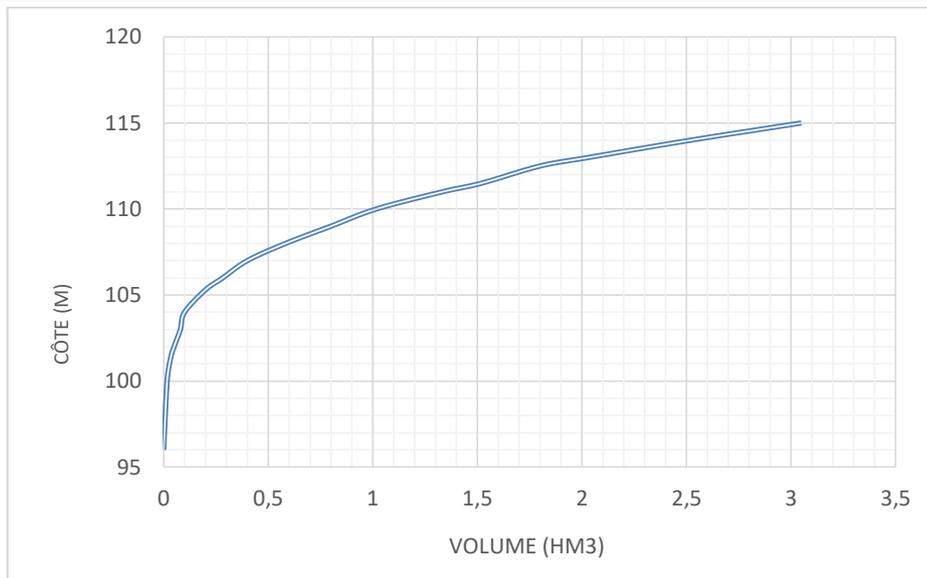


Figure III. 13: Courbe caractéristique capacité-Hauteur de la cuvette

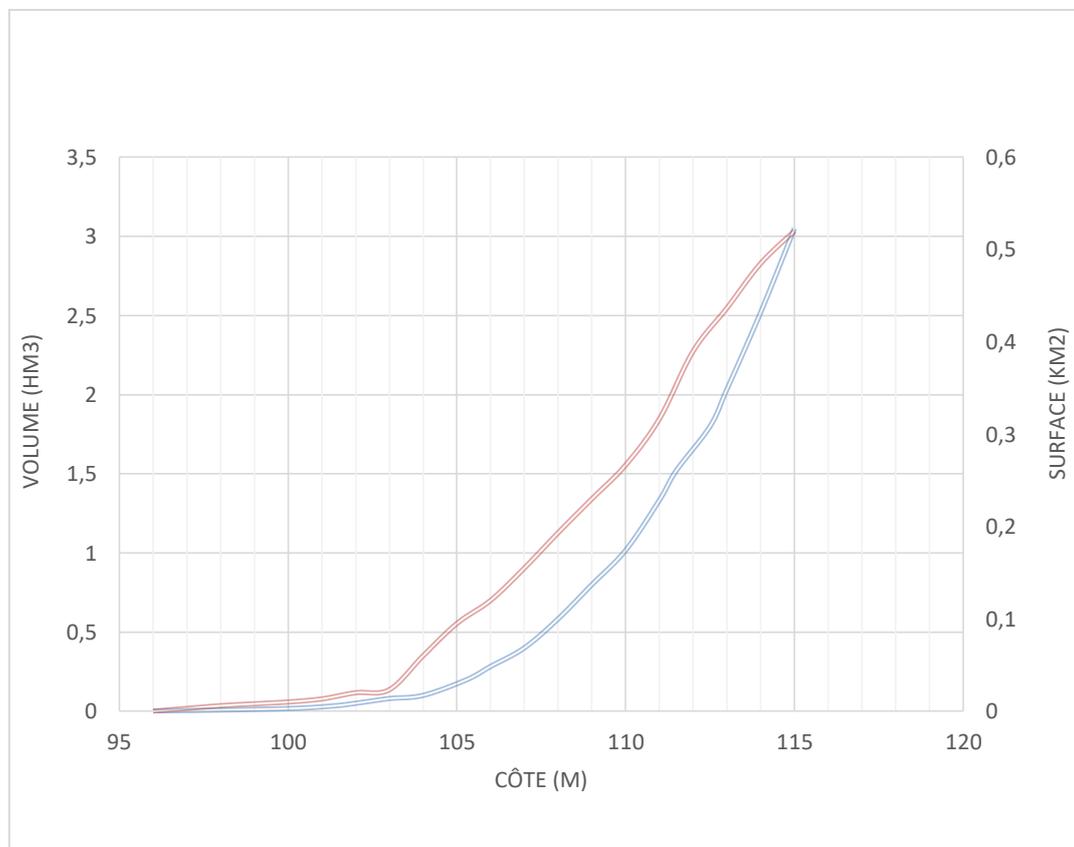


Figure III. 14: Courbes caractéristiques de la cuvette Capacité-Hauteur et Surface-Hauteur

ETUDE HYDROLOGIQUE

III.4.2.2 Répartition des besoins

Le petit barrage sur Oued-El-Maleh est construit afin de satisfaire les besoins en irrigation d'une superficie de 250ha.

Tableau III. 26: Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation au cours de l'année.

Mois	Répartition des besoins en eau en (Mm ³)	Répartition des besoins en eau en (%)
Septembre	0,156	12,0
Octobre	0,143	11,0
Novembre	0	0,0
Décembre	0	0,0
Janvier	0	0,0
Février	0	0,0
Mars	0,013	1,0
Avril	0,091	7,0
Mai	0,169	13,0
Juin	0,221	17,0
Juillet	0,273	21,0
Août	0,234	18,0
Total par an	1,3	100

III.4.2.3 Calcul du volume utile :

Pour le calcul du volume utile de la retenue on a besoin des données suivantes :

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

On procède par la méthode du bilan d'eau afin de déterminer le volume utile de la retenue, en suivant les étapes suivantes :

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

ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III. 27: Répartition des apports et de besoins mensuels

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	A-U (Mm ³)
Novembre	0,2287	0	0,22871
Décembre	0,2059	0	0,2058512
janvier	0,1867	0	0,1866632
Février	0,1700	0	0,1699569
Mars	0,1880	0,013	0,1749836
Avril	0,1916	0,091	0,1005609
Mai	0,1267	0,169	-0,04227
Juin	0,0255	0,221	-0,195472
Juillet	0,0068	0,273	-0,266239
Août	0,0188	0,234	-0,215224
Septembre	0,0734	0,156	-0,082554
Octobre	0,1380	0,143	-0,004967

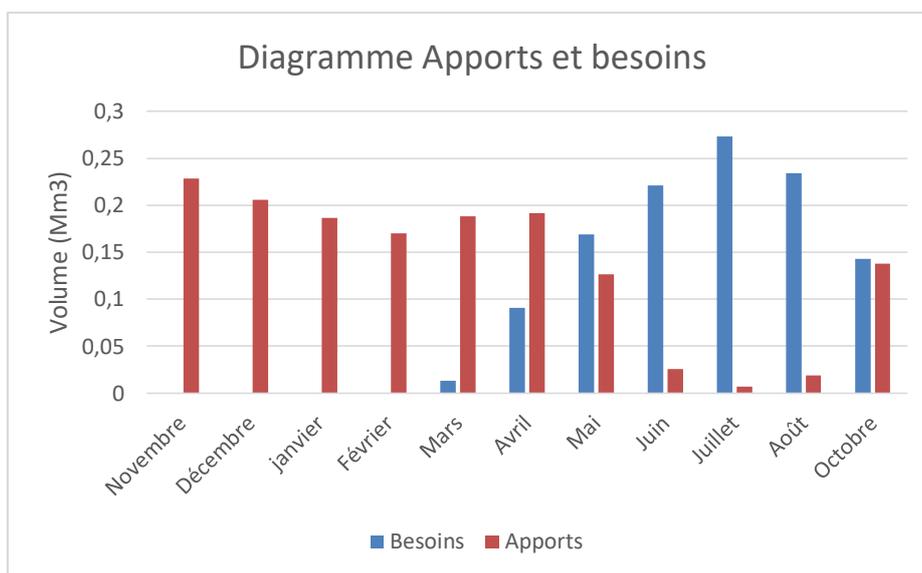


Figure III. 15: Répartition mensuelle des apports et besoins

- La période à bonne hydraulicité est celle entre le mois de Novembre et le mois d'Avril.

ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III. 28: Résultat de la régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	Perte II (Mm ³)	A-U-II (Mm ³)	V (Mm ³)
Novembre	0,2287	0	0,0276	0,2012	1,067
Décembre	0,2059	0	0,0133	0,1925	
janvier	0,1867	0	0,0156	0,1710	
Février	0,1700	0	0,0193	0,1507	
mars	0,1880	0,013	0,0228	0,1522	
Avril	0,1916	0,091	0,0265	0,0741	
mai	0,1267	0,169	0,0268	-0,0690	0,81
juin	0,0255	0,221	0,0286	-0,2241	
Juillet	0,0068	0,273	0,0279	-0,2941	
Aout	0,0188	0,234	0,0222	-0,2374	
Septembre	0,0734	0,156	0,0151	-0,0976	
Octobre	0,1380	0,143	0,0122	-0,0172	

- $V_s = 1,066725751 \text{ Hm}^3$
- $V_d = 0,806725751 \text{ Hm}^3$

$V_s > V_d \rightarrow$ On a un fonctionnement à un seul temps, le volume utile est pris égal à V_d .

On a donc $V_u = V_d = 0,8067 \text{ Hm}^3$.

Le volume normale de la retenue sera donc :

$$V_{NR} = V_u + V_m \dots\dots\dots(III.53)$$

$$V_{NR} = 0,8067 + 0,5745$$

$$V_{NR} = \mathbf{1,3812 \text{ Hm}^3}.$$

Le niveau de remplissage possible du barrage dans les conditions normales d'exploitation correspond au niveau normale de la retenue est déterminé par la capacité utile du réservoir.

L'alternance entre le remplissage et la restitution du réservoir est appelée temps de fonctionnement auquel on ajoute les deux consignes d'exploitation.

➤ Première consigne :

Cette consigne consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NR) lors des crues, et restituer par la suite en prenant en considération le niveau du volume mort. Le surplus d'eau sera évacué par l'évacuateur de surface.

➤ Deuxième consigne :

ETUDE HYDROLOGIQUE

Elle consiste à évacuer l'excédent d'eau par l'évacuateur de fond.

a- Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Le niveau du volume mort correspond à un volume $V_m = 0,5745\text{m}^3$.

Le volume au niveau normal de la retenue correspond à un volume $V_{\text{NNR}} = 1,3812 \text{ Mm}^3$.

$$V_{rf} = V_{ri} + (A - U) \dots \dots \dots \text{(III.54)}$$

Avec :

- V_{rf} : Volume de remplissage final
- V_{ri} : Volume de remplissage initial
- S : Volume excédentaire à évacuer

Tableau III. 29: Récapitulatif des résultats de calcul de régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	A-U (Mm ³)	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
				V _{ri}	V _{rf}	S	V _{ri}	V _{rf}	S
Novembre	0,2287	0	0,22871	0,5745	0,5745		0,5745		
				0,80321	0,80321		0,34579002	0,5745	0,22880998
Décembre	0,2059	0	0,2059	1,00911	1,00911		0,5431	0,5745	0,0314
				1,19581	1,19581		0,749		
janvier	0,1867	0	0,1867	1,36581	1,36581		0,9357		
				1,54081	1,3812	0,15961	1,1057		
Février	0,17	0	0,17	1,4818	1,3812	0,1006	1,2807		
				1,3389	1,3389		1,3813		
Mars	0,188	0,013	0,175	1,1434	1,1434		1,339		
				0,8772	0,8772		1,1435		
Avril	0,1916	0,091	0,1006	0,662	0,662		0,8773		
				0,5794	0,5794		0,6621		
MAI	0,1267	0,169	-0,0423	0,662	0,662		0,8773		
				0,662	0,662		0,8773		
juin	0,0255	0,221	-0,1955	0,662	0,662		0,8773		
				0,662	0,662		0,8773		
juillet	0,0068	0,273	-0,2662	0,662	0,662		0,8773		
				0,662	0,662		0,8773		
Août	0,0188	0,234	-0,2152	0,662	0,662		0,8773		
				0,662	0,662		0,8773		
Septembre	0,0734	0,156	-0,0826	0,662	0,662		0,8773		
				0,662	0,662		0,8773		

ETUDE HYDROLOGIQUE

Octobre	0,138	0,143	-0,005						
				0,5744	0,5744		0,5795		
						0,26020998	0,5745		0,26020998

b- Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

En général, il existe deux types de pertes dans une retenue :

1. Pertes par évaporation.
2. Pertes par infiltration.

Tableau III. 30: Représente l'évaporation mensuelle de la station de Ain Fares (11-14-17)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Annuelle
E (mm)	46	34	30	19	17	20	26	36	38	52	72	71	461

- Calcul du volume d'évaporation :

$$V_{ép} = E_v \cdot S_{moy} \dots \dots \dots (III.55)$$

Avec :

$V_{ép}$: Volume d'évaporation.

E_v : Evaporation mensuelle.

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

- Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots \dots \dots (III.56)$$

Avec :

δ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

ETUDE HYDROLOGIQUE

Les valeurs de ce coefficient sont données dans le tableau III.41

Tableau III. 31: Valeurs du coefficient δ

Conditions hydrogéologiques	Hauteur d'infiltration	% du volume moyen	
		Année	Mois
Sol à faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméabilité moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol à forte perméabilité	>100	>20	>1,5

On est dans le cas des formations peu perméables, alors on prend une valeur de δ égale à 1

Tableau III. 32: Représentation des volumes des pertes de la retenue

Mois	V_{moy} (Mm ³)	S_{moy} (km ²)	E_v (mm)	$V_{ép}$ (Mm ³)	V_{if} (Mm ³)	Perte II (Mm ³)
Novembre	0,688855	0,688855	30	0,0206656	0,0068885	0,0275542
Décembre	0,90616	0,2244206	19	0,004264	0,0090616	0,0133256
Janvier	1,10246	0,271046	17	0,0046078	0,0110246	0,0156324
Février	1,28081	0,3235257	20	0,0064705	0,0128081	0,0192786
Mars	1,373505	0,3497096	26	0,0090924	0,013735	0,0228275
Avril	1,3812	0,3517474	36	0,0126629	0,013812	0,0264749
Mai	1,36005	0,3460864	38	0,0131513	0,0136005	0,0267518
Juin	1,24115	0,3117432	52	0,0162106	0,0124115	0,0286221
Juillet	1,0103	0,2468824	72	0,0177755	0,010103	0,0278785
Août	0,7696	0,2041135	71	0,0144921	0,007696	0,0221881
Septembre	0,6207	0,1924021	46	0,0088505	0,006207	0,0150575
octobre	0,5769	0,1901055	34	0,0064636	0,005769	0,0122326
Total	12,31169	3,7006375	461	0,1347069	0,1231169	0,2578238

ETUDE HYDROLOGIQUE

La régularisation saisonnière devient donc :

Tableau III. 33: Résultat de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	Perte II (Mm ³)	A-U-II (Mm ³)
Novembre	0,2287	0	0,0276	0,2012
Décembre	0,2059	0	0,0133	0,1925
janvier	0,1867	0	0,0156	0,1710
Février	0,1700	0	0,0193	0,1507
mars	0,1880	0,013	0,0228	0,1522
Avril	0,1916	0,091	0,0265	0,0741
mai	0,1267	0,169	0,0268	-0,0690
juin	0,0255	0,221	0,0286	-0,2241
Juillet	0,0068	0,273	0,0279	-0,2941
Aout	0,0188	0,234	0,0222	-0,2374
Septembre	0,0734	0,156	0,0151	-0,0976
Octobre	0,1380	0,143	0,0122	-0,0172

$$V_s = 0,9416 \text{ Hm}^3$$

$$V_d = 0,9395 \text{ Hm}^3$$

$V_s > V_d \rightarrow$ on a un fonctionnement à un seul temps, le volume utile est pris égal à V_d .

On a donc $V_u = V_d = 0,9395 \text{ Hm}^3$.

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

$$V_{NNR} = 0,9395 + 0,5745$$

$$V_{NNR} = 1,514 \text{ Mm}^3.$$

ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III. 34: Résultats de régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	Perte II (Mm ³)	A-U- II (Mm ³)	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
					V _{ri}	V _{rf}	S	V _{ri}	V _{rf}	S
Novembre	0,2287	0	0,0276	0,2012	0,5745	0,5745		0,5745		
					0,7757			0,5722	0,5745	0,0024
Décembre	0,2059	0	0,0133	0,1926	0,9683			0,7734		
janvier	0,1867	0	0,0156	0,1711	1,1394			0,9660		
Février	0,1700	0	0,0193	0,1507	1,2901			1,1371		
Mars	0,1880	0,013	0,0228	0,1522	1,4423			1,2878		
Avril	0,1916	0,091	0,0265	0,0741	1,5164	1,5140	0,0024	1,4400		
Mai	0,1267	0,169	0,0268	- 0,0691	1,4449			1,5141		
Juin	0,0255	0,221	0,0286	- 0,2241	1,2208			1,4450		
Juillet	0,0068	0,273	0,0279	- 0,2941	0,9267			1,2209		
Août	0,0188	0,234	0,0222	- 0,2374	0,6893			0,9268		
Septembre	0,0734	0,156	0,0151	- 0,0977	0,5916			0,6894		
Octobre	0,1380	0,143	0,0122	- 0,0172	0,5744			0,5917		
							0,0024	0,5745		0,0024

$$\zeta = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \times 100 \dots \dots \dots (III.57)$$

$$\zeta = \frac{0,9395 - 0,8067}{0,9395} \times 100 = 7,72 \%$$

5 % > ζ > 2%

On doit alors faire une deuxième approximation afin que l'erreur soit inférieure à 2%.

ETUDE HYDROLOGIQUE

Dans la deuxième approximation le V_{ri} de la 1^{ère} approximation sera utilisé pour calculer le volume moyen : V''_{moy}

$$V''_{moy} = \frac{V_{ri} - V_{ri+1}}{2} \dots \dots \dots (III.58)$$

Tableau III. 35: Volumes des pertes dans la retenue (2ème approximation)

Mois	V_{moy} (Mm ³)	S_{moy} (km ²)	E_v (mm)	$V_{ép}$ (Mm ³)	V_{if} (Mm ³)	Perte II (Mm ³)
Novembre	0,675077888	0,1957292	30	0,00587188	0,00675078	0,01262265
Décembre	0,871955776	0,21834374	19	0,00414853	0,00871956	0,01286809
Janvier	1,053805776	0,25786107	17	0,00438364	0,01053806	0,0149217
Février	1,214705776	0,30382959	20	0,00607659	0,01214706	0,01822365
Mars	1,366155776	0,34773977	26	0,00904123	0,01366156	0,02270279
Avril	1,479305776	0,37509314	36	0,01350335	0,01479306	0,02829641
Mai	1,480627888	0,37537008	38	0,01426406	0,01480628	0,02907034
Juin	1,33285	0,33855184	52	0,0176047	0,0133285	0,0309332
Juillet	1,07375	0,26316081	72	0,01894758	0,0107375	0,02968508
Août	0,808	0,20876978	71	0,01482265	0,00808	0,02290265
Septembre	0,64045	0,19352318	46	0,00890207	0,0064045	0,01530657
Octobre	0,583	0,1904189	34	0,00647424	0,00583	0,01230424
Total	12,5796847	3,26839108	461	0,12404052	0,12579685	0,24983737

Ainsi la régularisation est :

Tableau III. 36: Récapitulatif des résultats de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2ème approximation)

Mois	$A_{80\%}$ (Mm ³)	$U_{80\%}$ (Mm ³)	Perte II (Mm ³)	A-U-II (Mm ³)	V (Mm ³)
Novembre	0,22871	0	0,0126	0,2161	0,9571
Décembre	0,2058512	0	0,0129	0,1930	
janvier	0,1866632	0	0,0149	0,1717	
Fevrier	0,1699569	0	0,0182	0,1517	
Mars	0,1879836	0,013	0,0227	0,1523	
Avril	0,1915609	0,091	0,0283	0,0723	
Mai	0,1267302	0,169	0,0291	-0,0713	0,94693
Juin	0,0255277	0,221	0,0309	-0,2264	
Juillet	0,0067612	0,273	0,0297	-0,2959	

ETUDE HYDROLOGIQUE

Août	0,0187759	0,234	0,0229	-0,2381	
Septembre	0,073446	0,156	0,0153	-0,0979	
Octobre	0,1380332	0,143	0,0123	-0,0173	

La période à bonne hydraulicité est celle entre le mois de Novembre et Avril.

$$V_s = 0,9571 \text{ Hm}^3$$

$$V_d = 0,94693 \text{ Hm}^3$$

$V_s > V_d \rightarrow$ on a un fonctionnement à un seul temps, le volume utile est pris égal à V_d .

On a donc $V_u = V_d = 0,94693 \text{ Hm}^3$.

Le volume normale de la retenue sera donc : $V_{NR} = V_u + V_d$

$$V_{NR} = 0,9469 + 0,5745$$

$$V_{NR} = \mathbf{1,5214 \text{ Hm}^3}$$

Tableau III. 37: Récapitulatif des résultats de calcul de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2ème approximation)

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	Perte II (Mm ³)	A-U- II (Mm ³)	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
					V _{ri}	V _{rf}	S	V _{ri}	V _{rf}	S
Novembre	0,22871	0	0,0126	0,2161	0,5745	0,5745		0,5745		
					0,7906			0,5647	0,5745	0,0097
Décembre	0,2058512	0	0,0129	0,1930	0,9836			0,7808		
janvier	0,1866632	0	0,0149	0,1718	1,1553			0,9738		
Février	0,1699569	0	0,0182	0,1518	1,3071			1,1455		
Mars	0,1879836	0,013	0,0227	0,1523	1,4594			1,2973		
Avril	0,1915609	0,091	0,0288	0,0718	1,5311	1,5214	0,0097	1,4496		
					1,4501			1,5213		
Mai	0,1267302	0,169	0,0290	-	0,0713					

ETUDE HYDROLOGIQUE

Juin	0,0255277	0,221	0,0309	- 0,2264						
Juillet	0,0067612	0,273	0,0297	- 0,2959	1,2238			1,4501		
Août	0,0187759	0,234	0,0229	- 0,2381	0,9278			1,2237		
Septembre	0,073446	0,156	0,0153	- 0,0979	0,6897			0,9277		
Octobre	0,1380332	0,143	0,0123	- 0,0173	0,5918			0,6896		
					0,5745			0,5918		
								0,0097	0,5745	0,0097

$$\zeta = \frac{V''_u - V'_u}{V'_u} \times 100$$

$$\zeta = \frac{0,9469 - 0,9395}{0,9469} \times 100$$

$$\zeta = 0,8 \%$$

Après la deuxième approximation l'erreur est inférieure à 2%, on prend donc un volume utile de 0,9469 Mm³ ce qui donne un volume normale de 1,5214 Hm³ et donc une côte normale de 111,5 NGA.

III.5 LAMINAGE DES CRUES

Dans le but de déterminer la côte maximale du plan d'eau dans la cuvette, ainsi que pour dimensionner l'ouvrage d'évacuation de surface d'une façon optimale, en se basant sur les hauteurs laminées, et sans mettre en jeu la sécurité de l'aménagement.

❖ Principe de calcul :

a- Calcul de la hauteur déversante :

$$H_d = NPHE - NNR \dots \dots \dots (III.59)$$

Avec :

- H_d : Hauteur déversante
- NPHE : Niveau des plus hautes eaux
- NNR : Niveau normal de la retenue

ETUDE HYDROLOGIQUE

Le NPHE et le NNR sont extraits de la courbe Hauteur-Capacité par projection des volumes respectivement V_{PHE} et V_{NR} , sachant que le volume normal est de $1,5214 \text{ Hm}^3$, alors que le volume des plus hautes eaux est égale à :

$$V_{PHE} = V_{NR} + V_f \dots \dots \dots (III.60)$$

Avec :

$$V_f = (0.05 \div 0.2)V_{cp\%} \dots \dots \dots (III.61)$$

On Prend $V_f = 0.05 V_{cp\%}$

$V_{cp\%}$: c'est l'aire sous l'hydrogramme de crue représenté par ($Q_{p\%} \times t \text{ Hm}^3$).

Après avoir calculé l'aire sous l'hydrogramme de crue de fréquence 1% de période de retour de 100 ans, on obtient :

- $V_{cp\%} = 11,7655 \text{ Mm}^3$.
- $V_f = 1,00 \text{ Mm}^3$.
-

$$V_{PHE} = 1,5214 + 1,00 = 2,52 \text{ Hm}^3$$

Par projection sur la courbe caractéristique Hauteur-Capacité on trouve la côte NPHE égale à 114 NGA, ainsi que le niveau normal égal à 111,5 NGA.

b- Calcul du débit maximal déversé :

$$Q_{\max p\%} = 0.85 \times Q_{p \max} \left(1 - \frac{V_f}{V_{cp\%}} \right) \dots \dots \dots (III.62)$$

Pour une valeur de $Q_{p \max}$ égale à $561,86 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_{\max p\%} = 0.85 \times 561,86 \left(1 - \frac{0,5883}{11,7655} \right)$$

$$Q_{\max p\%} = 437 \text{ m}^3/\text{s}$$

III.5.1 Méthode de KOTCHERINE

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

1. l'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze,
2. les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,

ETUDE HYDROLOGIQUE

3. le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normal de la retenue (NNR).

4. les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

A) Estimation de la charge au-dessus du déversoir

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

$$q = m.b.\sqrt{2.g}(H)^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (III.63)$$

Où :

m : Coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge **H** et de la forme de la crête du déversoir. Pour notre cas, il est constant et égal à **0,49**.

g : L'accélération de pesanteur; [g = 9,81m²/s];

b :L largeur de déversoir. (On la fait varier de 40 à 120 m);

H : La charge sur le déversoir (on la fait varier de 1,4 à 2 ,5 m).

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = V_{moy}.S \dots\dots\dots(III.64)$$

$$S = b.H \dots\dots\dots (III.65)$$

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne (V_{moy}) comme suit :

$$V_{moy} = \frac{q}{L.H} \dots\dots\dots(III.66)$$

Tableau III. 38: Données initiales pour la méthode de KOTCHERINE

Données initiales	
g	9,81 m ² /s
α	1
Q _{0.1%}	561 m ³ /s
V _{crue 1%}	11765500 m ³
m	0,49

ETUDE HYDROLOGIQUE

Les résultats sont rassemblés dans les tableaux ci-après:

Tableau III. 39: Résultats des calculs

Largeur	Hauteur	Debit	Surface	Vitesse	Wd
40	2,5	343,174954	100	3,43174954	548899,641
45	2,3	340,682517	103,5	3,29161852	570122,76
50	2,2	354,119307	110	3,21926643	591482,546
55	2,1	363,276422	115,5	3,14525041	612979,454
60	2	368,334012	120	3,0694501	634613,951
65	1,95	384,15886	126,75	3,03083913	656386,503
70	1,9	397,900075	133	2,99172989	678297,586
75	1,85	409,604233	138,75	2,95210258	700347,682
80	1,8	419,31879	144	2,91193605	722537,277
85	1,75	427,09214	148,75	2,87120766	744866,863
90	1,7	432,973654	153	2,82989317	767336,943
95	1,65	437,01375	156,75	2,78796651	789948,021
100	1,6	439,263941	160	2,74539963	812700,614
105	1,55	439,776913	162,75	2,70216229	858632,425
110	1,5	438,606591	165	2,65822176	905136,624
115	1,45	435,808226	166,75	2,61354259	952217,579
120	1,4	431,438482	168	2,5680862	1048127,84

$$q = m.b.\sqrt{2.g}(H)^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots(III.67)$$

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_{moy}^2}{2g} \dots\dots\dots(III.68)$$

Où :

Ho : la charge globale;

$\frac{\alpha \cdot V_{moy}}{2g}$: La charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement ;

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants

ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III. 40: Détermination de H0 et Q en fonction de b

hauteur m	vitesse m/s	hauteur m	debit m3/s																
			40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115	120
2,5	3,43	3,10	343,2	386,1	429,0	471,9	514,8	557,7	600,6	643,5	686,4	729,3	772,1	815,0	857,9	900,8	943,7	986,6	1029,5
2,3	3,29	2,85	302,8	340,7	378,5	416,4	454,2	492,1	530,0	567,8	605,7	643,5	681,4	719,2	757,1	794,9	832,8	870,6	908,5
2,2	3,22	2,73	283,3	318,7	354,1	389,5	424,9	460,4	495,8	531,2	566,6	602,0	637,4	672,8	708,2	743,7	779,1	814,5	849,9
2,1	3,15	2,60	264,2	297,2	330,3	363,3	396,3	429,3	462,4	495,4	528,4	561,4	594,5	627,5	660,5	693,5	726,6	759,6	792,6
2	3,07	2,48	245,6	276,3	306,9	337,6	368,3	399,0	429,7	460,4	491,1	521,8	552,5	583,2	613,9	644,6	675,3	706,0	736,7
1,95	3,03	2,42	236,4	266,0	295,5	325,1	354,6	384,2	413,7	443,3	472,8	502,4	531,9	561,5	591,0	620,6	650,1	679,7	709,2
1,9	2,99	2,36	227,4	255,8	284,2	312,6	341,1	369,5	397,9	426,3	454,7	483,2	511,6	540,0	568,4	596,9	625,3	653,7	682,1
1,85	2,95	2,29	218,5	245,8	273,1	300,4	327,7	355,0	382,3	409,6	436,9	464,2	491,5	518,8	546,1	573,4	600,8	628,1	655,4
1,8	2,91	2,23	209,7	235,9	262,1	288,3	314,5	340,7	366,9	393,1	419,3	445,5	471,7	497,9	524,2	550,4	576,6	602,8	629,0
1,75	2,87	2,17	201,0	226,1	251,2	276,4	301,5	326,6	351,7	376,8	402,0	427,1	452,2	477,3	502,5	527,6	552,7	577,8	603,0
1,7	2,83	2,11	192,4	216,5	240,5	264,6	288,7	312,7	336,8	360,8	384,9	408,9	433,0	457,0	481,1	505,1	529,2	553,2	577,3
1,65	2,79	2,05	184,0	207,0	230,0	253,0	276,0	299,0	322,0	345,0	368,0	391,0	414,0	437,0	460,0	483,0	506,0	529,0	552,0
1,6	2,75	1,98	175,7	197,7	219,6	241,6	263,6	285,5	307,5	329,4	351,4	373,4	395,3	417,3	439,3	461,2	483,2	505,2	527,1
1,55	2,70	1,92	167,5	188,5	209,4	230,4	251,3	272,2	293,2	314,1	335,1	356,0	377,0	397,9	418,8	439,8	460,7	481,7	502,6
1,5	2,66	1,86	159,5	179,4	199,4	219,3	239,2	259,2	279,1	299,1	319,0	338,9	358,9	378,8	398,7	418,7	438,6	458,5	478,5
1,45	2,61	1,80	151,6	170,5	189,5	208,4	227,4	246,3	265,3	284,2	303,2	322,1	341,1	360,0	379,0	397,9	416,9	435,8	454,8
1,4	2,57	1,74	143,8	161,8	179,8	197,7	215,7	233,7	251,7	269,7	287,6	305,6	323,6	341,6	359,5	377,5	395,5	413,5	431,4

ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III. 41: Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue

h	Vch	q	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115	120
2,5	1048127,843	511,0	343,2	386,1	429,0	471,9	514,8	557,7	600,6	643,5	686,4	729,3	772,1	815,0	857,9	900,8	943,7	986,6	1029,5
2,3	952217,5791	515,6	302,8	340,7	378,5	416,4	454,2	492,1	530,0	567,8	605,7	643,5	681,4	719,2	757,1	794,9	832,8	870,6	908,5
2,2	905136,6245	517,8	283,3	318,7	354,1	389,5	424,9	460,4	495,8	531,2	566,6	602,0	637,4	672,8	708,2	743,7	779,1	814,5	849,9
2,1	858632,4251	520,1	264,2	297,2	330,3	363,3	396,3	429,3	462,4	495,4	528,4	561,4	594,5	627,5	660,5	693,5	726,6	759,6	792,6
2	812700,6141	522,2	245,6	276,3	306,9	337,6	368,3	399,0	429,7	460,4	491,1	521,8	552,5	583,2	613,9	644,6	675,3	706,0	736,7
1,95	789948,0213	523,3	236,4	266,0	295,5	325,1	354,6	384,2	413,7	443,3	472,8	502,4	531,9	561,5	591,0	620,6	650,1	679,7	709,2
1,9	767336,9429	524,4	227,4	255,8	284,2	312,6	341,1	369,5	397,9	426,3	454,7	483,2	511,6	540,0	568,4	596,9	625,3	653,7	682,1
1,85	744866,8634	525,5	218,5	245,8	273,1	300,4	327,7	355,0	382,3	409,6	436,9	464,2	491,5	518,8	546,1	573,4	600,8	628,1	655,4
1,8	722537,2768	526,5	209,7	235,9	262,1	288,3	314,5	340,7	366,9	393,1	419,3	445,5	471,7	497,9	524,2	550,4	576,6	602,8	629,0
1,75	700347,6816	527,6	201,0	226,1	251,2	276,4	301,5	326,6	351,7	376,8	402,0	427,1	452,2	477,3	502,5	527,6	552,7	577,8	603,0
1,7	678297,5856	528,7	192,4	216,5	240,5	264,6	288,7	312,7	336,8	360,8	384,9	408,9	433,0	457,0	481,1	505,1	529,2	553,2	577,3
1,65	656386,503	529,7	184,0	207,0	230,0	253,0	276,0	299,0	322,0	345,0	368,0	391,0	414,0	437,0	460,0	483,0	506,0	529,0	552,0
1,6	634613,9506	530,7	175,7	197,7	219,6	241,6	263,6	285,5	307,5	329,4	351,4	373,4	395,3	417,3	439,3	461,2	483,2	505,2	527,1
1,55	612979,4539	531,8	167,5	188,5	209,4	230,4	251,3	272,2	293,2	314,1	335,1	356,0	377,0	397,9	418,8	439,8	460,7	481,7	502,6
1,5	591482,5455	532,8	159,5	179,4	199,4	219,3	239,2	259,2	279,1	299,1	319,0	338,9	358,9	378,8	398,7	418,7	438,6	458,5	478,5
1,45	570122,7603	533,8	151,6	170,5	189,5	208,4	227,4	246,3	265,3	284,2	303,2	322,1	341,1	360,0	379,0	397,9	416,9	435,8	454,8
1,4	548899,6413	534,8	143,8	161,8	179,8	197,7	215,7	233,7	251,7	269,7	287,6	305,6	323,6	341,6	359,5	377,5	395,5	413,5	431,4

ETUDE HYDROLOGIQUE

La détermination de la largeur du déversoir, ainsi que le débit correspondant, se fait graphiquement après le traçage du graphe $Q_{lam} = f(h)$ déterminée par la formule

$$V_{lam} = Q\% (1 - V_{ch}/V_{cr}) \dots \dots \dots (III.69)$$

$Q\%$: Débit maximum de crue considérée en m^3/s .

V_{ch} : Volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_{cr} : Volume de la crue correspondant au $Q\%$ en m^3 .

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q T_b \dots \dots \dots (III. 70)$$

T_b : temps global de la crue.

La courbe $H=f(q, Q)$ nous permet de définir la largeur du déversoir optimale ainsi que le débit correspondant.

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, nous devons faire une étude d'optimisation (c'est ce qu'on appelle une étude technico-économique) qui nécessite la détermination des volumes des travaux pour chaque largeur du déversoir, du remblai et du béton.

ETUDE HYDROLOGIQUE

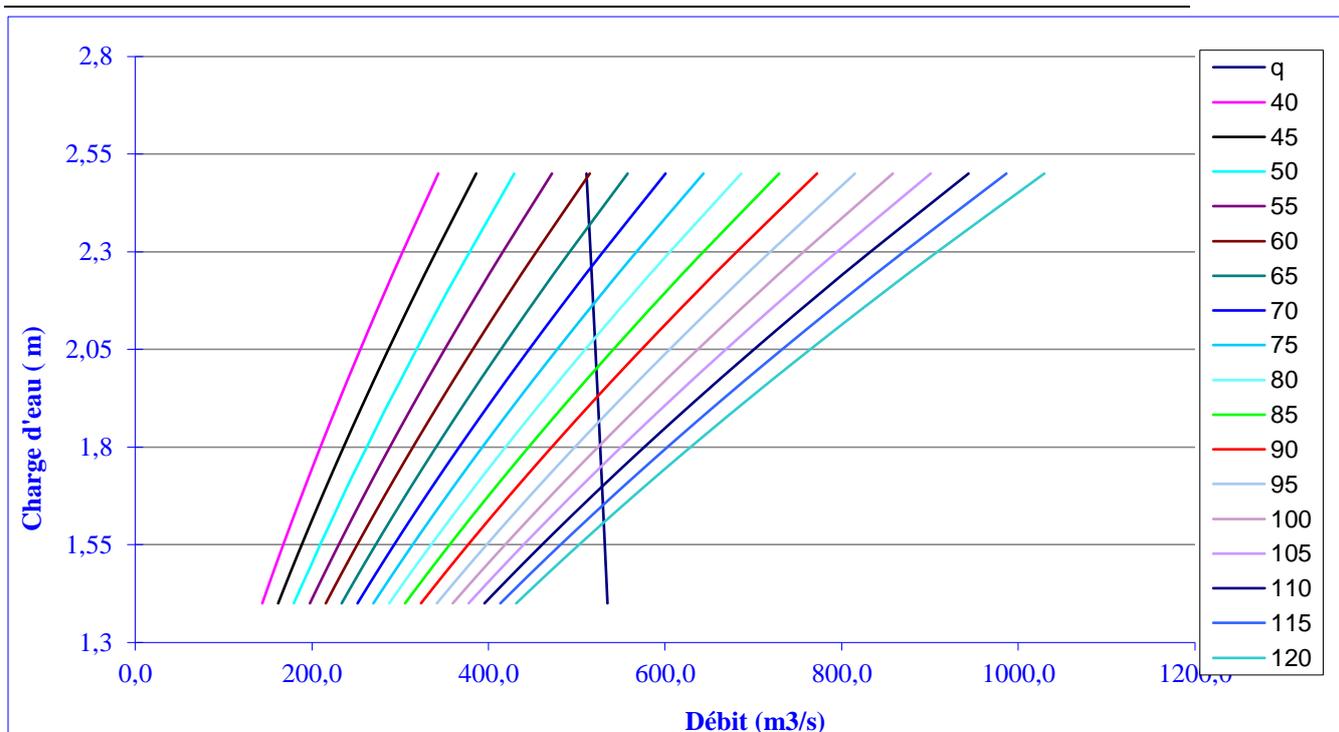


Figure III. 16: Courbes de $H = f(Q, q)$

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. 42: Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Kotchrine

b (m)	H (m)	q (m ³ /s)
60	2,488504	511,2863
65	2,367005	514,0644
70	2,26059	516,4813
75	2,164912	518,6195
80	2,078861	520,5218
85	2,001052	522,2259
90	1,929955	523,7661
95	1,864943	525,1632
100	1,805198	526,4374
105	1,75004	527,6053
110	1,698895	528,6806
115	1,651351	529,6741
120	1,60698	530,5955

III.5.2 Méthode de Muskingum

Cette méthode est basée sur l'équation de Barrie et Saint-Venant et l'équation de continuité. La formule simplifiée de cette base exprime la relation entre le débit entrant et celui à évacuer ainsi que le volume stocké.

ETUDE HYDROLOGIQUE

$$I - O = \frac{dS}{dt} \dots\dots\dots(III.71)$$

Avec :

- I : Débit d'entrée tiré à partir de l'hydrogramme d'entrée
- O : Débit de sortie à déterminer (débit laminé)
- S : Volume d'eau emmagasiné à déterminer

Pour un temps $\Delta t = t_2 - t_1$; le volume d'eau à emmagasiner est :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2}\right) \Delta t - \left(\frac{O_1 + O_2}{2}\right) \Delta t \Leftrightarrow$$

$$\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + \frac{2S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \dots\dots\dots(III.72)$$

- Pour un débit d'entré I connu pour des pas de temps déterminés
- Pour chaque largeur du déversoir on détermine la hauteur déversante maximale.

$$H_{d \max} = \left[\frac{I_{\max}}{m \cdot B \cdot \sqrt{2g}} \right]^{2/3} \dots\dots\dots(III.73)$$

Avec :

- $H_{d \max}$: Hauteur maximale déversante
- I_{\max} Débit maximal d'entrée
- m Coefficient tient compte de la vitesse d'approche et la forme du déversoir, on le prend égal à 0,49
- B Largeur du déversoir

- On détermine la hauteur et le volume d'eau initiaux correspondent au débit de sortie initial O_1

$$H_1 = \left[\frac{O_1}{m \cdot B \cdot \sqrt{2g}} \right]^{2/3} \dots\dots\dots(III.74)$$

$$S_1 = H_1 \times A_1 \dots\dots\dots(III.75)$$

A_1 : surface du plan d'eau correspond à la côte H_1 .

- On fait varier la hauteur déversante de la côte normale de la retenue jusqu'à la cote du NPHE.
- On détermine alors le débit de sortie (O_i) pour chaque valeur de largeur B et de hauteur déversante H_i .

$$O_i = m \cdot B \cdot \sqrt{2g} \cdot H_i^{3/2} \dots\dots\dots(III.76)$$

- On calcule le volume de sortie :

$$\frac{2S_i}{\Delta t} + O_i \dots\dots\dots(III.77)$$

- On trace la courbe caractéristique du réservoir :

ETUDE HYDROLOGIQUE

$$O_i = f\left(\frac{2S_i}{\Delta t} + O_i\right) \dots \dots \dots (III.78)$$

On détermine les valeurs du débit laminé en fonction du temps et donc on trace l'hydrogramme de sortie selon l'équation (III.64).

Tableau III. 43: Représente les valeurs du débit entrant

t (h)	Q max 1%	t (h)	Q max 1%
0	0	10	175,096
0,5	4,577	10,5	148,588
1	18,307	11	124,901
1,5	41,19	11,5	103,875
2	73,227	12	85,352
2,5	114,416	12,5	69,172976
3	164,76	13	55,1799585
3,5	224,256	13,5	43,214021
4	292,906	14	33,1165503
4,5	370,709	14,5	24,7289327
5	457,666	15	17,8925548
5,5	553,776	15,5	12,4488031
5,54	561,86	16	8,23906424
6	507,716	16,5	5,10472467
6,5	452,937	17	2,88717094
7	402,247	17,5	1,42778958
7,5	355,488	18	0,56796712
8	312,5	18,5	0,1490901
8,5	273,126	19	0,01254506
9	237,206	19,39	0
9,5	204,582		

Tableau III. 44: Représente les côtes et les surfaces correspondantes

Surface	Cote
0,35222267	111,5
0,40802965	112,5
0,4621437	113,5
0,50617132	114,5
0,52655886	115,5

La courbe hauteur-surface soit modélisé par l'équation linéaire (Fig.III.13), avec un coefficient de corrélation à partir de la côte normale de la retenue jusqu'à la côte 115,5 m.

ETUDE HYDROLOGIQUE

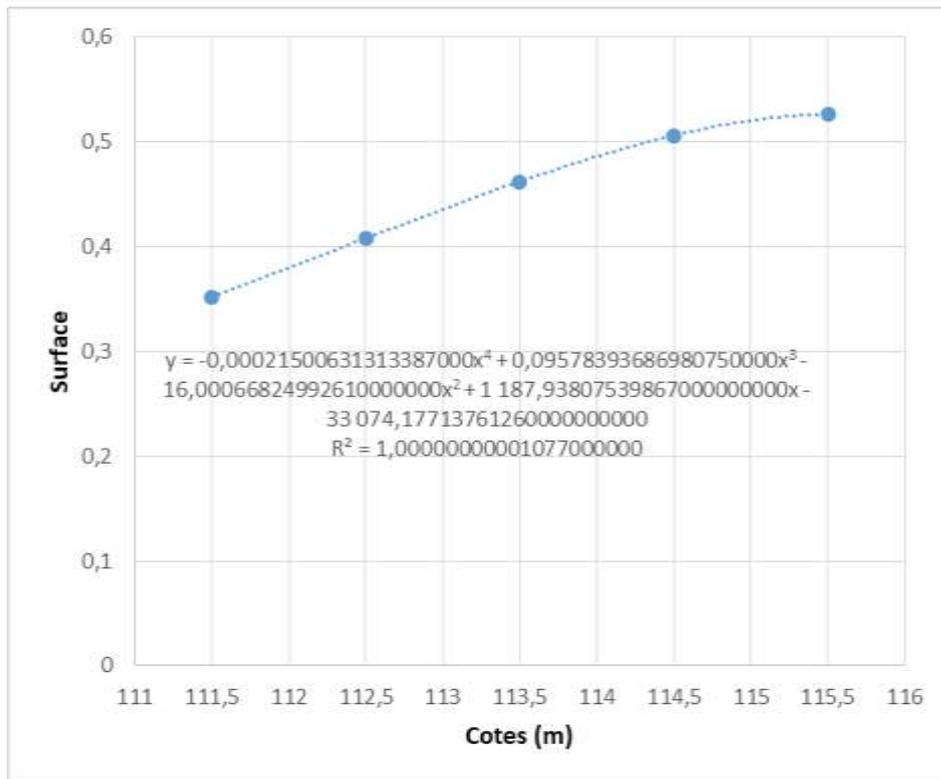


Figure III. 17: Modélisation de la courbe Hauteur-Surface

On applique la méthode pour la largeur de 50 m.

$$O = 108,52 \times H^{(3/2)} \dots\dots\dots(III.79)$$

Détermination de la courbe caractéristique de la cuvette :

$$O=f(2S/\Delta t+O).$$

Tableau III. 45: Caractéristiques de la retenue

H (m)	côte (m)	surface (m²)	S (m3)	O (m³/s)	2S/Δt+ O (m³/s)
0	0	0	0	0	0
0,300	111,800	368850,3551	110655,1065	17,831894	140,7820121
0,5	112,000	380014,7537	190007,3768	38,368126	249,487434
1	112,500	408029,6539	408029,6539	108,52145	561,8877316
1,5	113,000	435701,9482	653552,9224	199,36663	925,5365468
2	113,500	462143,7041	924287,4082	306,94501	1333,93102
2,5	114,000	486144,4791	1215361,1978	428,96869	1779,370025
2,53	114,030	487475,0839	1233311,9622	436,71325	1807,059874

ETUDE HYDROLOGIQUE

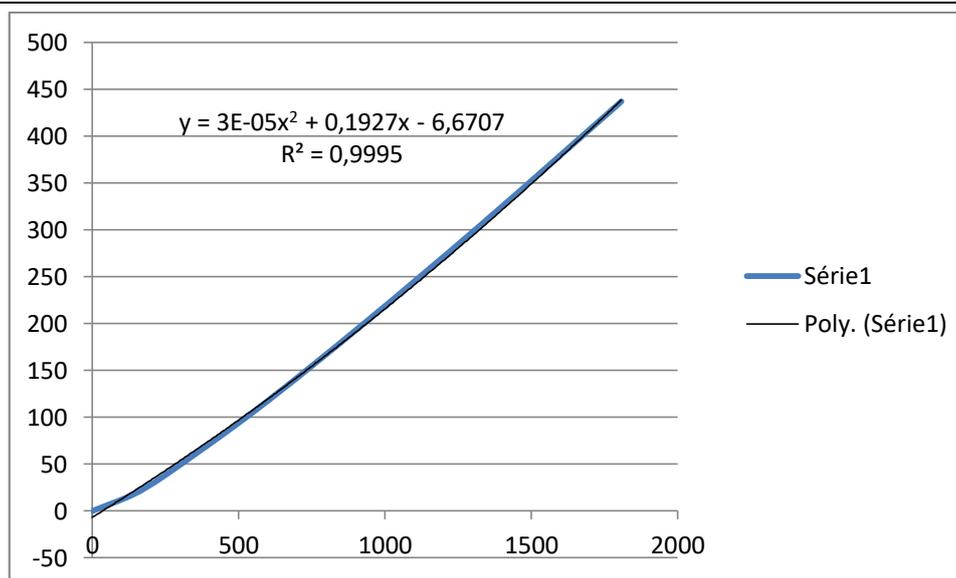


Figure III. 18: Courbe caractéristique de la cuvette b = 50 m.

Tableau III. 46: Résultat des débits laminés pour une largeur de déversoir de 50 m

t (h)	I m ³ /s	I ₁ +I ₂ (m ³ /s)	$\left(\frac{2S}{\Delta t} + O\right)$ (m ³ /s)	$\left(\frac{2S}{\Delta t} + O\right) - 2O$ (m ³ /s)	O (m ³ /s)
0	0	0	0	0	0
2	73,2265506	73,2265506	60,2837046	50,2837046	5
4	292,906202	366,132753	123,510255	88,3355158	17,5873697
6	561,715621	854,621823	454,468269	280,265114	87,1015776
8	312,499961	874,215582	1134,88694	633,56481	250,661064
10	175,095737	487,595697	1507,78039	803,619126	352,080633
12	85,3516871	260,447424	1291,21482	706,887887	292,163468
14	33,1165503	118,468237	967,335311	551,721426	207,806942
16	8,23906424	41,3556145	670,189663	398,290716	135,949474
18	0,56796712	8,80703136	439,64633	271,950701	83,8478147
20	0	0,56796712	280,757732	181,165608	49,7960621
22	0	0	181,733575	123,05323	29,3401727
24	0	0	123,05323	88,0613892	17,4959203

ETUDE HYDROLOGIQUE

26	0	0	88,0613892	66,9986413	10,5313739
28	0	0	66,9986413	54,2494359	6,37460271
30	0	0	54,2494359	46,5065232	3,87145633
32	0	0	46,5065232	41,7945378	2,35599272
34	0	0	41,7945378	38,9235159	1,43551093
36	0	0	38,9235159	37,1728905	0,87531272
38	0	0	37,1728905	36,1049491	0,53397071
40	0	0	36,1049491	35,4532876	0,3258307
42	0	0	35,4532876	35,0555745	0,1988566
44	0	0	35,0555745	34,8128225	0,121376
46	0	0	34,8128225	34,6646447	0,07408887
48	0	0	34,6646447	34,5741924	0,04522617
50	0	0	34,5741924	34,5189762	0,02760812
52	0	0	34,5189762	34,4852692	0,0168535
54	0	0	34,4852692	34,4646924	0,01028838
56	0	0	34,4646924	34,452131	0,00628068
58	0	0	34,452131	34,4444628	0,00383413
60	0	0	34,4444628	34,4397816	0,00234061

ETUDE HYDROLOGIQUE

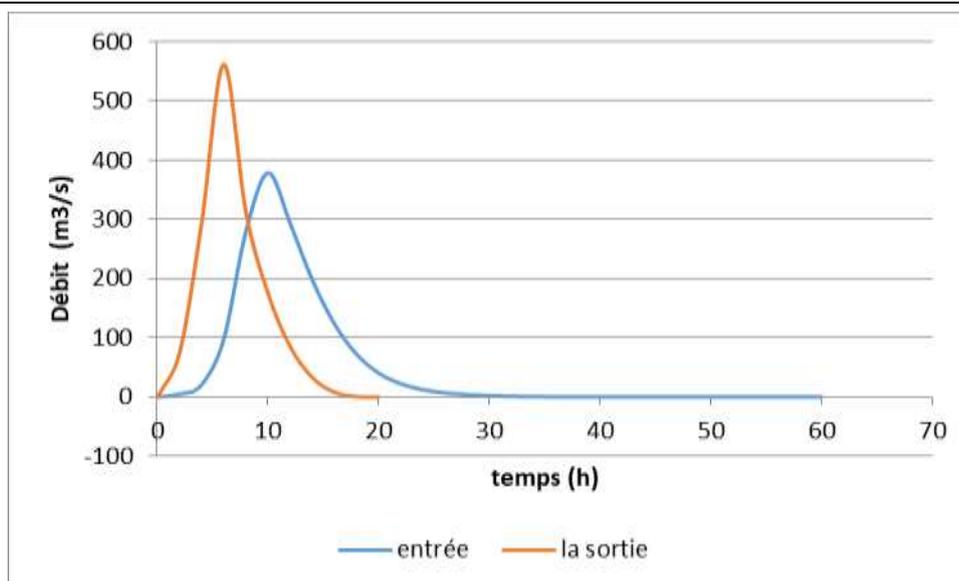


Figure III. 19: Hydrogramme d'entrée et de sortie pour une largeur de ($b=50$ m) du déversoir

On refait le calcul précédant par la méthode de Muskingum pour différentes largeurs déversantes.

Tableau III. 47: Laminage de crue pour différentes largeurs déversantes.

Hydrogramme d'entrée			Hydrogramme de sortie						
			$H_d=2,19m$	$H_d=2,03m$	$H_d=1,90m$	$H_d=1,78m$	$H_d=1,67m$	$H_d=1,57m$	$H_d=1,48m$
Temps (h)	I (m^3/s)	I + I (m^3/s)	B=50 (m)	B=60 (m)	B=70 (m)	B=80 (m)	B=90 (m)	B=100 (m)	B=110 (m)
0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2	73,2265 506	73,227	4,990	4,990	4,990	4,990	4,990	4,990	4,990
4	292,906 202	366,133	17,587	20,569	23,316	25,784	28,097	30,130	32,199
6	561,715 621	854,622	87,102	97,196	106,746	114,647	121,447	125,991	132,587
8	312,499 961	874,216	250,661	278,885	304,956	326,564	345,158	353,185	370,723
10	175,095 737	487,596	352,081	378,330	398,633	412,716	422,653	425,515	432,033

ETUDE HYDROLOGIQUE

12	85,3516 871	260,447	292,163	293,265	289,579	283,437	276,267	273,875	265,528
14	33,1165 503	118,468	207,807	197,936	187,355	178,022	170,022	167,088	159,852
16	8,23906 424	41,356	135,949	123,534	112,534	104,047	97,392	94,507	88,863
18	0,56796 712	8,807	83,848	72,336	62,932	56,174	51,127	48,579	44,439
20	0	0,568	49,796	40,378	33,088	28,125	24,564	22,558	19,742
22	0	0,000	29,340	22,209	16,960	13,573	11,243	9,852	8,109
24	0	0,000	17,496	12,366	8,790	6,613	5,187	4,321	3,333
26	0	0,000	10,531	6,954	4,601	3,254	2,417	1,912	1,382
28	0	0,000	6,375	3,932	2,421	1,609	1,131	0,849	0,575
30	0	0,000	3,871	2,230	1,277	0,798	0,530	0,378	0,240
32	0	0,000	2,356	1,267	0,675	0,396	0,249	0,168	0,100
34	0	0,000	1,436	0,721	0,357	0,196	0,117	0,075	0,042
36	0	0,000	0,875	0,410	0,189	0,098	0,055	0,033	0,017
38	0	0,000	0,534	0,233	0,100	0,048	0,026	0,015	0,007
40	0	0,000	0,326	0,133	0,053	0,024	0,012	0,007	0,003
42	0	0,000	0,199	0,076	0,028	0,012	0,006	0,003	0,001
44	0	0,000	0,121	0,043	0,015	0,006	0,003	0,001	0,001
46	0	0,000	0,074	0,025	0,008	0,003	0,001	0,001	0,000
48	0	0,000	0,045	0,014	0,004	0,001	0,001	0,000	0,000
50	0	0,000	0,028	0,008	0,002	0,001	0,000	0,000	0,000
52	0	0,000	0,017	0,005	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000
54	0	0,000	0,010	0,003	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000
56	0	0,000	0,006	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
58	0	0,000	0,004	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
60	0	0,000	0,002	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

ETUDE HYDROLOGIQUE

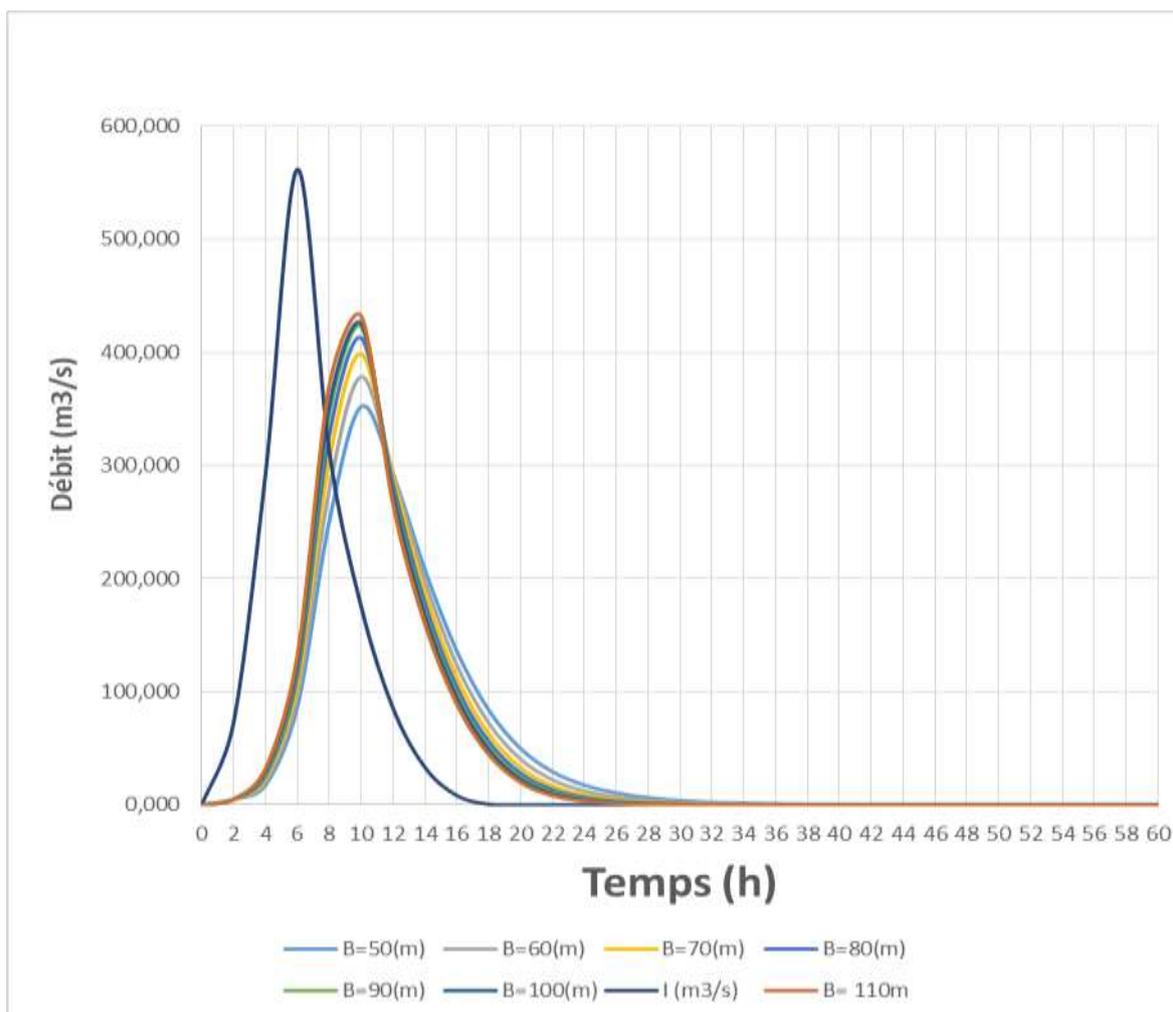


Figure III. 20: Hydrogramme de crue pour les différentes largeurs

Tableau III. 48: Récapitulatif des résultats de calcul du laminage

Débit max entrant I (m ³ /s)	Débit max sortant O (m ³ /s)	Largeur du déversoir B (m)	Hauteur déversante H _a (m)	NPHE (m)	Volume Forcé m ³
561,86	352	50	2,19	113,69	1,007469
561,86	378	60	2,03	113,53	0,879202
561,86	398	70	1,90	113,40	0,781896
561,86	412	80	1,78	113,28	0,706705
561,86	422	90	1,67	113,17	0,644783
561,86	425	100	1,57	113,07	0,591707
561,86	432	110	1,48	112,98	0,547477

III.6 CALCUL D'OPTIMISATION

L'étude d'optimisation a pour but 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.6.1 Revanche

C'est la tranche au-dessus de la côte des plus hautes eaux, elle est déterminée en fonction de la hauteur des vagues H_v , la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue. La revanche est calculée comme suit :

III.6.1.1 Calcul de la revanche

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formules de Setverson Gaillard :

$$\text{(Formule de Gaillard) } R = 0,75H_V + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots\text{(III.80)}$$

$$\text{(Formule de Stevenson) } H_V = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt[4]{F} \dots\dots\dots\text{(III.81)}$$

$$V = 1,5 + 2H_V \dots\dots\dots\text{(III.82)}$$

Avec :

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

Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la

F : direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieure à 18 km.

[$F = 6$ km].

$$H_V = 1,17 \text{ m}$$

$$V = 3,85 \text{ m/s}$$

Donc **$R = 1,63 \text{ m}$**

b) Formule de Mallet Pacquant :

$$R = H_V + \frac{V^2}{2g} + S \dots\dots\dots\text{(III.83)}$$

$$H_V = 0.5 + 0.33\sqrt{F} \dots\dots\dots\text{(III.84)}$$

$$V = 1.5 + \frac{2}{3}H_V \dots\dots\dots\text{(III.85)}$$

S : marge de sécurité, on la prend égale à 0.5 m

AN:

$$H_V = 1.31 \text{ m}$$

$$V = 2.37 \text{ m/s}$$

ETUDE HYDROLOGIQUE

$$S = 0.5 \text{ m}$$

Donc on obtient **R = 2,1 m**

c) Formule simplifiée :

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \dots\dots\dots(III.86)$$

AN :

$$\mathbf{R = 1,73 \text{ m}}$$

- La moyenne = 1,82 m
- On prend une valeur de revanche R égale à **2 m**.

III.6.2 CALCUL DU TASSEMENT

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

$$T = 0.015 H_b \dots\dots\dots(III.87)$$

$$T = 0.001 H_b^{3/2} \dots\dots\dots(III.88)$$

T : Tassement de la crête du barrage.

H_b : Hauteur du barrage.

Les tassements sont estimés à 0,45 m.

III.6.3 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 :

Knappen :

$$B = 1.65h_b^{0.5} \dots\dots\dots(III.89)$$

Preece :

$$B = 1.1h_b^{0.5} + 1 \dots\dots\dots(III.90)$$

Simplifiée :

$$B = 3.6h_b^{1/3} - 3 \dots\dots\dots(III.91)$$

Pratique :

$$b = 5/3\sqrt{H_b} \dots\dots\dots(III.92)$$

ETUDE HYDROLOGIQUE

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

$$H_b = C_{NNR} - C_{fond} + H_{dév} + R + T \dots \dots \dots (III.93)$$

Tableau III. 49: Variation de la hauteur du barrage

B (m)	H (m)	R (m)	T (m)	Cote de la crête (m)	Hb (m)
50	2,19	2	0,45	116,14	20,14
60	2,03	2	0,45	115,98	19,98
70	1,9	2	0,45	115,85	19,85
80	1,78	2	0,45	115,73	19,73
90	1,67	2	0,45	115,62	19,62
100	1,57	2	0,45	115,52	19,52
110	1,48	2	0,45	115,43	19,43

Tableau III. 50: Résultats des largeurs en crête obtenues par les formules précédentes

Formules utilisées	B = 50 (m)	B = 60 (m)	B = 70(m)	B = 80 (m)	B = 90 (m)	B = 100 (m)	B = 110 (m)
T. KNAPPEN	7,40	7,38	7,35	7,33	7,31	7,29	7,27
E.F. PREECE	5,94	5,92	5,90	5,89	5,87	5,86	5,85
SIMPLIFIEE	6,79	6,77	6,75	6,73	6,71	6,69	6,68
Pratique	7,48	7,45	7,43	7,40	7,38	7,36	7,35

On opte pour une largeur en crête de 7 m.

III.6.4 Calcul des coûts

III.6.4.1 Estimation du coût de la digue

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on calcul les volumes de la digue correspondantes aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules suivantes :

$$V_b = \sum V_i \dots \dots \dots (III.94)$$

ETUDE HYDROLOGIQUE

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} L \dots \dots \dots (III.95)$$

Avec :

V_i : Volume du barrage à la côte i

L_i : Distance entre deux coupes voisines

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i

$$S_i = \frac{B_i + b_{cr}}{2} H_i \dots \dots \dots (III.96)$$

B_i : Largeur de base donnée par :

$$B_i = (m_1 + m_2) H_i + b_{cr} \dots \dots \dots (III.97)$$

m_1, m_2 : Les fruits de talus. $m_1 = 3$; $m_2 = 2 ; 5$

H_i : Hauteur de la tranche au point i

b_{cr} : Largeur en crête $b_{cr} = 7$ m

Tableau III. 51: Volume des terres pour une largeur déversante de 50 m.

Section	Cf (m)	Distance Li (m)	Hi (m)	Bi (m)	Si (m ²)	Vi (m ³)
0	115	0	1,5	15,25	16,6875	
1	104	57,641921	12,5	75,75	517,1875	15386,79
2	96	14,41048	20,5	119,75	1299,1875	13087,418
3	96,5	11,790393	20	117	1240	14969,009
4	100	5,2401747	16,5	97,75	864,1875	5513,155
5	104	77,292576	12,5	75,75	517,1875	53385,016
6	107	70,742358	9,5	59,25	314,6875	29424,4
7	115	58,951965	1,5	15,25	16,6875	9767,6037
						141533,39

Tableau III. 52: Coût de la digue pour différentes largeurs déversantes

Largeur déversante B (m)	Volume Vi (m ³)	Coût (DA)
50	141533,39	141533390
60	131904,00	131903998
70	128166,23	128166228
80	124493,59	124493592
90	122681,70	122681700
100	120886,09	120886092
110	119106,77	119106768

ETUDE HYDROLOGIQUE

Le prix du mètre cube est estimé à 1000 DA

III.6.4.2 Coût de l'évacuateur de crues

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.

III.6.4.3 Coût du déversoir

Tableau III. 53: Coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes *

Largeur (m)	V _{déversoir} (m ³)	Coût (DA)
50	450	15750000
60	540	18900000
70	630	22050000
80	720	25200000
90	810	28350000
100	900	31500000
110	990	34650000

Le prix du mètre cube est estimé à 35000 DA

III.6.4.4 Estimation du coût du convergent

$$L = 2,5 (l_1 - l_2) \dots \dots \dots (III.98)$$

l_1 : largeur du deversoir

l_2 : Largeur du coursier =12 m

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale à 0.5 m.

Tableau III. 54: Coût du convergent pour les différentes largeurs déversantes

Largeur (m)	V _{convergent} (m ³)	Coût (DA)
50	1472,5	51537500
60	2160	75600000
70	2972,5	104037500
80	3910	136850000
90	4972,5	174037500
100	6160	215600000
110	7472,5	261537500

ETUDE HYDROLOGIQUE

III.6.4.5 Estimation du coût total

Tableau III. 55: Le coût total est donné par l'addition des coûts de la digue, du déversoir et du convergent

Largeur (m)	Coût de la digue en (DA)	Coût de l'évacuateur de crue en (DA)	Coût total en (DA)
50	141533390	67287500	208820890
60	131903998	108000000	239903998
70	128166228	144100000	272266228
80	124493592	185200000	309693592
90	122681700	231300000	353981700
100	120886092	282400000	403286092
110	119106768	338500000	457606768

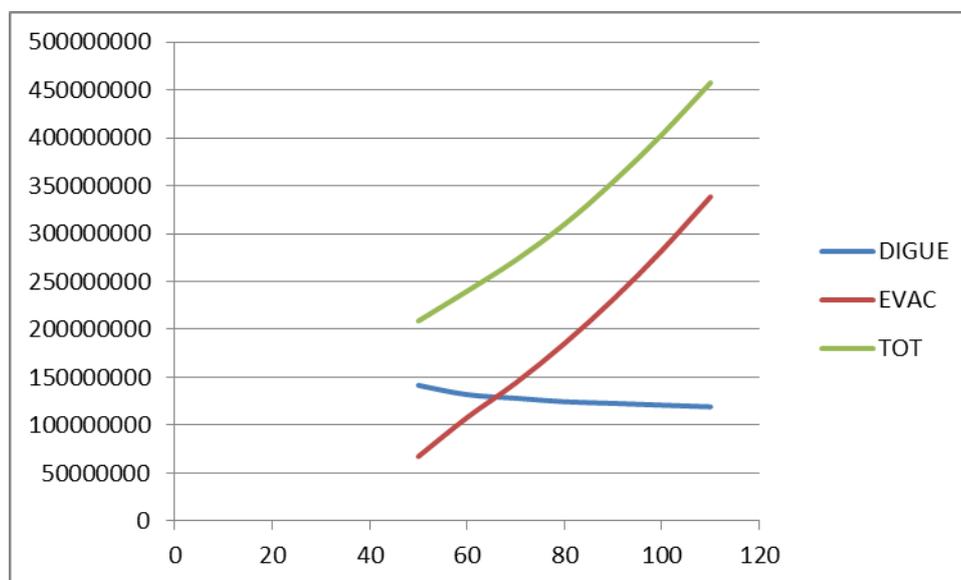


Figure III.26 Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur du déversoir.

On prend la largeur de deversoir $b = 60$ m

ETUDE HYDROLOGIQUE

CONCLUSION

L'étude hydrologique nous permet d'éviter les problèmes qui menacent les barrages. Ces problèmes sont traduits par les crues et le transport solide qui déstabilisent toute la structure et la sécurité de l'ouvrage.

A la fin de ce chapitre on a pu déterminer les caractéristiques du bassin versant. Le chapitre qui suit va mener sur l'étude des variantes de la digue.

Tableau III. 56: Tableau récapitulatif de l'étude de régularisation et du laminage.

Désignation	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	0,5745
Volume utile	Mm ³	0,947
Volume au NNR	Mm ³	1,5214
Côte du fond	m NGA	96
Côte NVM	m NGA	108
Côte NNR	m NGA	111,5
Largeur du déversoir	m	60

CHAPITRE IV

CHAPITRE IV :

ETUDE DES VARIANTES DIGUES

INTRODUCTION

Des matériaux de construction de caractéristiques très diverses peuvent être envisagés pour la constitution des petits barrages en terre, 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 de sol de fondation et de la forme de la vallée, des problèmes de transport d'approvisionnement, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de cette étude, en effet c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponible au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes et en écarter d'autre.

IV.1 LE CHOIX DU SITE DU PETIT BARRAGE

Le choix du site de l'ouvrage est conditionné par plusieurs critères, donc on doit tenir compte de :

- La convenance technico-économique de sa situation et ses alentours, les secteurs d'irrigation ou d'approvisionnement à la population et les possibles difficultés du transfert de l'eau depuis l'emplacement choisi jusqu'au point de distribution d'eau.
- L'emplacement du barrage où la relation entre le volume utile et le secteur occupé par celui-ci doit être au maximum; sans oublier que le secteur doit être vaste pour satisfaire la régularisation du barrage.
- Aspects économiques tels que : affectations de terrains, d'habitations et d'infrastructures par les inondations.
- Possibilité de voies d'accès au lieu, fourniture d'énergie électrique, approvisionnement d'eau potable, entre autres aspects d'intérêt.

IV.2 LE CHOIX DU TYPE DE PETIT BARRAGE

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

❖ La topographie du site:

La topographie consiste en premier lieu à vérifier si l'axe choisi permet le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant. En second lieu vérifier la possibilité d'implantation du barrage et de ces ouvrages annexes.

ETUDE DES VARIANTES DIGUES

❖ La morphologie de la vallée :

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et de type de petit barrage à implanter. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée. Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai, un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations le permettent.

❖ Les conditions géologiques et géotechniques :

La nature, la résistance, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées dans le bassin versant, constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site et du type de petit barrage à implanter.

-Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.

-Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.

-Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

❖ Les matériaux de construction :

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site ainsi que du type de barrage. Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

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

IV.3 LES VARIANTES A CHOISIR

Pour le cas de notre étude les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux. On a trois variantes a adoptées au choix :

a- Un petit barrage en terre homogène :

C'est un petit barrage constitué d'un seul matériau qui garantit l'imperméabilité, accompagnée de dispositifs de drainage contre la filtration. Le remblai est constitué de matériaux du type argile, argile sablonneuse, limons, sable limoneux, sable, etc. Il peut y avoir d'autres matériaux qui ne contribuent pas dans la stabilité du barrage (enrochement et protection du talus et de la crête).

ETUDE DES VARIANTES DIGUES

b- Un petit barrage zoné :

C'est un barrage composé de deux matériaux, l'un imperméable et l'autre résistant, séparés par des couches de transition. Ce dernier peut être classé en terre avec enrochement, en terre avec écran, en terre avec noyau ou zoné, etc.

Ce noyau interne a l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuites.

c- Un petit barrage en terre à masque

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles manque de matériaux convenables, difficulté de mise en œuvre,.....Dans ce cas la solution c'est le barrage à masque amont. La résistance mécanique est apportée par un remblai homogène à granulométrie élevée (enrochement en général) alors qu'un organe mince tel que une géo-membrane ou un masque en béton armé ou bitumineux est placé plus couramment sur sa face amont pour assurer l'étanchéité.

IV.4 DEFINITION DE PROFIL GENERAL DE LA RETENUE

IV.4.1 Hauteur de barrage

IV.4.1.1 La revanche

a) Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche.

Formules de Setverson Gaillard :

$$\text{(Formule de Gaillard) } R = 0,75H_V + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots\text{(IV.1)}$$

$$\text{(Formule de Stevenson) } H_V = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt[4]{F} \dots\dots\dots\text{(IV.2)}$$

$$V = 1,5 + 2H_V \dots\dots\dots\text{(IV.3)}$$

Avec :

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

Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la

F : direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieure à 18 km.

[F = 6 km].

$$H_V = 1,17 \text{ m}$$

$$V = 3,85 \text{ m/s}$$

$$\text{Donc } R = 1,63 \text{ m}$$

b) Formule de Mallet Pacquant :

$$R = H_V + \frac{V^2}{2g} + S \dots\dots\dots\text{(IV.4)}$$

$$H_V = 0,5 + 0,33\sqrt{F} \dots\dots\dots\text{(IV.5)}$$

$$V = 1,5 + \frac{2}{3}H_V \dots\dots\dots\text{(IV.6)}$$

ETUDE DES VARIANTES DIGUES

S : marge de sécurité, on la prend égale à 0.5 m

AN:

$$H_v = 1.31 \text{ m}$$

$$V = 2.37 \text{ m/s}$$

$$S = 0.5 \text{ m}$$

Donc on obtient **R = 2,1 m**

c) Formule simplifiée :

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \dots\dots\dots (IV.7)$$

AN :

$$\mathbf{R = 1,73 \text{ m}}$$

- On prend une valeur de revanche R égale à **2 m**.

On a donc :

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

IV.4.1.2 Calcul du tassement du barrage

Plusieurs formules sont également utilisées pour le calcul du tassement.

$$T = 0.015 H_b \dots\dots\dots (IV.8)$$

$$T = 0.001 H_b^{3/2} \dots\dots\dots (IV.9)$$

T : Tassement de la crête du barrage.

H_b : Hauteur du barrage.

On a donc :

$$T = 0,45 \text{ m}$$

IV.4.2 La longueur en crête

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

$$\mathbf{L = 420 \text{ m}}$$

IV.4.3 La largeur en crête

La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

Knappen :

$$B = 1.65 h_b^{0.5} \dots\dots\dots (IV.10)$$

Preece :

$$B = 1.1 h_b^{0.5} + 1 \dots\dots\dots (IV.11)$$

Simplifiée :

$$B = 3.6 h_b^{1/3} - 3 \dots\dots\dots (IV.12)$$

ETUDE DES VARIANTES DIGUES

Pratique :

$$b = 5/3\sqrt{H_b} \dots \dots \dots (IV.13)$$

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

$$H_b = C_{NNR} - C_{fond} + H_{dév} + R + T$$

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

Tableau IV. 1: résultats de calculs des largeurs en crête par les différentes formules.

Formules utilisées	H = 20 (m)
T. KNAPPEN	7,38
E.F. PREECE	5,92
SIMPLIFIEE	6,77
Pratique	7,45

On prend : B=7m

IV.4.4 Pentés des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations, Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales.

Tableau IV. 2: Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2	2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	- A zones	3	3
H ≥ 20	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3

ETUDE DES VARIANTES DIGUES

Pour les calculs préliminaires, nous adoptant les valeurs suivantes ; valeurs que nous retiendrons si toutefois la stabilité est assurée.

- Talus amont 1 :3
- Talus aval 1:2,5

IV.4.5 Le volume du corps du barrage

$$V_b = \sum V_i \dots \dots \dots (IV.14)$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} L \dots \dots \dots (IV.15)$$

Avec

V_i Volume du barrage à la côte i
 L_i Distance entre deux coupes voisines
 S_i Section transversale correspondante à la coupe i
 $S_i = \frac{B_i + b_{cr}}{2} H_i \dots \dots \dots (IV.16)$

B_i Largeur de base donnée par :
 $B_i = (m_1 + m_2)H_i + b_{cr} \dots \dots \dots (IV.17)$

$m_1,$ Les fruits de talus. $m_1 = 3$; $m_2 = 2 ; 5$

m_2

H_i Hauteur de la tranche au point i

b_{cr} Largeur en crête $b_{cr} = 7$ m

IV.5.1.1 Dimensionnement du noyau

a- La hauteur du noyau

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \dots \dots \dots (IV.18)$$

Avec :

H_b Hauteur du barrage (m)

H_n Hauteur du noyau (m)

A.N : $H_n = 19$ m

b- La largeur en crête du noyau

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

$$L_{c,n} = \frac{H_b}{6} \dots \dots \dots (IV.19)$$

A.N: $L_{c,n} = 3,35$ m .

c- La largeur en base du noyau

$$B=2 \cdot m_1 \cdot H_n + L_{c,n} \dots \dots \dots (IV.20)$$

Avec: $m_1=0,5$

$$B=22,35 \text{ m}$$

IV-5.2 Etanchéité de la fondation

Pour les deux premières variantes une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de l'argile. Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue.

La clé d'étanchéité est constituée d'argiles compactées dans les deux variantes. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 4 m

La pente des talus de la clé d'étanchéité est $m = 1$.

Pour la 3ème variante l'étanchéité de la fondation est assurée par l'ancrage du masque amont jusqu'au substratum.

1 Dimensionnement du drain-tapis.

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots \dots \dots (IV.21)$$

A
vec

- L_d Longueur du drain tapis (m).
- L_b Longueur transversale du barrage (125 m)

A.N : $L_d = 42 \text{ m}$

IV.6.1.2 Dimensionnement du drain vertical

Le drain vertical est souvent placé au centre du barrage avec une largeur de rideau d'un mètre minimum. Les eaux interceptées par ce drain sont évacuées par un drain tapis filtrant, ou bien par un réseau de tuyaux parallèles drainant ainsi les fondations.

$$H_d = H_{NNR} + 0.2 \dots \dots \dots (IV.22)$$

A
vec

- H_d Hauteur du drain vertical (m).
- H_{NNR} Hauteur niveau normal de la retenue (m).

A.N : $H_d = 15,7 \text{ m}$.

On admet des épaisseurs de 1m pour le gravier et 0,2 m pour le sable.

ETUDE DES VARIANTES DIGUES

IV.6.1.3 Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme)

a- Hauteur

$$H_p = (0.15 \div 0.2)H_b \dots\dots\dots(IV.23)$$

A
vec
 H_p Hauteur du prisme de drainage (m).
 H_b Hauteur du barrage (m).

$$A.N : H_p = 0.2 \times 20$$

$$H_p = 4 \text{ m}$$

b- Fruit des talus

$$m_1 = (1 \div 2) ; m_2 = (1.5 \div 2.5).$$

On adopte des fruits de talus $m_1 = m_2 = 1,5$

c- Largeur au sommet

La largeur du prisme est donnée par la formule :

$$b_p = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4}\right) \times H_p \dots\dots\dots(IV.24)$$

A
vec
 H_p Hauteur du prisme de drainage (m).
 b_p Largeur du prisme (m).

On prend $b_p = \frac{1}{4} \times H_p$; ce qui donne : $b_p = 1 \text{ m}$.

IV.6.1 Les Filtres

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

Les critères de conceptions des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établies par BERTRAM (Université de Harvard), basé 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).

IV.6.1.1 Critères de conception

- **Condition d'entraînement des particules fines pour le phénomène de renard :**

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{85}(\text{sol})} \leq (4 \div 5) \dots\dots\dots(\text{IV.25})$$

- **Condition de perméabilité :**

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{15}(\text{sol})} \leq (4 \div 5) \dots\dots\dots(\text{IV.26})$$

- **Condition de parallélisme des courbes granulométriques :**

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{d_{50}(\text{sol})} < 25 \dots\dots\dots(\text{IV.27})$$

- **Condition d'uniformité du filtre :**

$$\frac{D_{60}(\text{filtre})}{d_{10}(\text{sol})} \leq 20 \dots\dots\dots(\text{IV.28})$$

On opte pour :

- Un drain vertical relié à un tapis drainant pour la première variante (barrage homogène).
- Un drain prisme pour la deuxième variante (barrage zoné).
- La troisième variante (barrage à masque amont), ne nécessite pas de drainage pour la digue car elle est totalement étanche mais des puits drainants sous le massif rocheux sont prévus pour dissiper les sous pressions de la fondation si nécessaire.

Pour ce qui est des filtres, les épaisseurs minimales recommandées sont :

- Couches horizontales de sable : 0,15 m.
- Couche horizontales de graviers : 0,30m.
- Couches verticales ou inclinées : 0,50m.

IV.4.6 Variantes de la digue

- **1ère variante:** barrage en terre homogène avec un drain tapis.
- **2ème variante:** barrage à zones.
- **3ème variante:** barrage en enrochement avec un masque amont en béton

IV.4.7 Evaluation du prix total des différents matériaux:

a- Barrage homogène :

Pour un barrage homogène en d'une hauteur de 20m en prend les pentes des talus:
 $m_1=3$; $m_2=2,5$.

ETUDE DES VARIANTES DIGUES

Tableau IV. 3: coût de la digue en terre homogène (1ère variante).

Matériaux	Quantité (m ³)	Prix Unitaire (DA)	Coût (DA)
Recharge (argile)	131904,00	800	105 523 198,69
Gravier total	12 450,00	1200	14 940 000,00
Sable total	2340	1200	2 808 000,00
		TOTAL	123 271 198,69

b- Barrage zoné :

Pour un barrage a zones d'une hauteur de 20 m on prend les pentes des talus amont et aval: $m_1=m_2=3$.

Tableau IV. 4: coût de la digue (2ème variante).

Matériaux	Quantité (m ³)	Prix Unitaire (DA)	Coût (DA)
Argile (Noyau)	27 950,03	800	22 360 024,98
Recharges	114 003,84	1400	159 605 382,05
Gravier total	12 450,00	1200	14 940 000,00
Sable total	2340	1200	2 808 000,00
			199 713 407,03

c- Barrage en enrochement

Pour la variante du barrage en enrochements, Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 5: Coût de la digue (3ème variante).

Matériaux	Quantité (m ³)	Prix Unitaire (DA)	Coût (DA)
V.Recharge	131904,00	1400	184 665 597,71
V.Béton	3600	20000	72 000 000,00
			256 665 597,71

CONCLUSION

L'évaluation des volumes des travaux a révélé que la variante de la digue homogène est plus appropriée que les deux autres variantes. Du point de vue technique, les trois variantes sont faisables, du point de vue économique les deux variantes sont également faisables. Toute fois si on doit choisir entre les deux variantes étudiées la première s'impose pour la raison de facilité de construction et disponibilité des matériaux de construction (principalement l'argile) de quantité et de qualité, sur le gîte d'emprise qui est situé à la cuvette.

CHAPITRE V

CHAPITRE V : CONCEPTION DE LA DIGUE

Introduction

La digue de la retenue collinaire sur Oued-El-Maleh est une digue dite homogène et sera construite uniquement avec des argiles marneuses.

La composition constructive sera comme suit:

- Filtre horizontal (tapis drainant) avec un prisme aval.
- Des 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 116,00 m N.G.A

La signification des principaux termes utilisée dans la conception et dans la construction de ces structures hydrauliques est comme suit :

a- Crête:

Facilite la circulation sur le barrage une fois terminée, elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage.

b- Clé d'ancrage:

Elle permet de couper ou de diminuer le flux d'eau à travers la fondation et d'allonger le chemin de filtration.

c- Bermes:

Elles permettent la réalisation et la réparation des revêtements de talus. En outre, elles donnent la stabilité aux digues et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur les surfaces du talus aval, en contribuant à éviter l'érosion. Ils servent aussi d'appui aux revêtements des talus en amont.

d- Revêtements:

Ils protègent les talus contre l'action des vagues (en amont) et de la pluie (en aval).

e- Filtres et drainages:

Il s'agit de dispositifs qui contrôlent et évacuent les eaux infiltrées à l'intérieur des barrages.

f- Recharge:

Le massif en amont ou en aval que donne, en général, la stabilité au barrage.

V.1 DEFINITION DE PROFIL GENERAL DE LA RETENUE

V.1.1 Hauteur de barrage

V.1.1.1 Calcul de la revanche

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche, on a parmi :

a- Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0.75 * H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(V.1)$$

Avec :

$$H = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(V.2)$$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18kilomètre [F = 6, km].

A.N :

$$H = 0.75 + 0.34\sqrt{0.3} - 0.26\sqrt[4]{0.3} = 1,17 \text{ m}$$

D'où on obtient :

$$V = 1.5 + 2H = 1.5 + 2 \times 0.74 = 3,85 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.75 * 0.74 + \frac{2.98^2}{2 \times 9.81}$$

➤ R= 1.63 m

b- Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = H_V + \frac{V^2}{2g} + S \dots\dots\dots(V.3)$$

$$H_V = 0.5 + 0.33\sqrt{F} \dots\dots\dots(V.4)$$

$$V = 1.5 + \frac{2}{3}H_V \dots\dots\dots(V.5)$$

S : marge de sécurité, on la prend égale à 0.5 m

AN:

$$H_V = 1.31 \text{ m}$$

$$V = 2.37 \text{ m/s}$$

$$S = 0.5 \text{ m}$$

Donc on obtient **R = 2,1 m.**

a) Formule simplifiée :

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \dots\dots\dots(V.6)$$

AN :

R = 1,73 m

- On prend une valeur de revanche R égale à **2 m**.
On a donc :

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

V.1.1.2 Calcul du tassement du barrage

Le tassement peut être calculé par plusieurs formules :

$$T = 0.015H_b \dots\dots\dots(V.7)$$

$$T = 0.001H_b^{3/2} \dots\dots\dots(V.8)$$

Avec :

T : Tassement de la crête du barrage

H_b : Hauteur du barrage

- Les tassements sont estimés à 0,45 m.

Alors la hauteur de barrage sera calculée par la formule suivante :

$$H_b = C_{NNR} - C_{fond} + H_{dév} + R + T \dots\dots\dots(V.9)$$

On trouve :

- **H_b = 20 m**

V.1.2 La largeur en crête

Pour les digues dont les hauteurs sont inférieures à 10 m, la largeur de la crête ne doit pas être inférieure à 3m. Pour les digues de hauteur supérieure à 10m, la largeur de la crête sera égale à 1/ 3 de la hauteur de la digue, mais en général il est recommandable que la largeur soit de 4 à 7m.

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

1. Formule de KNAPPEN T :

$$b_{cr} = 1.65\sqrt{H_b} \dots\dots\dots(V.10)$$

2. Formule de E-F-PREECE :

$$b_{cr} = (1.1\sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots(V.11)$$

CONCEPTION DE LA DIGUE

3. Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3.60 \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots \dots \dots (V.12)$$

4. Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots \dots \dots (V.13)$$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage [m]

Tableau V. 1: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur en crête.

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	7,38
EF PREECE	5,92
PRATIQUE	6,77
SIMPLIFIEE	7,45

On opte pour une largeur de crête égale à 7m.

➤ $b_{cr} = 7 \text{ m}$

V.1.3 La longueur en crête

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à 420m.

➤ $L = 420 \text{ m}$

V.1.4 Les bermes

a- Talus amont

Une berme est projetée au niveau du parement amont, afin de permettre l'effectuation des contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, donc nous aurons une berme d'une largeur de 4m à la cote 106 m NGA.

b- Talus aval :

Les bermes au talus aval sert à l'évacuation des eaux de ruissellement, il y a une berme sur le talus aval, une berme est disposée à la cote 106 m NGA avec une largeur de 4m.

V.2 PROTECTION DE LA CRETE

La crête du barrage en tant qu'élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable. Elle peut servir pour les passages de service. La crête est renforcée par un revêtement constitué de mélange gros graviers bitumineux.

V.3 PROTECTION DES TALUS

Les talus de la digue doivent nécessairement être protégés contre toute action pouvant contribuer à leur altération.

Les talus de la digue sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

a- Le talus aval :

Une couche de gravillons est proposée avec une épaisseur de 0,3 m.

b- Le talus amont :

L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'à une profondeur minimale, Pour cela, on utilise communément un enrochement sur la couche de filtre dont l'épaisseur peut être calculée par les méthodes suivantes :

1. Première méthode :

Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, on utilise plusieurs méthodes, parmi ces méthodes on a la méthode de « T. V.A. » (Tennessee-Valley- Authority).

$$e = CV^2 \dots\dots\dots(V.14)$$

Avec :

V : vitesse de propagation des vagues (V= 3,85 m/s) (étude d'optimisation).

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique des matériaux d'enrochement.

La valeur de «C » est donnée par le Tableau V.2

Tableau V. 2: Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.

Pente du talus	Valeur de C		
	$\gamma P = 2,5$	$\gamma P = 2,65$	$\gamma P = 2,80$
1/ 4	0,027	0,024	0,022
1/ 3	0,028	0,025	0,023
1/ 2	0,030	0,028	0,026
1/ 1.5	0,036	0,028	0,030
1/ 1	0,047	0,041	0,038

Par interpolation linéaire : C =0.025

CONCEPTION DE LA DIGUE

➤ $e = 0.37 \text{ m}$

2. Deuxième méthode :

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

Tableau V. 3: Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur de la vague (m)	Épaisseur de la couche (m)	D ₅₀ minimal (m)
0,0 ÷ 0,30	0,30	0,20
0,30 ÷ 0,60	0,40	0,25
0,60 ÷ 1,20	0,45	0,30
1,20 ÷ 1,80	0,55	0,40
1,80 ÷ 2,40	0,70	0,45
2,40 ÷ 3,00	0,80	0,55

Pour notre cas, on a :

$$0.6 < H_v = 1.17 < 1.2\text{m}$$

➤ $e = 0.45\text{m}$

➤ $D_{\min} = 0.3\text{m}$

En analysant les résultats obtenus, on adopte pour la suite du dimensionnement de la digue une épaisseur de couche $e = 0,45\text{m}$ et un diamètre moyen de $0,3 \text{ m}$.

Donc une protection du talus amont d'une épaisseur de $0,5 \text{ m}$ d'enrochement avec $0,5 \text{ m}$ de filtre (lit de gravier et sable).

On a opté pour une couche de 30 cm d'enrochement sur le talus aval au lieu de l'herbe pour plus de sécurité.

V.5 DRAINAGE

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

Les conditions des drainages sont les suivantes:

- Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.
- Ne pas permettre l'effet de renard, donc on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes.
- On doit contrôler son fonctionnement.

V.5.1 Prisme de drainage

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage, Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation, Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued, Sa hauteur minimale est fonction du niveau d'eau dans le talus en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur, On peut calculer sa hauteur selon $0,2 H$, où H est la hauteur du barrage.

V.5.1.1 Dimensionnement du prisme aval

- **Fruits des talus :**

$$m_1 = (1 \div 1,75) \text{ on prend } m_1 = 1,5$$

$$m_2 = (1,5 \div 2, 5) \text{ on prend } m_2 = 2$$

- **La hauteur du drain :**

$$h_{dr} = (0.15 \div 0.2)H_{br} \dots \dots \dots (V.14)$$

Avec :

H_{br} : Hauteur du barrage.

A.N :

$$h_{dr} = 0.2 \times 20 = 4\text{m}$$

- **La largeur en sommet :**

Elle est donnée par :

$$b_{dr} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4}\right)h_{dr} \dots \dots \dots (V.15)$$

AN :

$$b_{dr} = \frac{1}{4} \times 4 = 1 \text{ m}$$

- **La largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par :

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2)h_{dr} \dots \dots \dots (V.16)$$

AN :

$$B = 1 + (1.5 + 2) \times 4$$

V.5.2 Tapis de drainage

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de barrage. Son inconvénient c'est qu'il existe une possibilité d'obstruction qui peut s'avérer très dangereuse. La sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur. Dans le dessin, on doit utiliser un facteur de sécurité plus élevé. Pour son dimensionnement on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0.80$ m; par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre. La longueur est déterminée par la formule :

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

Avec :

- L_d : Longueur du drain tapis (m).
- L_b : Longueur transversale du barrage (125 m)

A.N : $L_d = 42$ m

IV.6.1.2 Dimensionnement du drain vertical

Le drain vertical est souvent placé au centre du barrage avec une largeur de rideau d'un mètre minimum. Les eaux interceptées par ce drain sont évacuées par un drain tapis filtrant, ou bien par un réseau de tuyaux parallèles drainant ainsi les fondations.

$$H_d = H_{NNR} + 0.2 \dots \dots \dots (V.18)$$

- A
- vec
- H_d : Hauteur du drain vertical (m).
- H_{NNR} : Hauteur niveau normal de la retenue (m).

A.N : $H_d = 15,7$ m.

On admet des épaisseurs de 1m pour le gravier et 0,2 m pour le sable.

a- Classification de l'ouvrage

La classification prend en considération la hauteur de l'ouvrage, sa fondation et les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. En pour connaître la classe de notre barrage nous avons le tableau suivant :

CONCEPTION DE LA DIGUE

Tableau V. 4: Classe du barrage en terre en fonction du type de fondation.

Type de sols de fondation	Classe du Barrage			
	I	II	III	IV
	Hauteur du Barrage (m)			
Sols rocheux	>100	70 - 100	25 - 70	< 25
Sablonneux, pierreux, argileux non plastique	75	35 - 75	25 - 35	< 15
Terrain argileux plastique	>50	25 – 50	15 – 25	< 15

D'après le tableau notre barrage appartient à la classe **III**.

V.6 CALCUL D'INFILTRATION

V.6.1 Objectif de calcul d'infiltration

L'objectif de cette partie est de déterminer :

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

V.6.2 Hypothèses de calcul de la ligne de saturation

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

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

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

$$Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0 \Rightarrow Y = \sqrt{Y_0^2 + 2XY_0} \dots \dots \dots (V.19)$$

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots \dots \dots (V.20)$$

Avec :

- D : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b.
 - B : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont b = 50,5 m
 - H : La hauteur d'eau en amont : 15,5
- la ligne de saturation est rabattue pour passer dans le drain. (42 m)

CONCEPTION DE LA DIGUE

d= 47,65 m

On trouve $Y_0 = 2,46\text{m}$.

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

L'équation de la parabole s'écrit :

$$Y = \sqrt{6,05 + 4,92X} \dots\dots\dots(V.21)$$

Tableau V. 5: coordonnées de la parabole de Kozeny

X	Y
0	2.46
2	3,99
4	5,07
6	5,96
8	6,74
10	7,43
12	8,07
14	8,66
16	9,21
18	9,73
20	10,22
22	10,69
24	11,14
26	11,57
28	11,99
30	12,40
32	12,79
34	13,17
36	13,53
38	13,89
40	14,24
42	14,58
44	14,92
46	15,24
47,65	15,51

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 talus amont en B et tangente à la parabole.

En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point D sensiblement situé à une distance de a_0 :

$$a_0 = \frac{y_0}{2} = \frac{1}{2}(\sqrt{d^2 + H^2} - d) \dots\dots\dots(V.22)$$

$$a_0 = \frac{2,46}{2} = 1,23m$$

V.6.3 Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite)

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

$$q_n = K \cdot I \cdot A \dots\dots\dots(V.23)$$

Avec :

- q_n : débit d'infiltration ($m^3/s/ml$) ;
- I : gradient hydraulique ;
- K : Coefficient de perméabilité ;
- A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par :

$$I = \frac{dy}{dx} \text{ et } A = y \cdot I \dots\dots\dots(V.24)$$

Donc :

$$q_n = Ky \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots(V.25)$$

Avec :

$$y \frac{dy}{dx} = y_0 \dots\dots\dots(V.26)$$

D'où on obtient :

$$q_n = Ky_0 (m^3/s/ml) \dots\dots\dots(V.27)$$

Sachant que : $K = 5,7 \times 10^{-10} m/s$.

Alors : $q = 14,022 \times 10^{-10} m^3/s/ml$.

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q \times L = 42,066 \times 10^{-8} m^3/s$$

Le débit de perte en une année sera :

$$Q_{an} = 42,066 \times 10^{-8} m^3/s$$

CONCEPTION DE LA DIGUE

Cette valeur (13,2 m³/an) de débit de fuite est sensiblement négligeable par rapport au volume d'eau stocké.

V.6.4 Vérification de la résistance à l'infiltration des sols du corps et de la fondation

a- Corps du barrage :

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

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

Avec :

l : largeur indiquée sur le schéma si dessous : l = 32,5 m ;

ΔH : Perte de charge a travers le barrage =h= 15.5

I : Gradient hydraulique admissible tiré du tableau ($I_{adm}=0,9$).

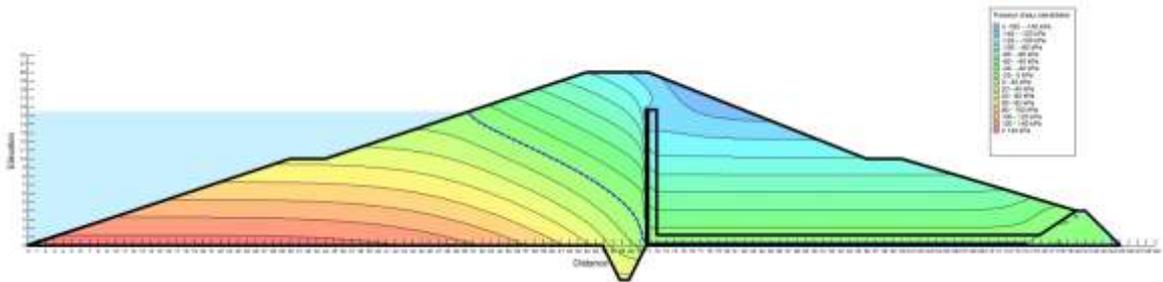


Figure V. 1 : Les Infiltration à Travers le Barrage

On trouve $I = 0,48 < 0,9$. Donc la condition est vérifiée, donc la résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

b- Fondation du barrage :

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

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

I_{cr} : Gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de fondation

CONCEPTION DE LA DIGUE

Tableau V. 6: Détermination du gradient d'infiltration admissible

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

K_s : Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage

Tableau V. 7: Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage

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

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

$$J_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \leq \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots(V.28)$$

Avec :

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

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

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

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

T_{ac} : profondeur de la zone active.

$T_{réel} = 7\text{m}$; $T_{ac} = 7,5\text{m}$; on voit bien que $T_{réel} \leq T_{ac}$ donc $T_c = T_{réel} = 7\text{m}$

L : Largeur du barrage à la base $L = 125 \text{ m}$

ΔH : La différence du niveau d'eau à l'amont et à l'aval ($\Delta H = 15,5\text{m}$)

Notre barrage appartient à la III^{ème} classe ce qui donne $K_s = 1,15$.

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

Pour cela on trouve:

$$J_f = \frac{15.5}{125 + 0.88 \times 7} \leq 0.118 < 0.78$$

CONCEPTION DE LA DIGUE

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

V.7 LA CLE D'ANCRAGE

La profondeur de la clé d'ancrage est exécutée jusqu'à 4 mètre.

On prend les talus $m_1 = m_2 = 0,5$

V.8 LES FILTRES

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 20 cm.
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur = 20 cm.
- L'enrochement d'épaisseur = 50 cm.

V.9 L'ETUDE DE STABILITE DES BARRAGE

La stabilité des barrages en terre est étudiée au moyen des méthodes utilisées plus généralement pour l'étude des pentes en mécanique des sols les plus courantes sont celles de Fellenius, Bishop, Spencer, Janbu, la méthode dite des coins, ou encore celle dite des perturbations en faveur en France. 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 de contraintes, résultant de la construction, d'une vidange rapide, ou bien de séismes.

Plusieurs configurations doivent être analysées :

V.9.1 Etat Normal De Service

Retenue pleine : 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.

V.9.2 Fin De Construction

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 ; cas souvent dimensionnant pour le talus aval.

CONCEPTION DE LA DIGUE

V.9.3 Fin De Vidange Rapide

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

Méthode de Spencer

Spencer (1967) a développé deux équations de facteur de sécurité; un avec respect de l'équilibre des moments et d'un autre en ce qui concerne l'équilibre des forces horizontales. Il a adopté une relation constante entre les forces de cisaillement et les forces normales, et par une procédure itérative altéré le cisaillement interstructif au rapport normal jusqu'à ce que les deux facteurs de sécurité soient les mêmes. Trouver le rapport de cisaillement normal qui rend les deux facteurs de sécurité égaux signifie que l'équilibre des moments et des forces est satisfait.

V.9.4 Coefficients De Stabilités Admissibles

Les coefficients de stabilités admissibles couramment admis en fonction de classe de barrage dans le tableau suivant :

Tableau V. 8: Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges Et des actions	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	I	II	III	V
Fondamentales	1.30 - 1.20	1.20 - 1.15	1.15 - 1.10	1.10 - 1.05
Singulières	1.10 - 1.05	1.10 - 1.05	1.05	1.05

Notre ouvrage est de classe III.

- **1,15** pour les conditions normales de service ;
- **1,10** pour la fin de construction et la vidange rapide ;
- **1,05** pour le séisme maximal probable.

V.9.5 Glissement des talus

Il existe plusieurs types de glissements, dans notre cas on se base sur la méthode Suédoise (méthode des tranches).

V.9.5.1 Glissement Circulaire Sur Un Talus

Le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres.

CONCEPTION DE LA DIGUE

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 barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} ».

(Méthode des tranches)

La méthode de Fellenius nomé la méthode des tranches c'est une méthode Grapho-Analytique consiste à déterminer le coefficient de sécurité du talus, cette méthode découpe la cercle de glissement a plusieurs tranche et étudier chaque tranche seul.

1. Tacer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. 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.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 \times H_b \dots\dots\dots(V.29)$$

$$R_2 = K_2 \times H_b \dots\dots\dots(V.30)$$

Avec :
 H_b : Hauteur totale du barrage (m)
 $(K_1 ; K_2)$: Sont déterminés d'après le tableau (V.1) en fonction de pentes de talus.

Tableau V. 9: Valeurs de K_1 , K_2 en fonction de pente de talus.

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

Le centre des rayons étant le point « B ».

Dans notre cas :

Tableau V. 10: Les valeurs de K_1 , K_2 et R_1 , R_2 qui corresponde a notre ouvrage.

Talus	Pente du talus	K ₁	K ₂	R ₁ (m)	R ₂ (m)
Aval	2.5	0,938	2,188	18,76	43,76
Amont	3	1	2,30	20	46

CONCEPTION DE LA DIGUE

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 un courbe rayon « R » et on indique le centre de glissement « o ».On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur de :

$$b = (10\%) \times R \dots\dots\dots(V.31)$$

Les épaisseurs min et max des tranches dans le coté Amont.

AN: $b_{min} = 2 \text{ m}$ et $b_{max} = 4,6\text{m}$

On opte pour une épaisseur de 3 m dans le coté amant.

Les épaisseurs min et max des tranches dans le coté Aval.

AN: $b_{min} = 1,9 \text{ m}$ et $b_{max} = 4,7\text{m}$

On opte pour une épaisseur de 3 m dans le coté aval.

V9.6 Utilisation du logiciel GEOSTUDIO dans le calcul de stabilité et de l'infiltration dans corps de la digue

La méthode d'équilibre limite est calculée à l'aide d'un logiciel nommé GéoStudio on utilise le sous-programme SLOPE/W des pentes basée sur la théorie d'équilibre limite qui consiste à respecter les deux règles de la stabilité statique, c'est-à-dire il faut satisfaire les conditions d'équilibres des moments et d'équilibre des forces, ce programme utilise une interface graphique sous le system d'exploitation Windows qui permet aux utilisateurs de générer rapidement un modèle de géométrie ainsi que les conditions du terrain.

Cette analyse consiste à calculer un facteur de sécurité en visualisant les résultats graphiques du volume instable correspondant.

Ces calculs sont toujours très longs, pour cela on utilise de logiciel SLOPE/W pour le calcul de stabilité.

V.9.6.1 Etude De Stabilité Des Talus La Méthode De Spencer

Le calcul de stabilité des pentes et déterminer à partir du calcul de la rupture selon l'approche du critère de Mohr-Coulomb qui suppose que le sol est rigide-plastique. Cette approche de base est définie ici par la prise en compte des paramètres tels la succion et le coefficient sismique.

CONCEPTION DE LA DIGUE

Les paramètres pris en calculs sont :

- Angle de frottement interne ;
- La cohésion du matériau ;
- La densité sèche du matériau ;
- La teneur en eau du matériau.

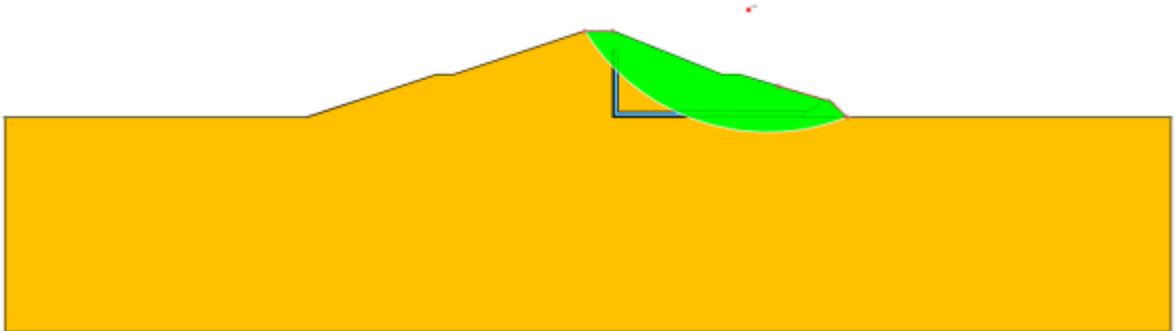


Figure V. 2: Cercle de glissement critique calculé par la méthode de Spencer « Fin de construction ».

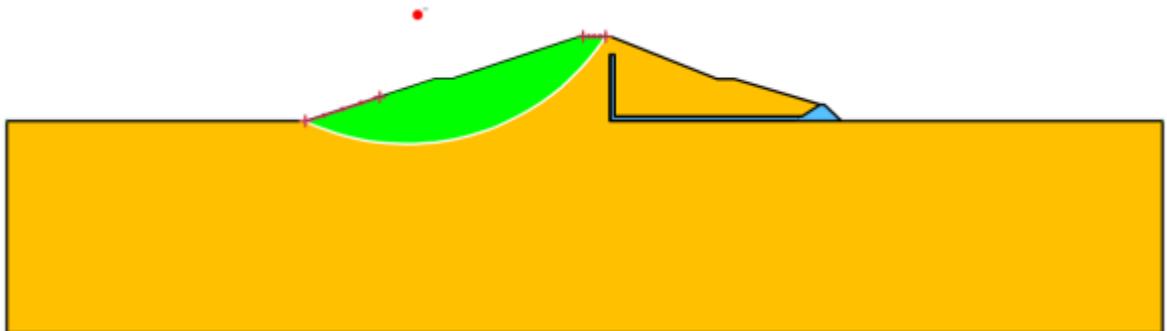


Figure V. 3: Cercle de glissement critique calculé par la méthode de Spencer « Etat de service ».

CONCEPTION DE LA DIGUE

Tableau V. 11: coefficient de sécurité pour les différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Sans séisme	Avec séisme
Fin de Construction	R= 49,944 m	2,791	2,079
	R= 49,065 m	2,814	2,1
	R= 48,196 m	2,849	2,129
Etat de Service	R= 54,478 m	2,247	2,11
	R= 53,792 m	2,869	2,13
	R= 53,109 m	2,899	2,156
Vidange Rapide	R= 51,52 m	2,937	2,176
	R= 52,429 m	2,954	2,187
	R= 54,47 m	2,847	2,11

V.9.7 Coefficient de sécurité pour les différentes zones d'empreintes par la méthode de Fellenius à la fin de construction (amont)

Sans séisme : $K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \dots\dots\dots(V.32)$

Avec séisme : $K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots(V.33)$

Pour fouille n°1 :

C= 30 kN/m²

$\phi = 15^\circ$

$$L = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot 69}{360}$$

L= 65 m

CONCEPTION DE LA DIGUE

Tableau V. 12: coefficient de sécurité la fin de construction (amont) avec et sans séisme

N	Hm	B	V	G	A	N	T
1	2,4	8	19,2	324,48	-15	313,423612	-83,9816038
2	6,8	8	54,4	919,36	-6	914,32365	-96,099288
3	9,2	8	73,6	1243,84	5	1239,10681	108,407799
4	9,6	8	76,8	1297,92	13	1264,65439	291,968472
5	9,2	8	73,6	1243,84	23	1144,96076	486,007007
6	8	8	64	1081,6	32	917,248821	573,160676
7	4,8	9,6	46,08	778,752	43	569,543158	531,107587
SOMME						6363,26121	1810,57065
						Kss	2,01871753
						Kas	1,90453058

CONCLUSION

D'après les résultats obtenus, on conclue que la stabilité du talus est assurée car, le coefficient de sécurité minimum est supérieur au coefficient admissible pour les différents rayons.

Les coefficients admissibles de stabilité sont :

$K_{adm} = (1.15 ; 1.1)$ cas sans séisme ; $K_{adm} = 1.05$ cas avec séisme.

CHAPITRE VI

CHAPITRE VI : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

INTRODUCTION

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

Les ouvrages annexes à prévoir pour ce petit barrage seront :

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

Le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat pour le bon fonctionnement de notre petit barrage, ainsi qu'il soit économique.

VI.1 ÉVACUATEUR DES CRUES

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

- La sûreté et la sécurité de fonctionnement ;
- les difficultés de réalisation ;
- les exigences typographiques du site ;
- les exigences géologiques du site ;
- la facilité d'entretien ;
- la facilité de modification ;
- le coût de l'ouvrage.

VI.1.2 Différents types des évacuateurs de crues

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

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

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

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

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

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

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- Le coût peut être élevé ;
- La difficulté de modification.

VI.1.3 Choix de la variante

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

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

Dans ce type de déversoir le déversement est effectué d'une façon coaxiale à l'axe de l'évacuateur. Ce dernier est composé des parties suivantes :

- Canal d'amenée;
- Déversoir ;
- Chenal ;
- Convergeant ;
- Coursier ;
- Élément de dissipation ;
- Un canal de restitution.

V.1.4 Dimensionnement hydraulique

VI.1.4.1 Canal d'amenée

Le canal d'amenée (canal d'approche) permet de guider l'écoulement de la crue vers le seuil déversant.

Le canal de rapprochement doit conduire l'eau jusqu'au déversoir dans des conditions tranquilles sans turbulence.

Les dimensions du canal (largeur et longueur) seront subordonnées à la longueur, au type, à l'emplacement du déversoir et aux caractéristiques du terrain.

Les vitesses doivent être suffisamment petites, pour que les pertes d'énergie et l'érosion soient minimales.

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_{ap} = \frac{Q}{(h+P) \times b} \dots\dots\dots(VI.1)$$

Avec :

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

- V_{ap} : Vitesse d'approche (m/s).
 Q : Débit évacué (m³/s) $Q = 378$ m³/s.
 B : largeur du déversoir (m) $b = 60$ m.
 P : Hauteur de pelle (m) $P = 1$ m.

A.N:

$$V_{ap} = \frac{378,33}{(2 + 1) \times 60}$$

$$V_{ap} = 2,1 \text{ m/s}$$

$V_{ap} \leq V_{adm}$ tel que V_{adm} est comprise entre 1,8 et 2,20 m/s, donc il n'y'a pas un risque de l'érosion.

VI.1.4.2 Déversoir

Le déversoir est à seuil profilé (Creager), il est le mieux adapté pour l'écoulement de sorte que la lame d'eau déversante épouse le profil du déversoir.

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation :

$$Y = \frac{X^{1,85}}{2 \times H^{0,85}} \dots \dots \dots (VI.2)$$

Avec :

H : Charge sur le déversoir en [m].

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau si dessous et le profil du déversoir est représenté si dessous.

Tableau VI. 1: Coordonnés de profil de Greager

coordonnées graphiques	
Y	x
0,00	0,00
0,01	0,20
0,05	0,40
0,11	0,60
0,18	0,80
0,28	1,00
0,39	1,20
0,52	1,40
0,66	1,60
0,82	1,80
1,00	2,00
1,19	2,20
1,40	2,40
1,62	2,60
1,86	2,80

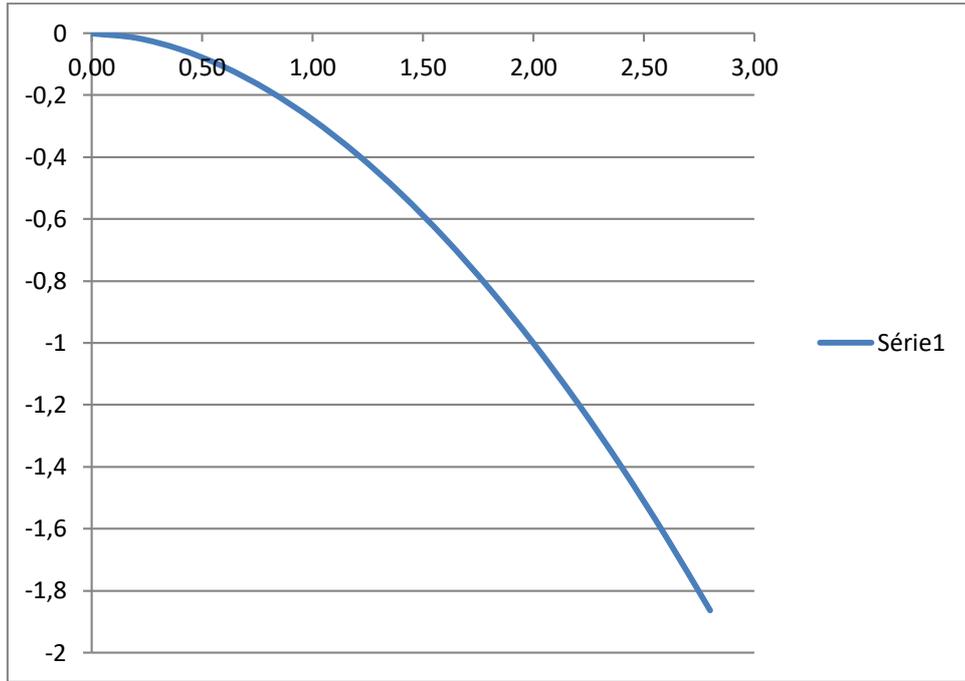


Figure VI. 1 : Profil Greager

VI.1.4.3 Chenal d'écoulement

La trace du chenal doit être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial.

La longueur du chenal est égale à 20 m.

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique "y_c" et la pente critique.

a. La profondeur critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots\dots\dots(VI.3)$$

Avec :

Q : débit de projet lamine (Q = 378 m³/s);

B : la largeur de déversoir.

A.N :

Y_c=1,593 m

b. La pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning :

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots(VI.4)$$

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, on a :

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

A.N :

$$I_{cr} = \left[\frac{378 \cdot (60 + (2 \times 1,593))^{2/3}}{71 \cdot (60 \cdot 1,593)^{5/3}} \right]^2 \cdot 100\% = 0,179 \%$$

➤ I_{cr} = 0,179% > 0.1%, donc la condition est vérifiée

VI.1.4.4 Le coursier

En général, le coursier commence par un convergeant amenant à la section de contrôle (section où atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente.

Elle est calculée par la formule suivante :

$$B = Q^{0,4} \dots\dots\dots(VI.6)$$

- Avec :
- Q : Débit évacué (m³/s) Q = 378 m³/s.
- B : Largeur du coursier (m).

A.N : B= 12 m.

1. Calcul du convergeant :

Le convergeant est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergeant est estimée par la formule suivante :

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

$$L = 2,5(I_1 - I_2) \dots\dots\dots(VI.7)$$

Avec :

I_1 : est la largeur au plafond du bief amont égale à 60m ;

I_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle égale à 12m

➤ La longueur du convergent est de **120 m**.

❖ **La profondeur critique :**

On fait le même calcul que celui du chenal d'écoulement.

Pour $b= 12$ m

$$h_{cr} = 4,66 \text{ m}$$

❖ **La pente critique :**

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer I_{cr} on associera donc la relation du régime uniforme,

$$Q = S_c \cdot C_c \cdot \sqrt{R_c I_{cr}} \dots\dots\dots(VI.8)$$

Avec celle du régime critique.

$$\frac{Q^2 \cdot b}{g S_c^3} = 1 \dots\dots\dots(VI.9)$$

L'élimination de Q entre les deux expressions pour une section rectangulaire ($S=h \cdot b$) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g h_c}{C_c^2 R_c} \dots\dots\dots(VI.10)$$

Avec :

I_{cr} : pente critique ;

S_c : section critique $S_c=b \cdot h_{cr}$;

R_c : rayon critique $R_c=S_c/P_c$

P_c : périmètre critique $P_c=2 \cdot h_{cr}+b$

C_c : coefficient de Chézy

n : coefficient de rugosité $n=0,014$ (revêtement en béton).

Ce qui donne :

$$S_c=55,9\text{m}^2 ; \quad P_c=21,32\text{m}; \quad R_c=2,62\text{m} ; \quad C_c=83,87.$$

La pente critique est :

$$I_{cr} = \frac{g h_c}{C_c^2 R_c}$$

➤ **I_{cr}=0,248%**

❖ **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).

$$Q = S \cdot C \sqrt{RI} \dots\dots\dots(VI.11)$$

Avec :

S : section du coursier $S=b \cdot h_n$;

I : pente du coursier $I=15\%$

C_n : coefficient de Chézy $C_n = R^{1/6} / n \dots\dots\dots(VI.12)$

R : rayon hydraulique $R = \frac{S}{P} = \frac{b \cdot h_n}{2 \cdot h_n + b} \dots\dots\dots(VI.13)$

En substituant De la même manière que pour le chenal d'écoulement, on aura:

$$Q = \frac{I_n^{0,5} \times (B \times h_n)^{\frac{5}{3}}}{n \times (2 \times h_n + B)^{\frac{2}{3}}} \dots\dots\dots(VI.14)$$

$$h_n = \left[\frac{Q \times n \times (2 \times h_n + B)^{\frac{2}{3}}}{I_n^{0,5} \times B^{\frac{5}{3}}} \right]^{\frac{3}{5}} \dots\dots\dots(VI.15)$$

On trouve :

➤ **h_n=3,512 m**

$$V_n = \frac{Q}{b h_n} \dots\dots\dots(VI.16)$$

➤ **V_n= 8,97 m/s**

❖ **Classification du mouvement et du régime d'écoulement :**

$I=15\%$; $h_n=3,512\text{ m}$; $I_{cr}= 0,3\%$; $h_{cr}=4,66\text{m}$.

En analysant ces résultats, on constate que $I > I_{cr}$ et $h_n < h_{cr}$ donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal est à forte pente.

❖ Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

La ligne d'eau est calculée par la méthode d'intégration indirecte. Cette dernière est une solution de l'équation du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre en considérant $\frac{dQ}{dx}=0$, est :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{(S_0 - S_f)}{(1 - F_r^2)} \dots\dots\dots(VI.17)$$

- Avec :
- S_0 : Pente du fond.
 - S_f : Pente de la ligne d'énergie.
 - F_r : Nombre de Froude.

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

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - \frac{n^2 \times Q^2}{A^2 \times R^{4/3}}}{1 - \frac{Q^2 \times B}{g \times A^3}} \dots\dots\dots(VI.18)$$

- Avec :
- G : Accélération de pesanteur (m/s²) g=9,81m/s².
 - S_0 : Pente du fond.
 - R : Rayon hydraulique (m).
 - Q : Débit évacué (m³/s) Q = 378 m³/s.
 - N : Coefficient de rugosité n=0,014

La méthode est appliquée en utilisant le logiciel MICROSOFT OFFICE Excel, les données qui ont servie au calcul de la ligne sont portées dans le tableau ci-dessous :

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

Tableau VI. 2 : Données de calcul de la ligne d'eau.

y	dy	A	R	$\frac{n^2 \times Q^2}{A^2 \times R^{4/3}}$	$\frac{Q^2 \times B}{g \times A^3}$	$\frac{S_0 - \frac{n^2 \times Q^2}{A^2 \times R^{4/3}}}{g \times A^3}$	$\frac{1 - \frac{Q^2 \times B}{g \times A^3}}{g \times A^3}$	$\frac{S_0 - \frac{n^2 \times Q^2}{A^2 \times R^{4/3}}}{1 - \frac{Q^2 \times B}{g \times A^3}}$	dx	x
4,66		55,92	2,622 9	0,0025	8,3294	0,1475	-7,3294	-0,0201		0,0000
4,6	0,06	55,2	2,603 8	0,0026	8,6596	0,1474	-7,6596	-0,0192	-3,1172	3,1172
4,5	0,1	54	2,571 4	0,0027	9,2498	0,1473	-8,2498	-0,0179	-5,6017	8,7188
4,4	0,1	52,8	2,538 5	0,0029	9,8949	0,1471	-8,8949	-0,0165	-6,0469	14,765 7
4,3	0,1	51,6	2,504 9	0,0031	10,601 5	0,1469	-9,6015	-0,0153	-6,5357	21,301 4
4,2	0,1	50,4	2,470 6	0,0033	11,376 9	0,1467	-10,376 9	-0,0141	-7,0736	28,375 0
4,1	0,1	49,2	2,435 6	0,0035	12,229 8	0,1465	-11,229 8	-0,0130	-7,6670	36,042 0
4	0,1	48	2,400 0	0,0038	13,170 2	0,1462	-12,170 2	-0,0120	-8,3233	44,365 3
3,9	0,1	46,8	2,363 6	0,0041	14,209 4	0,1459	-13,209 4	-0,0110	-9,0513	53,416 7
3,8	0,1	45,6	2,326 5	0,0044	15,361 0	0,1456	-14,361 0	-0,0101	-9,8612	63,277 9
3,7	0,1	44,4	2,288 7	0,0047	16,640 5	0,1453	-15,640 5	-0,0093	-10,765 0	74,042 9
3,6	0,1	43,2	2,250 0	0,0051	18,066 1	0,1449	-17,066 1	-0,0085	-11,777 0	85,819 9
3,51 2	0,08 8	42,14 4	2,215 3	0,0055	19,458 4	0,1445	-18,458 4	-0,0078	-11,238 0	97,057 9

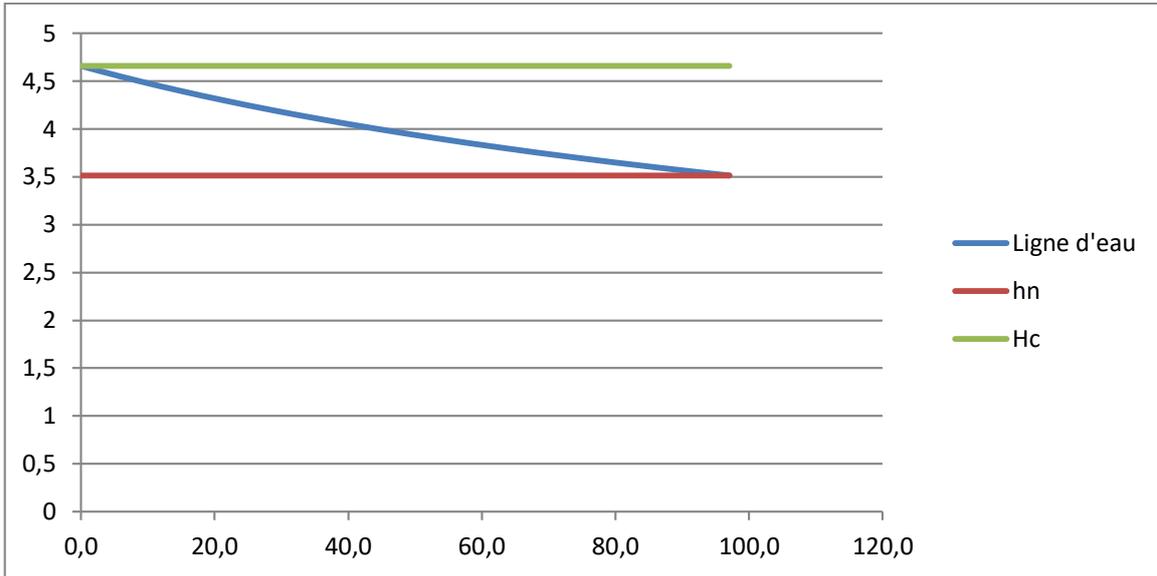


Figure VI. 2 : La ligne d'eau du coursier par la méthode d'intégration

La vitesse à la fin coursier est:

$$V = \frac{Q}{b.y} \dots\dots\dots(VI.19)$$

➤ $V = 8,97 \text{ m/s}$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gy}} \dots\dots\dots(VI.20)$$

➤ $F_r = 1,528$

VI.1.4.5 Canal de restitution

Le canal de restitution a pour but d'acheminer les eaux évacuées vers le l'oued.

selon les conditions topographiques, cette partie est constituée par un tronçon de 10 m de longueur environ, de forme trapézoïdale avec un fruit de talus de 1/1, a une pente du canal de $I_c=0,3 \%$ et il est en enrochement.

❖ **La hauteur critique :**

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante :

$$h_{cr} = K(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105\sigma_{cr}^2) \dots\dots\dots(VI.21)$$

Tel que :

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \dots\dots\dots(VI.22)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{K.m}{b} \dots\dots\dots(VI.23)$$

m : fruit des talus du canal de fuite $m=1$.

Ce qui donne : $K= 4,66$, $\sigma_{cr} =0,388$

➤ **$h_{cr}= 4,13$ m.**

❖ **La pente critique :**

Elle est donnée par la formule :

$$I_{cr} = \frac{gh_c}{C^2 R_c} \dots\dots\dots(VI.24)$$

Avec :

I_{cr} : pente critique ;

S_c : section critique $S_c=m. h_{cr}^2+b.h_{cr}$;

R_c : rayon critique $R_c=S_c/P_c$;

P_c : périmètre critique $P_{cr} = b + 2.h_{cr} \sqrt{1 + m^2}$

C_c : coefficient de Chezy $C_c = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité du sol $n=0,014$

Ce qui donne :

$S_c= 66,62$ m² ;

$P_c= 23,68$ m ;

$R_c=2,81$ m ;

$C_c=84,86$ m.

La pente critique est :

➤ **$I_{cr}= 0,2\%$**

❖ **Profondeur normale dans le canal :**

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S. C\sqrt{RI} \dots\dots\dots(VI.25)$$

Pour la hauteur normale on a :

$$S_c = m. h_n^2 + b. h_n \dots\dots\dots(VI.26)$$

$$P_n = b + 2. h_n \sqrt{1 + m^2} \dots\dots\dots(VI.27)$$

$$R = \frac{S_n}{P_n} \dots\dots\dots(VI.28)$$

$$C_n + \frac{R^{1/6}}{n} \dots\dots\dots(VI.29)$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$h_n = \left(\frac{n \cdot Q \times [b + 2 \times h_n \sqrt{1 + m^2}]^{2/3}}{I_n^{1/2} \times (b + m \times h_n)^{5/3}} \right)^{3/5} \dots\dots\dots(VI.30)$$

Le résultat du calcul par itération donne :

➤ **$h_n = 1,2 \text{ m}$**

❖ **Vitesse dans le canal :**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n} \dots\dots\dots(VI.31)$$

D'où :

➤ **$V = 23,86 \text{ m}$**

$V > V_{adm}$, tel que ($V_{adm} = 1,8 \div 2,2$).

Donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

VI.1.5 Hauteurs des murs bajoyers

A. Hauteur des murs à l'entrée du déversoir :

On a :

$$h_m = h_e + r \dots\dots\dots(VI.32)$$

Avec :

h_m : Hauteur des murs bajoyers en [m].

h_e : Lamme d'eau sur le déversoir [m].

r : Revanche de sécurité (m) donnée par $r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$

A.N:

$$V = \frac{378}{60 \times 2} = 3,15 \text{ m/s}$$

Donc: $r = 0,82$

➤ **$h_m = 2,03 + 0,82 = 2,85 \text{ m}$**

B. Hauteur des murs du chenal :

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête du retenue.

C. Le coursier :

Pour des raisons d'ordre économiques et compte tenu de la ligne d'eau présentée, on partage le coursier en deux tronçons dont les hauteurs des murs bajoyers différent.

❖ Hauteur au début du coursier :

$$H_m = h_e + r \dots \dots \dots (VI.33)$$

Avec :

hm : hauteur du mur bajoyer ;

he : hauteur d'eau $h_e = 4,66$ m ;

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0,61 + 0,14V^{1/3}$

V : la vitesse du niveau de la section de contrôle $V = 6,76$ m/s ;

Ce qui donne :

$$r = 0,87 \text{ m ;}$$

$$H_m = 5,53 \text{ m}$$

➤ Hauteur à la fin du coursier:

On procède de même manière que précédemment.

$H_e = 3,512$ m, on aura:

$$V = 8,97 \text{ m/s;}$$

$$r = 0,9;$$

$$H_m = 4,41 \text{ m}$$

D. Le bassin de dissipation :

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du canal de restitution

E. Le canal de restitution :

$H_e = 1,2$ m, On aura:

$$V = 23,86 \text{ m/s;}$$

$$r = 1;$$

$$H_m = 2,2 \text{ m}$$

VI.1.6 Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

VI.1.6.1 Vagues roulantes

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

$$\frac{b}{h} < (10 \div 12) \text{ et } Fr^2 < 40$$

Avec :

b : largeur du coursier,

$$Fr : \text{Nombre de Froude } Fr^2 = \frac{V^2}{g \cdot h}$$

h : profondeur d'eau minimale dans le coursier

$$\frac{b}{h} = 3,42$$

Et

$$Fr^2 = 2.33$$

Les conditions sont donc vérifiées.

VI.2 OUVRAGE DE VIDANGE

VI.2.1 Calcul du débit de vidange

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots(VI.34)$$

Avec :

V_u : Volume utile (m^3). 0,94 Mm³

T : Temps de vidange (10 jours).

Q_r : Débit entrant pendant la vidange (m^3/s). Pris égal au débit moyen annuel.

A.N :

$$\text{➤ } Q_{vf} = 1,1 \text{ m}^3/s.$$

VI.2.2 Calcul du diamètre de la conduite de vidange de fond

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu \times S \times \sqrt{2 \times g \times H} \dots\dots\dots(VI.35)$$

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \times \sqrt{2 \times g \times H}} \dots\dots\dots(VI.36)$$

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{S \times 4}{\pi}} \dots\dots\dots(VI.37)$$

Avec :

H : Charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval (m)
H=15,5 m.

Q_{vf} : Débit de vidange (m^3/s) $Q = 0,55 \text{ m}^3/s$.

G : Accélération de pesanteur (m/s^2) $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

μ : Coefficient de débit $\mu = 0,8$.

S : Section de la conduite (m^2).

D_{vf} : Diamètre de la conduite de vidange (m).

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

$$S = 0,079 \text{ m}^2.$$

$$D_{vf} = 0,317 \text{ m} = 317 \text{ mm}.$$

On prend un diamètre normalisé $D_{vf} = 400 \text{ mm}$.

Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_L}} \dots \dots \dots (VI.38)$$

Avec :

$\sum \xi_s$: somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + 2 \cdot \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille}$$

$$\xi_{va} = 0,5 ; \quad \xi_{ent} = 0,1 ; \quad \xi_{sor} = 1 ; \quad \xi_{grille} = 0,25.$$

Donc:

$$\blacktriangleright \sum \xi_s = 2,35$$

$\sum \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d}$$

Avec :

L: longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 120 m.

d: diamètre de la conduite de vidange 400 mm.

λ : Coefficient de perte de charge calculé par la formule de Strickler:

$$\lambda = \frac{125n^2}{d^{1/3}} \dots \dots \dots (VI.39)$$

Avec :

n: rugosité de la conduite en acier (n=0,013).

On trouve : $\lambda = 0.029 \Rightarrow \sum \xi_L = 8,6$.

Ce qui nous donne:

$$\blacktriangleright \mu = 0,29$$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à $d = 526 \text{ mm}$

On adopte la valeur de:

$$\blacktriangleright D_{vf} = 600 \text{ mm}.$$

La conduite étant en acier d'un diamètre de 600mm. Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes:

$$V_s = \frac{Q_{vf}}{S_{con}} \dots\dots\dots(VI.40)$$

Ce qui donne :

➤ **V_s=3,89 m/s**

Conclusion: Acier diametre 600 mm avec Une vanne de garde amont et une vanne aval.

VI.3 OUVRAGE DE PRISE D'EAU

D'après la RDD le volume maximum demandé est observé au mois de Juillet V_{max}= 273000 m³.

Le débit max est exprimé par la formule :

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} \dots\dots\dots(VI.41)$$

- A
vec
- V_{max} Volume maximum demandé (m³). 0,273 Mm³
- T Temps de vidange (10 heures par jour durant 31 jours).
- Q_{max} Débit maximum circulant dans la prise d'eau (m³/s).

A.N : **Q_{max}=0,245 m³/s.**

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \times \sqrt{2 \times g \times H}}$$

μ = 0,3 et H=3,5 m (H est la charge correspondante à la prise d'eau la plus basse).

La section de la prise d'eau sera égale à :

S_{pe}= 0,098 m².

$$D = \sqrt{\frac{4.0,053}{\pi}} = 0,125 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

D = 200 mm

- **Correction de la valeur du coefficient μ**

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_i}} \dots\dots\dots(VI.42)$$

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

$$\sum \xi_1 = 1.15 \times \frac{\lambda \times L}{D} \dots\dots\dots(VI.43)$$

A

vec

μ Coefficient de débit

$\sum \xi_1$ Somme des coefficients de pertes de charges linéaires (m).

Λ Coefficient de perte de charge. $\lambda=0,029$.

D Diamètre de la conduite (m) D= 0,2 m.

L Longueur de la conduite de vidange (m) L= 120 m.

A.N : $\sum \xi_1 = 20,01 \text{ m}$.

$\mu = 0,218$

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \times \sqrt{2 \times g \times H}} \dots\dots\dots(VI.44)$$

S = 0,136 m

D = 0,416 m

On prend un diamètre normalisé :

D = 600 mm

➤ La conduite de prise est de 600 mm de diamètre.

CONCLUSION

A la fin du ce chapitre nous avons pu de dimensionner les différents ouvrages annexes du petit barrage (l'évacuateur de crue, les ouvrages de vidanges, et les ouvrages de prises d'eau).

CHAPITRE VII

ORGANISATION ET ORDONNANCEMENT DES TRAVAUX DE CHANTIER

CHAPITRE VII :

ORGANISATION ET ORDONNANCEMENT DES TRAVAUX DE CHANTIER

Introduction

Un chantier est défini par une installation permanente dans un lieu généralement ouvert, il dure le temps de la construction de l'ouvrage.

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possibles d'un travail pour abaisser les coûts de productions en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité.

V.1 TRAVAUX PREPARATOIRES ET INSTALLATION DE L'ENTREPRISE

Pour avoir une installation convenable du chantier, on doit se disposer d'un terrain vaste et spacieux pour ménager les différentes aires de stockages de matériaux, des pistes de circulation d'engins, les locaux, les postes fixes de travail. On distingue les installations suivantes dans un chantier :

V.1.1 Installations destinées aux personnels

Dans tout chantier de génie civil on trouve pratiquement les mêmes installations destinées aux personnels qui sont : les dortoirs, les réfectoires, les vestiaires, les sanitaires, infirmerie et les bureaux en nombre suffisant.

La base de vie doit au minimum être équipée en : eau potable, assainissement, électricité, et téléphonie.

Les circulations piétonnes doivent être matérialisées, celle-ci doivent permettre durant toute la phase de construction les circulations suivante :

- Base de vie – zone de travail ;
- Base de vie – lieux de stationnement des véhicules de personnels ;
- Zone de travail – centrale à béton ;
- Zone de travail – lieux de stockage de matériaux ;
- Et l'ensemble de cheminements qui seront réalisées par les ouvriers.

V.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Le matériau de construction doit être stocké et protégé des facteurs climatiques et des intempéries. Pour les ciments nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types existants. Les aciers sont stockés dans des hangars.

ORGANISATION ET ORDONNANCEMENT DES TRAVAUX DE CHANTIER

V.1.3 Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

V.1.4 Installations destinées pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

V.2 MOYENS DES TRAVAUX DE CHANTIER

Concernant les moyens en personnels, l'entreprise devra indiquer nommément la personne responsable du chantier et son intérimaire, avec précision des titres et compétences et spécifier leurs rôles et leurs tâches, cela est applicable aussi pour toute personne qui travaille dans le chantier.

V.2.1 Moyens humains

On doit s'assurer que le personnel employé soit compétant et à la hauteur pour la réalisation des études et des travaux de construction, à savoir le personnel nécessaire pour réaliser les travaux :

- Conducteur des travaux ;
- Contre maitre ;
- Chauffeurs pour les engins et camions ;
- Ouvriers ;
- Ferrailleurs ;
- Soudeurs ;
- Coffreurs.

V.2.2 Moyens matériels

Pour l'ensemble de matériels l'entrepreneur doit mentionner la marque, le type, puissance, rendement et nombre d'engins affectés au chantier ainsi que leur mode d'intervention suivant le phasage des travaux.

a. Matériels de terrassement

Le matériel de terrassement comprend les engins de terrassement pour la réalisation des fouilles d'assise du barrage, l'extraction, et le transport de matériaux de construction, le bétonnage et la finition. On fait appel aux engins suivant : bulldozer, chargeur, camion benne, pelle hydraulique, décapeuse, camion-citerne, Grue à portique, camion malaxeur...

b. Matériel de bétonnage

Les bétonnières sont les plus souvent utilisées pour la fabrication du béton.

Le matériel lié au bétonnage doit également comprendre les dispositifs de coffrage et les engins nécessaires à la vibration du béton (aiguille vibrante) ainsi qu'à son nettoyage (jet d'eau sous-pression) et à son repiquage (perforateur), en vue du traitement des reprises de bétonnage.

ORGANISATION ET ORDONNANCEMENT DES TRAVAUX DE CHANTIER

V.3 PLANIFICATION

Le rôle de la planification est de permettre de chercher la meilleure façon d'exploitation des moyens humains et matériels en assurant une succession correcte des travaux dans les délais programmés avec le moindre cout possible.

C'est une méthode consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

V.3.1 Attribution des durées de chaque opération

Pour attribuer le temps à une opération, il faut tenir compte du nombre de ressources humaines et matériels disponibles face à la dimension et la grandeur de projet, en appliquant la formule suivante :

$$T = \frac{Q \cdot N}{n} \dots\dots\dots(VII.1)$$

Avec :

- Q : Quantité de travail.
- N : Rendement
- n : Nombre d'équipes

Il existe deux types de plan de travail

➤ Plan de travail au plus tôt

Pour ce cas les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce planning lorsqu'elle est bien fournie de moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

➤ Plan de travail au plus tard

Toutes les opérations commencent au plus tard, les taches ne sont pas retardées. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est limitée de moyens.

ORGANISATION ET ORDONNANCEMENT DES TRAVAUX DE CHANTIER

V.3.2 Symboles des différentes opérations

Les différentes opérations et leurs symboles sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau VII. 1: Symboles des opérations.

Désignation des Travaux	Opérations	Durée (mois)
Travaux routiers	A	1
Installation du chantier et accès	B	1
Réalisation d'un pré-batardeau	C	0.5
Réalisation du tunnel de dérivation	D	1
Réalisation du batardeau	E	1
Excavation, fouilles	F	1
Réalisation de l'évacuateur de crue	G	2
Déboisement de la cuvette	H	1
Réalisation de vidange et prise d'eau	I	1.5
Excavation de clé d'ancrage	J	0.5
Remblais du barrage	K	3
Revêtement des talus	L	1
Travaux de finition et installation des équipements	M	2

V.3.3 Techniques de planification

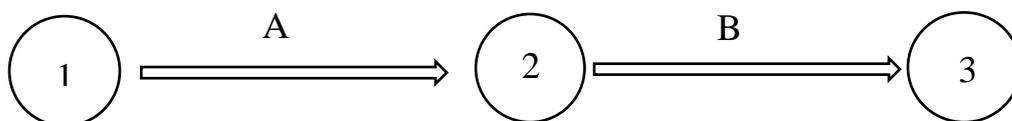
En pratique il existe trois principales méthodes de planification à savoir :

- Méthode basée sur le réseau ou méthode de chemin critique C.P.M ;
- Méthode basée sur le tableau ;
- Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthode des barres.

V.3.3.1 Méthode basée sur le réseau

Le réseau est la représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer les relations entre les différentes opérations (ordre d'exécution) pour atteindre l'objectif de la planification selon deux réseaux :

- a) **Réseau à flèches :** l'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un nœud.



- b) **Réseau à nœud :** l'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



ORGANISATION ET ORDONNANCEMENT DES TRAVAUX DE CHANTIER

Cette méthode consiste à faire un calcul allé et retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

Tableau VII. 2: Les paramètres du réseau à nœud

DCP	TR
DFP	DCCP
DFPP	MT

Avec :

DCP : Date de commencement au plus tôt ; TR Temps de réalisation de l'opération
 DFP : Date de finition au plus tôt ; DCCP Date de commencement au plus tard
 DFPP : Date de finition au plus tard ; MT Marge totale

Et :

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCCP_i = DFPP_i - TR$$

$$DFP_i = DCP_{i+1}$$

➤ **Chemin critique (C.C) :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations ayant la marge totale nulle par une double flèche sur le réseau. Pour retrouver le chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

- $MT=0$;
- $\sum TR_{cc} = DTP$

➤ Pour notre projet, on trouve une durée totale de 11 mois. Le calcul était fait par la méthode de réseau à nœud illustré dans la figure VII.1

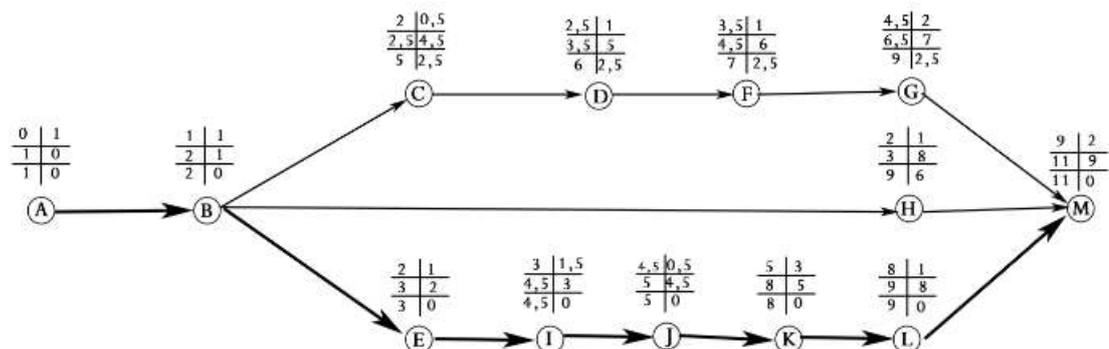


Figure VII. 1: Réseau à nœud pour la réalisation du projet

ORGANISATION ET ORDONNANCEMENT DES TRAVAUX DE CHANTIER

V.3.3.2 Planification avec la méthode du tableau

Cette méthode s'applique à la base du réseau à flèche.

Les résultats de calcul par cette méthode sont représentés dans le tableau VII.3 :

Tableau VII. 1: Chemin critique par la méthode du tableau

Opération	Tr	D.P		D.P.P		MT
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
1-2	1	0	1	0	1	0
2-3	1	1	2	1	2	0
3-4	0.5	2	2.5	4.5	5	2.5
3-5	1	2	3	2	3	0
4-6	1	2.5	3.5	5	6	2.5
6-7	1	3.5	4.5	6	7	2.5
5-8	1.5	3	4.5	3	4.5	0
8-9	0.5	4.5	5	4.5	5	0
9-10	3	5	8	5	8	0
7-11	2	4.5	6.5	7	9	2.5
3-11	1	3	4	8	9	5
10-11	1	8	9	8	9	0
11-12	2	9	11	9	11	0

V.3.3.3 Planification avec la méthode de GANTT

La représentation du planning des travaux par le diagramme de GANTT permet le mieux visualiser les tâches composant le projet, dans un calendrier sur lequel la lecture est plus facile par rapport à celle du réseau ou du tableau.

Le mécanisme de calcul est le même, en se basant sur le réseau à flèche.

Nous avons effectué le diagramme par le logiciel MS Project, présenté dans la planche.

Conclusion

A travers ce présent chapitre, on peut conclure que notre projet a été planifié selon les normes et règles de travail. La durée totale du projet est de 11 mois.

CHAPITRE VIII

CHAPITRE VIII :

CONSIGNES DE SECURITE A LA REALISATION DES TRAVAUX DU CHANTIER

Introduction

Dans les chantiers plusieurs dangers et accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre 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 Bureau International du Travail (BIT).

VI.1 ACCIDENT DU TRAVAIL

Selon le Code de la Sécurité Sociale : "Est considéré comme accident du travail quelle qu'en soit la cause, l'accident survenu par le fait ou à l'occasion du travail à toute personne salariée ou travaillant à quelque titre que ce soit pour un ou plusieurs employeurs ou chefs d'entreprise." On distingue :

- Accident du travail avec arrêt.
- Accident du travail avec incapacité permanente.

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).

VI.1.1 Causes des accidents du travail

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les enquêtes effectuées après les accidents font toujours apparaître une multitude de causes s'ajoutant les unes aux autres pour provoquer et aggraver l'accident.

Ces causes sont la somme de différents éléments ou facteurs classés en deux catégories distinctes :

CONSIGNES DE SECURITE A LA REALISATION DES TRAVAUX DU CHANTIER

- Facteur matériel ;
- Facteur humain.

VI.1.1.1 Facteurs matériels

Il concerne les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours de travail. Les causes d'accidents d'origine matérielle proviennent soit :

- De la profession en général et du poste de travail en particulier
- De la nature et de la forme des matériaux mis en œuvre.
- Des outils et machines utilisés : implantation, entretien...
- De l'exécution du travail : difficultés particulières.
- Du lieu du travail : éclairage, conditions climatiques...
- Des conditions d'hygiène et de sécurité : Ventilation, protection...

VI.1.1.2 Facteurs Humains

Par Opposition aux conditions dangereuses techniquement et pratiquement décelables. Les actions dangereuses dans le travail sont imputables au facteur humain et nécessitent Parfois l'intervention des psychologues avertis.

Certain actions dangereuses sont des réactions psychique difficilement prévisibles. Car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment les circonstances selon son humeur personnelle.

VI.1.2 Les conditions dangereuses dans un chantier

Les conditions dangereuses sur le chantier sont :

- Installation non protégée ou male protégée ;
- Outillages, engins et équipements en mauvais état ;
- Matière défectueuse, stockage irrationnel ;
- Protection individuelle inexistante ;
- Défauts dans la construction ;
- Eclairage défectueux ;
- Facteur d'ambiance impropre ;
- Conditions climatiques défavorables.

VI.1.3 Les actions dangereuses dans un chantier

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables ;
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement ;
- Agir sans prévenir ou sans autorisation ;
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
- Imprudence Durant le travail.

VI.2 MOYENS DE PREVENTION 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.

CONSIGNES DE SECURITE A LA REALISATION DES TRAVAUX DU CHANTIER

VI.2.1 Démarches de prévention

La démarche de prévention des risques liés aux machines doit respecter les principes généraux de prévention tels que définis dans le Code du travail:

- Éviter les risques ;
- Évaluer les risques qui ne peuvent être évités ;
- Combattre le risque à la source ;
- Adapter le travail à l'homme ;
- Tenir compte de l'évolution de la technique ;
- Remplacer ce qui est dangereux par ce qui est moins dangereux ;
- Planifier la prévention ;
- Prendre des mesures de protection collective en leur donnant la priorité sur les mesures de protection individuelle ;
- Donner des instructions appropriées aux travailleurs.

À ce titre, cette démarche de prévention s'attache en priorité, lors de la conception, à supprimer ou réduire le risque à la source : de préférence les technologies et produits les moins dangereux doivent être choisis (prévention intrinsèque). Lorsque le risque ne peut être éliminé, des protecteurs et/ou des dispositifs de protection collectifs doivent être mis en place. Si des risques résiduels subsistent, les utilisateurs doivent en être informés et les équipements de protection individuelle (EPI) appropriés doivent être utilisés. D'autres mesures de prévention sont également à mettre en œuvre par les employeurs, notamment en exploitant le contenu des notices d'instructions : mise en place d'une organisation du travail adaptée, rédaction de consignes d'utilisation, choix des équipements de protection individuelle, mise au point de procédures pour sécuriser les opérations telles que les réglages et la maintenance, information et formation des personnels.

VI.2.2 Evaluation des risques

- Dans les fouilles de tranchées, même de faible profondeur, les risques d'éboulement peuvent provoquer l'effondrement de l'engin au bas du talus ;
- En terrain très accidenté, les engins risquent de se renverser ;
- Le danger de collision avec d'autres engins de chantier dans la même zone de travail est possible ;
- L'exposition quotidienne du conducteur aux vibrations transmises à l'ensemble du corps, le bruit permanent du moteur et des manœuvres de l'engin sont préjudiciables à sa santé, hors protection individuelle ;
- Le déplacement des engins sur chantier peut générer des risques de heurts avec les travailleurs à pied ou le public ;
- Projection de corps étrangers dans les yeux du fait d'un environnement particulièrement poussiéreux ;
- Travail aux intempéries (chaleur, froid, vent, givre, pluie).

CONSIGNES DE SECURITE A LA REALISATION DES TRAVAUX DU CHANTIER

VI.2.3 Protection collective

VI.2.3.1 Ergonomie de l'engin

- Poste de conduite ergonomique avec siège adapté ;
- Entretien régulier de l'engin : les engins de terrassement doivent faire l'objet de vérifications annuelles consignées sur le registre de sécurité.

VI.2.3.2 Sécurité du chantier

- Entretien des pistes de circulation ;
- Signalisation temporaire et balisage du chantier ;
- Plan de circulation du chantier (engins, véhicules légers, piétons) : définition des zones d'évolution nécessaires à l'utilisation en sécurité de l'engin, règles de priorités, vitesses autorisées, limitation des charges ;
- Consignes de sécurité propres au chantier précisées aux conducteurs ;
- Adéquation de l'engin à son usage.

VI.2.3.3 Réglementations routières

Les engins doivent être acheminés sur le chantier à l'aide de porte-engins. Sur la remorque l'engin doit être immobilisé par des cales et arrimés par des câbles, et les équipements (godets ou lames) doivent être abaissés. Tout déplacement exige une reconnaissance préalable de l'itinéraire à suivre afin de s'assurer qu'aucun obstacle n'entravera le passage du porte-engin et de son chargement.

VI.2.3.4 Formation du conducteur

Le Code du travail fait obligation de délivrer une autorisation de conduite au personnel pour tous les engins de chantier mobiles à conducteur porté : en effet, le chef d'établissement doit se conformer aux obligations en matière de contrôle de connaissances et savoir-faire du conducteur pour la conduite en sécurité.

VI.2.4 Protection individuelle

- La conduite d'engins de chantier soumet les conducteurs à des vibrations qui, à la longue, peuvent provoquer des problèmes de dos. La récente réglementation impose de limiter l'exposition des travailleurs à ce type de vibrations. Des mesures de prévention peuvent permettre d'éviter des lombalgies qui sont reconnues comme maladies professionnelles. Afin de limiter leur apparition, de nombreuses mesures de prévention peuvent être mise en place : réduction des amplitudes vibratoires, choix du matériel et amélioration des conditions d'utilisation, port d'une ceinture de maintien lombaire ;
- Le gilet de signalisation à haute visibilité de classe II fait partie des équipements de protection individuelle et doit être porté en permanence si le personnel travaille à proximité de la circulation routière ;
- Gants de manutention pour les opérations de changement d'équipement ;
- Casque de chantier de protection de la tête ;
- Protection auditive ;
- Chaussures ou bottes de sécurité ;
- Lunettes de sécurité.

CONSIGNES DE SECURITE A LA REALISATION DES TRAVAUX DU CHANTIER

Conclusion

Afin de garantir la sécurité et la santé des travailleurs, il faut que les employeurs ainsi que les employés collaborent et participent à des programmes de santé et de sécurité de travail.

CONCLUSION GENETALE

CONCLUSION GENERALE

Ce travail de fin d'étude, qui vise à évaluer la faisabilité d'un petit barrage sur Oued-El-Malah, à Sedjerara, Wilaya de Mascara, nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

Le site est apte à recevoir un petit barrage d'un point de vue géologique et géotechnique.

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer les paramètres préliminaires nécessaires au dimensionnement des ouvrages.

L'évaluation des volumes des travaux, dans l'étude des variantes de la digue a révélé que la variante de la digue homogène est plus appropriée.

Concernant les ouvrages annexes, un évacuateur de surface à entonnement frontal sera réalisé sur la rive gauche.

Concernant la stabilité, l'étude qui a été réalisée a prouvé que les talus de la digue sont stables et qu'il n'y a aucun risque de glissement.

Le projet a été planifié selon les normes et règles de travail. La durée totale du projet est de 11 mois.

ANNEXES

Pluies journalières maximales enregistrées à la station (11 - 14 - 17)

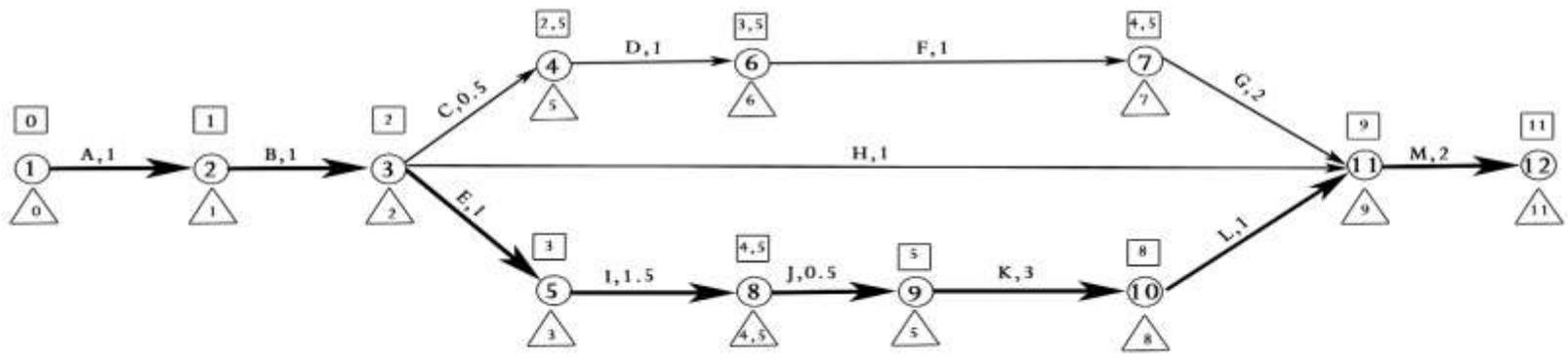
An	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Pjma x (mm)
1973	4	15	10	18,5	11,3	8	21,5	32,8	2,5	6	0	0	32,8
1974	3,1	27,7	10,1	0,1	5,3	15,8	31,7	47,8	4,1	5,9	0	3	47,8
1975	0	0	23,4	6,4	9,1	23,2	5,7	14,7	13,5	10	1,3	21,8	23,4
1976	14	13	15,5	11,3	8,8	4,9	11,5	9,2	22,1	12,4	3,1	0	22,1
1977	0	12,7	20,1	5,5	8,9	5,2	7,7	33,2	13,5	0,5	0	0	33,2
1978	0	26,1	5,5	8,4	19,2	13,5	11	15,5	1,4	1,8	0,6	0	26,1
1979	14,7	8	9,2	12,5	6,5	8,2	27,9	23,4	8,5	0	0	0,3	27,9
1980	11	6	4,9	21,1	19,6	0	16	10,4	5,2	3,4	0	0	21,1
1981	1,3	3,6	0	3	8,3	14	13	5,5	6,3	0	0	0	14
1982	1	32,5	29,4	11	0	10,2	6,3	2,7	5,2	0	0	1,6	32,5
1983	0	0,5	10,7	15	9	13	24	7,5	16,4	15	0	0	24
1984	10	3	26	15	14	3,9	13	7,5	23,5	0	0	0	26
1985	21,3	6,4	20,8	3,5	9,7	16,8	19,5	7,1	1,7	0	0	0,3	21,3
1986	21	27,5	14,6	14,6	9,8	14,8	9,6	1,4	7,9	5,8	15,5	1	27,5
1987	43,6	4,5	15,3	12,7	32,6	7,8	6,5	12	22,1	0,7	0	0	43,6
1988	2,6	5,3	11,6	20,2	2,3	7,3	58,2	7	1,6	9,2	0,1	4,6	58,2
1989	13,4	1,2	4,9	16,8	18,9	0	10,4	17,4	4,1	0,6	7	0,6	18,9
1990	8,5	9,7	33,8	7,9	10,5	20,5	87,6	2,6	6,8	1,4	0,7	5,5	87,6
1991	8,4	6,5	11,5	8,6	12,4	5,5	25,5	22,9	25,6	7	0,4	0	25,6
1992	0	5	17,4	7,2	2,1	12,6	6,5	18,8	31,7	3,5	0	0,2	31,7
1993	16,2	19,3	17,1	14,6	28	17,9	1,6	11,9	4	0	0,4	0	28
1994	15,9	26,9	27,1	6,8	19,6	33,4	38,2	8,6	1	4,1	0	8	38,2
1995	22,6	41	8,6	33,5	23,2	22,1	10,5	22,5	9	0,5	11,3	1,1	41
1996	8,9	8,3	6,5	16,1	25,6	5,8	0	58,6	10,9	1,6	0,7	22,5	58,6
1997	7,8	23,1	37,1	56,3	11,1	13,7	7,5	22,8	15	0	0	4,2	56,3
1998	2,6	5,6	4,8	34,7	15	20,7	25,5	0	4	1,8	0	10	34,7
1999	36,2	10,7	20,6	76,3	0,2	0	8,9	6,9	9	0	0,4	3,4	76,3
2000	9,5	31,9	39,8	9,9	24,5	15	2,9	25,1	16,2	0	0,2	0	39,8
2001	22,8	16,2	84,1	13,5	1,9	1	15,4	15,3	44,9	1	0,2	9,9	84,1
2002	0	7,5	35,7	10,7	17	15	6	62,2	5,5	1,5	0,2	0,3	62,2
2003	12,9	9,1	17,6	33,4	34,2	15,9	14	9,9	35,3	8,2	2,3	14,4	35,3
2004	14,7	13,5	55,7	79,3	12,2	16,9	10	5	0	0,7	0	0	79,3
2005	10	10,5	20,8	4,9	99,6	19,8	9,9	28,9	53	2,3	0	0,1	99,6
2006	4,9	0,8	0,6	60,4	23	16,8	34,8	19,7	1,4	2,8	0	0,7	60,4
2007	7,1	45,3	39	12,1	16	10,7	14,5	9,5	25,9	4,7	10,2	0	45,3
2008	9,8	16,6	33,8	34,3	22,6	16,8	11,8	69	3,5	4,5	0	1,2	69
2009	13,7	1,8	24,7	37,4	14	19	36,4	20,5	7,3	0,3	0,6	31,7	37,4
2010	9,6	22	28	20	56,7	14,7	10,2	57,4	49	17,8	3	7,4	57,4
2011	5,9	36,5	36	16,2	12,4	19,7	9,8	30,3	3	3	0	0,6	36,5
2012	0,4	17,8	32	44,3	13,1	30,7	21,5	41,5	29,1	0	0,8	0	44,3
2013	89,5	2,7	25	47,8	28,3	21	60,2	3,1	11,2	48,6	0,7	0	89,5

Répartition mensuelle des pluies dans la station (11 - 14 - 17)

An	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	annu
1973	4	31,7	19,3	92,4	12,3	39,7	73,9	117,6	2,5	5,1	0	0	398,5
1974	8,1	63,4	30,6	0,1	16,2	28,1	104,7	82,1	15,8	10,2	0	4,2	363,5
1975	0	0	65,1	20,6	15,8	80,9	18,6	54,5	58	20,8	2,1	23,4	359,8
1976	32,4	62	24,3	36,5	31	9,3	23,2	11,8	73,1	12,4	3,1	0	319,1
1977	0	35,7	51,1	17,1	35	13,4	26,4	69	38,8	0,5	0	0	287
1978	0	85,2	13,5	15,8	31,2	47,7	16,9	35,8	1,6	1,9	0,6	0	250,2
1979	18,2	37,1	22,4	31,7	22,9	29,2	94,6	44,8	23,2	0	0	0,3	324,4
1980	13,5	14	14,4	98,1	30,7	0	33,9	27	7,7	3,8	0	0	243,1
1981	2,3	5,5	0	6,7	19,4	66,7	18,2	24,6	27,6	0	0	0	171
1982	2,1	82,8	100,4	56,2	0	25,9	23,2	7,1	5,4	0	0	2,1	305,2
1983	0	0,8	28,2	52	28,7	35,9	73,9	18,2	84,4	15,3	0	0	337,4
1984	10	6,5	83,6	31,2	43,2	6,7	67,9	28,3	60,3	0	0	0	337,7
1985	21,3	17,5	64,7	18,3	47,6	40,3	67,4	20,6	2,8	0	0	0,3	300,8
1986	44,8	54,5	22,7	61,7	28,7	74,3	21,1	1,4	16,3	5,8	21,9	1	354,2
1987	72,2	7,3	35,2	39,9	95,4	14,9	13,9	28,2	36,3	0,7	0	0	344
1988	2,6	9,9	29,6	31,5	6,2	19	85,1	32,8	3,8	13,7	0,1	8,6	242,9
1989	16,9	2,2	17,5	31,2	77,5	0	19,8	74,7	18,9	0,6	8,2	0,6	268,1
1990	15,9	31,4	68,6	30	27,2	65,4	206	6,8	13,8	2,6	0,7	7	475,4
1991	14,5	21,7	32,9	23,2	36,2	15,3	72,9	53,3	56,6	20	0,6	0	347,2
1992	0	13,6	32,2	24,8	2,5	45,7	25,3	58	47,5	3,8	0	0,2	253,6
1993	26,7	43	59,2	31,7	49,7	59,8	1,9	29,5	4,6	0	0,4	0	306,5
1994	24,1	74,2	42,4	12,3	42	40,7	108	19,4	1,9	6,4	0	8,5	379,9
1995	34,5	49,8	32,5	74,1	88,5	108	29,5	86,3	29,2	0,9	12,2	2,8	548,3
1996	21,1	13,6	11,4	41,1	71,8	6,8	0	161,2	17,5	1,6	1	32,8	379,9
1997	27,4	38,7	138,6	121,3	36,1	41,6	24,2	42,8	56	0	0	7,1	533,8
1998	3,1	11	14,4	56,9	61,5	64	82,7	0	8,1	3,6	0	10,4	315,7
1999	42,8	31,8	53,6	146,6	0,2	0	10,6	18,6	19,8	0	0,4	3,4	327,8
2000	25,6	49,9	141,6	21,2	81,4	50,8	6,1	44,7	35	0	0,2	0	456,5
2001	30,6	21,9	139,4	38,6	4,1	1,4	46,9	68,4	58,3	1,7	0,2	12,5	424
2002	0	14,7	96,7	36,6	91,5	77,8	14,5	106,3	16,4	1,5	0,2	0,7	456,9
2003	19,2	36,3	61,6	81,3	52,2	40,5	27,8	34,7	107,3	10,9	3	17,7	492,5
2004	26,2	42,5	90,6	148,6	28,2	51,2	40,8	11,1	0	0,7	0	0	439,9
2005	11,3	28,6	100,1	22,4	214,1	87	24,5	43,9	107,4	7,1	0	0,1	646,5
2006	9,7	1,3	1,7	158,5	52,7	58,7	77,4	97,5	1,7	3,2	0	0,9	463,3
2007	23	157,8	95,6	20	35,2	32,7	45,7	14,4	73,3	10	12,2	0	519,9
2008	22,6	68,6	119,2	129,7	130,7	43,4	45	126,1	6,2	5,2	0	2	698,7
2009	35,7	2,9	49,7	72,6	68,8	95,9	96,3	35,8	32,7	0,3	0,6	44,7	536
2010	20,4	75,4	105,8	39	94,9	54,9	18,4	114,6	116,6	32,3	3	8,4	683,7
2011	7,7	71,9	89,5	37	29,5	66,8	36,1	88	3,6	4,9	0	0,8	435,8
2012	0,5	54,6	155,8	72,7	64	102,8	74,7	100	50,8	0	0,8	0	676,7
2013	93,3	2,7	86,6	117	88,5	71,7	109,4	5,7	12,5	65,1	0,7	0	653,2
moyenne	19,1	36,0	59,6	53,6	48,6	44,3	49,0	49,9	33,0	6,6	1,8	4,9	406,3

Test Wilcoxon

x	y	ordre décroissant	origine	rang
117,6	58	214,1	y	1
104,7	59,8	206	x	2
80,9	108	161,2	y	3
73,1	108	158,5	y	4
69	161,2	157,8	y	5
85,2	138,6	155,8	y	6
94,6	82,7	148,6	y	7
98,1	146,6	146,6	y	8
66,7	141,6	141,6	y	9
100,4	139,4	139,4	y	10
84,4	106,3	138,6	y	11
83,6	107,3	130,7	y	12
67,4	148,6	117,6	x	13
74,3	214,1	117	y	14
95,4	158,5	116,6	y	15
85,1	157,8	108	y	16
77,5	130,7	108	y	17
206	96,3	107,3	y	18
72,9	116,6	106,3	y	19
	89,5	104,7	x	20
	155,8	100,4	x	20
	117	98,1	x	22
		96,3	y	23
		95,4	x	24
		94,6	x	25
		89,5	y	26
		85,2	x	27
		85,1	x	28
		84,4	x	29
		83,6	x	30
		82,7	y	31
		80,9	x	32
		77,5	x	33
		74,3	x	34
		73,1	x	35
		72,9	x	36
		69	x	37
		67,4	x	38
		66,7	x	39
		59,8	y	40
		58	y	41



Réseau à flèche du projet

Références bibliographiques

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

BENLAOUKLI (2004), Organisation de chantier la planification des travaux, polycopie de cours.

B. TOUAIBIA (2004), Manuel pratique d'hydrologie, Edition Madani.

Bureau d'étude hydro-projet (2002), Rapport d'étude géologique du petit barrage sur Oued-El-Malah.

MK.MIHOUBI "Cours d'ouvrage hydrotechnique", quatrième année.

M.HASSANE (2005), Conception et dimensionnement des ouvrages annexes de barrage en remblai.

M.HASSANE (2006), Les ouvrages annexes du barrage (extrait du cours d'ouvrages hydrotechniques).

Règles parasismiques algériennes RPA (version 2003).