



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : OUVRAGES HYDROTECHNIQUE

THEME :

**ETUDE DE LA RETENUE COLLINAIRE SUR OUED MALKA
OUIDAN COMMUNE DE BOUIHI DAIRA SIDI DJILALI
(W. TLEMCEM)**

**Présenté par :
FOUGHALI ALA EDDINE**

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
B. BENLAOUKLI	Maître de Conférences (A)	Président
S.TOUMI	Maître de Conférences (B)	Examineur
A.ADDOU	Maître Assistante (A)	Examineur
M.BOUZIANE	Maître Assistante (A)	Examineur
M.D BENSALAH	Maître de Conférences (B)	Promoteur

Session 2018/2019

Remerciements

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

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

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

Je remercie également mon encadreur M.D. BENSALAH, pour sa disponibilité tout d'abord, ainsi que l'assistance et l'aide dont j'ai bénéficié.

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

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

A/FOUGHALI

Dédicace

Avant tous je veux dire : « Merci Mon Dieu et Hmdou lillah »

Je tien tout d'abord à dédier ce modeste travail à mes

Très chers parents

*Ma chère mère qui m'a protégé pendant toute ma vie, et qui a fait tout pour
que je devienne ce que je suis.*

Merci Ma très chère mère

*Mon chère père FADEL son soutien indéfectible durant tout mon cursus
qu'il soit moral ou matériel, et qui me faisant bénéficier de toute son
expérience*

Merci Mon très chère père

Une spéciale dédicace pour :

*Mon frère et ma sœur : MOHAMED ABDEL RAHIME, RAYEN
A tous mes grande familles KADRI ET FOUGHALI*

*Je le dédie également mes vifs remerciements à mon encadreur
M.D. BENSALAH*

Je dédie également ce travail

À tous la promotion 2018/2019 sans exception

*Tous les enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes études
Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon
mémoire...*

A/FOUGHALI

ملخص:

في إطار الإستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية وترقيتها، تعمل الدولة الجزائرية على تخزين أكبر كمية من المياه. لذا تقوم الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات بدراسة وبناء أكبر عدد ممكن من السدود والحوجز المائية. مما يتطلب منا، الاهتمام بهذه المنشآت من حيث التقدير الدقيق لمتطلباتها الهندسية والاختيار الأمثل لمواقعها ودراسة جميع ملحقاتها ومحيطها.

وفي هذا الإطار تأتي مذكرتنا هذه لتتناول دراسة تحقيقية لسد مائي صغير على مستوى ولاية تلمسان وبالتحديد على وادي مالكة ببلدية العابد. حيث قمنا بدراسة جيولوجية وهيدرولوجية ودراسة للنماذج من أجل تحديد النموذج المثالي لجسم السد الذي سننجزه وحساب أبعاد التجهيزات الملحقة (مفرغ الفيضانات، مأخذ الماء ومفرغ القعر) ثم أتممنا الدراسة بتنظيم الورشة والحماية والأمن من حوادث العمل.

Résumé :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de promotion du secteur de l'hydraulique par la mobilisation de la ressource en eau, l'ANBT s'est vue attribuer la charge de réaliser des barrages, des retenues collinaires et des transferts.

Dans notre mémoire de fin d'études nous avons fait une étude d'une retenue collinaire dans la Wilaya de Tlemcen sur l'Oued Malka. Ce travail consiste en une étude géologique, hydrologique et une étude des variantes pour fixer le choix du type de la digue à concevoir et le dimensionnement des ouvrages annexes (évacuateur de crues, prise d'eau et vidange de fond). L'étude est achevée par l'organisation de chantier, la protection et la sécurité de travail.

Abstract:

Within the framework of the national strategy aimed at preserving water resources and upgrading work of the Algerian State to store largest quantity of water, the National Agency for dams and transfers has tried to study and build the largest possible number of dams and water barriers. Relevant to this, this dissertation deals with a study of a hilly reservoir in the Wilaya of TLEMCEEN town of EL ABED on OUED MALKA.

The work consists of a geological, hydrological study including a study of the variants to fix a choice for the dam body and the dimensioning of the auxiliary structures (spillway, water intake and bottom drainage). The study is concluded with site organization, and work safety.

SOMMAIRE

Introduction generale:	1
------------------------------	---

Chapitre I : situation géographique

I.1	Introduction :	2
I.2	Situation géographique de la zone d'étude :	2
I.3	Méthode de la recherche d'un site potentiel :	4
I.4	Critère de choix du site d'une retenue.....	4
I.5	Le choix du site de la retenue collinaire.....	5
I.6	Conclusion.....	6

Chapitre II : etude géologique

II.1	Introduction	7
II.2	Géologie régionale	7
II.3	Géologie du bassin versant.....	8
II.4	Géologie du site.....	9
II.5	Aspect tectonique	9
II.6	Séismicité	12
II.7	Etude géotechnique	13
II.7.1	Résultats et interprétation des essai	13
II.8	Conclusion.....	16

Chapitre III : etude hydrologique

III.1	INTRODUCTION :	17
III.2	BASSIN VERSANT	17
III.2.1	Caractéristiques géométriques du bassin versant.....	17
III.2.2	Caractéristiques morphologiques.....	19
III.3	CARACTERISTIQUES HYDROGRAPHIQUES DE L'OUED	24
III.3.1	La Pente moyenne de cours d'eau principal Ic :	24
III.3.2	La Densité de drainage :	24
III.3.3	Temps de concentration :	24
III.3.4	Vitesse de ruissellement.....	25
III.4	CARACTERISTIQUES CLIMATOLOGIQUES	27
III.4.1	Températures.....	27
III.4.2	Evaporation	28

III.5	PLUVIOMETRIE.....	28
III.5.1	Précipitations moyenne mensuel	29
III.5.2	Précipitations maximales journalières	29
III.5.3	Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	35
III.6	ETUDES DES APPORTS	38
III.6.1	En utilisant les formules empiriques.....	38
III.6.2	Caractéristiques de l'écoulement.....	39
III.6.3	Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80%.....	40
III.7	ETUDES DES CRUES	42
III.7.1	Les formules empiriques.....	42
III.7.2	La méthode GRADEX.....	44
III.7.3	Hydrogrammes de crue :.....	48
III.7.4	Choix de la crue de projet.....	50
III.8	ESTIMATION DES APPORTS SOLIDES ET DU VOLUME MORT	51
III.8.1	Apport solide en suspension :	51
	Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant	51
III.8.2	Transport solide par charriage	52
III.9	REGULARISATION DES DEBITS.....	53
III.9.1	Répartition mensuelle de l'apport 80% :	53
III.9.2	Répartition mensuelle des besoins :.....	53
III.9.3	Courbes « Hauteurs – Capacités - Surfaces »	53
III.9.4	Calcul du volume utile	55
III.9.5	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	56
III.9.6	Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	58
III.10	LAMINAGE DES CRUES	61
III.10.1	Le Principe du laminage :	61
III.10.2	Méthode de Muskingum (Muskingum, 1993)	62
III.11	ETUDE D'OPTIMISATION :.....	66
III.11.1	La revanche.....	67
III.11.2	Tassement	68
III.11.3	Calcul des coûts	69
III.12	CONCLUSION :	73

Chapitre IV :etude des variantes de la digue

IV.1	Introduction	74
IV.2	Conditions d'emplacement de l'axe de la retenue	74
IV.2.1	Choix du type de la retenue	74
IV.3	Les variantes à choisir	74
IV.3.1	Barrage Homogène	75
IV.3.2	Barrage zoné a noyau argileux.....	75
IV.3.3	Digue en enrochement à masque amont	75

IV.4	Dimensions générales de la retenue	76
IV.4.1	Hauteur de la digue	76
IV.4.2	Largeur en crête	76
IV.4.3	Longueur en crête	76
IV.4.4	Pentes des talus	76
IV.4.5	Les bermes	77
IV.5	Barrage en terre homogène	77
IV.5.1	Pentes des talus	77
IV.5.2	Protection des talus	77
IV.5.3	Drainage de la digue	78
IV.5.4	Calcul des drains	79
IV.6	Barrage zoné a noyau d'argile.....	80
IV.6.1	Le talus aval	80
IV.6.2	Le talus amont.....	80
IV.6.3	Etanchéité du barrage.....	81
IV.6.4	Les drains	82
IV.6.5	Les Filtres.....	83
IV.6.6	Etanchéité de la fondation.....	84
IV.7	Barrage en enrochement a masque amont.....	84
IV.7.1	Le talus amont.....	84
IV.8	Etude comparative.....	84
IV.8.1	Calcul des volumes	85
IV.9	Couts des déférentes variantes	85
IV.10	Conclusion :.....	87

Chapitre V : étude detaillier de la variante choisit

V.1	Introduction	88
V.2	Résumer de la conception de la Digue retenu :.....	88
V.3	Etanchéité du barrage	88
V.3.1	La clé d'ancrage	88
V.4	Drainage de la digue.....	89
V.4.1	Constitution et fonctionnement des filtres :	89
V.4.2	Règles générales de dimensionnement des filtres.....	89
V.5	Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation.....	92

V.5.1	Ligne de saturation.....	92
V.5.2	Calcul d'infiltration.....	93
V.5.3	Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage.....	94
V.6	Calcul de stabilité.....	96
V.6.1	Méthode de calcul.....	97
V.6.2	Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	99
V.6.3	Classement des forces :.....	100
V.6.4	Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement.....	100
V.6.5	RESULTATS :.....	101
V.7	CONCLUSION :.....	102

Chapitre VI : Etude des ouvrages annexes

VII.1	Introduction.....	103
VII.2	Ouvrage d'évacuation de crues.....	103
VII.3	Différents types d'évacuateurs de crue.....	103
VII.4	Critères de choix de l'évacuateur de crue.....	105
VII.5	Choix de la variante.....	105
VII.6	Dimensionnement de l'évacuateur de crue.....	105
VII.6.1	Canal d'approche.....	106
VII.6.2	Déversoir et canal latéral.....	107
VII.6.2.1	Déversoir.....	107
VII.6.2.2	Auger de réception (boit) :.....	108
VII.6.3	Chenal d'écoulement.....	109
VII.6.3.1	Hauteur critique.....	109
VII.6.3.2	Pente critique.....	110
VII.6.3.3	profondeur normale.....	110
VII.6.3.4	Interprétation des résultats :.....	110
VII.6.3.5	La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suite.....	111
VII.6.4	Convergeant.....	111
VII.6.5	Le coursier.....	111
VII.6.5.1	Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :.....	113
VII.6.5.2	Hauteur des murs du coursier.....	115
VII.6.5.3	Vérification de l'apparition des Vagues roulantes dans le coursier :.....	115
VII.6.6	Dissipateur d'énergie.....	116
VII.6.6.1	Dimensionnement du bassin.....	117

VII.6.7	Canal de restitution	118
VII.7	Ouvrage de vidange	119
VII.7.1	Calcul du débit de vidange.....	120
VII.7.2	Calcul diamètre de la conduite de vidange de fond	120
VII.7.2.1	Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite.....	122
VII.8	OUVRAGE DE PRISE D'EAU	123
VII.8.1	Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau	123
VII.8.1.1	Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre	123
VII.8.1.2	Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite.....	124
VII.9	CONCLUSION.....	125

Chapitre VII: organisation de chantier

VII.1	Introduction	127
VII.2	Organisation technique de préparation.....	128
VII.3	Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	128
VII.4	Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :	129
VII.5	Ordre d'exécution des travaux :	129
VII.6	Travaux de réalisation	130
VII.7	Programme des travaux	132
VII.8	Planification	133
VII.8.1	Définition :	133
VII.8.2	Techniques de la planification	133
VII.8.3	méthodes basées sur le réseau.....	133
VII.8.4	Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)	134
VII.9	Plannings	136
VII.9.1	plan de travail au plus tôt	136
VII.9.2	Plan de travail au plus tard.....	136
VII.10	Délai de construction et programme des travaux	136
VII.11	Symboles des différentes opérations	137

Chapitre VIII: securite de travail

VIII.1	Introduction	145
VIII.2	Causes des accidents de travail	145
VIII.3	Conditions dangereuses dans le chantier.....	146

VIII.4	Actions dangereuses.....	146
VIII.4.1	Mesures préventives.....	146
VIII.5	Principales fonctions du service de sécurité.....	147
VIII.6	Organisation de la prévention des accidents du travail.....	147
VIII.7	Conclusion :.....	149
VIII.7	Conclusion generale :.....	150

Liste des figures

CHAPITRE 01 Situation et description de site d'étude

Figure I:1 wilaya de Tlemcen en rouge	2
Figure I:2situation de la commune de MAGOURA (BOUIHI) (source wikipedia2019)	3
Figure I:3Extrait de la carte d'Etat Major SIDI AISSA N° 356- Echelle 1/50000	5
CHAPITRE 01 Situation et description de site d'étude	

Chapitre II : Étude géologique du site

Figure II:1 extrait de la carte géologique de Tlemcen	8
Figure II:2carte géologique de la région d'étude (établie par le bureau d'étude ENGET)	10
Figure II:3 coupe géologique passe par le site de la retenue (établie par le bureau d'étude ENGET)	11
Figure II:4 classification sismique des wilayas d'Algérie (source CGS).....	12
Figure II:5 implantation des puits et sondages	15

Chapitre III : Étude Hydrologique

Figure 1réseau hydrographique.....	18
Figure 2 courbe hypsométrique	21
Figure 3carte hypsometrique.....	22
Figure 4Répartition mensuelle de la température	27
Figure 5Répartition mensuelle de l'évaporation.....	28
Figure 6Répartition mensuelle des précipitations.....	29
Figure 7Représentation graphique de la loi de Gumbel.....	33
Figure 8 Représentation graphique de la loi de GALTON	34
Figure 9Répartition mensuelle des apports 80% de site de retenue.....	41
Figure 10Résultats d'ajustement de la série pluviométrique de SIDI DJILALI.....	46
Figure 11Graphe de la méthode de Gradex	47
Figure 12Hydrogrammes des crues probables en fonction du temps (SOKOLOVSKY)	50
Figure 13Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour centennal	51
Figure 14Courbe hauteur-volume	54
Figure 15Courbe hauteur-surface	54
Figure 16histogramme de besoin et apports	55
Figure 17Modélisation de la courbe surface-hauteur.....	63
Figure 18Courbe caractéristique de la cuvette.....	64
Figure 19Le cout de la digue, l'évacuateur et le total du barrage.....	72

Chapitre V : Etude détaillée de la variante choisie

Figure V1: Positionnement de la ligne de saturation	92
Figure V2:force applique à chaque trancher	98

Chapitre VI : Etude des ouvrages annexe

Figure VI:1Dimensions du déversoir.....	107
Figure VI:2Dimensions et géométrie du déversoir.....	107
Figure VI:3Profil en longe de l'Auger de réception.....	109
Figure VI:4: Bassin de dissipation USBR type II (Design of Small Dams, 1987).....	116
Figure VI:5: Schéma type pour l'équation de Bernoulli.....	120

Liste des tableaux

CHAPITRE 01 Situation et description de site d'étude

Tableau I:1 caractéristique de la willaya de Tlemcen (Wikipédia 2019)	2
Tableau I:2 caractéristique de la commune de MAGOURA (wikipédia2019)	3

Chapitre II : Étude géologique du site

Tableau II:1 accélération sismique en fonction des zone et type d'ouvrage.....	12
Tableau II:2:	12
Tableau II:3 resultat des essais des forages	14
Tableau II:4 resultat des essais des puit	14
Tableau II:5 resultat des essais des forages	14
Tableau II:6: résultat de essais des puits de 4 m (source bureau d'etudes enget).....	16

Chapitre III : Étude Hydrologique

Tableau 1 altitude de bassin versant	21
Tableau 2 Répartition mensuelle de l'évaporation	28
Tableau 3 Station pluviométrique	28
Tableau 4 Précipitations moyenne mensiel	29
Tableau 5 Pluies maximales journalières de la station de SIDI DJILLALI	30
Tableau 6 Caractéristiques de la série des pluies maximales journalières.....	30
Tableau 7 Test de Wilcoxon	31
Tableau 8 Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL	32
Tableau 9 ajustement de la loi de GALTON	33
Tableau 10 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence(hyfron).....	35
Tableau 11 calcul des Apports moyen interannuel	38
Tableau 12 récapitulatif des résultats des coefficients des variations.....	40
Tableau 13 Les apports de différentes fréquences	41
Tableau 14 La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel	41
Tableau 15 Récapitulatif des débits maxima de crue.....	43
Tableau 16 Débits de pointe par la méthode GRADEX :	48
Tableau 17 coefficients de forme de l'hydrogramme de crue δ	49
Tableau 18 valeurs des débits de crues en fonction du temps	49
Tableau 19 Crue de projet recommandé	50
Tableau 20 valeurs du volume mort en suspension	51
Tableau 21 28 Répartition mensuelle de l'apport.	53
Tableau 22 Répartition mensuelle des besoins.	53
Tableau 23 les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface.....	54
Tableau 24 représente le type de fonctionnement.....	56
Tableau 25 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm3)	57

Tableau 26 Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm ³).....	59
Tableau 27 Récapitulatif des résultats	61
Tableau 28 Calcul de la courbe caractéristique du barrage.	63
Tableau 29 resultat	68
Tableau 30 Résultats de calcul de la largeur en crête.	69
Tableau 31 Coût de déversoir	71
Tableau 32 Coût de coursier.	72
Tableau 33 Coût total du barrage.....	72
Tableau 34 Résultats de l'étude d'optimisation.....	73
Tableau 35 Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage	73

Chap IV Étude des variantes de la digue

Tableau IV:1 caractéristique du barrage	76
Tableau IV:2: Valeurs indicatives des fruits de talus	76
Tableau IV:3 valeur de c.....	78
Tableau IV:4 Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....	78
Tableau IV:5 Valeur de I _{adm} en fonction du type d'ouvrage.	81
Tableau IV:6 Coûts de la variante homogène.....	86
Tableau IV:7 Coûts de la variante zone a noyau argileux	86
Tableau IV:8 Coûts de la variante en enrochement	86

Chapitre V : Etude détaillée de la variante choisie

Tableau V:1 paramètre de conception de la digue.....	88
Tableau V:2 résultat	91
Tableau V:3 Coordonnées de la ligne de saturation	93
Tableau V:4 resultat de calcul d'infiltration a travers la digue	94
Tableau V:5 Débit de fuite de la Fondation.....	94
Tableau V:6 Débit de fuite de barrage	94
Tableau V:7 Gradient hydraulique admissible.	95
Tableau V:8 Gradient d'infiltration admissible	95
Tableau V:9 Détermination du coefficient de sécurité	96
Tableau V:10 détermination des rayons max et min	98
Tableau V:11 Les caractéristiques géotechniques des sols.....	101
Tableau V:12 les valeurs admissibles des coefficients de sécurité.....	101
Tableau V:13 Les valeurs des Coefficients de sécurité	102

Chapitre VI : Etude des ouvrages annexe

Tableau VI:1 Coordonnés du profil de Creager.....	107
Tableau VI:2 récapitulatif du canal latéral.....	108
Tableau VI:3 Calcul de la profondeur normale (chenal)	110
Tableau VI:4 resultat.....	112
Tableau VI:5 Donner de calcul de la ligne d'eau dans le coursier	113

Tableau VI:6Calcul de la ligne d'eau avec la méthode indirecte d'intégration numérique ...	114
Tableau VI:7Profil de la ligne d'eau au niveau du coursier	114
Tableau VI:8Calcul de la profondeur normale (canal de fuite)	119
Tableau VI:9Coefficients de pertes de charge singulières.....	122

Liste des Planches

Planche 1/6 : Vue en Plan de l'aménagement

Planche 2/6 : Coupes Types de la Digue Pour les Trois Variantes

Planche 3/6 : Schéma De Calcule De La Stabilité de la Digue et la ligne de la Saturation

Planche 4/6 : Profil en Long de l'Evacuateur de Crues Sur Oued MALKA (W. TLEMCEN)

Planche 5/6 : Coupes en Travers de la digue sur Oued MALKA (w. TLEMCEN)

Planche 6/6 : planning d'exécution

INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie est actuellement aux prises avec un problème de rareté de l'eau qui s'accroît d'année en année à cause d'une sécheresse persistante. En fait, l'Algérie serait aujourd'hui parmi les pays les plus déficitaires en matière de potentialités hydriques : de 1500 m³ par habitant par an en 1962, la disponibilité en eau est passée à 500 m³ actuellement et sera inférieure à 450 m³ par habitant par an en 2020. Le seuil théorique de rareté de l'eau est fixé par la Banque Mondiale à 1 000 m³ par habitant par an.

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

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

Dans cette optique, notre travail consiste à étudier la possibilité de réalisation d'une retenue collinaire sur l'affluent de l'oued MALKA situé à commune de BOUIHI dans la wilaya de TLEMCEM dont le but est l'irrigation des surfaces agricoles très étendues dans la région.

Pour cela, on a commencé par introduction générale, le premier chapitre dresse un portrait topographique global du lieu, suivi du deuxième chapitre qui concerne le choix du site favorable à partir des conditions géologiques et géotechniques. Par la suite, dans le troisième chapitre, un traitement détaillé des données pluviométriques et géomorphologiques est effectué pour déterminer les caractéristiques hydrologiques, estimer la capacité globale de la retenue et trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue. Le quatrième chapitre est consacré à l'analyse des variantes de la digue dont le choix est en fonction de la disponibilité des matériaux dans la zone d'emprunts, et dans le cinquième chapitre, la variante choisie sera traitée plus en détail. Ensuite, une étude des ouvrages annexes est entamée à savoir le dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue, ouvrages de vidanges et de prise d'eau. Pour les deux avant dernier chapitres est consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation et l'établissement du planning des travaux suivi d'un chapitre pour la protection et la sécurité de travail et enfin d'une conclusion générale.

Chapitre I :

**Situation et description de site
d'étude**

I.1 Introduction :

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

La retenue collinaire de d'oued MALKA OUIDAN (EL ABED) est destinée à irriguer 20 hectares de terres agricoles situés dans le village d'EL ABED.

I.2 Situation géographique de la zone d'étude :

La wilaya de Tlemcen représentée sur la Figure I:1 est une wilaya Algérienne située à l'extrême ouest de l'Algérie, elle s'étend du littoral au Nord à la steppe au Sud ces caractéristiques générales sont représentées sur le tableau 1. Elle est délimitée par :

- ✓ au nord, par la Méditerranée ;
- ✓ à l'ouest, par le Maroc;
- ✓ au sud, par la wilaya de NAAMA ;
- ✓ à l'est, par les wilayas de SIDI-BEL-ABBES et Aïn TEMOUCHENT;

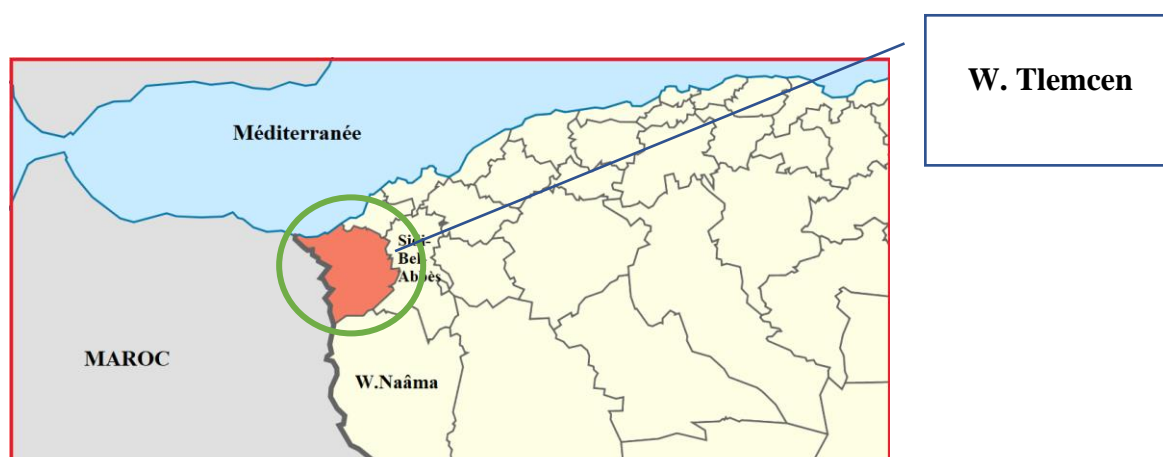


Figure I:1 wilaya de Tlemcen en rouge

Tableau I:1 caractéristique de la wilaya de Tlemcen (Wikipédia 2019)

Caractéristiques	
Chef-lieu	TLEMCEN
Superficie	9 017,69 km ²
Populations	949 135 habitants (2008)
Code wilaya	13
Nombre de commune/daïra	53/20
Coordonnées (chef-lieu)	Latitude : 34° 53' 00" Nord Longitude : 1° 19' 00" Ouest

Notre retenue collinaire se trouve dans la commune de d'El BOUIHI (MAGOURA) au sud-ouest de la willaya de Tlemcen comme illustré sur la figure 2.

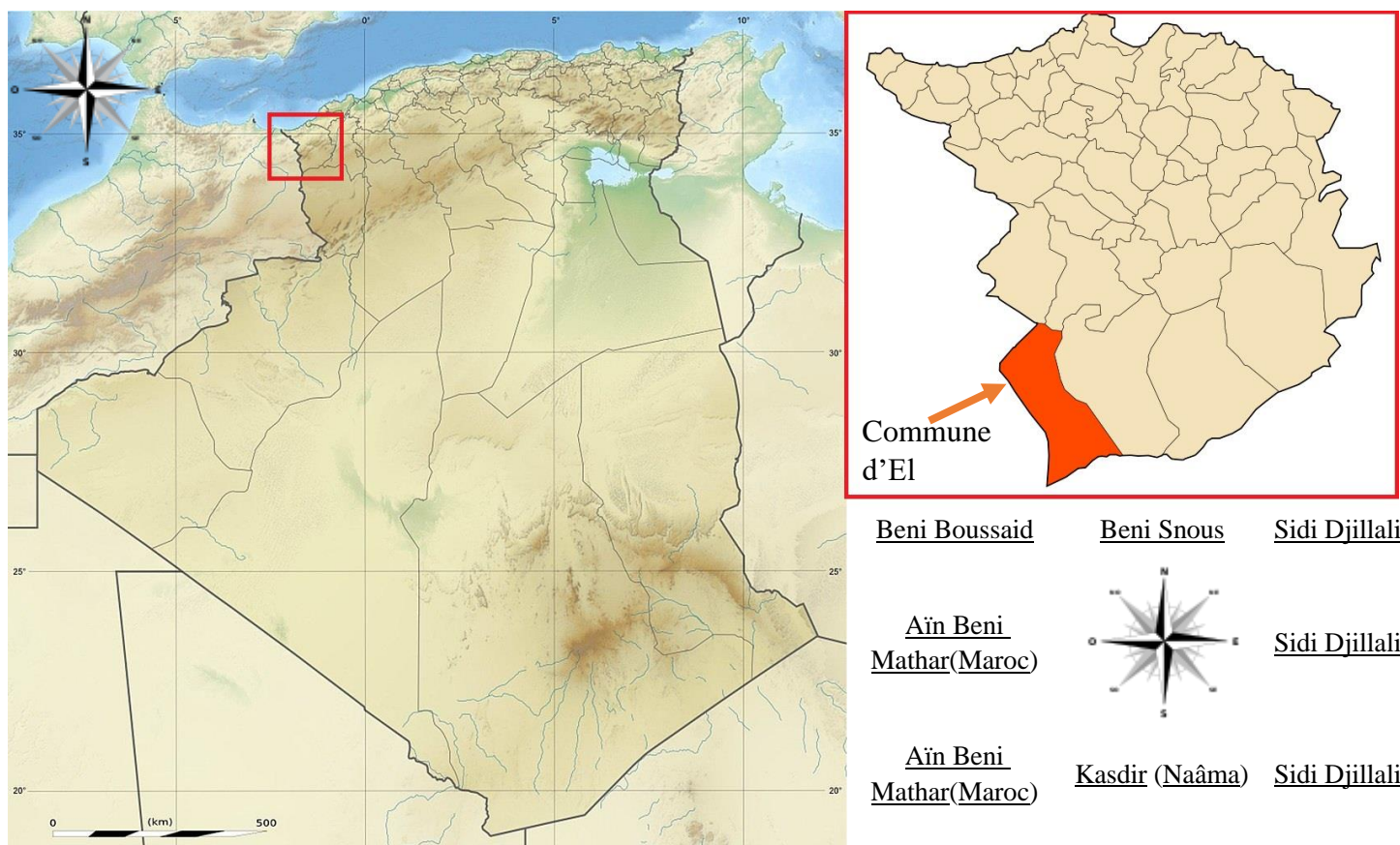


Figure I:2situation de la commune de MAGOURA (BOUIHI) (source wikipedia2019)




Tableau I:2caractéristique de la commune de MAGOURA (wikipedia2019)

Caractéristiques	
Chef-lieu	Hadjadj
Daïra	Sidi Djilali
Populations	8 705 habitants (2008)
Coordonnées (chef-lieu)	Latitude : 34° 14' 21" Nord Longitude : 1° 38' 04" Ouest

I.3 Méthode de la recherche d'un site potentiel :

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

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

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

I.4 Critère de choix du site d'une retenue

Le choix du site est basé sur des conditions géologiques et hydrologiques et une surface suffisante qui permettent le remplissage de la retenue, ainsi qu'un volume d'eau stocké dans la retenue garantissant les besoins demandés. Ainsi, le choix du site adéquat à l'implantation et la construction d'une retenue collinaire destinée à l'irrigation des terres agricoles de la région doit impérativement répondre à des conditions techniques et économiques tels que :

- ✓ La cuvette doit avoir la capacité d'emmagasiner le maximum d'eau
- ✓ La longueur de la digue se déterminera par rapport à l'étranglement des deux rives d'encrage de la digue.
- ✓ Minimiser la hauteur de la digue afin de minimiser les matériaux utilisés à sa construction
- ✓ L'étanchéité du barrage et celle du site dépendent de l'imperméabilité du soubassement géologique qui est un paramètre très important.
- ✓ Matériaux de construction disponibles sur le site et conditions géologiques favorables à la construction de la digue.
- ✓ Précipitations suffisantes et conditions climatiques favorables pour garantir les conditions d'écoulement des eaux
- ✓ L'accès au site de la retenue et les lieux des zones d'emprunts des matériaux nécessaires à la réalisation du projet doit être assuré
- ✓ Le volume d'eau (régularisable) produit durant chaque cycle (année) doit satisfaire les besoins.
- ✓ Le coût global de la digue et des ouvrages annexes comme l'évacuateur de crues, l'ouvrage de prise et/ou de vidange
- ✓ La durée de vie de la retenue doit être maximisée
- ✓ Les conditions d'envasement qui doivent être minimisées.
- ✓ La proximité des terres à irriguer.

I.5 Le choix du site de la retenue collinaire

Des missions de reconnaissance de terrain ont été effectuées par le bureau d'études en présence des différents représentants des services de la daïra – APC et les futurs utilisateurs de la retenue.

Le plateau d'El Abed couvre le bassin versant de l'Oued CHERRHOUR. Ce bassin est drainé par de nombreux affluents comme les Oueds ZOUNDER, SEFFAH, MALKA EL OUIDANE sur lesquels on peut recenser de nombreux sites pouvant accueillir des retenues.

Après examen et étude cartographique et analyse des documents de la phase de faisabilité, il a été retenu le site d'oued MALKA EL OUIDANE qui répond aux critères précédents. La retenue collinaire d'oued « Malka El OUIDANE » apparaît comme celle qui présente les meilleurs avantages.

Ainsi la retenue collinaire sera réalisée sur l'oued Malka OUIDANE dont l'axe de la digue est implanté au niveau des coordonnées Lambert 98 :

$$\begin{array}{l} X : 97.850 \text{ km} \\ Y : 138.350 \text{ km} \\ Z : 1295 \text{ m} \end{array}$$

- L'accès au site est facile à partir de la route goudronnée qui relie les agglomérations de Bouihi et El Abed



Figure I.3 Extrait de la carte d'Etat Major SIDI AISSA N° 356- Echelle 1/50000

I.6 Conclusion

Le présent chapitre nous permet de donner une description géographique de la zone d'étude ou on a tiré les conclusions suivantes :

- Les localités d'El Abed et EL BOUIHI sont pauvre en ressources hydriques souterraines mais Les ressources superficielles sont relativement importantes.
- Pour satisfaire les besoins d'irrigation, pastoraux et dégager une ressource en eau supplémentaire pour développer l'activité agricole créatrice d'emplois, il est nécessaire de mobiliser le maximum de ressources superficielles

C'est dans ce contexte que s'inscrit cette opération de réalisation de cette retenue collinaire.

Chapitre II :

Étude géologique du site

II.1 Introduction

L'études géologiques et géotechniques traitent permet le traitement en détail de la géologie du site, de la cuvette et de la zone d'emprunt. Ce qui nous permet de faire un choix sur le type d'ouvrage le mieux adaptés pour être implanter sur site en tenant compte de la nature du sol et de ces caractéristiques, ainsi que la disposition en qualités et en quantités des matériaux de construction au voisinage du site.

II.2 Géologie régionale

La région d'el Abed, se trouve sur le prolongement sud des monts de GHAR ROUBENE, ces derniers constituent le prolongement ouest des monts de Tlemcen. Géologiquement le jurassique constitue les principaux affleurements de la zone d'étude dont la série stratigraphique et lithologique se présente comme suit :

Le jurassique avec ses affleurements très variés dominant la région d'el Abed. La description du jurassique est définie par les affleurements suivants comme illustre dans la carte géologique (Figure II:1) :

- **Le callovo – oxfordien (j3cl-ox) :** Il constitue l'essentiel des affleurements, il correspond dans l'ensemble de la région à une tendance à l'uniformisation du faciès, formé d'un complexe argilo gréseux, de marnes avec une abondance de passées de grès de faibles épaisseurs, constituant ainsi de petits bancs inters stratifiés à l'intérieur de la masse marneuse. Les grès sont d'une granulométrie très fine, passant parfois à des sil-stones et autres à des argilites. On rencontre aussi et rarement des fines passées de dolomies ou calcaires. Cette formation s'étale sur presque l'ensemble du bassin de la retenue collinaire.
- **Le lusitanien :**
 - ✓ **Le lusitanien inférieur (j3ls1) :** Constitue en grosses masses de grès tendres, bancs jaunâtres, en très gros bancs, séparés par des délits de roches argileuses, argilo gréseuses, ou pélitiques, verdâtres ou parfois rougeâtres, épais de quelques centimètres à un mètre, la structure est entrecroisée à intercalations de calcaires divers et de calcaires construits. Ces grès sont intercalés d'argiles.
 - ✓ **Le lusitanien moyen (j3ls2) :** C'est un faciès gréseux avec des passées d'argilites, de marnes et de dolomies ou de calcaires.
 - ✓ **Le lusitanien supérieur (j3ls3) :** Dans l'ensemble, il est constitué d'argilites avec des passées de grès de faibles épaisseurs et de grès.
- **Le kimmeridgien (j3km) :** C'est un faciès carbonaté, ensemble calcaréo –dolomitique, constitue l'essentiel des affleurements du djebel Toumzyat (altitude 1824m), des dolomies grises avec de rares intercalations de passées de marnes.

- **Le portlandien (j3pt1) :** Il correspond aux dolomies et calcaires avec à la base des marno-calcaires. L'ensemble des grès, calcaires et dolomies du kimméridgien et du portlandien augmentent d'importance et d'épaisseur de l'ouest à l'est. Les puissances les plus grandes semblent être réalisées près du khémis et dans les monts de Tlemcen.

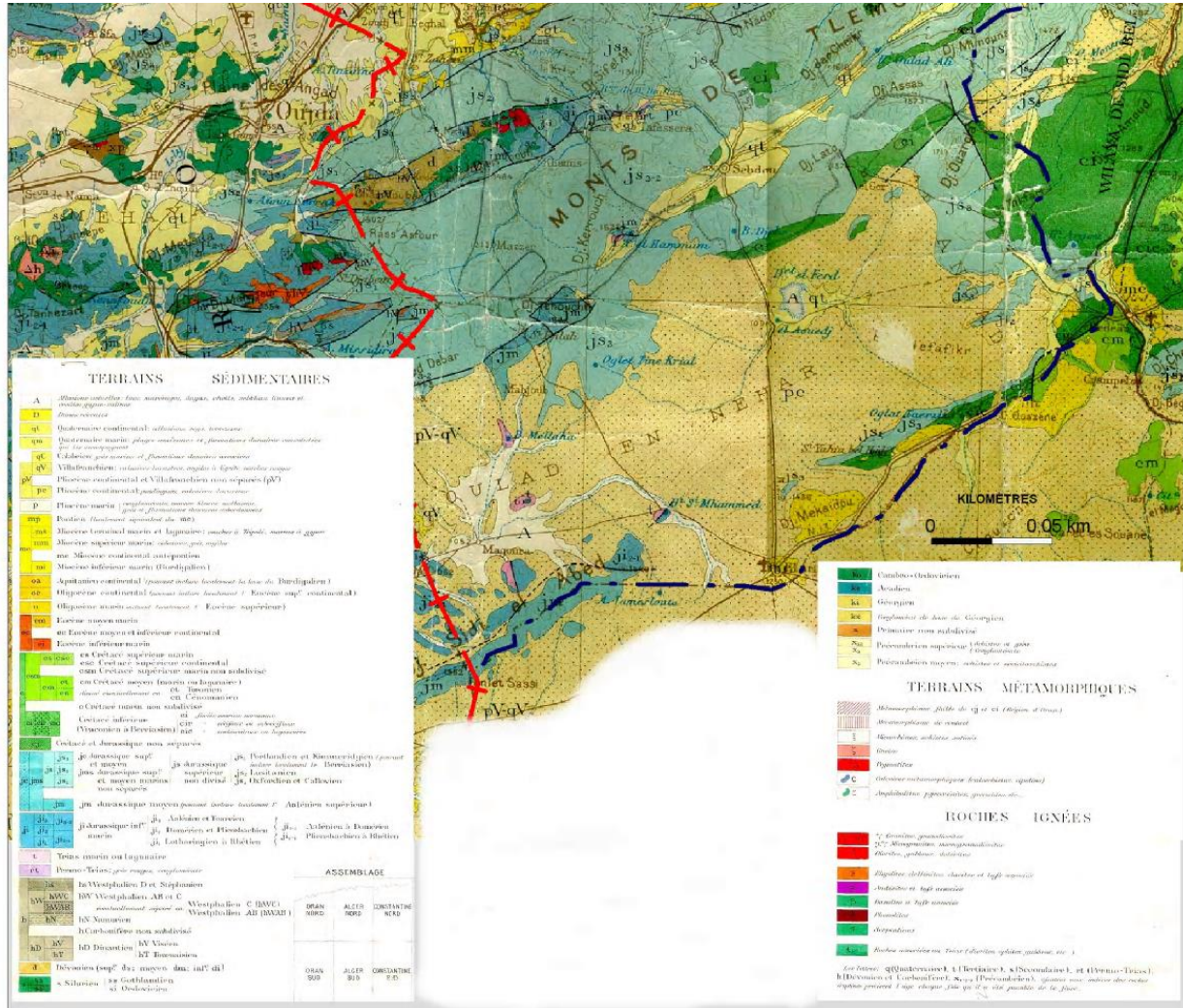


Figure II:1 extrait de la carte géologique de Tlemcen

II.3 Géologie du bassin versant

Le bassin versant de l'oued MALKA comprend un seul bassin de réception qui prend naissance à partir de djebel toumzyat en amont à l'altitude 1824 m et djorf berramdane à la cote 1261m. Le lit de l'oued est formé par des matériaux granulaires sable, graviers et galets emballés dans une matrice argilo limoneuse de faible perméabilité. Il est constitué essentiellement par des formations d'âge callovo – oxfordien (j3cl-ox). On note aussi l'existence des émergences d'eau sourdant à la faveur des petits affleurements de grès lusitanien et qui sont ain oukel , ain es sefra , ain touziar et ain defla .

II.4 Géologie du site

Le site de la future retenue collinaire d'el abed est implanté sur des affleurements de marnes grises qui sont très fossilifères par place, cette formation assurera une grande étanchéité au niveau de la cuvette. Il ne subsiste aucun risque de fuites souterraines

La rive droite de la retenue présente des alternances de marnes de couleur marron foncé de sable et de conglomérats, d'une puissance variable. On note quelques forages et puits réalisés dans cette zone.

Au niveau de la rive gauche, on rencontre des alternances d'argiles de sable et de conglomérats de grés, formé de lits métriques de grés, friable, jaunâtres et beiges. Le banc est en direction nnw-sse avec un pendage de 30 à 40° vers la cuvette soit vers l'est.

Du point de vue structural aucune faille ou contact anormal n'a été détecté dans la zone d'étude. En ce qui concerne la stabilité du sol en place et des talus naturels, les reconnaissances faites sur le terrain montrent qu'il n'a pas été observé de glissements de terrain importants.

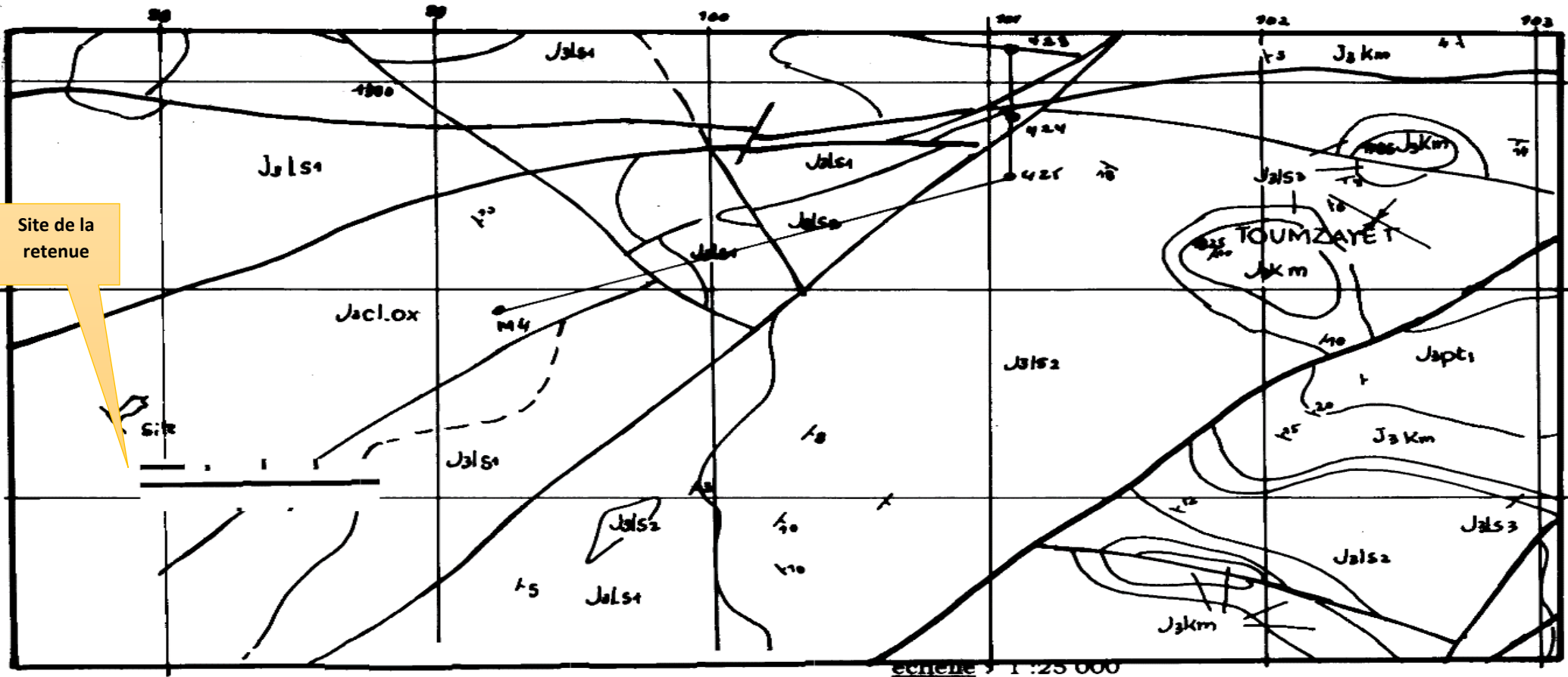
II.5 Aspect tectonique

Le style tectonique caractérisant la région est d'un style cassant avec d'importants accidents dirigés we et déterminant, de part et d'autre de la zone surélevée, une série de grabens qui forment le passage du horst aux grabens voisins.

Géologiquement le bassin de la retenue fait partie de la zone des hautes plaines peu subsidente, cette zone comprend les horsts frontaliers qui peuvent être répartis en deux groupes. L'un au sud ouest comprenant le horst de mendjel et akahal et la partie occidentale de celui de touissit .

Les failles ont commencé a joué pendant le dépôt des sédiments de la couverture jurassique sur le horst. Les horsts frontaliers peuvent être répartis en deux groupes : l'un au sw, comprenant le horst de mendjel et akahal et la partie occidentale de celui de touissit (au maroc) ; l'autre , avec les horst de touissit et de sidi boubker du maroc , et du horst de djorf ouazzen .

La couverture carbonatée appartiendrait au domérien supérieur, au sommet, on passe graduellement avec récurrences de faciès porcelané, à des calcaires gris ou crèmes, parfois encore dolomités, finement gréseux c'est le bathonien. cet ensemble, décrit précédemment supporte des argiles et grès et aussi de gros bancs de grés tendres (grés de boubker) contenant des niveaux oolithiques ferrugineux



Site de la retenue

LEGENDE

-CARTE GÉOLOGIQUE (ORIGN)

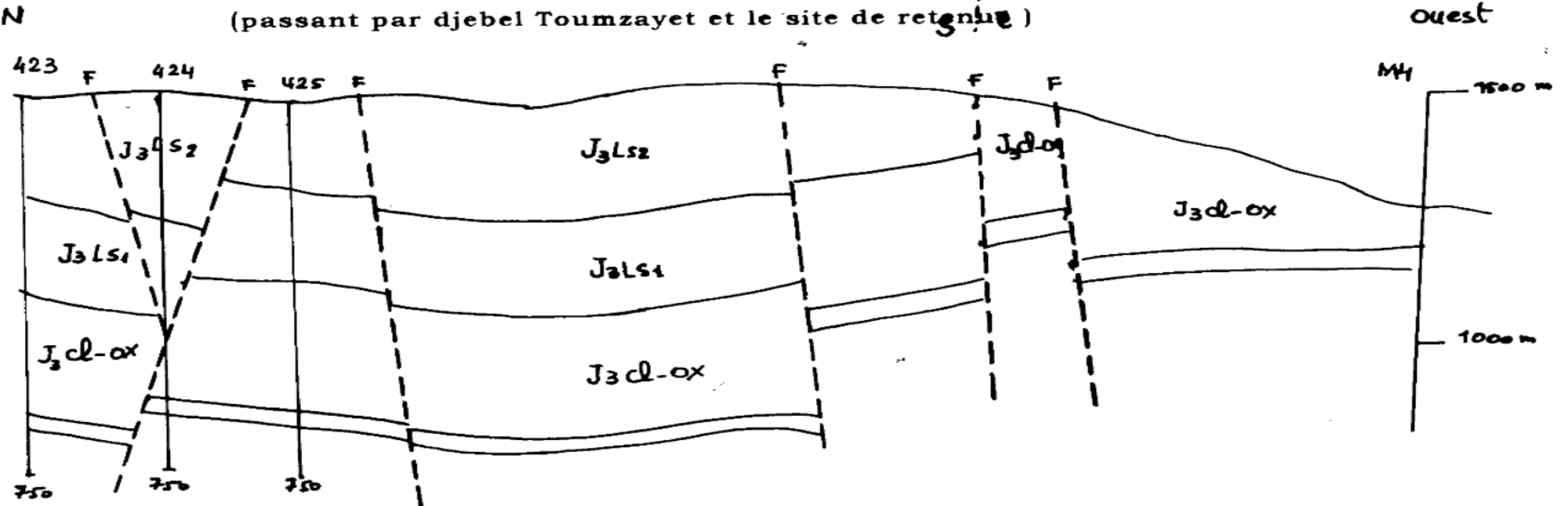
J3pt1	Calcaire ,marnes du Portlandien inférieur	J3km	Dolomies avec de rares passées de Marnes du Kimméridgien
J3Ls3	Argilites avec passées de dolomies et de grés du Lusitanien moyen	J3Ls2	Grés avec passées d'argilites , de marnes ,de dolomies du Supérieur
J3Ls1	Grés,marnes ,siltstones , les passées de dolomies et de calcaires du Lusitanien inférieur	J3cl-ox	Marnes avec passées de grés de siltstones ,d'argilites , de dolomies calcaires du Callovo-Oxfordien
X	Axe synclinal	↘	Direction et axe du pendage
—	Faïlle principale	/	Faïlle observée
—	Trace de la coupe		

Figure II:2carte géologique de la région d'étude (établie par le bureau d'étude ENGET)

COUPE GEOLOGIQUE

(passant par djebel Toumzayet et le site de retenue)

Zone du Site
 Ouest



légende:

- J₃LS₂ grès avec passages d'argilites, de marnes... etc. - lissitane moyen
- J₃LS₁ grès, marnes - lissitane inférieur
- J₃cl-ox marnes avec passages de grès - Callavo-Oxfordien

- - - - - Faille.
 T⁴²³ sondage OREM.

Figure II:3 coupe géologique passe par le site de la retenue (établie par le bureau d'étude ENGET)

II.6 Séismicité

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

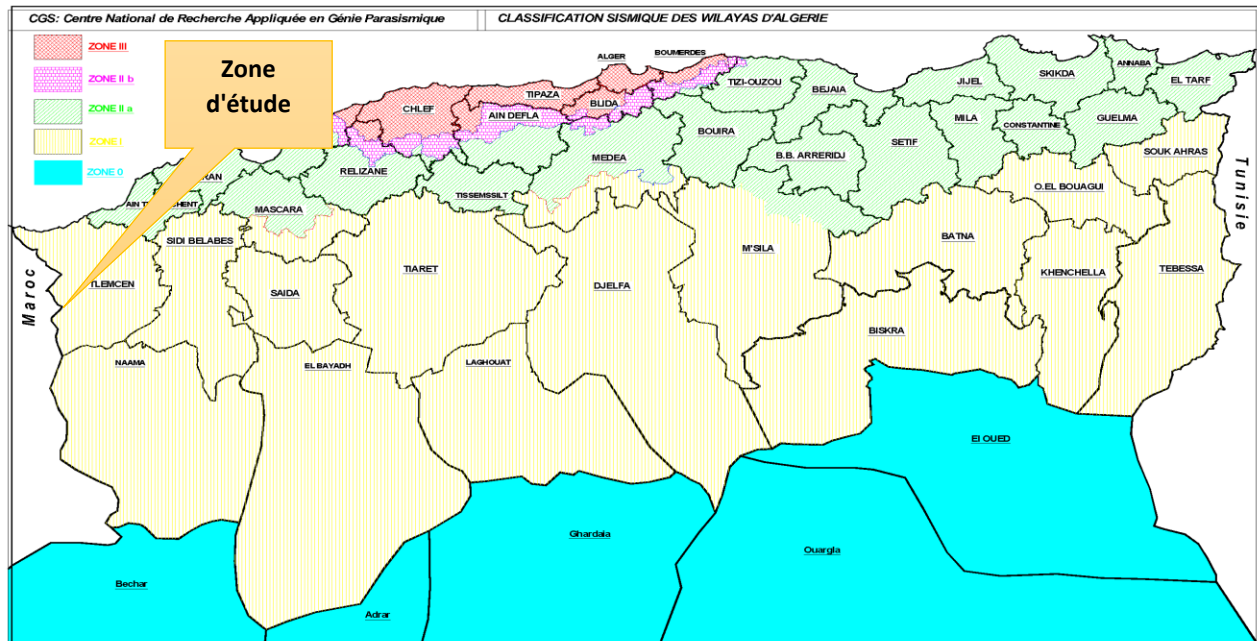


Figure II:4 classification sismique des wilayas d'Algérie (source CGS)

Groupe	Zones				Classification des ouvrages selon leur importance
	I	II -A	II -B	III	
1a	0,15	0,25	0,30	0,40	Ouvrages d'importance vitale
1b	<u>0,12</u>	0,20	0,25	0,30	Ouvrages de grande importance
2	0,10	0,15	0,20	0,25	Ouvrages courants
3	0,07	0,10	0,14	0,18	Ouvrages de faible importance

Tableau II:1 accélération séismique en fonction des zone et type d'ouvrage

Le coefficient d'accélération de notre zone est donné par le R.P.A 99 versions 2003 en fonction du groupe d'usage de l'ouvrage et la zone sismique voir Figure II:4 et tableau3. La retenue collinaire fait partie du groupe 1b, elle est située en zone sismique i, et donc la valeur du coefficient d'accélération est égale à 0.12 pour les calculs de génie civil et de stabilité.

II.7 Etude géotechnique

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

L'exécution de fouilles et tranchées avec des prélèvements d'échantillons de sol en différents endroits de la retenue en zones d'emprunt pour remblai de la digue afin d'évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction de la digue. Ainsi que, la détermination de la structure géo mécanique du sous-sol de fondation à différents niveaux au laboratoire (essais géotechniques et chimiques du sol).

Huit (08) fouilles (tranchées) et deux (02) sondages, ont été exécutées au niveau du site de retenue collinaire d'oued MALKA (voire Figure II :5) :

- Deux (02) sondages carottés de 10m chacun ont été réalisés au niveau de l'axe de la digue (rive gauche, rive droite).
- Des échantillons de matériaux argileux intacts ont été prélevés par le laboratoire Itpo du fond des deux sondages
- Quatre (04) puits (tranchées) d'une profondeur moyenne de 3,50 mètres réalisés au niveau de la cuvette
- Quatre (04) puits (tranchées) de 04 mètres chacun réalisés au niveau de la cuvette

II.7.1 Résultats et interprétation des essai

A partir des tranchées, des échantillons remaniés ont été prélevés pour analyses physiques et mécaniques dont les résultats sont présentés dans les tableaux comme suit :

- Tableau II:3: résultat des essais physiques et mécaniques des argiles analysées du sondage (rive gauche et droite)
 - ✓ Interprétation : la texture du sol en place est caractérisée par une argile limoneuse à sableuse stable pratiquement imperméable
- Tableau II:4: résultat des essais physiques et mécaniques sur des échantillons remaniés des puits de 3.50 m (cuvette/zone d'emprunt)
 - ✓ Interprétation : Ces échantillons remaniés sont constitués d'une formation argiles minérales de faible a moyenne plasticité, très mouillé, pratiquement imperméable.
- Tableau II:5: résultat des essais physiques et mécaniques des échantillons des puits de 4 m (cuvette/zone d'emprunt)
 - ✓ Interprétation : Les échantillons remaniés sont constitués une formation homogène argileuse sableuse de faible perméabilité.

Les tableaux des résultats :

Tableau II:2 résultat des essais des forages

ANALYSE GRANULOMETRIQUE DES MATERIAUX	Le pourcentage des argiles	29 à 33%
	Le pourcentage des limons	21 à 42%
	Le pourcentage de sables	23 à 46%
	Le pourcentage de graviers	0 à 5%

Suite Tableau II:3 (essais mécaniques)

Densité sèche	γ_d	2,01 - 2.22 t/m ³
Saturation	Sr	62 - 64%
Teneur en eau	W	07 - 23 %
Angle de frottement	Φ	22° - 37°
Cohésion	C _{uu}	1,02 - 2,2 bars
La perméabilité	k	1,47*10 ⁻⁷ - 9,87 *10 ⁻⁶ cm/s

(Source : LTPO)

Tableau II:4 résultat des essais des puits de 3.5 m

Paramètre	Signe	Valeur	Condition
Limite de liquidité	Wl	27 - 49 %	Profondeur 0 - 1.7 m
		30 - 52 %	Profondeur 1.7 - 3.5 m
Indice de plasticité	Ip	16 - 24 %	Profondeur 0 - 1.7 m
		16 - 27 %	Profondeur 1.7 - 3.5 m
Densité	γ_d	1,89 - 2,11 t/m ³	
Degré de saturation	Sr	34 - 93 %	
Teneur en eau	W	7 - 19 %	
La perméabilité	k	1,37*10 ⁻⁷ - 9,87*10 ⁻⁶ cm/s	
Cohésion	C _{uu}	1,06 - 2,2 bars	
Angle de frottement	Φ	22 ° - 37 °	

(Source : LTPO)

Tableau II:5 résultat des essais des puits de 4 m

Paramètre	Signe	Valeur
Le pourcentage d'argile		8 - 19 %
Limite de liquidité	Wl	19 - 33 %
Indice de plasticité	Ip	1 - 17%
Densité sèche	γ_d	1,81 - 1.89 t/m ³
Teneur en carbonate	caco ₃	4 à 13
Teneur en matière organique	MO	0.4 à 0.93 %
Teneur en eau	W	4 - 8 %
La perméabilité	k	9.7*10 ⁻⁷ - 1.6*10 ⁻⁶ cm/s
Cohésion	C _{uu}	1,06 - 2,2 bars
Angle de frottement	Φ	7° - 24 °
Teneur en eau optimale	W	14 - 16 %

(Source : le bureau d'étude ENGET)

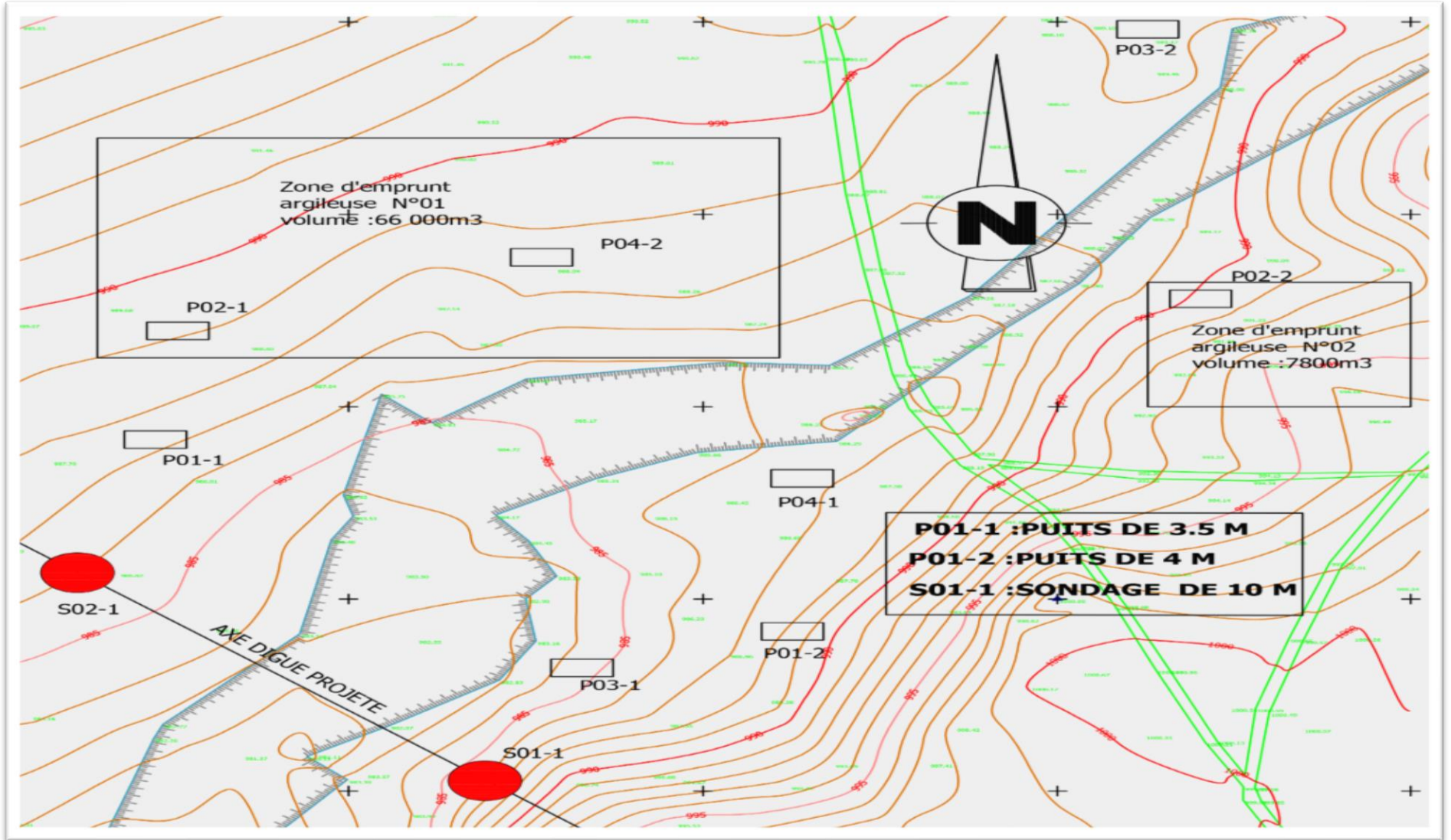


Figure II:5 implantation des puits et sondages

II.8 Conclusion

A partir de l'étude géologique nous avons pu extraire que le matériau argileux nécessaire pour la réalisation de la digue est situé dans la cuvette. Pour cela deux zones d'emprunts ont été identifiées pour l'extraction et la mise en œuvre de cette argile voire Figure II:5, aussi il est recommandé pour le matériau argile extrait de :

- Faire l'objet d'une analyse d'identification lors des travaux suivis des planches d'essai in situ et ceci pour définir les paramètres d'arrosage, de l'épaisseur de la couche et l'énergie de compactage (nombre de passage du pied de mouton).
- L'arrosage se fait au niveau de la zone d'emprunt selon les résultats des planches d'essai.
- Les argiles mis en place au niveau de la digue devront être propre et dépourvus d'éléments grossiers et de racines.
- Les enrochements destinés pour la réalisation de la protection amont et le drain prismatique sont extraits à partir de la localité d'el Abed située sur un rayon de 05 à 10 km.

Chapitre III :

Étude hydrologique

III.1 Introduction :

Le but de ce présent chapitre est de mettre en évidence les paramètres hydrologiques du cours d'eau de notre collinaire. Dans ce cadre nous procédons à l'étude du bassin versant sur oued MELKA OUIDAN EL ABED.

En premier lieu on commence par déterminer les paramètres géométrique et morphologique de notre bassin, ensuite on passe aux caractéristiques climatologiques tel que : les précipitations, puis la quantification des apports liquides disponibles, ainsi que les apports solides engendrés.

La partie la plus importante est celle qui concerne l'étude des crues extrêmes ou nous avons procédé au calcul des débits de crue par les formules empirique et par la méthode GRADEX. Afin de déterminer le volume utile et les différentes hauteurs et cotes de la digue. Ensuite vient le calcul qui permet de faire la régularisation des débits et le laminage de crues. Et enfin une étude d'optimisation pour le choix de la largeur optimale du déversoir.

III.2 Bassin versant

Le bassin versant ou le bassin d'alimentation au droit d'une section de mesure (i.e. 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.

Caractéristique géographique du bassin versant :

Les coordonnées Lambert de l'axe du barrage sont les suivantes :

- X = 97.850 km
- Y = 138.350 km
- Z = 1295 m

III.2.1 Caractéristiques géométriques du bassin versant

Les caractéristiques géométriques de notre bassin versant sont décrites comme suit :

- a. Surface du bassin versant : **S = 10.57 km².**
- b. Périmètre du bassin versant : **P = 15.88 Km.**
- c. Longueur du thalweg principal : **Lcp = 5.62 km**
- d. Altitudes du bassin versant :
 - ✓ Altitude maximale : **1825 m.**
 - ✓ Altitude minimale : **982.1 m.**

La délimitation du bassin versant faite en utilisant le logiciel ArcGIS 10.4 représenter dans la figure

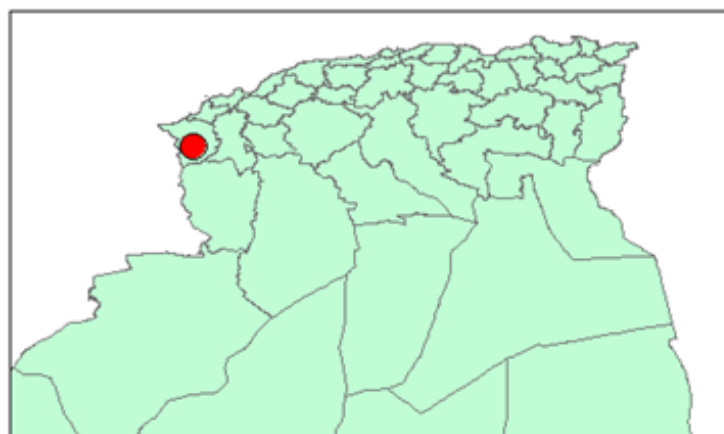
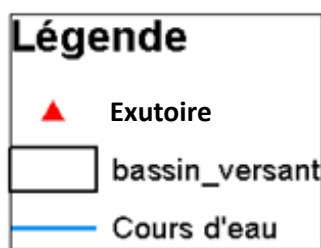
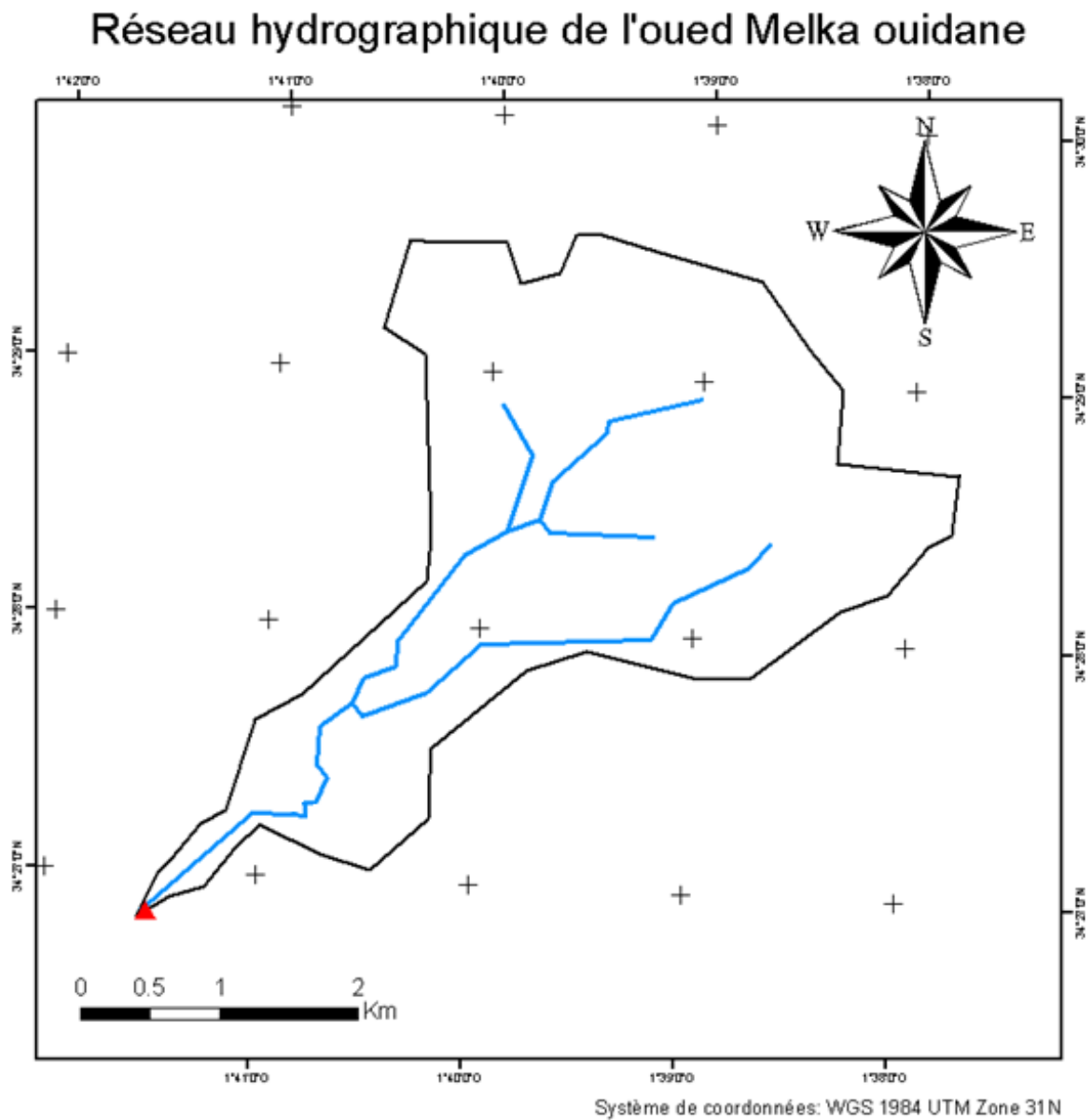


Figure 1 réseau hydrographique

III.2.2 Caractéristiques morphologiques

III.2.2.1 Indice de compacité de Gravelius « K_c » :

L'indice de compacité (K_c) d'un bassin versant est défini 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. Il est obtenu par la formule suivante :

$$K_c = \frac{P}{P} = \frac{P}{2\pi R} \quad \text{Et } S = \pi R^2 \text{ avec } R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

$$\text{Finalement : } K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} \quad (\text{III.01})$$

Avec :

- ✓ P : périmètre du bassin versant (Km)
 - ✓ S : surface du bassin versant (Km²)
 - ✓ R : circonférence du cercle équivalent (Km)
- Si $K_c \leq 1,28 \Rightarrow$ bassin ramassé
 $K_c > 1,28 \Rightarrow$ bassin allongé

$$\text{AN: } K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{15,88}{2\pi\sqrt{\frac{10,57}{\pi}}} = 1,378 \rightarrow \text{la forme de notre bassin est allongée.}$$

III.2.2.2 Coefficient d'allongement :

Le coefficient d'allongement est calculé à partir de la formule ci-dessous :

$$K_p = \frac{L_{cp}^2}{S} \quad (\text{III.02})$$

- ✓ L_{cp} : La longueur du talweg principal (Km) ;
- ✓ S : La superficie du bassin versant(km²).

$$\text{AN : } K_p = \frac{5,62^2}{10,57} = 2,98$$

Plus le coefficient (K_p) est grand, plus le bassin versant est allongé, plus le temps de concentration (i.e. 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. Dans notre cas, cet indice est moyen.

III.2.2.3 Le rectangle équivalent :

C'est la transformation purement géométrique en un rectangle de dimension L et l ; ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux du point de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits côtés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont calculés respectivement par les deux formules suivantes :

$$P = 2(L + l) \quad \text{Et} \quad S = L \times l$$

La longueur L et la largeur l en (Km) sont données par la résolution de P et S :

$$L, l = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left(1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right) \quad (\text{III.03})$$

AN:

$$L = 1.375 \frac{\sqrt{10.57}}{1.128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{1.375} \right)^2} \right) = 6.23 \text{ Km}$$

$$l = 1.375 \frac{\sqrt{10.57}}{1.128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{1.375} \right)^2} \right) = 1.69 \text{ Km}$$

On obtient : **L = 6.23 km** et **l = 1.69 km**

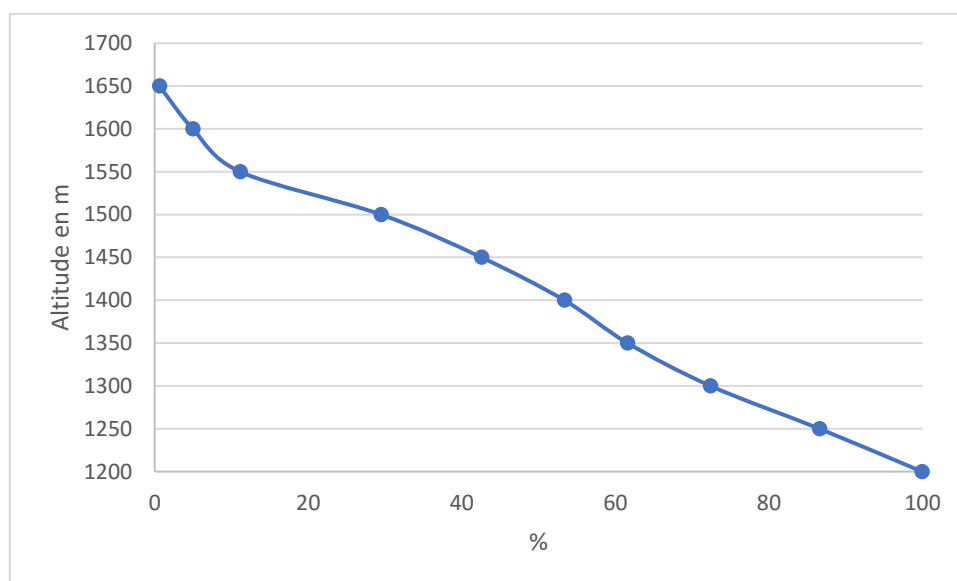
III.2.2.4 Répartition et courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. 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 de l'altitude représentée en ordonnée.

La détermination de notre courbe hypsométrique a été réalisée à l'aide d'un logiciel de SIG (**figure 1**). Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude. Cette dernière, a été identifiée à partir des résultats des calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes dont Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau III.1 et la figure III.03

Tableau 1 altitude de bassin versant

Elévation De à		Elévation Moyenne (m NGA)	Surface		Cumul		Hi.Si
			S (km2)	%	S (km2)	%	
1800	1825	1812.50	0.0004	0.04	0.004	0.04	7
1750	1800	1775.00	0.02	0.19	0.02	0.23	36
1700	1750	1725.00	0.03	0.28	0.05	0.51	52
1650	1700	1675.00	0.01	0.09	0.06	0.61	17
1600	1650	1625.00	0.46	4.36	0.52	4.96	748
1550	1600	1575.00	0.65	6.16	1.17	11.12	1,024
1500	1550	1525.00	1.94	18.37	3.11	29.49	2,959
1450	1500	1475.00	1.38	13.07	4.49	42.56	2,036
1400	1450	1425.00	1.14	10.80	5.63	53.35	1,625
1350	1400	1375.00	0.87	8.24	6.50	61.59	1,196
1300	1350	1325.00	1.14	10.80	7.64	72.39	1,511
1250	1300	1275.00	1.50	14.20	9.14	86.59	1,913
1200	1250	1225.00	1.41	13.35	10.55	99.94	1,727
1150	1200	1175.00	0.01	0.09	10.56	100.00	12

**Figure 2 courbe hypsométrique**

A partir de la courbe hypsométrique on déduit :

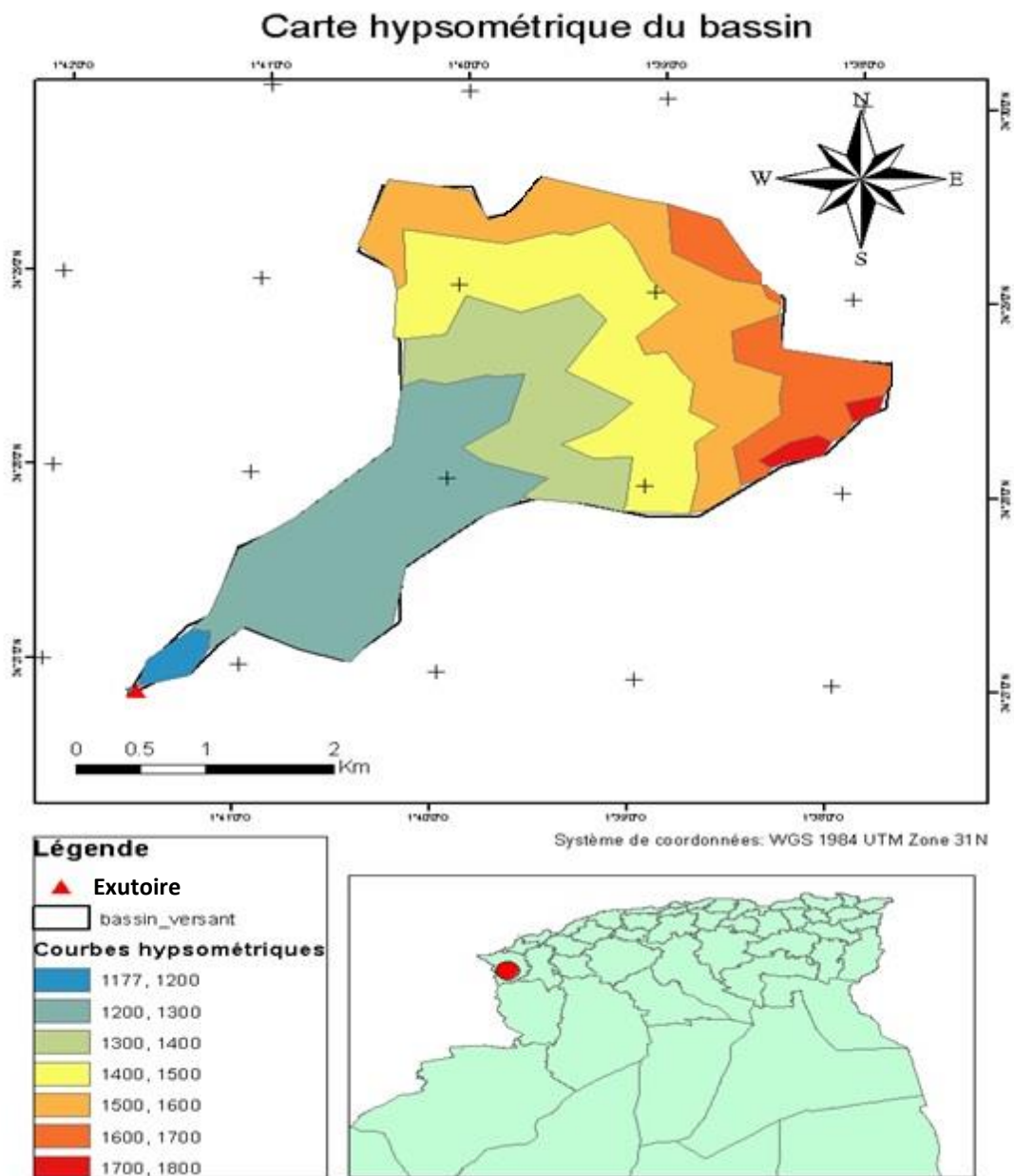


Figure 3carte hypsométrique

- **L'Altitude médiane** : L'altitude médiane est H_{med} est lue sur la courbe hypsométrique :

$$H_{med} = H_{50\%} = 1384.48 \text{ m}$$

- **L'Altitude moyenne** :

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{S} \tag{III.04}$$

$$\text{Avec : } H_i = \frac{H_{i-1} + H_i}{2}$$

S_i : Surface partielle comprise entre deux courbes de niveaux consécutives en (Km^2)

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successives en (m)

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

$$H_{moy} = 1407 \text{ m}$$

- $H_{5\%} = 1625.00\text{m}$.
- $H_{95\%} = 1250.00 \text{ m}$.

III.2.2.5 Indice de pente globale (I_{pg}) :

Cet indice est déterminé par la formule suivante :

$$I_{pg} = \frac{D}{L} \quad (\text{III.06})$$

Avec:

- ✓ $D = H_{5\%} - H_{95\%}$ ou ($H_{5\%}$, $H_{95\%}$ sont tirés à partir de la courbe hypsométrique)
- ✓ $D = 1625 - 1250 = 375 \text{ m}$.
- ✓ L: la longueur du rectangle équivalent en (Km)

AN : $I_{pg} = 60.19 \text{ m/km} = 0.06019 \text{ m/m} = 6.02\%$

On constat que $0.05 < I_{pg} < 0.5 \Rightarrow$ *Donc on conclut que le relief est fort.*

III.2.2.6 Indice de pente moyenne (I_{pm}) :

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

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} = \frac{1825 - 982.1}{6.23} \quad (\text{III.07})$$

$I_{pm} = 135.3 \text{ m/km} = 0.1353 \text{ m/m} = 13.53\%$.

III.3 Caractéristiques hydrographiques de l'oued

III.3.1 La Pente moyenne de cours d'eau principal I_c :

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés du cours d'eau principal. Il est donné par la formule suivante.

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta l} \quad (\text{III.08})$$

Avec :

ΔH : Dénivelée entre deux points suffisamment distants (m).

ΔL : Longueur du cour d'eau en (km) = 5620m = 5.62 km

$\Delta H = 1825 - 982.1 = 842.9$ m

A.N : $I_c = 149.98 \frac{m}{km} = 0.14998 \frac{m}{m} = 15 \%$

III.3.2 La Densité de drainage :

Cette densité est déterminée par la formule suivante :

$$Dd = \frac{\sum_{i=1}^n Li}{s} \quad (\text{III.09})$$

Avec :

- ✓ Li : somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km) = 27 km.
- ✓ S : surface du bassin versant (Km²).

AN: En utilisant un outil du SIG, $Dd = 2.56 \text{ Km/Km}^2$

III.3.3 Temps de concentration :

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de point hydrauliquement le plus éloigné du bassin pour arriver à l'exutoire. Pour sa détermination, on utilise les formules empiriques suivantes :

➤ Formule de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{MOY} - H_{MIN}}} \quad (\text{III.10})$$

Avec :

- ✓ T_c : Temps de concentration (h).
- ✓ L_P : Longueur du talweg principal (Km).
- ✓ S : Surface du bassin versant (Km^2).
- ✓ H_{MOY} : Altitude moyenne du bassin versant (m).
- ✓ H_{MIN} : Altitude minimale du bassin versant (m).

➤ **La formule de Kirplich**

$$T_c = 0.01947 \times L^{0.77} \times I^{-0.385}$$

- ✓ T_c : le temps de concentration (min).
- ✓ L : la longueur du Talweg (m).
- ✓ I : la pente moyenne du talweg principal(m/m).

➤ **La formule de Turrazza**

$$T_c = 1.662 \times S^{0.5}$$

- ✓ T_c : le temps de concentration (min).
- ✓ S : la surface du bassin versant (Ha).

➤ **Formule ESPAGNOLE**

$$T_c = 0.126 * 60 * \left(\frac{L_{cp}}{I_{cp}^{0.25}}\right)^{0.76}$$

- ✓ I_{cp} : Pente moyenne du cours d'eau principal (m/m).
- ✓ L_{cp} : longueur du cours d'eau principal (km).

Tableau Récapitulatif des temps d concentration

Formule	Giandotti	Kirpich	Turrzza	ESPAGNOLE	Valeur moy
T_c (Heure)	1.3	0.5	0.90	0.70	0.85

Compte tenu de la forme allongée du bassin. Sachant que cette forme nous renseigne du temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire est grand.

On prend donc la valeur la plus proche au moyenne $T_c=0.9h \rightarrow$ on prend $T_c= 1 h$

III.3.4 Vitesse de ruissellement

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météorologiques échappé à

l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. C'est, tout simplement, le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration :

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} \quad (\text{III.11})$$

- ✓ L_{cp} : Longueur du thalweg principal en (Km).
- ✓ T_c : Temps de concentration en (h).

A.N : $V_r = 5.62 \text{ km/h} = \mathbf{1.56 \text{ m/s}}$.

Le tableau suivant récapitule toutes les caractéristiques du bassin versant

Tableau III.03 Tableau Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant

Désignation		Symbol	Unité	Valeur
Exutoire	X	/	m	97.85
	Y	/	m	138.35
	Z	/	m	1295
Superficie		S	Km ²	10.57
Périmètre		P	Km	15.88
Pente moyenne du cours d'eau principale		Icp	%	12.01
Longueur du cours d'eau principale		Lcp	Km	5.62
Altitudes	Max	Hmax	m	1825
	Min	Hmin	m	1150
	Moyenne	Hmoy	m	1407
	Médiane	H50%	m	1384.48
	5%	H5%	m	1625.00
	95%	H95%	m	1250.00
Rectangle Équivalent	Longueur	L	Km	6.23
	Largeur	l	Km	1.69
Indice de compacité		Ic	/	1,378
Coefficient d'allongement		Kp	/	2,98
Pente moyenne du BV		Im	%	31,78
Indice de pente globale		Ipg	%	6.02
Indice de pente moyenne		Ipm	%	10.83
Densité de drainage		Dd	km/km ²	2,56
Temps de concentration		Tc	h	1
Vitesse de ruissellement		Vr	m/s	1,56

III.4 Caractéristiques climatologiques

Cette partie est consacrée à l'analyse des paramètres climatiques ayant une relation primordiale avec l'écoulement de surface et ses variations ainsi que le stockage des eaux.

III.4.1 Températures

Nous présentons dans ce qui suit les données de températures maximales, minimales et moyennes enregistrées au niveau de la station de Sidi Djilali, ainsi que les histogrammes qu'ils leurs sont associés.

Tableau III.04 Répartition mensuelle des températures

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	jan	fév.	Mars	Avar	Mais	Juin	Juil.	Août
T. mensuel (°C)	20,3	12,4	11,3	7,8	6,9	8,3	10,1	11,4	17,0	20,5	26,0	25,5

Source A.N.R.H

L'histogramme des températures moyennes montre que les températures les plus élevées se répartissent du mois de juin au mois d'Août, avec un maxima enregistré le mois de Juillet (26.0°C).

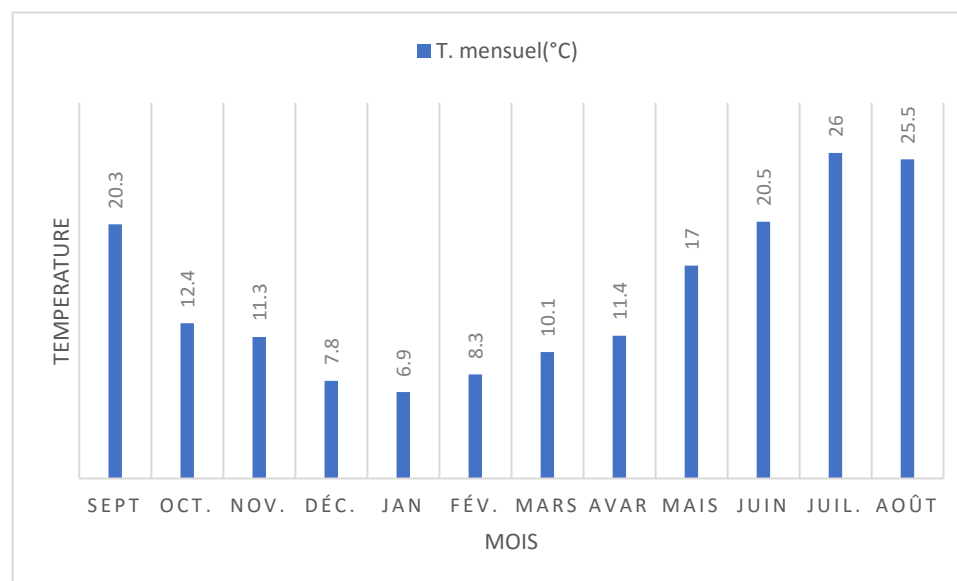


Figure 4 Répartition mensuelle de la température

III.4.2 Evaporation

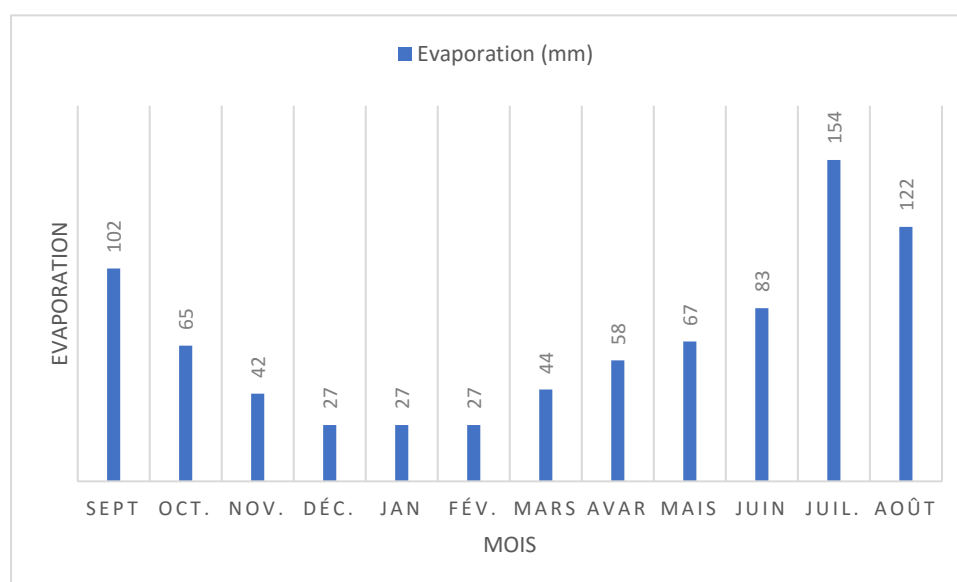
La répartition mensuelle de l'évaporation montre qu'aux mois d'avril à Octobre l'évaporation atteint des valeurs extrêmes. L'évaporation moyenne annuelle au site est 888 mm, basée sur le Bac Colorado de la station de Béni Sidi Djilali.

Répartition mensuelle de l'évaporation

Tableau 2 Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Sep	Oct.	Nov	Déc.	jan	fév.	Mars	Avar	Mais	Juin	Juil.	Août	Annuel
Evaporation (mm)	102	65	42	27	27	27	44	58	67	83	154	122	818

Source A.N.R.H



Répartition mensuelle d'évaporation.

Figure 5 Répartition mensuelle de l'évaporation

III.5 Pluviométrie

L'étude pluviométrique sera effectuée à partir des données des précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station la plus proche de la zone d'étude qui est la station de SIDI DJILALI qui se trouve à l'intérieur du bassin versant dont ses caractéristiques sont les suivants :

Tableau 3 Station pluviométrique

Station	Code	Source	Coordonnée			Année de service	N (ans)
			X	Y	Z		
Sidi Djillali	080101	A.N.R.H	107.950	136.250	1410.000	1968-1999	32

III.5.1 Précipitations moyenne mensiel

La répartition mensuelle des précipitations enregistrée à la station pluviométrique 080101 est présentée dans le tableau suivant :

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	fév.	Mars	Avar	Mais	Juin	Juil.	Août	Total
Pm (mm)	12.1	15.8	33.8	39.7	32.0	41.1	44.3	30.7	25.8	6.2	4.0	8.6	293.9
Pluie (%)	4.1	5.4	11.5	13.5	10.9	14.0	15.1	10.4	8.8	2.1	1.3	2.9	100.0

Tableau 4 Précipitations moyenne mensiel

La répartition mensuelle des précipitations est présentée dans la figure ci-dessous, notons une pointe au mois de mars estimé à 44.3 mm, et un minimum au mois de juillet avec une précipitation de 4.0 mm, et une moyenne mensuelle de 24.5 mm.

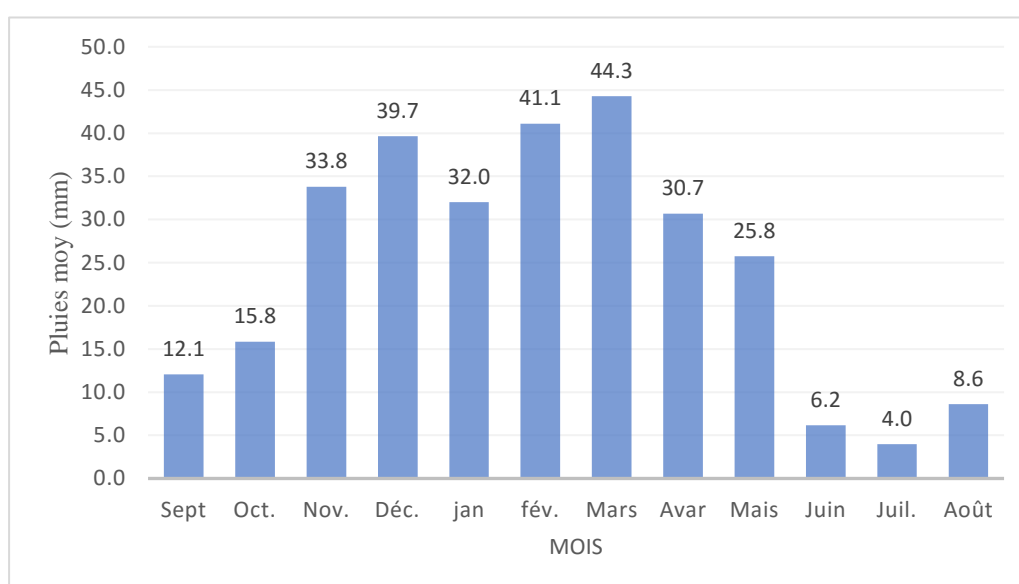


Figure 6 Répartition mensuelle des précipitations

III.5.2 Précipitations maximales journalières

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station pluviométrique 080101 a été choisie comme étant la plus représentative des maxims journaliers pouvant se produire dans la zone d'étude.

III.5.2.1 Estimation des pluies journalières maximales

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières à l'aide d'une loi théorique afin de déterminer l'intensité de pluie pour une période de retour. Pour cela, il serait nécessaire de passer par les étapes suivantes :

1. Classer la série des précipitations par ordre croissant.
2. Calculer la fréquence expérimentale.
3. Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données.
4. Ajuster graphiquement la loi choisie.
5. Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Tableau 5 Pluies maximales journalières de la station de SIDI DJILLALI

ANNEE	Pj max	1988	56.8
1968	29	1989	29.5
1969	12	1990	53
1970	47.4	1991	81.5
1971	11.2	1992	52.8
1972	53.4	1993	38.5
1973	89.5	1994	52.5
1974	38.5	1995	36.3
1975	13.6	1996	25
1976	18	1997	33
1977	32.4	1998	32.7
1978	25.6	Source : ANRH	
1979	48		
1980	82.7		
1981	40		
1982	33.2		
1983	33.1		
1984	33.8		
1985	41.2		
1986	51		
1987	27		

Tableau 6 Caractéristiques de la série des pluies maximales journalières

Caractéristique	Valeur
Moyenne des Pmaxj en (mm)	40.4
Ecart type « $\bar{\sigma}_x$ »	19.30
Coefficient de variation « Cv »	0.48
Coefficient d'asymétrie « Cs »	0.92

L'exposant climatique = 0,42 (donné par ANRH Alger)

III.5.2.2 Test d'homogénéité (Touaibia, 2004):

- ✓ Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au Test de Wilcoxon.
- ✓ On divise la série complète en deux sous séries X et Y tel que :
- ✓ N1 et N2 représentant respectivement les tailles de ces deux sous séries considérant généralement $N_2 > N_1$.
- ✓ On constitue par la suite, la série X unions Y après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre croissant. A ce stade, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang tout en précisant à quelle sous série s'appartient elle.
- ✓ La série est homogène avec une probabilité de 95%, si la relation ci-dessous est vérifiée.

Avec : $W_{\min} < W_x < W_{\max}$

W_x : Somme des rangs de X = $\sum \text{Rang X}$.

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

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

Tableau 7 Test de Wilcoxon

X	Y	Ordre croissant	Origine	Rang
29	33.2	11.2	x	1
12	33.1	12	x	2
47.4	33.8	13.6	x	3
11.2	41.2	18	x	4
53.4	51	25	y	
89.5	27	25.6	x	6
38.5	56.8	27	y	
13.6	29.5	29	x	8
18	53	29.5	y	
32.4	81.5	32.4	x	10
25.6	52.8	32.7	y	
48	38.5	33	y	
82.7	52.5	33.1	y	
40	36.3	33.2	y	

	25	33.8	y	
	33	36.3	y	
	32.7	38.5	x	17.5
		38.5	y	
		40	x	19
		41.2	y	
		47.4	x	21
		48	x	22
		51	y	
		52.5	y	
		52.8	y	
		53	y	
		53.4	x	27
		56.8	y	
		81.5	y	
		82.7	x	30
		89.5	x	31

$N_1=14$; et $N_2 =17$

AN : $W_x = 201.5$; $W_{\min}=173.9$; $W_{\max}= 274.10$

$W_{\min}<W_x<W_{\max}$ → L'hypothèse d'homogénéité est vérifiée → La série est homogène

III.5.2.3 Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, Les lois d'ajustement choisies sont :

- ✓ a loi de log-normale (droite de GALTON).
- ✓ a loi de GUMBEL (droite de HENRY).

➤ Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN », comme le montre la (figure III-07).

Tableau 8 Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence q	Pluie max jour en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	170	26.5	118 - 222
2000.0	0.9995	146	21.9	103 - 189

1000.0	0.9990	135	20.0	96.2 - 175
200.0	0.9950	111	15.5	80.8 - 142
100.0	0.9900	101	13.6	74.2 - 127
50.0	0.9800	90.3	11.6	67.5 - 113
20.0	0.9500	76.3	9.12	58.4 - 94.2
10.0	0.9000	65.5	7.22	51.4 - 79.7
5.0	0.8000	54.2	5.35	43.8 - 64.7

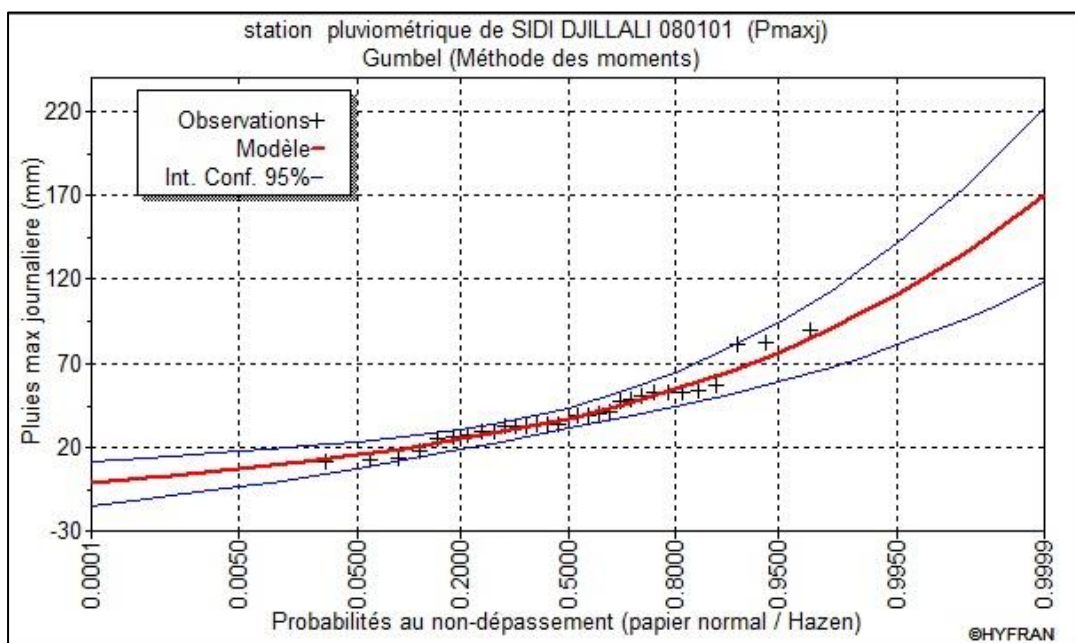


Figure 7 Représentation graphique de la loi de Gumbel

➤ Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (Log normale)

Les résultats sont montrés dans le tableau III.9 et le graphe III.8 suivants :

Tableau 9 ajustement de la loi de GALTON

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence q	Pluie max jour en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	239	62.3	117 - 361
2000.0	0.9995	192	45.1	104 - 281
1000.0	0.9990	174	38.6	97.8 - 249
200.0	0.9950	134	25.7	83.2 - 184
100.0	0.9900	118	21.0	76.6 - 159
50.0	0.9800	102	16.7	69.7 - 135
20.0	0.9500	83.1	11.8	60.1 - 106
10.0	0.9000	69.1	8.59	52.3 - 85.9
5.0	0.8000	55.2	5.90	43.7 - 66.8

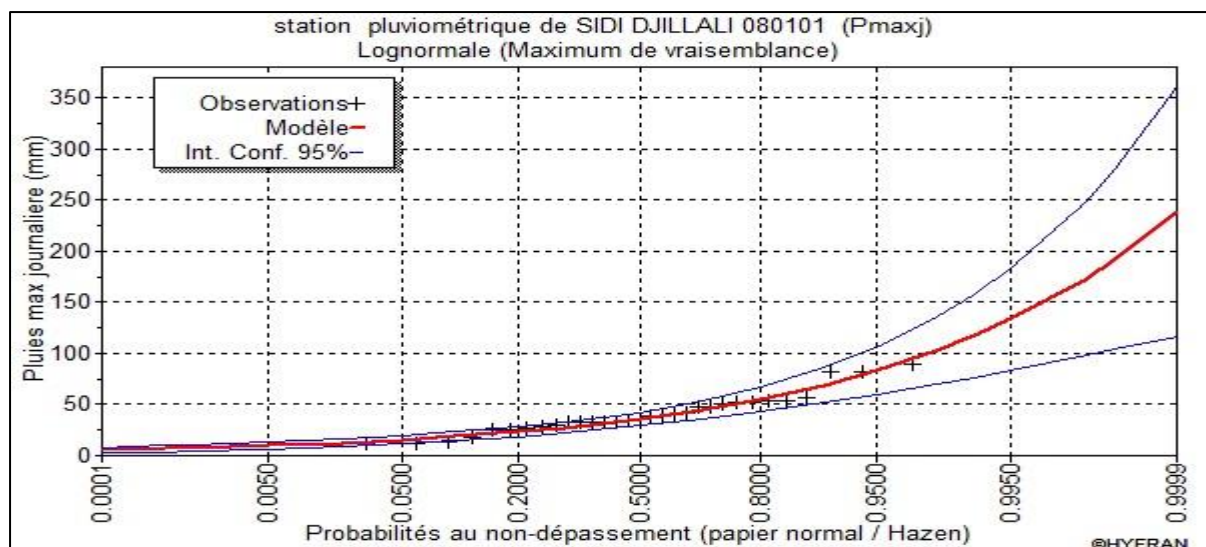


Figure 8 Représentation graphique de la loi de GALTON

III.5.2.4 Conclusion :

Les résultats d'ajustement pour les deux lois utilisées (G et loi normale) nous ont permis de conclure que la pluie maximale journalière suit la loi de GALTON, car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de GALTON. Notons que même le test de l'adéquation « Khi carré » établi par « HYFRAN » a montré aussi que les deux lois sont significatives.

III.5.3 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

$$P_{cr} = P_{j,max} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (III.14)$$

- ✓ P_{cr} : Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{max j}$ % (mm).
- ✓ $P_{max,j}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).
- ✓ T: Temps en heures.
- ✓ b : Exposant climatique (donnée) $b = 0,42$

$$I_0 = \left(\frac{P_{max}}{24} \right) \times \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1} \quad (III.15)$$

I_0 : Pluie de courte durée (mm/h)

Tableau 10 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence (hyfron)

Période	10000	1000	100	50	20	10	5
Fréquence (%)	0,01	0,1	1	2	5	10	20
$P_{max j p(\%)}$	239	174	118	102	83.1	69.1	55.2

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 11 Pluies de courtes durées de différentes

Période de retour (ans)	5		10		50		100		1000		10 000	
Fréquence	20		10		2		1		0.1		0.01	
Pjmax (mm)	55.2		69.1		102		118		174		239	
T (heures)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)
0.5	10.86	21.72	13.59	27.19	20.07	40.13	23.21	42.57	34.23	68.46	47.02	94.04
1	14.53	14.53	18.19	18.19	26.85	26.85	31.06	28.48	45.80	45.80	62.91	62.91
1.5	17.23	11.48	21.56	14.38	31.83	21.22	36.83	22.51	54.30	36.20	74.59	49.73
2	19.44	9.72	24.33	12.17	35.92	17.96	41.56	19.05	61.28	30.64	84.17	42.08
2.5	21.35	8.54	26.73	10.69	39.45	15.78	45.64	16.74	67.30	26.92	92.44	36.97
3	23.05	7.68	28.85	9.62	42.59	14.20	49.27	15.06	72.65	24.22	99.79	33.26
3.5	24.59	7.03	30.78	8.79	45.44	12.98	52.57	13.77	77.51	22.15	106.47	30.42
4	26.01	6.50	32.56	8.14	48.06	12.01	55.60	12.75	81.98	20.50	112.61	28.15
4.5	27.33	6.07	34.21	7.60	50.50	11.22	58.42	11.90	86.14	19.14	118.32	26.29
5	28.56	5.71	35.76	7.15	52.78	10.56	61.06	11.20	90.04	18.01	123.67	24.73
5.5	29.73	5.41	37.22	6.77	54.94	9.99	63.55	10.60	93.72	17.04	128.72	23.40
6	30.84	5.14	38.60	6.43	56.98	9.50	65.92	10.07	97.20	16.20	133.52	22.25
6.5	31.89	4.91	39.92	6.14	58.93	9.07	68.17	9.62	100.53	15.47	138.08	21.24
7	32.90	4.70	41.18	5.88	60.79	8.68	70.33	9.21	103.71	14.82	142.45	20.35
7.5	33.87	4.52	42.40	5.65	62.58	8.34	72.40	8.85	106.75	14.23	146.63	19.55
8	34.80	4.35	43.56	5.44	64.30	8.04	74.39	8.53	109.69	13.71	150.66	18.83
8.5	35.69	4.20	44.68	5.26	65.96	7.76	76.30	8.23	112.52	13.24	154.55	18.18
9	36.56	4.06	45.77	5.09	67.56	7.51	78.16	7.96	115.25	12.81	158.30	17.59
9.5	37.40	3.94	46.82	4.93	69.11	7.27	79.95	7.72	117.90	12.41	161.94	17.05
10	38.22	3.82	47.84	4.78	70.62	7.06	81.69	7.49	120.46	12.05	165.47	16.55
10.5	39.01	3.72	48.83	4.65	72.08	6.86	83.39	7.28	122.96	11.71	168.89	16.08
11	39.78	3.62	49.79	4.53	73.50	6.68	85.03	7.09	125.38	11.40	172.22	15.66
11.5	40.53	3.52	50.73	4.41	74.89	6.51	86.63	6.91	127.75	11.11	175.47	15.26
12	41.26	3.44	51.65	4.30	76.24	6.35	88.20	6.74	130.05	10.84	178.63	14.89
12.5	41.97	3.36	52.54	4.20	77.56	6.20	89.72	6.58	132.30	10.58	181.72	14.54
13	42.67	3.28	53.41	4.11	78.84	6.06	91.21	6.43	134.50	10.35	184.74	14.21

13.5	43.35	3.21	54.27	4.02	80.10	5.93	92.67	6.29	136.65	10.12	187.69	13.90
14	44.02	3.14	55.10	3.94	81.34	5.81	94.10	6.16	138.75	9.91	190.58	13.61
14.5	44.67	3.08	55.92	3.86	82.54	5.69	95.49	6.04	140.81	9.71	193.41	13.34
15	45.31	3.02	56.72	3.78	83.73	5.58	96.86	5.92	142.83	9.52	196.19	13.08
15.5	45.94	2.96	57.51	3.71	84.89	5.48	98.20	5.81	144.81	9.34	198.91	12.83
16	46.56	2.91	58.28	3.64	86.03	5.38	99.52	5.70	146.75	9.17	201.58	12.60
16.5	47.16	2.86	59.04	3.58	87.15	5.28	100.82	5.60	148.66	9.01	204.20	12.38
17	47.76	2.81	59.78	3.52	88.25	5.19	102.09	5.51	150.54	8.86	206.77	12.16
17.5	48.34	2.76	60.52	3.46	89.33	5.10	103.34	5.41	152.38	8.71	209.31	11.96
18	48.92	2.72	61.24	3.40	90.39	5.02	104.57	5.33	154.20	8.57	211.80	11.77
18.5	49.48	2.67	61.94	3.35	91.44	4.94	105.78	5.24	155.98	8.43	214.25	11.58
19	50.04	2.63	62.64	3.30	92.47	4.87	106.97	5.16	157.74	8.30	216.66	11.40
19.5	50.59	2.59	63.33	3.25	93.48	4.79	108.15	5.09	159.47	8.18	219.04	11.23
20	51.13	2.56	64.01	3.20	94.48	4.72	109.30	5.01	161.17	8.06	221.38	11.07
20.5	51.66	2.52	64.67	3.15	95.47	4.66	110.44	4.94	162.85	7.94	223.69	10.91
21	52.19	2.49	65.33	3.11	96.44	4.59	111.56	4.87	164.51	7.83	225.97	10.76
21.5	52.71	2.45	65.98	3.07	97.39	4.53	112.67	4.81	166.14	7.73	228.21	10.61
22	53.22	2.42	66.62	3.03	98.34	4.47	113.77	4.74	167.76	7.63	230.42	10.47
22.5	53.72	2.39	67.25	2.99	99.27	4.41	114.84	4.68	169.35	7.53	232.61	10.34
23	54.22	2.36	67.88	2.95	100.19	4.36	115.91	4.62	170.92	7.43	234.77	10.21
23.5	54.71	2.33	68.49	2.91	101.10	4.30	116.96	4.56	172.47	7.34	236.90	10.08
24	55.20	2.30	69.10	2.88	102.00	4.25	118.00	4.51	174.00	7.25	239.00	9.96

III.6 Etudes des apports

L'estimation de l'apport moyen annuel du bassin versant de notre retenue est déterminé par les relations empiriques basées sur la pluviométrie, les caractéristiques du bassin versant, la précipitation et du déficit, faute de l'absence de données de jaugeage.

III.6.1 En utilisant les formules empiriques

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A_0 .

Tableau 11 calcul des Apports moyen interannuel

Formule	Formule	Paramètres	Valeurs	A_0 (M m ³)
DERIE 2	$A_0 = 0.513 * P^{2.683} * Dd * S^{0.842}$	S: Superficie du bassin versant (Km ²).	10.57	0.358
		P: Pluie moyenne annuelle (mm).	293.9	
		Dd : densité de drainage (km/km ²)	2,56	
COUTAGNE	$A_0 = L_e * S$ $L_e = P_{moy} - D$ $D = P_{moy}^2 - \lambda * P_{moy}^2$ $\lambda = \frac{1}{0.8 + 0.14 * T_{moy}}$	S: Superficie du bassin versant (Km ²).	10.57	2.511
		L _e : Lamme d'eau écoulée en (mm).	237.6	
		P _{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm).	293.9	
		D : Déficit de l'écoulement (mm)	56.30	
		λ : coef qui dépend de la température	0.348	
		T _{moy} : température moyenne annuelle	14.8	
INRH	$A_0 = 0,915 \cdot P_{moy}^{2,684} \cdot S^{0,842}$	P _{moy} : Pluie moyenne annuelle (m).	0.2939	0.249
		S: Superficie du bassin versant (Km ²).	10.57	
SAMIE	$A_0 = L_e \cdot S$ $L_e = P_{moy}^2 (293 - 2,2\sqrt{S})$	P _{moy} : Pluie moyenne annuelle en (m)	0.2939	0.261
		S: Surface du bassin versant (km ²)	10.57	
		L _e : Lamme d'eau écoulée en (mm).	26.69	
MEDINGUER	$A_0 = L_e * S$ $L_e = 1024(P_{moy} - 0.26)^2$	P _{moy} : Pluie moyenne annuelle en (m)	0.2939	0.012
		S : Surface du bassin versant (km ²)	10.57	
		L _e : Lamme d'eau écoulée en (mm)	1.18	
TURC	$A_0 = L_e \cdot S$ $L_e = P_{moy} - D$ $D = \left[\frac{P_{moy}}{0.9 + \left(\frac{P_{moy}}{L}\right)^2} \right]$ $L = 300 + 25T_{moy} + 0.05T_{moy}^3$	P _{moy} : Pluie moyenne annuelle en [m]	0.2939	0.075
		L _e : Lamme d'eau écoulée en (mm).	7.1	
		D : Déficit de l'écoulement (mm)	286.8	
		L : Variable théorique	832.09	
		T _{moy} : température moyenne annuelle	14.8	

Nous remarquons que les résultats trouvés par les différentes relations empiriques montrent une dispersion relative les uns des autres. Donc nous écartons les valeurs extrêmes ceux de MEDINGUER, TURC et COUTAGNE et nous considérons la moyenne des résultats donnée par les relations de DERIE 2, INRH, SAMIE :

$$A_0 = 867999.5/3 = 289333.2 \text{ m}^3/\text{an}$$

On fixe $A_0 = 260980.76 \text{ m}^3/\text{an}$ de SAMI car elle est la plus proche de la moyenne des trois

III.6.2 Caractéristiques de l'écoulement

III.6.2.1 Module de l'écoulement

$$M_e = A_0 / T \quad (\text{III.22})$$

- ✓ A_0 : Apport moyen annuel (l).
- ✓ T : Temps d'une année en secondes = $365 \cdot 24 \cdot 3600 = 31536000 \text{ s}$.

$$M_e = 8.28 \text{ l/s}$$

III.6.2.2 Module de l'écoulement relatif

$$M_0 = M_e / S \quad (\text{III.23})$$

- ✓ M_e : Module de l'écoulement (l/s);
- ✓ S : Superficie du bassin (Km^2).

$$M_0 = 0.78 \text{ l/s/Km}^2$$

III.6.2.3 lame d'eau écoulée

$$L_e = A_0 / S \quad (\text{III.24})$$

$$L_e = 24.7 \text{ mm}$$

III.6.2.4 Coefficient de l'écoulement

$$C_e = L_e / P_{\text{moy}} \quad (\text{III.25})$$

$$C_e = 0.1$$

III.6.2.5 Coefficient de variation

Pour le calcul du coefficient de variation C_v et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques don Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau

Tableau 12récapitulatif des résultats des coefficients des variations

Formule	Formule		Paramètres	Valeur	C_v
SOKOLOVSKY	$C_v = a - 0,063 \log_{10}(S + 1)$	III.26	M_0 : Module d'écoulement relatif (l/s/km ²)	0.78	0.743
	$a = 0,78 - 0,29 \log_{10}(M_0)$	III.27	a coef dépend de M_0	0.81	
L'ANTONOV	$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}}$	III.28	S: Superficie du bassin versant (Km ²).	10.57	0.286
KRISTEKLY MENKEL	$C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})}$	III.29	M_0 : module de l'écoulement relatif [l/s/km ²].	0.78	0.770
			S : Superficie du bassin en [km ²].	10.57	
Formule algérienne de N, PADOUN	$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23}$	III.30	M_0 : module de l'écoulement relatif [l/s/km ²].	0.78	0.649
			K : coefficient de réduction	0.66	

Puisque toutes les valeurs sont proches entre eux, on prend celle qui proche de la moyenne la qui est la formule algérienne de PADOUN :

$C_v = 0.649$

III.6.3 Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80%

Vu l'inexistence des stations hydrométriques permettant d'établir une étude statistique sur les données de débits d'oueds, nous avons considéré que les débits sont proportionnels à celle des précipitations maximales journalières. Dans la zone du site en question, ces précipitations suivent une loi log-normale.

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

- ✓ $A\%$: Apport de fréquence donnée (Mm³)
- ✓ μ : Variable réduite de Gauss ;
- ✓ A_0 : Apport moyen annuel (Mm³) ;
- ✓ C_v : Coefficient de variation

Les résultats de calcul sont donnés dans le **tableau III.13** :

Tableau 13 Les apports de différentes fréquences

Période de retour	1.25	10	20	50	100	1000
Fréquence P (%)	80	10	5	2	1	0,1
variable de Gauss	-0.842	1.282	1.643	2.051	2.327	3.160
Apport (Mm³)	0.158	0.361	0.416	0.488	0.543	0.752

Répartition de l'apport à 80%

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Av	Mai	Juin	Juil	Août	Tot
A_{80%}(Mm³)	0.0065	0.0085	0.0182	0.0213	0.0172	0.0221	0.0239	0.0164	0.0139	0.0033	0.0021	0.0046	0.158
Apport (%)	4.1	5.4	11.5	13.5	10.9	14.0	15.1	10.4	8.8	2.1	1.3	2.9	100

précipitations ; on a : **A_{80%} = 0.158 Mm³**

Tableau 14 La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel

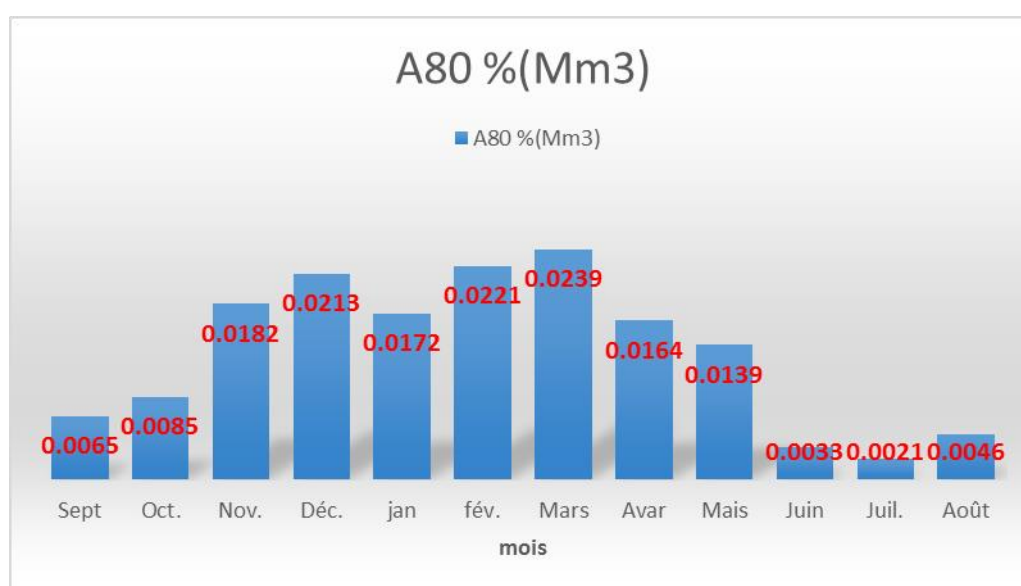


Figure 9 Répartition mensuelle des apports 80% de site de retenue

III.7 Etudes des crues

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

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à construire.

Les paramètres définissant une crue sont :

- ✚ Le débit maximum (débit de pointe).
- ✚ Le volume.
- ✚ Le temps.
- ✚ La forme (i.e. Hydrogrammes de crues).

La construction des hydrogrammes de crues passe d'abord par l'estimation des débits maximum fréquentiels : En l'absence de données pour les débits maximums pour la détermination des débits de pointe, nous allons procéder à l'utilisation des formules empiriques en suite la méthode GRADEX.

III.7.1 Les formules empiriques

Nom	Formule	III.
Formule de MALLET-GAUTHIER	$Q_{max,\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{moy}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}}$ <p>T : Période de retour (an) K : constante dépendant des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin $1 < K < 3$, on prend $K=2$ et $20 \leq A \leq 30$. $A = 25$ P_{moy} : Pluie moyenne interannuelle (m). S : Surface du bassin versant (Km²). L : Longueur du talweg principal (Km).</p>	32
Formule de SOKOLOV SKY	$Q_{max,\%} = \frac{0.28(P_{tc} - H_0)\alpha.F.S}{Tc}$ <p>P_{tc} : Précipitation de probabilité P% correspondant au temps de concentration (mm). S : Superficie du bassin (Km²). Tc: Temps de concentration (heures). H₀ : Perte d'eau initiale, au Nord algérien $H_0 = 7 \text{ mm}$. F : Coefficient de forme de la crue $\left[F = \frac{12}{4 + 3\gamma} \right]$</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pour $S < 50 \text{ Km}^2$ on a $\gamma = 2$. - Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable : $2 \leq \gamma \leq 2.5$. - Pour un bassin boisé : $3 \leq \gamma \leq 4$. 	35 36

	<p>On prend $\gamma=2$; d'où : $F= 1.2$.</p> <p>α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée. $\alpha_s = \frac{\sqrt{Xp} - \sqrt{H0}}{\sqrt{Xp} + \sqrt{H0}}$</p> <p>XP : précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.</p>	37
Formule de POSSENTI	$Q_{max, p\%} = \frac{\mu \cdot P_{max, p\%} \cdot S}{L}$ <p>$P_{max, \%}$: 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).</p>	33
Formule de Giandotti	$Q_{max, p\%} = \frac{C \cdot S \cdot h_{tc, p\%} \sqrt{h_{moy} - h_{min}}}{4\sqrt{S} + 1.5L}$ <p>S : Superficie du bassin versant (Km²). L : Longueur du talweg principal (Km). h_{moy}: Altitude moyenne (m). h_{min}: Altitude minimale (m). h_{tc, %} : Lamé d'eau précipitée pour une probabilité donnée et d'une durée égale au temps de concentration des eaux (m). C : Coefficient topographique variant entre 66 et 176. On prend C=170</p>	38
Formule de Turazza	$Q_{max, p\%} = \frac{C \cdot I_{tc} \cdot S}{3.6}$ <p>S : Superficie du bassin versant (Km²). C : Coefficient de ruissellement en fonction de la période de retour donnée. I_{ct} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration (mm/h).</p>	34

Tableau 15 Récapitulatif des débits maxima de crue

Période de retour (ans)	5	10	50	100	1000	10000
Formule de MALLET-GAUTHIER	27.36	32.77	42.77	46.42	56.88	65.69
Formule de SOKOLOVSKY	4.83	9.31	11.95	16.75	36.48	62.99
Formule de POSSENTI	77.79	97.38	143.74	166.29	245.21	336.81
Formule de Giandotti	36.56	45.76	50.49	58.39	86.12	118.30
Formule de Turazza	29.35	32.01	51.19	58.48	107.48	156.86
Moyenne (m³/s)	31.09	36.85	48.15	54.43	71.74	100.96

III.7.2 La méthode GRADEX

La méthode de Gradex est une approche hydropluviométrique probabiliste du calcul des débits de crues extrêmes d'une rivière pour des périodes de retour allant de 100 à 10000 ans, elle est développée par Guillot et Duband (1967).

Elle s'applique à des bassins versants de quelques dizaines à plusieurs milliers de km² (jusqu'à 5000 km²), recevant des pluies relativement homogènes du point de vue spatial.

La méthode est basée sur le processus physique global :

Pluies brutes → Pluies efficaces → Fonction de transfert → volume, point et forme de la crue.

III.7.2.1 Hypothèses de la méthode (ref.)

- ✓ Cette méthode s'appuie sur les hypothèses suivantes:
- ✓ les débits maximums recherchés sont provoqués uniquement par des pluies maximales, uniformément réparties sur le bassin. Il n'y a donc pas diverses origines de formation des crues.
- ✓ les pluies maximales et les débits correspondants suivent une même loi de distribution statistique, dite des extrême en raison de la nature du phénomène étudié (crues rares). Ceci exprime surtout le fait que le comportement asymptotique des lois de distribution des pluies et des débits est identique. La loi de Gumbel (Gumbel, 1958) est souvent utilisée dans ce but et dans ce cas uniquement, le caractère exponentiel de cette distribution est décrit par la pente de la droite d'ajustement des pluies observées, mesurées sur un diagramme de probabilité adéquat. La pente de cette droite est le gradient de cette distribution exponentielle.
- ✓ On admet que la rétention moyenne du bassin versant atteint sa valeur maximale pour une crue décennale $Q_{10 \text{ ans}}$.

Remarque : On n'a pas d'enregistrements des crues dans le bassin étudié, on estime par analogie avec le bassin le plus proche qui dispose de donnée enregistrée par la station de ZENATA de code 160507 de 18 ans

III.7.2.2 Etapes de la méthode :

- Choisir le pas de temps **n heures** (généralement égale à la moyenne des temps de base des hydrogrammes de crues disponibles, Pour la commodité des calculs on retiendra une valeur très arrondie, par exemple 2, 4, 6 ... 48 heures.). Le résultat final, débits de pointe, dépendent peu de h : il suffit de ne pas commettre d'erreur d'ordre de grandeur sur h)
- Ajuster par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières.

Calculer le Gradex des précipitations **a (pente de la droite de Gumbel)**.

$$P(\text{mm}) = a \cdot \mu + b \quad (\text{III.39})$$

(μ : variable réduite de Gumbel).

- Ajuster de la série des débits observés à la loi de Gumbel et déterminer débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits).

Exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule :

$$R \text{ (mm)} = Q \text{ (m}^3/\text{s)} * 3,6 * n \text{ (heures)} / S \text{ (km}^2) \quad (\text{III.40})$$

- Extrapoler de la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au gradex de la pluie.

$$Q_{\mu\%} = a \cdot \mu + b' \quad (\text{III.41})$$

Avec : a : le gradex de la pluie

μ : variable réduite de Gumbel ($\mu = -\ln(-\ln(F))$).

$b' = Q_{10 \text{ ans}} - a \cdot \mu(T=10 \text{ ans})$.

Tracer la droite de l'équation (III) sur même graphe que l'ajustement des $P_{j\max}$.

Tirer les Q pour chaque période de retour (en mm).

Exprimer ces Q en m^3/s par la formule :

$$Q \text{ (m}^3/\text{s)} = Q \text{ (mm)} * S \text{ (km}^2) / 3,6 * n \text{ (heures)} \quad (\text{III.42})$$

- Calcul du débit de pointe : Calculer sur les hydrogrammes des crues observées le rapport p égal au rapport débit de pointe sur débit moyen calculer à partir du coefficient du pointe suivant :

P : coefficient de point = $Q_{\max} / Q_{\text{moy}}$

$$Q_p \text{ (m}^3/\text{s)} = Q \text{ (m}^3/\text{s)} * P \quad (\text{III.43})$$

III.7.2.3 Données & Application :

1. Ajustement de la série pluviométrique (Pjmax) de la station de SIDI DJILALI à la loi de Gumbel : En utilisant le logiciel HYFRAN :

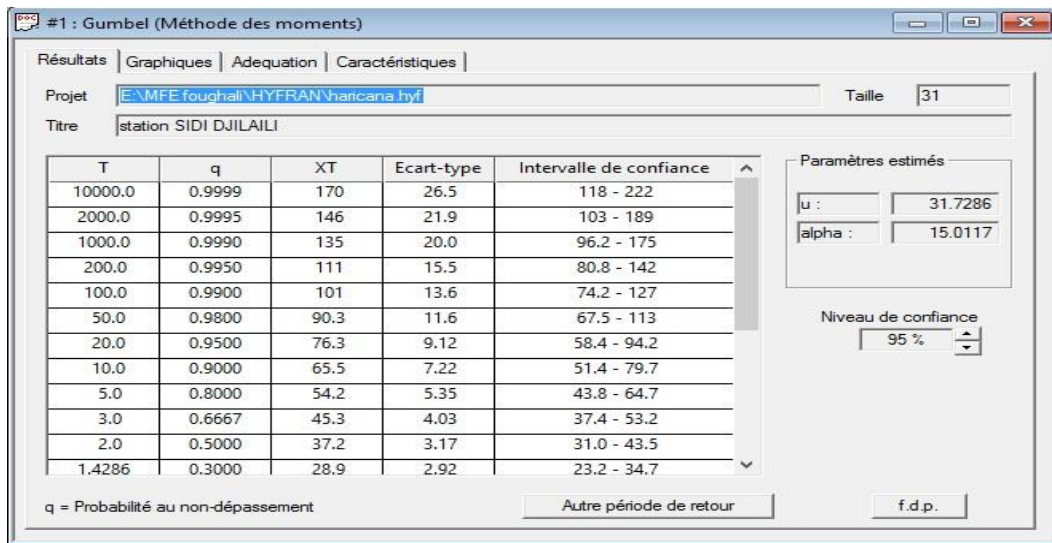


Figure 10 Résultats d’ajustement de la série pluviométrique de SIDI DJILALI

2. Détermination du Gradex : d’après l’HYFRAN, l’équation de la droite de Gumbel est :

$$P = 15.01 * \mu + 31.73 \tag{III.44}$$

Le Gradex est donc : **a=15.01 mm**

3. Choix du pas de temps :

Après l’examen des enregistrements des crue de la station de ZENATA (160507), on a estimé le temps de base par : **n=24 heures**.

4. L’ajustement de la série des débits de la station ZENATA à la loi de Gumbel nous a donné :

$$Q_{10 \text{ ans}} (\text{ZENATA}) = 70.9 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\begin{aligned} Q_{10 \text{ ans}} (\text{SIDI DJILALI}) &= Q_{10 \text{ ans}} (\text{A ZENATA}) * S_{\text{Bassin SIDI DJILALI}} / S_{\text{Bassin de ZENETA}} \\ &= 70.9 * (10.57 / 58.42) = \mathbf{12.82 \text{ m}^3/\text{s}} \end{aligned}$$

5. $R_{10 \text{ ans}} (\text{mm}) = Q_{10 \text{ ans}} (\text{m}^3/\text{s}) * 3,6 * n (\text{heures}) / S (\text{km}^2)$ (III.45)
 $= 12.82 * 3,6 * 24 / 10.57 = \mathbf{104.9 \text{ mm}}$

6. On fait l’extrapolation des débits au-delà du débit décennal :

$$Q_{\mu\%} = a \cdot \mu + b' \tag{III.46}$$

a : le gradex = 15.01 mm.

μ : variable réduite de Gumbel ($\mu = -\ln(-\ln(F))$).

$$b' = Q_{10 \text{ ans}} - a \cdot \mu(T=10 \text{ ans}) \quad \text{avec } F=1-1/10=0,9 \rightarrow \mu = 2,25$$

$$= 104.9 - 15.01 \cdot 2.25 = 71.09$$

Donc : l'équation du débit est : $Q_{\text{extrapolé}} \text{ (mm)} = 15.01 \cdot \mu + 71.09$ (III.47)

7. On trace cette équation sur même graphe que celui de l'ajustement des Pjmax, Pour chaque période de retour, on tire le débit en (mm) et on les exprime en (m³/s) en utilisant la formule III.47.

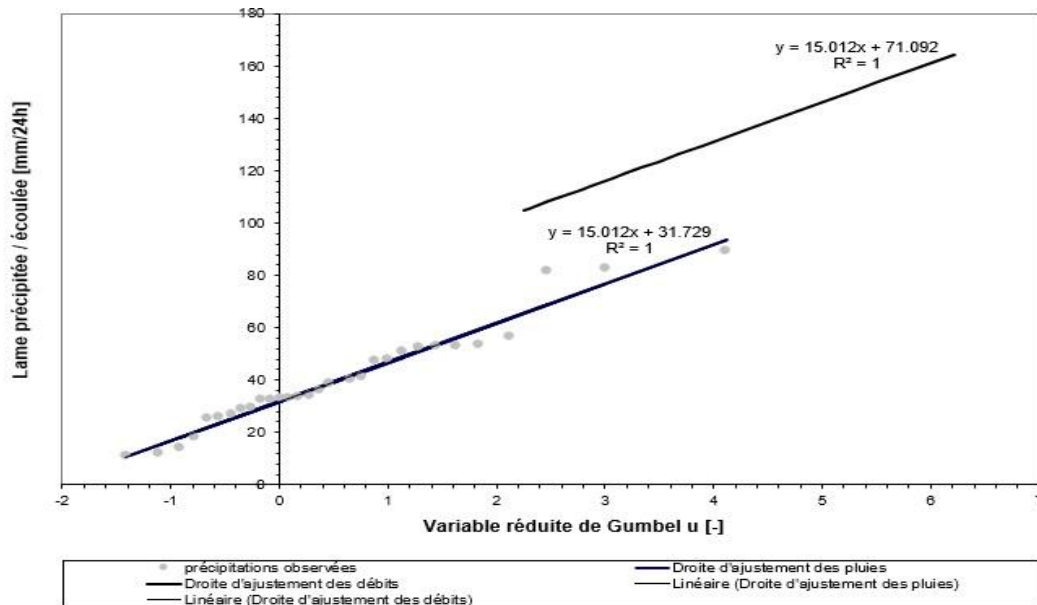


Figure 11 Graphe de la méthode de Gradex

8. Calcul des débits de pointe :

L'analyse des enregistrements des débits de la station hydrométrique de ZENATA nous a permis d'estimer le coeff. de pointe suivant :

$$P = Q_{\text{max}} / Q_{\text{moy}} = 3.2$$

Donc on multiplie tous les débits extrapolés par le coefficient de pointe pour obtenir les débits maximums pour chaque période de retour.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 16 Débits de pointe par la méthode GRADEX :

T[ans]	F(x) [-]	U [-]	Q _T [mm/24h]	Q _T [m ³ /s]	Q _P [m ³ /s]
10	0,900	2,25	104.9	13	41
50	0,980	3,90	129.7	16	51
100	0,990	4,6	140.1	17	55
500	0,998	6,21	164.4	20	64
1000	0,999	6.91	174.8	21	68
10000	0.9999	9.21	209.4	26	82

Interprétation :

La méthode du Gradex subit une faible variation de débits entre les différentes périodes de retour, dû à l'hypothèse de la méthode ainsi que la faible pente de la droite de Gumbel de l'ajustement des précipitations.

- ✓ On remarque qu'il n'y a pas de grandes différences entre les valeurs obtenues par les formules empiriques de MALLET-GAUTHIER, Giandotti, Turazza et celle obtenue par Gradex sur l'horizon de 500 ans.
- ✓ La formule empirique de SOKOLOVSKY sous-estime le débit et celle de POSSENTI surestime. Donc nous optons les valeurs obtenues par la méthode du GRADEX qui semble plus représentative.

III.7.3 Hydrogrammes de crue :

L'hydrogramme de crue sera établi selon la méthode de **SOKOLOVSKY**. Ce dernier consiste à assimiler l'hydrogramme à deux équations paraboliques l'une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue :

a) Pour le temps de montée :

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{T_m} \right)^2 \quad (\text{III.48})$$

- Q_m : Débit instantané de montée (m³/s) ;
- $T_m = T_c$: Temps de montée de la crue en heures égale au temps de concentration dans les petit BV $T_c = 1$ h

b) Pour le temps de décrue :

$$Q_d = Q_{\max} \left(\frac{T_d - t}{T_d} \right)^3 \quad (\text{III.49})$$

- Q_d : Débit instantané de la décrue (m³/s) ;
- Q_{\max} : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m³/s)
- T_d : Temps de la décrue en heures ; $T_d = \delta * T_m$.

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

Tableau 17 coefficients de forme de l'hydrogramme de crue δ

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

On prend $\delta=3 \rightarrow Td = 3*1 = 3$ heures.

Tableau 18 valeurs des débits de crues en fonction du temps

Temps (heures)	Période de retour (ans)				
	10	50	100	1000	10000
Débit max	41	51	55	68	82
0	0	0	0	0	0
0.1	0.41	0.51	0.55	0.68	0.82
0.2	1.64	2.04	2.2	2.72	3.28
0.3	3.69	4.59	4.95	6.12	7.38
0.4	6.56	8.16	8.8	10.88	13.12
0.5	10.25	12.75	13.75	17	20.5
0.6	14.76	18.36	19.8	24.48	29.52
0.7	20.09	24.99	26.95	33.32	40.18
0.8	26.24	32.64	35.2	43.52	52.48
0.9	33.21	41.31	44.55	55.08	66.42
1	41	51	55	68	82
1.2	8.86	11.02	11.88	14.69	17.71
1.4	6.22	7.74	8.34	10.32	12.44
1.6	4.17	5.18	5.59	6.91	8.33
1.8	2.62	3.26	3.52	4.35	5.25
2	1.52	1.89	2.04	2.52	3.04
2.2	0.78	0.97	1.04	1.29	1.55
2.4	0.33	0.41	0.44	0.54	0.66
2.6	0.10	0.12	0.13	0.16	0.19
2.8	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

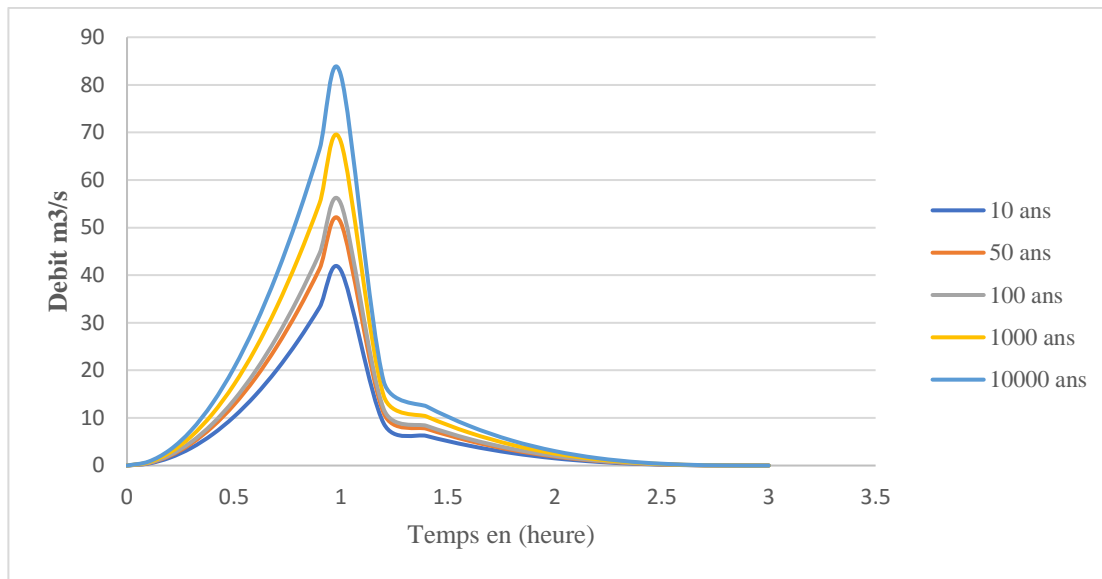


Figure 12 Hydrogrammes des crues probables en fonction du temps (SOKOLOVSKY)

III.7.4 Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Alors que le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser et le dégât qui peut se produire en aval lors de la défaillance de la retenue

Souvent, la crue du projet considérée est la crue du débit de point maximal, mais une crue moins importante mais plus étalée pourrait être plus défavorable.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques des crues à l'aval. Alors, pour son estimation, nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

Tableau 19 Crue de projet recommandé

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé
Elevés : Perte de vie et dommage considérable	1/100000 à 1/10000
Importants : Pas de perte de vie et dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles : Pas de perte de vie et dommages légers	1/1000 à 1/100

Pour notre cas on peut considérer que le risque d'avoir des pertes en vies humaines dans le cas d'une rupture est faibles ainsi que pour les dommages matériels. Donc nous avons choisi une crue de projet de probabilité 1% (T =100 ans) $Q_{\max 1\%} = 55 \text{ m}^3/\text{s}$.

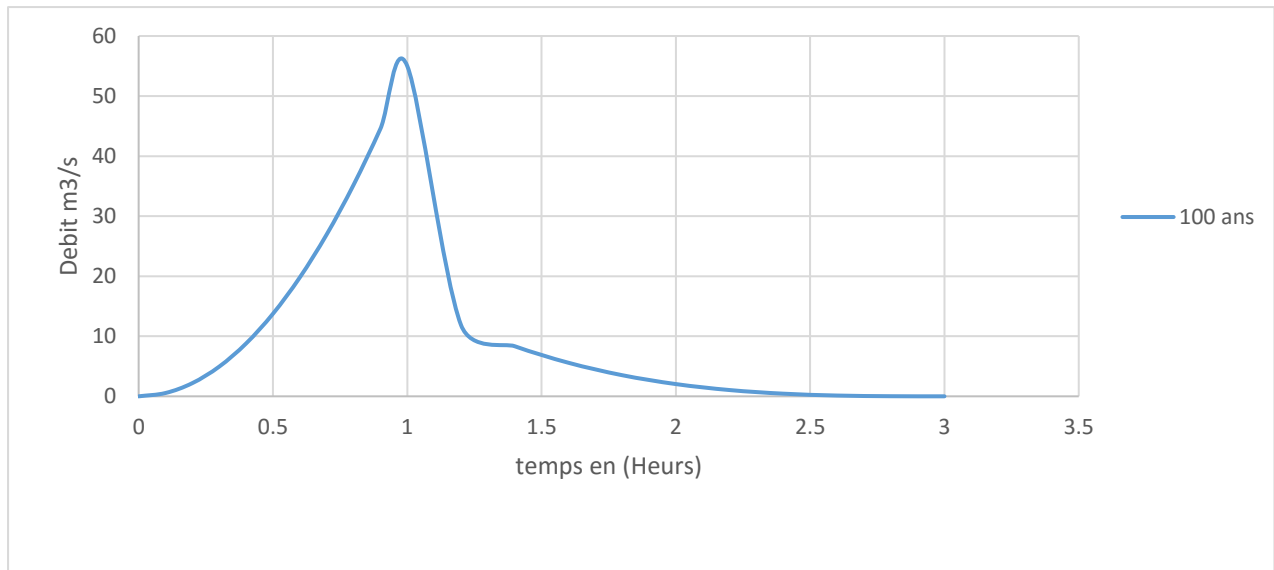


Figure 13 Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour centennial

Estimation des Apports solides et du volume mort

L’estimation des apports solides est indispensable pour le dimensionnement de l’ouvrage, l’évaluation correcte de sa durée de vie et la définition des modes de gestion et d’exploitation.

Le transport solide dépend de l’étendue et du relief du bassin versant, de la résistance de sol à l’érosion, liée elle-même à la végétation par la présence des racines, à la nature géologique des roches et au régime des pluies ainsi que des températures. Il a deux formes soit en suspension ou par charriage.

L’absence des mesures sur le transport solide oblige à avoir recours aux méthodes empiriques.

III.7.5 Apport solide en suspension :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau 20 valeurs du volume mort en suspension

Formule	III	Paramètres	Valeurs
	50	$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s}$	0.062
TIXERONT	51	Débit solide :(Tonne/an) $Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S$	5984.772
		T : temps d'exploitation (ans).	15
		δ_s : Poids spécifique des sédiments (t/m3)	1.6
		Le : lame d'eau écoulé (mm)	24.7
		S : surface du bassin versant (km2)	10.57
		α : Caractéristique de perméabilité.(moyenne)	350

FOURNIER	53	$V_m = \frac{Es \times S \times T}{\gamma_s}$	0.027
	54	Es : Taux d'abrasion en (t/Km2/an) = $\frac{1}{36} \left[\frac{Pm^2}{Pa} \right]^{2,65} \left[\frac{h^2}{s} \right]^{0,46}$	276.534
		γ_s : Poids spécifique des sédiments (t/m3).	1.6
		T : Duré de vie de l'ouvrage (ans)	15
		S: Surface du bassin versant (km ²).	10.57
	55	h= 45%*(Hmax - Hmin) (m).	303.75
		Pa: Pluie moyenne annuelle (mm).	293.9
	Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm).	44.3	
SAIDI 1991	56	$V_m = \frac{Es \times S \times T}{\gamma_s}$	0.011
	57	Es : Taux d'abrasion en (t/Km2/an) = $19 \cdot M_0^{1,246} \cdot Ce^{-0,885}$	106.98
		S : surface du BV (km2)	10.57
		T : temps d'exploitation (ans)	15
		γ_s : Poids spécifique des sédiments (t/m3).	1.6
		M0 : Module d'écoulement spécifique (l/s/km2)	0.78
	Ce : Coefficient de l'écoulement	0.1	

On opte la valeur la plus proche de la moyenne, celle de FOURNIER, donc $V_m = 0.027 \text{ Mm}^3$
(La valeur moyenne est de 0.033241 Mm^3)

III.7.6 Transport solide par charriage

Le transport solide par charriage est estimé entre (10 % à 20%) du transport solide en suspension. Prenons la moyenne du transport solide par charriage estimé à 15% de la totalité du transport solide en suspension. Donc le transport solide par charriage = $0,004 \text{ Mm}^3$

Donc, le volume mort durant 15 ans de vie de la retenue sera estimé à $0.032 \text{ Mm}^3 = 32 \text{ 000 m}^3$

III.8 Régularisation des débits

L'étude de régularisation de retenue projeté sur l'Oued MELKA OUIDAN EL ABED a pour objectif de déterminer le volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- ✓ La régularisation saisonnière : est utilisée lorsque les apports sont supérieurs à la demande
- ✓ La régularisation interannuelle. est utilisée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation. Dans ce cas de figure, les eaux des saisons humides sont stockées pour être distribuer lors des saisons sèches.

Les paramètres principaux pour le calcul de la régularisation

- ✓ L'apport (A80% en Mm³).
- ✓ La consommation totale (Mm³).
- ✓ Les infiltrations et l'évaporation.
- ✓ Les courbes caractéristiques de la retenue.

III.8.1 Répartition mensuelle de l'apport 80% :

Tableau 21 Répartition mensuelle de l'apport.

Mois	sept	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	mars	avril	mai	juin	juill.	aout	annuel
Apport (Mm ³)	0.0065	0.0085	0.0182	0.0213	0.0172	0.0221	0.0239	0.0164	0.0139	0.0033	0.0021	0.0046	0.158
Apport (%)	4.1	5.4	11.5	13.5	10.9	14.0	15.1	10.4	8.8	2.1	1.3	2.9	100

III.8.2 Répartition mensuelle des besoins :

Tableau 22 Répartition mensuelle des besoins.

Mois	sept	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	mars	avril	mai	juin	juill.	aout	annuel
Besoin (Mm ³)	0.0192	0	0	0	0	0	0	0	0.0171	0.0203	0.0278	0.0225	0.1069
Besoin (%)	0,18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,16	0,19	0,26	0,21	100

III.8.3 Courbes « Hauteurs – Capacités - Surfaces »

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

$$DV_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot \Delta H \quad (\text{III.57})$$

- ✓ S_i et S_{i+1} : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i et H_{i+1} en m²;
- ✓ ΔH : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveaux successives:

- ✓ ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm^3 .

$$DV1 = \frac{2}{3} \cdot S_{moy} \cdot DH \quad (III.58)$$

Tableau 23 les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface

Cote courbe	Surface Partielle en m2	Équidistance en m	Hauteur totale en m	Surface moyenne en m2	Volume partiel en m2	Volume cumulé en m3
982.1	0	0	0	0	0	0
983	3230.5	0.9	0.9	1615.25	726.8625	726.8625
984	8256.2	1	1.9	5743.35	5743.35	6470.213
985	15000.8	1	2.9	11628.5	11628.5	18098.71
986	24651.6	1	3.9	19826.2	19826.2	37924.91
987	37726.4	1	4.9	31189	31189	69113.91
988	51515	1	5.9	44620.7	44620.7	113734.6
989	72471.2	1	6.9	61993.1	61993.1	175727.7
990	93235.3	1	7.9	82853.25	82853.25	258581
991	115305	1	8.9	104269.9	104269.9	362850.9
992	136271	1	9.9	125787.5	125787.5	488638.4
993	154087	1	10.9	145179	145179	633817.3
994	170541	1	11.9	162314	162314	796131.3
995	188311	1	12.9	179425.9	179425.9	975557.2

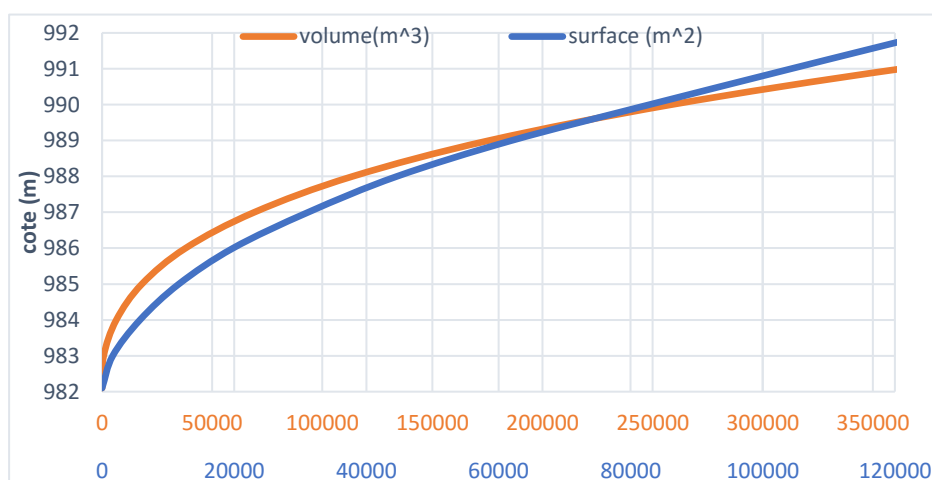


Figure 14 Courbe hauteur-surface-volume

III.8.4 Calcul du volume utile

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

- ✓ L'apport annuel A80%.
- ✓ La consommation totale et les pertes
- ✓ Le volume mort de la retenue.
- ✓ Le calcul de la régularisation qui est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

III.8.4.1 Procédé de calcul

- ✓ Détermination de la période de bonne hydraulicité.

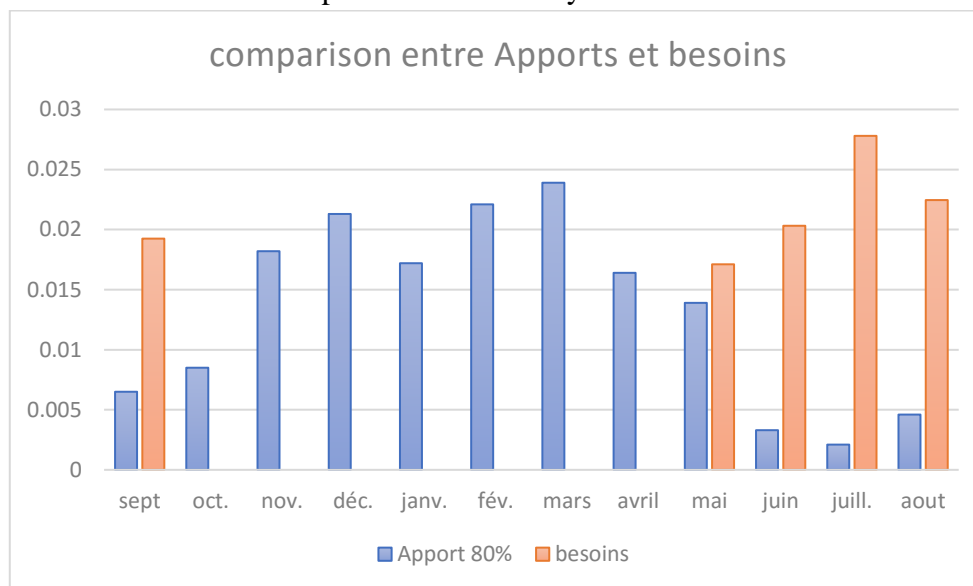


Figure 15 histogramme de besoin et apports

La période de bonne hydraulicité est celle du mois d'octobre jusqu'au mois d'avril.

- ✓ Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- ✓ Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
- ✓ Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

Les calculs se font comme suit : $V_{rf} = V_{ri} + (W - U)$. (III.59)

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

Remarque : Du moment que nos apports sont supérieurs aux besoins, on opte pour une régularisation saisonnière.

III.8.5 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

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

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

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

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

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

Tableau 24 représente le type de fonctionnement

Mois	A80%	B80%	A-P	Volume(Mm3)
Octobre	0.0085	0	0.0085	0.1276
Novembre	0.0182	0	0.0182	
Décembre	0.0213	0	0.0213	
Janvier	0.0172	0	0.0172	
Février	0.0221	0	0.0221	
Mars	0.0239	0	0.0239	
Avril	0.0164	0	0.0164	
Mai	0.0139	0.01710966	-0.003210	-0.076535
Juin	0.0033	0.02031773	-0.017017726	
Juillet	0.0021	0.0278032	-0.025703204	
Aout	0.0046	0.02245643	-0.017856434	
Septembre	0.0065	0.01924837	-0.012748372	

$$V_s = 0.1276 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 0.0765 \text{ Mm}^3 \quad \rightarrow \quad \text{Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.}$$

$$V_s > V_d \quad \text{D'où : } V_u = V_d \quad \text{Alors : } V_u = 0.0765 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera : $V_{NNR} = V_m + V_u = 0.032 + 0.0765 = 0.1085 \text{ Mm}^3$ La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normale d'exploitation, c'est-à-dire la côte au niveau normal de la retenue NNR.

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

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{20%} (Mm ³)	A-U(Mm ³)	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
oct	0.0085	0	0.0085	0.0405	0.032			0.032	0.0085
					0.0405			0.0235	0.032
Nov	0.0182	0	0.0182	0.0587	0.0587		0.0138	0.032	0.0213
Dec	0.0213	0	0.0213	0.08	0.08		0.0107	0.032	0.0031
Jan	0.0172	0	0.0172	0.0972	0.0972		0.0289	0.0461	
Fev	0.0221	0	0.0221	0.1193	0.1085	0.0108	0.0461	0.0682	
Mars	0.0239	0	0.0239	0.1324	0.1085	0.0239	0.0682	0.0921	
Avr	0.0164	0	0.0164	0.1249	0.1085	0.0164	0.0921	0.1085	
Mais	0.0139	0.0171	-0.0032	0.1053	0.1053		0.1085	0.1053	
Juin	0.0033	0.0203	-0.017	0.0883	0.0883		0.1053	0.0883	
juil	0.0021	0.0278	-0.0257	0.0626	0.0626		0.0883	0.0626	
Aout	0.0046	0.0225	-0.0179	0.0447	0.0447		0.0626	0.0447	
Sep	0.0065	0.0192	-0.0127	0.032	0.032		0.032	0.032	
						0.0511	0.032	0.0511	

Tableau 25 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³)

III.8.6 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

- ✓ Pertes par évaporation.
- ✓ Pertes par infiltration.

Pertes par évaporation

$$V_{ep} = S_{moy} \cdot E_s \quad (III.60)$$

- ✓ V_{ep} : volume perdu à cause de l'évaporation.
- ✓ E_s : Evaporation mensuelle (mm).
- ✓ S_{moy} : Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen (V_{moy}).
- ✓ V_{moy} : volume moyen.

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

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

Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

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

- ✓ V_{inf} : Volume perdu à cause de l'infiltration.
- ✓ δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette.
- ✓ V_{moy} : Volume moyen.
- ✓ $V_{rf,i}$ et $V_{rf,i+1}$: Les volumes de la retenue de deux mois successifs.

Tableau 26 Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm3)

Mois	V _{rf}	V _{moy} (Mm ³)	S _{moy} (m ²)	Es	V _{inf} (Mm ³)	V _{evap} (Mm ³)	P (Mm ³)	W _{80%} (m ³)	U _{80%} (m ³)	W-U-P (Mm ³)	1 ère consigne			2 eme consigne		
	(Mm ³)			(m)							V' _{rf} (Mm ³)	V' _{ri} (Mm ³)	S' (Mm ³)	V' _{ri} (Mm ³)	V' _{rf} (Mm ³)	S' (Mm ³)
Octo	0.032											0.032			0.0320	0.006
	0.0405	0.0363	23836	0.0650	0.0005	0.0015	0.0021	0.0085	0	0.0064	0.0384	0.0384		0.0259	0.0323	
Nove	0.0587	0.0496	29546	0.0420	0.0007	0.0012	0.0020	0.0182	0	0.0162	0.0546	0.0546		0.0323	0.0485	
Déce	0.0800	0.0694	37800	0.0270	0.0010	0.0010	0.0021	0.0213	0	0.0192	0.0739	0.0739		0.0485	0.0678	
Janvier	0.0972	0.0886	43748	0.0270	0.0013	0.0012	0.0025	0.0172	0	0.0147	0.0886	0.0886		0.0678	0.0825	
Février	0.1085	0.1029	48152	0.0270	0.0015	0.0013	0.0028	0.0221	0	0.0193	0.1078	0.1078		0.0825	0.1017	
Mars	0.1085	0.1085	50000	0.0440	0.0016	0.0022	0.0038	0.0239	0	0.0201	0.1279	0.1279		0.1017	0.1218	
Avril	0.1085	0.1085	50000	0.0580	0.0016	0.0029	0.0045	0.0164	0	0.0119	0.140	0.134	0.006	0.1218	0.1337	
Mai	0.1053	0.1069	49403	0.0670	0.0016	0.0033	0.0049	0.0139	0.0171	-0.0081	0.1256	0.1256		0.1337	0.1256	
Juin	0.0883	0.0968	46282	0.0830	0.0015	0.0038	0.0053	0.0033	0.0203	-0.0223	0.1033	0.1033		0.1256	0.1033	
Juillet	0.0626	0.0755	39684	0.1540	0.0011	0.0061	0.0072	0.0021	0.0278	-0.0329	0.0704	0.0704		0.1033	0.0703	
Aout	0.0447	0.0537	31244	0.1220	0.0008	0.0038	0.0046	0.0046	0.0225	-0.0225	0.0478	0.0478		0.0703	0.0478	
Sept	0.0320	0.0384	24830	0.1020	0.0006	0.0025	0.0031	0.0065	0.0192	-0.0159	0.0320	0.0320		0.0320	0.0320	
Volume excédentaire à évacuer												0.006			0.006	

Du tableau antérieur, il ressort : V_s = 0.108 Mm³ et V_d = 0.102 Mm³ → Donc, le barrage fonctionne à un seul temps. Et V_s > V_d alors on prend V_u = V_d = 0.101 Mm³ → V_{NNR} = V_u + V_m = 0.102 + 0.032 = 0.134 Mm³

Estimation de l'erreur Les volumes des pertes sont considérés comme consommation, pour ces calculs nous devons vérifier la condition suivante

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \times 100 \quad \text{Avec} \quad \varepsilon < 1\% \text{ a } 2\% \dots\dots\dots (III.63)$$

AN : ζ = 29 > 2 % **Donc** il faut faire des approximations successives des volumes moyens jusqu'à stabilisation de ces pertes

Mois	V _{rf}	V _{moy} (Mm ³)	S _{moy} (m ²)	Es	V _{inf} (Mm ³)	V _{evap} (Mm ³)	P (Mm ³)	W _{80%} (m ³)	U _{80%} (m ³)	W-U-P (Mm ³)	1 ère consigne			2 eme consigne		
	(Mm ³)			(m)							V'' _{rf} (Mm ³)	V'' _{ri} (Mm ³)	S'' (Mm ³)	V'' _{ri} (Mm ³)	V'' _{rf} (Mm ³)	S'' (Mm ³)
Octo	0.0320											0.0320			0.0320	0.003
	0.0384	0.0465	23326.8700	0.0650	0.0005	0.0015	0.0020	0.0085	0.0000	0.0065	0.0385	0.0385		0.0291	0.0356	
Nove	0.0546	0.0642	28252.4338	0.0420	0.0007	0.0012	0.0019	0.0182	0.0000	0.0163	0.0548	0.0548		0.0356	0.0519	
Déce	0.0739	0.0812	35683.8489	0.0270	0.0010	0.0010	0.0019	0.0213	0.0000	0.0194	0.0741	0.0741		0.0519	0.0713	
Janvier	0.0886	0.0982	41463.0821	0.0270	0.0012	0.0011	0.0023	0.0172	0.0000	0.0149	0.0890	0.0890		0.0713	0.0862	
Février	0.1078	0.1178	46708.1937	0.0270	0.0015	0.0013	0.0027	0.0221	0.0000	0.0194	0.1084	0.1084		0.0862	0.1055	
Mars	0.1279	0.1308	52904.2563	0.0440	0.0018	0.0023	0.0041	0.0239	0.0000	0.0198	0.1282	0.1282		0.1055	0.1253	
Avril	0.1337	0.1297	57282.2078	0.0580	0.0020	0.0033	0.0053	0.0164	0.0000	0.0111	0.1393	0.1360	0.003	0.1253	0.1364	
Mai	0.1256	0.1144	56896.1495	0.0670	0.0019	0.0038	0.0058	0.0139	0.0171	-0.0090	0.1270	0.1270		0.1364	0.1275	
Juin	0.1033	0.0868	51756.7612	0.0830	0.0017	0.0043	0.0060	0.0033	0.0203	-0.0230	0.1040	0.1040		0.1275	0.1044	
Juillet	0.0704	0.0591	43201.4691	0.1540	0.0013	0.0067	0.0080	0.0021	0.0278	-0.0337	0.0703	0.0703		0.1044	0.0708	
Aout	0.0478	0.0399	33529.1815	0.1220	0.0009	0.0041	0.0050	0.0046	0.0225	-0.0228	0.0475	0.0475		0.0708	0.0479	
Sept	0.0320	0.0160	25496.1533	0.1020	0.0006	0.0026	0.0032	0.0065	0.0192	-0.0159	0.0316	0.0316		0.0479	0.0320	
Volume excédentaire à évacuer												0.003			0.003	

Du tableau précédant, il ressort : V_s = 0.107 Mm³ et V_d = 0.104 Mm³ → Donc, le barrage fonctionne à un seul temps. Et V_s > V_d

Alors on prend V_u = V_d = 0.104 Mm³ → V_{NNR} = V_u + V_m = 0.104 + 0.032 = 0.136 Mm³

Estimation de l'erreur : Les volumes des pertes sont considérés comme consommation, pour ces calculs nous devons vérifier la condition suivante

$$\varepsilon = \frac{V''_u - V'_u}{V'_u} \times 100 = \frac{0.104 - 0.102}{0.102} \cdot 100 = 1.9 \quad \text{Avec} \quad \varepsilon < 1\% \text{ a } 2\% \dots\dots\dots (III.64)$$

AN: ζ = 1.97 > 2 % Donc condition vérifiée

Les paramètres de stockage de la retenue collinaire d’oued MALKA sont recapituler dans le tableau

Tableau 27Récapitulatif des résultats

Désignation	Unité	Quantité
Volume mort	m3	32000
Volume utile	m3	104000
Volume NNR	m3	136000
Quantité d'eau pour l'irrigation	m3	106900
Cote VM	mNGA	985.7
Côte NNR	mNGA	988.37
Norme d'irrigation	m3/ha	5346,77
Surface à irriguer	ha	20

III.9 Laminage des crues

On appelle le laminage d’une crue la réduction du débit de pointe. Il permet d’étaler dans le temps l’hydrogramme de crue grâce à l’évacuateur de crue ainsi que la réduction des dimensions et du cout de ce dernier sans touchés la sécurité de l’ouvrage.

III.9.1 Le Principe du laminage :

Celui-ci est définie comme suit (i.e. Volume entrant = volume emmagasiner + volume sortant)

$$Qdt = Sdh + qdt \dots\dots\dots (III.51)$$

Avec :

- ✓ Q : Le débit entrant de la crue.
- ✓ q : Le débit déversé par l’évacuateur de crue (débit laminé)
- ✓ S : La surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumule à l’instant t est : $Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots (III.52)$

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

Il existe plusieurs méthodes de calcul parmi on site ceux de : Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step, Muskingam, nous retenons la méthode de Muskingam

III.9.2 Méthode de Muskingum (Muskingum, 1993)

Pour dimensionner évacuateur de crue on travaille sur un débit centennal de (100 ans) égale a 55 m3/s ainsi que les écoulements pendant les périodes de crue obéit aux équations de Saint-Venant, ces équations traduisent la conservation de la masse et de quantité de mouvement à travers une section d'écoulement

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

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

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

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial X} = q \dots\dots\dots(III.53)$$

Où :A : la Section d'écoulement

- ✓ I : débit entrant
- ✓ q : débit latérale
- ✓ : Le débit sortant.
- ✓ S : l'emmagasinement ou stockage

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

$$S2 - S1 = \left(\frac{I1+I2}{2} - \frac{O1+O2}{2} \right) \Delta t \dots\dots\dots(III.54)$$

En simplifiant cette équation on trouve :

$$2 \frac{S2}{\Delta t} + O2 = I1 + I2 + 2 \frac{S1}{\Delta t} + O1 - 2O1 \dots\dots\dots(III.55)$$

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

$$\frac{2s}{Dt} + O = f(O) \dots\dots\dots(III.56)$$

Les données de calcul sont dans le tableau suivant :

Qmax (m3/s)	55
cote NNR (mNGA)	988.37
2*g	19.62
m	0.49
dt(h)	0.1
dt(s)	360
temps de base (h)	3

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

- ✓ Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q = m.b.\sqrt{2.g}.H^{3/2} \dots\dots\dots(III.57)$$

- ✓ Pour : **b=4m** et **m =0.49** : $Q= 8.68 H^{3/2}$
- ✓ La courbe surface hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure ci-dessous) avec un coefficient de corrélation $r =0.999$ entre les altitudes 988.37m NGA et 992 m NGA

$$Y= 21264x + 58865$$

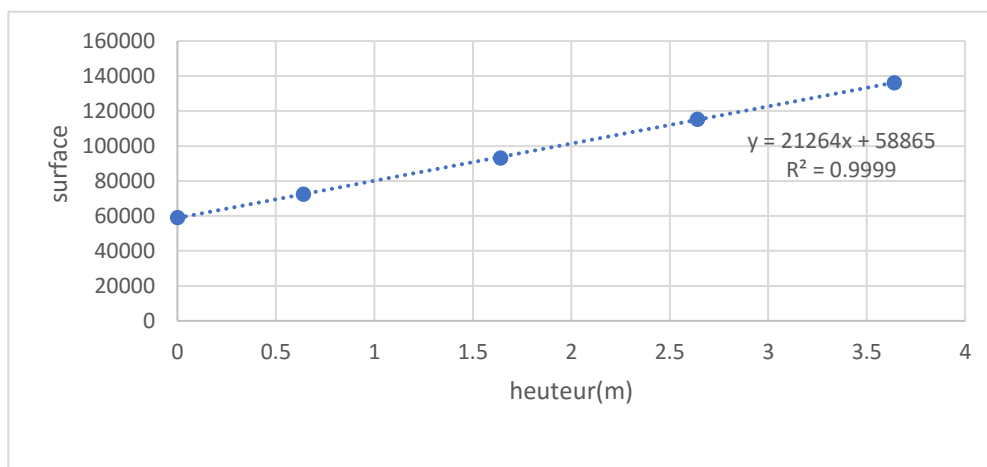


Figure 16Modélisation de la courbe surface-hauteur

- ✓ La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage $f(Q_s)= (2S/\Delta t) + Q_s$ Initialement le débit de sortie $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ et la hauteur $H= 0\text{m}$, le volume stocké $V_s =0 \text{ m}^3$.
- ✓ La valeur maximale de débit d'entrée $Q_e=55 \text{ m}^3/\text{s}$ nous donne la plage à couvrir avec le variable H : $55= 8.68 H^{3/2}$ soit $H_{\text{max}} = 3.42 \text{ m}$.

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

Tableau 28Calcul de la courbe caractéristique du barrage.

Voici la courbe caractéristique de barrage :

cote mNGA	H(m)	Surface (m2)	S (m3)	O (m3/s)	2S/Dt+O
988.37	0	0	0.0	0.00	0.00
988.87	0.5	69497	34748.5	3.07	196.12
989.37	1	80129	80129	8.7	453.84
989.87	1.5	90761	136141.5	15.9	772.29
990.37	2	101393	202786	24.6	1151.14
990.87	2.5	112025	280062.5	34.3	1590.21
991.37	3	122657	367971	45.1	2089.39
991.79	3.42	131587.88	450030.5496	55	2555.07

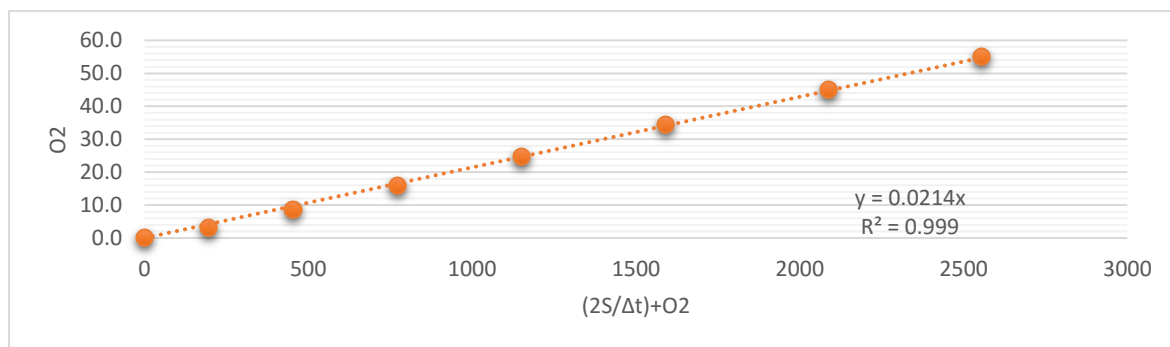


Figure 17 Courbe caractéristique de la cuvette

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

$$2 \frac{S2}{\Delta t} + O2 = I1 + I2 + 2 \frac{S1}{\Delta t} + O1 - 2O1 \dots \dots \dots (III.58)$$

On détermine l'hydrogramme laminé par le tableau suivant

T(h)	I (m ³)	I1+I2	Hdev	S	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	O
0	0	0	0.000	0	0.000	0.000	0.000
0.1	0.55	0.55	0.012	706.11	0.550	3.911	0.011
0.2	2.2	2.75	0.063	3792.66	6.661	20.933	0.137
0.3	4.95	7.15	0.164	10255.07	28.083	56.394	0.579
0.4	8.8	13.750	0.303	19780.44	70.144	108.444	1.447
0.5	13.75	22.550	0.460	31553.38	130.994	172.591	2.705
0.6	19.8	33.550	0.623	44886.51	206.141	245.106	4.264
0.7	26.95	46.750	0.786	59386.51	291.856	323.879	6.046
0.8	35.2	62.150	0.948	74913.75	386.029	408.176	8.012
0.9	44.55	79.750	1.110	91505.55	487.926	498.218	10.146
1	55	99.550	1.272	109316.6	597.768	594.858	12.457
1.2	11.88	66.880	1.363	119696.1	661.738	318.682	13.807
1.4	8.34	20.224	0.869	67178.93	338.906	179.581	7.027
1.6	5.59	13.933	0.597	42700.04	193.514	114.610	4.001
1.8	3.52	9.110	0.442	30209.16	123.719	81.360	2.555
2	2.04	5.557	0.350	23171.19	86.917	62.571	1.794
2.2	1.04	3.080	0.290	18844.72	65.651	50.992	1.354
2.4	0.44	1.483	0.250	16014.2	52.475	43.402	1.082
2.6	0.13	0.570	0.222	14101.27	43.972	38.264	0.907
2.8	0.02	0.147	0.203	12802.21	38.410	34.770	0.792
3	0.00	0.016	0.190	11930.85	34.786	32.424	0.717

Tableau 29 Hydrogramme d'entrée et hydrogramme de sortie

Hydrogramme d'entrée			Hydrogramme de sortie									
T(h)	I (m ³ /s)	I1+I2	B(m)	4	6	8	10	12	14	16	18	20
			Hd(m)	1.36	1.18	1.06	0.97	0.94	0.85	0.83	0.76	0.71
0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00	0.00
0.1	0.55	0.55	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.029	0.03	0.035	0.04
0.2	2.2	2.75	0.14	0.18	0.22	0.26	0.28	0.315	0.34	0.368	0.38	0.38
0.3	4.95	7.15	0.58	0.76	0.90	1.02	1.09	1.213	1.30	1.391	1.41	1.41
0.4	8.8	13.75	1.45	1.86	2.17	2.43	2.58	2.834	3.02	3.202	3.22	3.22
0.5	13.75	22.55	2.71	3.43	3.95	4.39	4.64	5.053	5.38	5.649	5.65	5.65
0.6	19.8	33.55	4.26	5.35	6.10	6.75	7.17	7.720	8.24	8.571	8.57	8.57
0.7	26.95	46.75	6.05	7.51	8.53	9.43	10.12	10.764	11.55	11.901	11.92	11.92
0.8	35.2	62.15	8.01	9.90	11.22	12.40	13.50	14.192	15.34	15.660	15.75	15.75
0.9	44.55	79.75	10.15	12.49	14.17	15.70	17.41	18.071	19.72	19.930	20.15	20.15
1	55	99.55	12.46	15.32	17.43	19.39	21.99	22.510	24.85	24.837	25.28	25.28
1.2	11.88	66.88	13.81	16.72	18.84	20.80	23.91	23.840	26.43	25.836	26.13	26.13
1.4	8.34	20.22	7.03	8.14	8.80	9.39	10.35	10.099	10.86	10.414	10.19	10.19
1.6	5.59	13.93	4.00	4.54	4.81	5.04	5.35	5.275	5.55	5.383	5.20	5.20
1.8	3.52	9.11	2.55	2.88	3.03	3.16	3.27	3.283	3.41	3.363	3.24	3.24
2	2.04	5.56	1.79	2.02	2.13	2.21	2.24	2.288	2.36	2.353	2.26	2.26
2.2	1.04	3.08	1.35	1.53	1.60	1.66	1.66	1.710	1.75	1.758	1.68	1.68
2.4	0.44	1.48	1.08	1.22	1.28	1.32	1.30	1.343	1.37	1.374	1.30	1.30
2.6	0.13	0.57	0.91	1.02	1.06	1.09	1.06	1.102	1.11	1.119	1.05	1.05
2.8	0.02	0.15	0.79	0.89	0.92	0.95	0.91	0.944	0.95	0.953	0.89	0.89
3	0.00	0.00	0.72	0.81	0.83	0.85	0.81	0.845	0.84	0.848	0.79	0.79
3.2	0.00	0.00	0.67	0.75	0.78	0.79	0.75	0.783	0.78	0.784	0.72	0.72

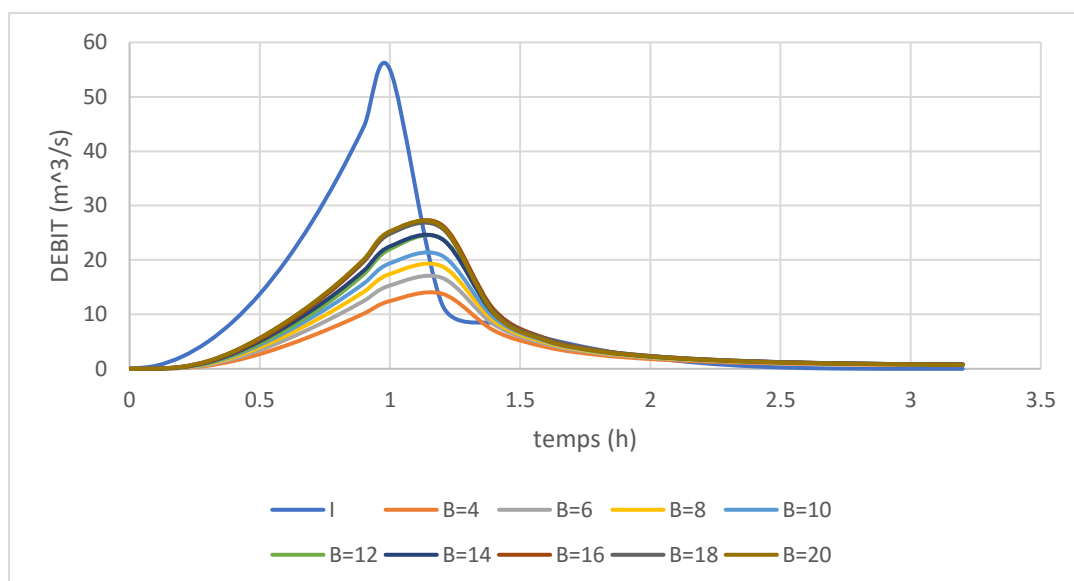


Figure 19 : Hydrogramme de sortie

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé nous avons le débit évacuer, le volume forcé et la lame déversée ces valeurs sont représentés dans le tableau III.39 suivant :

Tableau 30 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum

B(m)	q laminé (m³/s)	H _a (m)	NPHE (mNGA)	Vforcé (m³)
4	13.81	1.36	989.73	99382.05
6	16.72	1.18	989.55	84587.21
8	18.84	1.06	989.43	74526.08
10	20.80	0.97	989.34	67069.29
12	23.91	0.94	989.31	64583.69
14	23.840	0.85	989.22	57126.90
16	26.43	0.83	989.2	55469.83
18	25.836	0.76	989.13	49670.10
20	26.13	0.71	989.08	45527.44

III.10 Etude d'optimisation :

Cette partie consiste à faire une étude technico-économique afin de déterminer la valeur de la largeur d'évacuateur de crue par rapport à la hauteur de la digue optimale. Pour cela, il faut évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue pour choisir la plus économique.

III.10.1 La revanche

C'est la différence de niveau entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux. Elle est calculée en fonction des batillages des vagues par le vent dans le lac. Pour le calcul de la revanche plusieurs formules empirique sont utilisés parmi on site ceux représenté sur le tableau suivant :

Résultats de calcul de la revanche

NOM ET SOURCE	III	Formule	Valeur
MAILLET et PAQUANT	77	$R(m) = h + \frac{V^2}{2g} + S$	1.435
	78	V (m/s) : Vitesse de propagation des vagues $V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}h$	1.989
	79	$h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F}$	0.734
		S (m) : Marge de sécurité	0.5
		F (km) : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch	0.492
STENVENSON et GUAILLARD	80	$R = Hv + \frac{V^2}{2g} + S$	1.758
		S (m) : Marge de sécurité	0.5
	81	$V = 1.5 + 2.H$	3.061
	82	Hv (m) : Hauteur des vagues $Hv = 0.76 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F}$	0.781
DAVIS	83	$R = 0.75Hv + \frac{V^2}{2g}$	1.063
		$V = 1.5 + 2Hv$	3.061
	82	$Hv = 0.76 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F}$	0.781
		F(km): Le fetch	0.492
Simplifiée	84	$R = 1 + 0,3\sqrt{F}$	1.21
		F(km): Le fetch	0.492
Moyenne			1.37

Conclusion : On prend la valeur qui coïncide avec la moyenne. Donc celle obtenue par la formule de MAILLET et PAQUANT : **R=1.44 m**

III.10.2 Tassement

Le tassement est calculé par les formules suivantes : $T = 0.015 h_b$

- ✓ T = Tassement de la crête du barrage.
- ✓ h_b = Hauteur du barrage.

Tableau 29 resultat

B(m)	NPHE (mNGA)	Hb	$T = 0.015 h_b$
			III.84
4	989.73	7.63	0.11
6	989.55	7.45	0.11
8	989.43	7.33	0.11
10	989.34	7.24	0.11
12	989.31	7.21	0.11
14	989.22	7.12	0.11
16	989.2	7.1	0.11
18	989.13	7.03	0.11
20	989.08	6.98	0.10

Donc le tassement est estimé à **0,11 m**.

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.

Généralement, pour les petits barrages, La largeur en crête est égale ou supérieur à 3 m en cas ou il n'y a pas de passage routier. Si la hauteur de barrage dépasse le 9 m, on prend b_{cr} égale au tiers de la hauteur de la digue La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

🚧 Formule T.KNAPPEN $b = 1,65H_b^{0.5}$ (III.86)

🚧 Formule E.F.PREECE $b = 1,1H_b^{0.5} + 1$ (III.87)

🚧 Formule SIMPLIFIEE (Anonyme) $b = 3,6.H^{1/3} - 3$ (III.88)

🚧 Formule pratique (USBR) $b = 5 / 3 \sqrt{H_b}$ (III.89)

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

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \quad (III.90)$$

NNR : cote du niveau NNR (m NGA)

Cf : Cote du fond = 982.1 m

H_{dév} : charge déversant au-dessus du déversoir

R : Revanche = 1,44m, t : tassement = 0,11 m.

Tableau 30 Résultats de calcul de la largeur en crête.

B (m)	NNR (m NGA)	Cf (m NGA)	hdev (m)	R (m)	T (m)	Hb (m)	Largeur en crête (m)				
							KNAP.	PREECE	SIMPLIF.	PRATIQ.	MOYENNE
4	988.37	982.1	1.36	1.44	0.11	9.18	5.0	4.3	4.5	5.0	4.7
6	988.37	982.1	1.18	1.44	0.11	9	4.9	4.3	4.5	5.0	4.7
8	988.37	982.1	1.06	1.44	0.11	8.88	4.9	4.3	4.5	5.0	4.7
10	988.37	982.1	0.97	1.44	0.11	8.79	4.9	4.3	4.4	4.9	4.6
12	988.37	982.1	0.94	1.44	0.11	8.76	4.9	4.3	4.4	4.9	4.6
14	988.37	982.1	0.85	1.44	0.11	8.67	4.9	4.2	4.4	4.9	4.6
16	988.37	982.1	0.83	1.44	0.11	8.65	4.9	4.2	4.4	4.9	4.6
18	988.37	982.1	0.76	1.44	0.11	8.58	4.8	4.2	4.4	4.9	4.6
20	988.37	982.1	0.71	1.44	0.11	8.53	4.8	4.2	4.4	4.9	4.6

On opte pour une largeur en crête de **B = 4 m** car on a un petit barrage qui ne dépasse pas le 9 mètres

III.10.3 Calcul des coûts

III.10.3.1 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 déversant, en utilisant les formules suivantes :

$$V_b = \sum V_i \quad (III.91)$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \quad (III.92)$$

- ✓ Vi : le volume de barrage à la cote i.
- ✓ Li : distance entre deux coupes voisines.
- ✓ Si : section transversale correspondante à la coupe i, donnée par la formule :

$$S_i = \frac{b + Bi}{2} \cdot H_i \quad (III.93)$$

✓ B_i : largeur de base ; $B_i = (m_1 + m_2) H_i + b$ (III.94)

✓ m_1, m_2 : fruits de talus amont et aval du barrage. ($m_1=2.5, m_2=2.5$).

✓ H_i : hauteur de la tranche au point i , donnée par : $H_i = NNR - C_f + R + H_d + t$

Le prix du mètre cube de remblai est estimé à 500 DA.

Les volumes et les couts de la digue pour les différentes largeurs sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.39 : Cout de la digue

B (m)	H b (m)	V b (m3)	Coût (DA)
4	9.18	32804.05	16402025.92
6	9.00	31149.49	15574742.56
8	8.88	30074.44	15037221.48
10	8.79	29281.52	14640758.64
12	8.76	29020.28	14510140.54
14	8.67	28245.75	14122874.4
16	8.65	28075.47	14037737.17
18	8.58	27484.83	13742414.48
20	8.53	27484	13742001.77

III.10.3.2 Coût de l'évacuateur de crues

 *Le déversoir :*

Le type déversoir est de « Creager » s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement, ainsi que cette lame d'eau épouse toujours ce type de profil. Le déversoir sera construit en béton armé.

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversant à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \left(\frac{X}{H} \right)^{1,80} \quad (III.96)$$

Avec :

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

Le volume du déversoir sera : $V_d = S * B$

Avec :

- ✓ S : Section transversale (m²).
- ✓ B : Largeur De déversoir (m).

En fixant le mètre cube de béton à 35 000DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau 31 Coût de déversoir

B (m)	H (m)	S (m ²)	Va (m ³)	Coût (DA)
4	1.36	3.6375	16	560000
6	1.18	4.081	27	945000
8	1.06	4.2	32	1120000
10	0.97	4.194	41.94	1467900
12	0.94	4.189	50.268	1759380
14	0.85	4.22625	59.1675	2070862.5
16	0.83	4.3225	69.16	2420600
18	0.76	4.445	80.01	2800350
20	0.71	4.46775	89.355	3127425

✚ *Le coursier :*

Le coursier est de section rectangulaire avec une longueur approximative de 190 m (inclut le bassin de dissipation et le canal de fuite, voir vue en plan de l'aménagement).

- ✓ Le volume du béton de coursier est calculé par : $V_{\text{béton}} = S_{\text{Béton}} \cdot L_{\text{coursier}}$ (III.97)
- ✓ Les épaisseurs du radier et des murs bajoyer sont pris respectivement de 0.5 et 0.3m.
- ✓ La largeur de coursier est donnée par : $b_{\text{coursier}} = (Q_{e,\text{max}})^{0.4}$ (III.98)

$$b_{\text{ext. Coursier}} = b_{\text{coursier}} + 0.6$$

$$S_{\text{radier}} = b_{\text{ext. Coursier}} * e \quad \text{avec } e=0.5\text{m}$$

$$H_{\text{mur}} = H_{\text{déversante}} + 0,3$$

$$S_{\text{mur}} = H_{\text{mur}} * e * 2 \quad \text{avec } e=0,3$$

$$\text{Volume du coursier} = (S_{\text{radier}} + S_{\text{mur}}) * L$$

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{Béton}} \cdot L_{\text{coursier}}$$

Tableau 32 Coût de coursier.

B (m)	H (m)	Q (m ³ /s)	b _{coursier} (m)	b _{ext. cour.} (m)	S _{radier} (m ²)	H _{mur} (m ²)	S _{murs} (m ²)	S _{tot} (m ²)	V _{béton} (m ³)	Coût (10 ⁶ DA)
4.00	1.36	13.81	2.86	3.46	1.73	1.66	1.00	2.73	517.76	18121583.63
6.00	1.18	16.72	3.09	3.69	1.84	1.48	0.89	2.73	518.82	18158754.24
8.00	1.06	18.84	3.24	3.84	1.92	1.36	0.82	2.73	519.48	18181690.81
10.00	0.97	20.80	3.37	3.97	1.98	1.27	0.76	2.75	521.63	18257116.61
12.00	0.94	23.91	3.56	4.16	2.08	1.24	0.74	2.82	536.55	18779104.84
14.00	0.85	23.84	3.56	4.16	2.08	1.15	0.69	2.77	525.89	18406131.41
16.00	0.83	26.43	3.71	4.31	2.15	1.13	0.68	2.83	537.84	18824261.90
18.00	0.76	25.84	3.67	4.27	2.14	1.06	0.64	2.77	526.67	18433446.84
20.00	0.71	26.13	3.69	4.29	2.14	1.01	0.61	2.75	522.55	18289331.26

III.10.3.3 Coût total du barrage

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné dans le tableau suivant :

Tableau 33 Coût total du barrage

B (m)	Hd(m)	Coût de la digue (DA)	Coût de l'évacuateur (DA)	Coût total (DA)
4.00	1.36	16402025.92	18681583.63	35083609.55
6.00	1.18	15574742.56	19103754.24	34678496.8
8.00	1.06	15037221.48	19301690.81	34338912.29
10.00	0.97	14640758.64	19725016.61	34365775.25
12.00	0.94	14510140.54	20538484.84	35048625.38
14.00	0.85	14122874.4	20476993.91	34599868.31
16.00	0.83	14037737.17	21244861.9	35282599.07
18.00	0.76	13742414.48	21233796.84	34976211.32
20.00	0.71	13742001.77	21416756.26	35158758.03

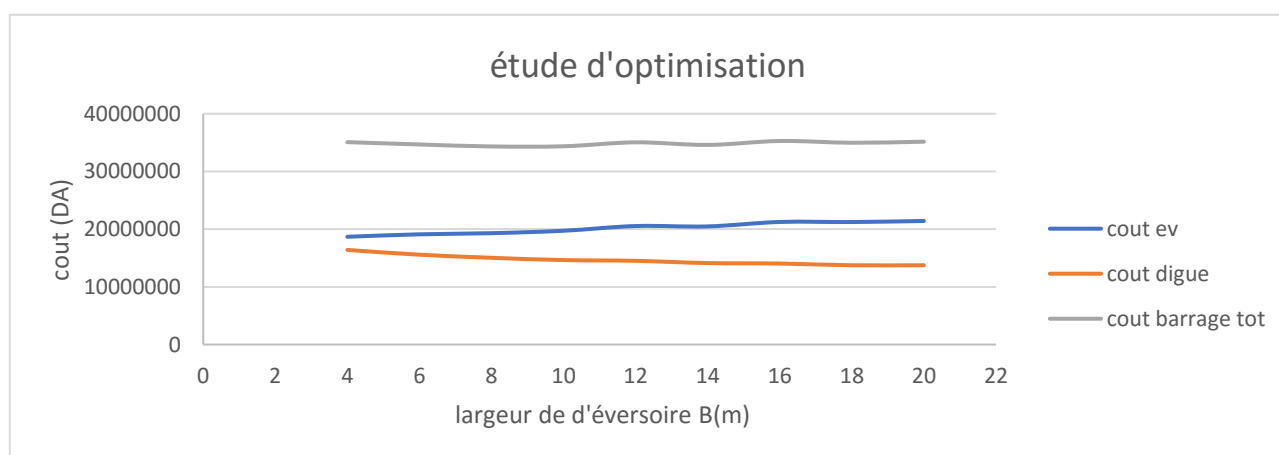


Figure 18 Le coût de la digue, l'évacuateur et le total du barrage

D'après l'étude d'optimisation on opte pour une largeur déversant de 8 m comme illustré dans le tableau suivant :

Tableau 34 Résultats de l'étude d'optimisation.

Largeur déversoir	Lame déversante	Débit déversant	Hauteur du barrage	Côte en crête
8.00 m	1,06 m	18.84 m ³ /s	8.88 m	990.98 m

Ce qui donne un coefficient d'amortissement :

$$F = \frac{\text{Débit laminé}}{\text{débit de crue}} \cdot 100 = \frac{18.84}{55} \cdot 100 = 34 \%$$

III.11 Conclusion :

On a réussi à déterminer toutes les caractéristiques hydrologiques du bassin, ainsi que tous les paramètres initiaux caractérisent notre retenue collinaire et son évacuateur de crue qui nous aident au choix de la variante dans le chapitre suivant.

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

Tableau 35 Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage

Denominations	Unités	Valeurs
Volume mort	m ³	32000
Volume utile	m ³	104000
Volume au NNR	m ³	136000
Côte du fond	m NGA	982.1
Côte NNR	m NGA	988.37
Côte NPHE	m NGA	989.43
Tassement	m	0.11
Revanche	m	1.44
Côte en crête	m NGA	990.98
Largeur en crête	m	4
Debit évacué	m ³ /s	18.84
Largeur du déversoir	m	8
Charge déversée	m	1,06

Chapitre IV :

Étude des variantes de la digue

IV.1 Introduction

L'objectif principal du présent chapitre est le choix de la variante de la digue approprié à notre site. Ceci sera effectué on se basant sur différents critères (i.e. géologique et morphologique ...),

Pour cela on débutera par le calcul général de la digue ensuite en va passer à l'étanchéité, après en entame la protection des talus et en finissent par une étude comparative du cout des variantes choisis afin de prendre la plus économique.

IV.2 Conditions d'emplacement de l'axe de la retenue

L'axe du Retenue est projeter sur la base de certaines conditions dictées par les critères : économie, sécurité, facilité d'exécution de l'ouvrage, la topographie, la géologie et l'hydrologie. En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

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

IV.2.1 Choix du type de la retenue

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

- ✓ La topographie du site.
- ✓ La morphologie de la vallée.
- ✓ Les critères géologiques et géotechniques de la fondation.
- ✓ Les matériaux de construction (quantité et qualités)

En se basant sur ces exigences ainsi que la distance des zones d'emprunt, on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.

IV.3 Les variantes à choisir

Pour notre cas, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site (on n'a pas ni de fondation rocheuse ni des rives rocheuses pour un barrage poids) permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux et on trois variantes au choix :

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

IV.3.1 Barrage Homogène

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus simple. Il consiste à construire en travers du lit de la rivière un massif en terre dont les pentes sont assez douces pour assurer la stabilité et l'imperméabilité (typiquement de l'argile). Ce type de barrage s'accommode de fondations moins performantes que pour les barrages en béton.

La conception de ces ouvrages est fortement dépendante de la quantité de remblai de qualité suffisante disponible sur le site ou à proximité immédiate (les volumes sont tels qu'un gisement éloigné augmenterait fortement le prix du barrage à cause des frais de transport. Le drain prisme placé au pied de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration, le drain est constitué de matériaux grossiers (gravier et sable).

IV.3.2 Barrage zoné a noyau argileux

Les barrages zonés sont d'une conception bien plus récente et moderne que les barrages simples en terre. Ils séparent les fonctions principales dans des matériaux distincts :

- Une zone centrale, appelée noyau, assure le rôle d'étanchéité. Placée au cœur du remblai, elle est constituée de matériaux argileux, imperméable. Le noyau est généralement d'épaisseur variable, plus épais à la base à cause des pressions interstitielles plus fortes.
- Des recharges à l'amont et à l'aval du noyau en zone centrale, apporte la fonction de stabilité. Ces massifs plus perméables que le noyau sont réalisés en enrochements, ou en terre plus grossière.

Pour éviter que les particules fines d'argile ne migrent dans les recharges sous l'effet des pressions d'eau qui règnent dans l'ouvrage et donc se prémunir contre des phénomènes d'érosion interne, le noyau est entouré de couches filtrantes. On utilise pour cela des matériaux dont la granulométrie spécialement étudiée est intermédiaire entre la taille très petites des grains d'argile et les grains bien plus grossiers des recharges. Plusieurs filtres successifs peuvent être nécessaires

IV.3.3 Digue en enrochement à masque amont

Le barrage en enrochement est un massif de gros blocs qui résiste à la poussée hydrostatique par leurs poids. Sa grande perméabilité nécessite l'étanchéité par un Masque en béton étanche disposé sur le parement amont et raccordé à la fondation par un para-fouille. Il présente l'avantage de la possibilité d'être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique, abrasivité

IV.4 DIMENSIONS GÉNÉRALES DE LA RETENUE

IV.4.1 Hauteur de la digue

La hauteur totale de la digue $H_b=8.88$ m est défini précédemment dans le chapitre hydrologie Tableau IV:1 et donnée par la relation suivante :

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

Tableau IV:1caractéristique du barrage

NNR	Côte du niveau normal de la retenue (NNR=988.37mNGA)
C_f	Côte du thalweg ($C_f = 982.1$ mNGA)
R	Revanche (R=1.44m)
$H_{\text{dév}}$	Charge déversant ($H_d=1.06$ m)
T	Tassement (T=0.11m)
Cote crete	990.98 mNGA.

IV.4.2 Largeur en crête

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

IV.4.3 Longueur en crête

La longueur en crête est de **311.4** m obtenue par mesure sur le plan du site à l'échelle 1/1000 à la cote correspondante.

IV.4.4 Pentés des talus

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

Tableau IV:2: Valeurs indicatives des fruits de talus

Hauteur du barrage	Type du barrage	Pentés des talus	
		Amont	Aval
$3 < H < 5$	• Homogène	1/2,5	1/2
	• Zoné	1/2	1/2
$5 < H < 10$	• Homogène granulométrie étendue	1/2	1/2
	• Homogène à fort pourcentage d'argile	1/2,5	1/2,5
	• Zoné	1/2	1/2,5
10 à 20 m	• Homogène, granulométrie étendue.	1/2,5	1/2,5
	• Homogène, à fort pourcentage d'argile.	1/3,5	1/2,5
	• Zoné	1/3	1/3

D'après le tableau IV:2 on va choisir les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage dans les parties suivantes.

IV.4.5 Les bermes

Les bermes pour une digue de 8.88 m de hauteur et malgré leur rôle qui assurent une stabilité à la digue et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur la surface du talus aval, contribuant ainsi à éviter l'érosion, Etant donné que notre digue n'atteint pas 15 m, il ne sera pas prévu de bermes dans notre cas.

IV.5 Barrage en terre homogène

IV.5.1 Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau N°IV-2 on a :

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

IV.5.2 Protection des talus

La protection des talus dans les barrages en terre est très importante car elle nous aide à éviter l'érosion ou l'agression causée par l'action des vagues d'une part et par les pluies d'une autre part. Donc il faut trouver la meilleure protection pour l'amont ainsi que pour l'aval.

IV.5.2.1 Le talus aval

Il sera protégé contre l'érosion et les processus de l'altération superficielle naturel par un enrochement à réaliser, immédiatement, après l'achèvement des travaux de terrassements tout en ayant soins, de recouvrir le parement d'une couche de tout-venant d'épaisseur de 30 cm pour plus de sécurité.

IV.5.2.2 Le talus amont :

Il sera protégé contre les agents extérieurs d'origine atmosphérique et aussi des vagues par un parement en rip-rap d'enrochement avec une transition des sous-couche gravier et sable comme des matériaux filtrants (i.e. Filtre inverse).

Le calcul de diamètre des roches et l'épaisseur de la couche se fait en fonction de la hauteur des vagues (h_v) et leur vitesse de propagation (V) par 2 méthodes suivante :

➤ Première méthode

$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots (IV. 10)$$

D'où

- ✓ e : Epaisseur de l'enrochement en [m];
- ✓ V : Vitesse de propagation des vagues en= 3 [m/s];
- ✓ C : Coefficient dont la valeur dépend de la pente du talus et du poids spécifique du matériau d'enrochement

Tableau IV:3 valeur de c

Pentes des talus	Valeur de C en fonction du poids spécifique		
	$\delta = 2,5$	$\delta = 2,65$	$\delta = 2,80$
1 :2.5	0,031	0,028	0,026

- On a un poids spécifique du Rip rap $\theta = 2,65 \text{ KN/m}^3$. et une pente égale à 1/2.5,
- D'où La valeur de C est donnée 0.028.
- Donc, nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e = 0.252 \text{ m}$
- 50% des enrochements doivent avoir un poids unitaire "W" tel que

$$W \geq 0,52 * e^3 * \delta \dots\dots\dots (IV. 11)$$

$$W = 0.0215 \text{ tonne.}$$

- Le diamètre moyen d'une pierre réduite en sphère.

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{W}{0.524 * \delta}} = \sqrt[3]{\frac{0.0215}{0.524 * 2.65}} = 0.249$$

- On opte pour un diamètre égal à 0,25 cm

➤ **Deuxième méthode**

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

Tableau IV:4 Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur de la couche d'enrochement (m)	Dmin(m)
0,6 ÷ 1,2	0,40	0,30

Pour notre cas, $0.6 < H < 1.2 \text{ m}$ $e = 0,40 \text{ m}$. $D_{\min} = 0,30 \text{ m}$,

IV.5.3 Drainage de la digue

Le drainage est très important pour la stabilité statique et dynamique des barrages en remblai. Il sert à intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise pas à la stabilité de l'ouvrage.

En bref, le drainage sert à :

- ✓ La Baisse de la ligne de saturation.
- ✓ La Réduction de la pression de courant avec modification du réseau de d'écoulement.
- ✓ La Réduction de la pression interstitielle : Contrôle des percolations et de la non migration des éléments du remblai

Dans le cas où un système de drainage n'est pas utilisé, les résurgences sur le talus aval provoquent une érosion entraînant la rupture du barrage. Plusieurs types de drain existe chacun son rôle, donc il faut choisir le bon pour construire des barrages dans des conditions sûres et économiques. Cependant, ceci doit se faire tout en assurant leur protection par des filtres aux interfaces entre zones de matériaux présentant des granulométries et perméabilités largement différentes.

IV.5.4 Calcul des drains

Le système de drainage de la digue est constitué d'un Tapis filtrant réalisé, en bas de la partie aval de la digue, combiné avec le prisme de drainage au pied de l'aval sans oublier un filtre de transition entre le remblai et le drain.

IV.5.4.1 Dimensionnement du drain prisme

- **Fruits des talus :**

$$m1 = (1 \div 1.75) \text{ on prend } m1=1,5 ; \quad m2 = (1,5 \div 2,5) \text{ on prend } m2 = 2$$

- **Hauteur :** $H_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b$ (IV. 12)

- ✓ On prend $H_{dr} = 0.2 H_b$

- ✓ H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 8.88\text{m}$)

$$\text{On aura : } h_{dr} = 1.77\text{m} \approx 1.8 \text{ m}$$

- **Largeur au sommet :** $b_{dr} = (0,5 \div 2.0) \text{ m}$

$$\text{On va prendre : } b_{dr} = 1 \text{ m}$$

- **Largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par : $B = b_{dr} + (m1 + m2) h_{dr}$ (IV. 13)

$$B = 7.3 \approx 7.5 \text{ m}$$

IV.5.4.2 -Dimensionnement du Drain Tapis (horizontal)

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

- **Longueur de drain tapis** : ce calcule par la formule suivante :

$$L_d = \frac{L_b}{4} \dots\dots\dots (IV. 14)$$

Avec :

- ✓ L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b = 48.4\text{m}$].

Donc : $L_d = \frac{L_b}{4} = 12.1 \text{ m}$

- **La largeur du drain** est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = 1/2 * (\sqrt{L^2 - H^2} - L) \dots\dots\dots (IV. 15)$$

- ✓ l_d : Largeur du drain nécessaire (m) ;
- ✓ L : Distance horizontale entre la retenue et le drain (28.8m).
- ✓ H : différence de charge entre la retenue et le drain (6.27 m).

Donc : $l_d = 0.48 \text{ m}$ **On prend** : $l_d = 0.8 \text{ m}$

IV.6 Barrage zoné a noyau d'argile

Fruits des talus d'après le Tableau IV:2: on a le :

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

IV.6.1 Le talus aval

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

IV.6.2 Le talus amont

Il sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur de vagues et leur vitesse de propagation V par la formule IV-10 :

$$e = C \cdot V^2$$

- ✓ e : Epaisseur de l'enrochement en [m];
- ✓ V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s];
- ✓ C : Coefficient dont la valeur dépend de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement (tableau Tableau IV:3)

Nous avons un poids spécifique du Rip rap $\theta = 2,65 \text{ KN/m}^3$. et une pente égale a 1/2, D'où la valeur de C est donnée 0.028. Donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement **e=0.25 m**

IV.6.3 Etanchéité du barrage

IV.6.3.1 Le Noyau

L'étanchéité du barrage de la variante II est assurée par un noyau imperméable qui empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue, limitant ainsi, sensiblement le débit de fuite. Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité. Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots\dots\dots (IV. 16)$$

- ✓ Iadm: Gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.
- ✓ b moy: Largeur moyenne du noyau.
- ✓ ΔH: La différence de charge d'eau

Le tableau suivant permet de choisir les valeurs de gradient hydraulique admissible

Tableau IV:5 Valeur de Iadm en fonction du type d'ouvrage.

Type de sol :	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.70	0.80	0.90	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la IV^{ème} classe selon le tableau IV-05. Alors, on prend Iadm=1,95

$$I_{adm} = \frac{\Delta H}{b_{moy}} = \frac{H1 - H2}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots\dots\dots (IV. 16)$$

- ✓ H2 : Hauteur d'eau à l'aval (H2= 0).
- ✓ H1 : Hauteur d'eau à l'amont (H1=7.33 m)

$$b_{moy} = \frac{H1}{I_{adm}} = \frac{7.33}{1.95} = 3.76 \approx 4 \text{ m}$$

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

$$L_{n,s} = \frac{1}{6} \times Hb \dots\dots\dots (IV. 17)$$

$L_{n,s} = 1.48 \text{ m}$. On adopte pour $L_n = 2 \text{ m}$

- D'où les pentes des talus du noyau :

$$b_{base} = L_n + 2 \cdot m_n \cdot H_n \dots\dots\dots (IV. 18)$$

- ✓ m_n : Fruit du noyau (On prend une pente du noyau égale a $m1=m2 =0,40$)
- ✓ H_n : Hauteur du noyau, $H_n = H_b - 1 = 7.88 \text{ m}$

$$b_{base} = 2 + 2 \cdot 0,4 \cdot 7.88 = 8.3 \approx 8.5 \text{ m}$$

- La cote en crête du noyau :
- ✓ $N_{CN} = C_{fond} + 7.88$
- ✓ $N_{CN} = 982.1 + 7.88 = 989.98 \text{ mNGA}$

IV.6.4 Les drains

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec la fondation d'un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées ainsi qu'un drain prismatique au pied aval de la digue.

IV.6.4.1 Dimensionnement du drain prisme

- **Fruits des talus :**

$$m1 = (1 \div 1.75) \text{ on prend } m1 = 1,5 ; \quad m2 = (1,5 \div 2,5) \text{ on prend } m2 = 2$$

- **Hauteur:** $H_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots (IV. 12)$

On prend $H_{dr} = 0.2 H_b$

- ✓ H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 8.88 \text{ m}$)

$$\text{On aura : } h_{dr} = 1.77 \text{ m} \approx 1.8 \text{ m}$$

- **Largeur au sommet :** $b_{dr} = (0,5 \div 2.0) \text{ m}$

On va prendre : $b_{dr} = 1 \text{ m}$

- **Largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par : $B = b_{dr} + (m1 + m2) h_{dr} \dots\dots\dots (IV. 19)$

$$B = 7.3 \approx 7.5 \text{ m}$$

IV.6.4.2 Dimensionnement du Drain Tapis (horizontal)

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

- **Longueur de drain tapis** : ce calcule par la formule suivante :

$$L_d = \frac{L_b}{4} \dots\dots\dots (IV. 14)$$

Avec :

- ✓ L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b = 48.4\text{m}$].
- ✓ Donc : $L_d = \frac{L_b}{4} = 12.1\text{ m}$
- ✓ La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = 1/2 * (\sqrt{L^2 - H^2} - L) \dots\dots\dots (IV. 15)$$

- ✓ l_d : Largeur du drain nécessaire (m) ;
- ✓ L : Distance horizontale entre la retenue et le drain (28.8m).
- ✓ H : différence de charge entre la retenue et le drain (6.27 m).

Donc : $l_d = 0.48\text{ m}$ **On prend** : $l_d = 0.8\text{ m}$

IV.6.5 Les Filtres

Un filtre est destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans un massif. Ils sont constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et éléments fins des terres drainées.

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

➤ Critères de conception

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

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

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

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

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

$$K=0.35(D_{15})^2 \dots\dots\dots (IV.20)$$

Ou : D_{15} en mm

K : obtenue en cm/s.

IV.6.6 Etanchéité de la fondation

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité du noyau en argile. Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue. La clé d'étanchéité est constituée de l'argile compacter. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 2,5m (au niveau du lit de l'oued) et la pente des talus est $m = 1$.

IV.7 Barrage en enrochement a masque amont

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 9 m on prend les pentes des talus amont et aval ($m_{1(\text{amont})}=2.5$ et $m_{2(\text{aval})}= 2,5$).

IV.7.1 Le talus amont

Il sera protégé par un masque en béton d'une épaisseur déterminer par la formule :

$$e=0.3+0.001*H_b \dots\dots\dots (IV.21).$$

Avec : H_b : hauteur du barrage

A.N : $e = 0.31$ m pour plus de sécurité on prend une épaisseur de 0.35 m

$$e=0.35 \text{ m}$$

IV.8 Etude comparative

Une étude de comparaison et d'approximation des différents volumes de chacun des types de barrage choisis, parait nécessaire pour faire le choix du type de retenue en fonction du coût et la disponibilité des matériaux de construction.

IV.8.1 Calcul des volumes

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante : Après avoir tracé le profil longitudinal du barrage, nous avons choisi des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, la hauteur de la digue est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \dots\dots\dots (IV. 22)$$

Où :

- ✓ N_{cr} : Côte de la crête du barrage.
- ✓ N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section i .

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

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \times H_{bi} \dots\dots\dots (IV. 23)$$

- ✓ b_{cr} : Largeur en crête du barrage.
- ✓ B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »
- ✓ Où : m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

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

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \dots\dots\dots (IV. 24)$$

Avec :

- ✓ d : Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1}

En effectuant le même calcul, nous aurons le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

IV.9 Coûts des différentes variantes

Le calcul de coût est effectué par tranche en multipliant chaque quantité de matériaux à leur prix unitaire et en calcule la somme finale d'une variante comme nous montre les tableaux suivants

Tableau IV:6 Coûts de la variante homogène

Désignation des Travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Remblai en argile du corps de la digue	m3	27507	500	13753301
Protection talus amont en Rip-Rap (enrochement)	m3	1640	2500	4098679
Transition talus amont gravier d'une épaisseur de 15 cm	m3	1230	2500	3074009
Transition talus amont sable d'une épaisseur de 15 cm	m3	1230	2000	2459207
Protection talus aval en Tout venant d'épaisseur de 30 cm	m3	1230	500	614802
Enrochement drain du pied	m3	977	2500	2440097
Gravier pour tapis drainant	m3	796	2500	1989752
Sabler pour tapis drainant	m3	796	2000	1591802
Montant (DA)			30 021 649	

Tableau IV:7 Coûts de la variante zone a noyau argileux

Désignation des Travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Remblai en argile (Noyau)	m3	5188	1000	5188000
Remblai en matériaux limoneux - graveleux et sable (recharge de la digue)	m3	19579	700	13704893
Protection talus amont en Rip-Rap (enrochement)	m3	851	2500	2127355
Protection talus aval en TVO (30 cm)	m3	1230	500	614802
Transition talus amont gravier d'une épaisseur de 15 cm	m3	511	2500	1276413
Transition talus amont sable d'une épaisseur de 15 cm	m3	511	2000	1021131
Transition recharge - noyau en sable d'une épaisseur de 25 cm	m3	660	2000	1318272
Transition recharge - noyau en gravier d'une épaisseur de 25cm	m3	660	2500	1647840
Enrochement drain du pied	m3	977	2500	2440097
Gravier pour tapis drainant	m3	796	2500	1989752
Sabler pour tapis drainant	m3	796	2000	1591802
Montant (DA)			32 920 357	

Tableau IV:8 Coûts de la variante en enrochement

Désignation Des Travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (Da)	Montant (Da)
Recharge (Enrochement)	m3	27676	1000	27676000
Masque Béton d'une épaisseur de 35 cm	m3	1192	35000	41696152
Montant (DA)			69 372 153	

IV.10 Conclusion :

D'après l'estimation du coût des différentes variantes on a remarqué que la variante homogène est la plus rentable. Prenant aussi les paramètres techniques en considération :

- On peut éliminer la variante trois car les enrochements sont très loin de notre site.
- La variante deux est faisable mais le fruit de talus amont est inférieur que la première variante ce qui rend le deuxième moins stable par rapport aux autres variantes.
- Notre fondation est argileuse donc on aura suffisamment d'argile in situ pour la digue homogène
- La première variante est facile à réaliser. (pas de risque d'étanchéité ou filtre à l'intérieur de la retenue)

Pour ces raisons nous avons opté pour la variante de la digue homogène

Chapitre V :

Etude détaillée de la variante choisie

V.1 Introduction

Dans ce présent chapitre on procède à l'étude détaillée de la variante choisie, Basé sur les résultats acquis au chapitre précédent, dans cette partie on cherche à confirmer le choix de notre variante retenue, par une étude de stabilité et une étude d'infiltration en détaillant le calcul des outils d'étanchéités et les filtres.

V.2 Résumer de la conception de la Digue retenue :

Tableau V:1 paramètre de conception de la digue

Revanche (m)		1.44		
Hauteur (m)		8.88		
Longueur en crête (m)		311.4		
Largeur en crête (m)		4		
Berme				
Type de la digue		Homogène		
Classe de l'ouvrage		IV		
Pente de talus	Amont	2.5		
	Aval	2.5		
Protection des talus	Amont	Rip rap	e	40 cm
			D _{min}	30 cm
Protection des talus	Aval	Tout venant	e	30 cm
Drain	Prisme en enrochement	M1		1.5
		M2		2
		H _{dr}		1.8 m
		B _{cr,dr}		1 m
		B _{bas,dr}		7.5 m
	Horizontal (gravier et sable)	L _d		12.1 m
l _d		0.8 m		

V.3 Etanchéité du barrage

V.3.1 La clé d'étanchéité

En principe, le remblai peut reposer directement sur les fondations argileuses qui est étanches. Mais pour une meilleure sécurité ainsi qu'une étanchéité indubitable au fond de la vallée il est recommandé de construire une clé d'encrage sous forme d'une para-fouille de profondeur moyen de 3 m qui sera remblaie en argile compacter par couche.

En prend $b = 3$ m. et Les talus $m_1 = m_2 = 1$.

V.3.1.1 Protection de la crête

Pour une protection assurée de la crête on opte pour un revêtement en bicouche gravier et bitume bien compacté afin de faciliter le mouvement au niveau de la crête ainsi qu'une bonne étanchéité.

V.4 Drainage de la digue

V.4.1 Constitution et fonctionnement des filtres :

La fonction principale du filtre est de retenir les particules du sol drainé tout en permettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux grossiers, lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des particules fines du massif à drainer, on interpose, alors un filtre sur les deux côtés du drain.

Dans notre cas il faut construire trois filtres situés :

1. A l'amont : entre le remblai d'argile et la protection en enrochement ;
2. Entre l'argile de la corp de la retenue, qui doit être drainé, et les matériaux constituant les drains ;
3. Sous le pied aval du barrage (sous le prisme de drainage en enrochement).

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

V.4.2 Règles générales de dimensionnement des filtres

Il est primordial que les filtres aux sols doivent vérifier les conditions de l'absence du renard.

V.4.2.1 Condition 1 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \times \sqrt[6]{\eta} \times (1 + 0.05 \times \eta) \times \frac{n}{1-n} \dots \dots \dots (V.01)$$

D'où

- ✓ η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$
- ✓ n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$;
- ✓ $n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux ;
- ✓ $n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

V.4.2.2 Condition 2 Condition de TERZAGI ,1942

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \text{ ou } 5 \text{ (Condition de non entrainement des particules) (V.02)}$$

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 4 \text{ ou } 5 \text{ (Condition de perméabilité) (V.03)}$$

D15 : Diamètre de filtre.

d85, d15 : Diamètre du sol à protéger.

V.4.2.3 Détermination de la courbe granulométrique des Filtres

Selon les critères :

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

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

- On trace les limites des couches de filtres avec :

- ✓ D15, D50 : Diamètre de filtre.

- ✓ d15, d50 : Diamètre du sol à protéger.

- Granularité du sol protégé : d15 = 0.00069 mm

$$d50 = 0.0057\text{mm}$$

$$d85 = 0.09 \text{ mm}$$

La première couche du filtre est entre la terre du corps du barrage et la première couche de drain aux limites suivantes :

$$0.0083 \text{ mm} < D15 < 0.028 \text{ mm} ;$$

$$0.0684 \text{ mm} < D50 < 0.331\text{mm}.$$

La courbe granulométrique moyenne est : D15 = 0.0182 mm ; D50 = 0.2mm.

La deuxième couche des filtres est déterminée en fonction de la courbe moyenne de la première couche :

- ✓ d15 = 0.0182 mm

- ✓ d50 = 0.2mm.

$$0.218\text{mm} < D15 < 0.728 \text{ mm}$$

$$2.4 \text{ mm} < D50 < 11.6 \text{ mm}$$

D'où la courbe granulométrique moyenne de la deuxième couche du filtre. Elle a les dimensions suivantes D15 = 0,373 mm, D 50 = 7 mm

V.4.2.4 Vérification de l'absence d phénomène de renard dans le sol des filtres
Tableau V:2 résultat

Filtre TERZAGI	Filtre	
	Couche 01	Couche 02
Condition 01 (phénomène de renard)		
$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \times \sqrt[n]{\eta} \times (1 + 0.05 \times \eta) \times \frac{n}{1-n}$	Vérifier	Vérifier
$0.32 \times \sqrt[n]{\eta} \times (1 + 0.05 \times \eta) \times \frac{n}{1-n}$	0.35	0.39
$\frac{D_5}{D_{17}}$	0.61	0.74
$n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$	0.33	0.31
$n_0 =$	0.45	0.45
$\eta = D_{60} / D_{10}$	14.9	21
D5 (mm)	0.0121	0.298
D10(mm)	0.0168	0.327
D17(mm)	0.02	0.399
D60(mm)	0.25	7.1
Condition 02 (zone de transition)		
$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \text{ ou } 5$	Vérifier	Vérifier
$\frac{D_{15}}{d_{85}}$	0.2	4.1
D15 (mm)	0.0182	0,373
d85 (mm)	0.09	0.09

D'après le résultat de tableau V.2 On prévoit :

- ✓ Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 15 cm ;
- ✓ La deuxième couche en gravier d'épaisseur = 15cm ;

V.5 Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation

L'eau au bief amont et par leur charge s'infiltré au corps du barrage en terre ce qui engendre des phénomènes dévastant comme celle du renard, qui est un processus d'érosion régressive souterraine donc affectant la stabilité de l'ouvrage et réduisant le volume emmagasiné.

C'est pourquoi il faut toujours faire un calcul sur les infiltrations pour déterminer les éléments suivants :

- ✓ La ligne de saturation du massif du barrage donc La zone submergée du corps de la digue.
- ✓ Le débit de fuite.
- ✓ La pression de l'eau interstitielle dans le massif.

Les Hypothèse de calcul de l'infiltration sont présenter comme suit :

- ✓ Admettre la filtration dans un seul plan.
- ✓ Prendre comme valeurs nulles, les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan.
- ✓ Supposer que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope et que la couche imperméable avec un coefficient de filtration nul.
- ✓ La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol, elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

V.5.1 Ligne de saturation

La ligne de saturation ou ligne phréatique est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle. Pour déterminer le tracé de la ligne de saturation et estimer le débit de fuite à travers le corps du barrage, on démarre à partir du cas théorique simple, étudié par KOZENY, d'un écoulement plan à travers un massif perméable reposant sur une fondation plane imperméable.

D'après KOZENY, c'est une parabole d'équation :

$$X = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \dots \dots \dots (V.4)$$

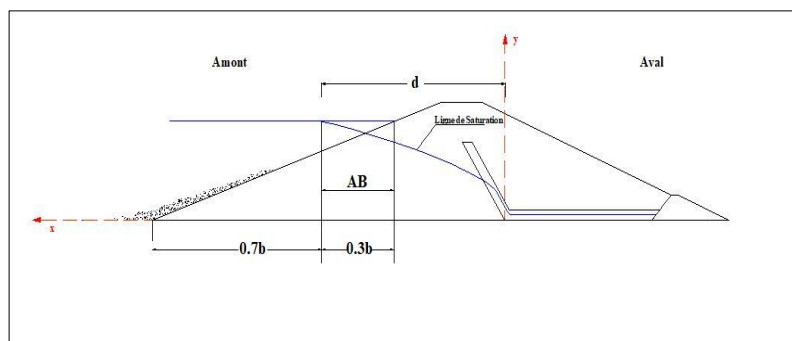


Figure V 1: Positionnement de la ligne de saturation

On se reportant à la figure V.1 on a :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots(V.4)$$

Avec :

- ✓ d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b et les drains
- ✓ b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont ;(Déterminé graphiquement).
- ✓ h : La hauteur d'eau en amont = 6.27 m.

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondant au niveau normal de la retenue normale.

- ✓ Au niveau normal de la retenue : b = 15.68 m
- ✓ L'emprise de barrage : L_b = 48.4 m
- ✓ L_{drain} = 19.7 m
- ✓ d = L_b - 0,7 .b- L_{drain} = 17.72

On aura donc : Y₀ = 1.08 m.

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

$$Y = \sqrt{1.16 + 2.16X}$$

Tableau V:3 Coordonnées de la ligne de saturation

X	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Y	1.08	1.82	2.34	2.76	3.13	3.46	3.76	4.03	4.29	4.54
X	10	11	12	13	14	15	16	17	18	X
Y	4.77	4.99	5.20	5.41	5.60	5.79	5.98	6.15	6.33	Y

V.5.2 Calcul d'infiltration

V.5.2.1 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue

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

$$q = K.I. A \dots\dots\dots (7)$$

Avec :

- ✓ q: Débit d'infiltration en (m³/s/ml).
- ✓ K : Coefficient de perméabilité en (m/s). (K= 10⁻⁸m/s)
- ✓ I: Gradient hydraulique.
- ✓ A: Section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par:

$$I = \frac{dy}{dx} \text{ et } A = y.I$$

$$\text{Donc : } q = K.y \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (8)$$

- ✓ Avec : $y=y_0$
- ✓ D'où : $q=K.y_0 \text{ m}^3/\text{s/ml}$.

Le débit total à travers le barrage sera donc $=q.L$

Tableau V:4resultat de calcul de d'infiltration a travers la digue

Y0(m)	K (m/s)	q (m ³ /s/ml)	Q (m ³ /s)
1.08	10 ⁻⁷	1.08.10 ⁻⁷	0.34.10 ⁻⁴

V.5.2.2 Fondation

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy (7):

$q_n = K.I.A$

Avec :

- ✓ K : Coefficient de perméabilité. ($K=10^{-7} \text{ m/s}$)
- ✓ I: Gradient hydraulique. $I=H1/Lb$ (9)
- ✓ ($H1=$ charge d'eau dans retenue= 6.27 m , $Lb= 48.4 \text{ L'}$ emprise de barrage).
- ✓ A : Section d'infiltration par unité de longueur. $A=T.1$
- ✓ ($T=3\text{m}$ Profondeur du sol de fondation perméable).
- ✓ D'où $q_n = K.I.T$

Tableau V:5Débit de fuite de la Fondation

Hb(m)	I	K (m/s)	q (m ³ /s/ml)	Q (m ³ /s)
8.88	0.13	10 ⁻⁷	0.39.10 ⁻⁷	0.12.10 ⁻⁴

V.5.2.3 Barrage (digue + fondation)

Le débit total d'infiltration (en m³/s) à travers le barrage est donné dans le tableau suivant :

Tableau V:6Débit de fuite de barrage

Digue(m3/s)	Fondation(m3/s)	Barrage(m3/s)
0.34.10 ⁻⁴	0.12.10 ⁻⁴	0.46.10 ⁻⁴

V.5.3 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

V.5.3.1 Dispositif d'étanchéité

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

$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I \text{ adm}.....(10)$

- ✓ ΔH : Charge d'eau dans la retenue.
- ✓ δn : Epaisseur moyenne de la digue.
- ✓ I_{adm} : Gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau

Tableau V:7Gradient hydraulique admissible.

Sol du corps du barrage.	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.0
Limon sableux	0.55	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à IV^{ème} classe, alors on prend $I_{adm}=1,95$

Donc : $\Delta H=6.27$ m; $\delta n=48.4$ m ;

$I=0.13 \leq I_{adm}$

D'où la résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

V.5.3.2 Fondation du barrage

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

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (11)$$

Avec :

- ✓ I_{cr} : Gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation. Il est donné par le tableau :

Tableau V:8Gradient d'infiltration admissible

Sols de fondation	I_{cr}
Argiles	1.2
Limons	0.65
Sables grossiers	0.45
Sables moyens	0.38
Sables fins	0.29

K_s : Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage d'après le tableau suivant :

Tableau V:9 Détermination du coefficient de sécurité

Classe du barrage	I	II	III	IV
K_s	1.25	1.20	1.15	1.10

If : Gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule suivante :

$$If = \frac{\Delta H}{Lb + 0,88Tc} \dots\dots\dots (12)$$

- ✓ T_c : Profondeur de calcul de la zone de l'infiltration de la fondation. ($T_c = 3m$)
- ✓ ΔH : Charge d'eau ($H = 6.27m$).
- ✓ L_b : Largeur à la base du barrage ($L = 48.4m$).

On a donc : $If = 0.12$

Notre barrage appartient à la classe IV, ce qui donne ($K_s = 1,10$).

Les fondations argileuse, donc: $I_{cr} = 1.20 \rightarrow$ On a donc : $\frac{I_{cr}}{K_s} = 1,09$

On remarque que : $If < \frac{I_{cr}}{K_s}$ donc la condition est vérifiée et la résistance d'infiltration à travers la fondation est assurée.

V.6 Calcul de stabilité

Un barrage en terre s'appuie directement sur ses talus amont et aval ainsi que de sa fondation pour bloquer l'eau emmagasinée, ce qui rend la vérification de stabilité de ses talus très important pour éviter le glissement et ces conséquences directes.

Donc il faut donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir le glissement, cette surface est prise comme étant cylindrique, circulaire à axe horizontal qui apparaît comme un cercle, appelé cercle de glissement dans une coupe transversale de la digue.

Ensuite il faut faire le calcul de stabilité sur cette surface soit numériquement par des logiciels ou bien manuellement à l'aide de l'Excel par la méthode des tranches en tenant compte des caractéristiques géotechniques et des matériaux de construction de la digue ainsi que le sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (Talus aval et talus amont).
- Fonctionnement normal (Talus aval).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

Si la stabilité est n'a pas assurer on risque :

- Déformation ou rupture de la digue des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

V.6.1 Méthode de calcul

Pour la vérification des valeurs des fruits des parements adoptés, nous avons utilisé la méthode des tranches (Méthode de FELLENIUS). Cette vérification a fait l'objet d'un calcul détaillé effectué manuellement sur trois cas possibles :

- Parement amont : cas vidange rapide ;
- Parement aval : cas fin de construction ;
- Parement aval : cas du fonctionnement normal.

Cette étude tient en compte des données suivantes :

- De la géométrie de la digue ;
- Des caractéristiques des matériaux utilisés ;
- Des différents niveaux d'eau dans la cuvette ;
- De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme prévu.

Cette étude respecter les étapes suivantes :

- Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- Tracer deux lignes au milieu du talus (point b), l'une verticale et l'autre faisant un angle 85° avec le talus.
- Déterminer la zone du centre du cercle de glissement, (FANDEEV a recommandé que le centre du cercle de glissement limité par deux cercles de rayons, R_{min} et R_{max} donnés par le tableau V-10 et les deux lignes.

Tableau V:10détermination des rayons max et min

Pente des parements	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
$K1=R1/Hb$	0,75	0,75	1,00	1,50	2,20	3,00
$K2=R2/Hb$	1,50	1,75	2,30	3,75	4,80	5,50

Hb : Hauteur totale du barrage (Hb=8.88 m).

- La partie instable du talus (au-dessus du cercle de glissement) est divisée en plusieurs tranches verticales de largeur égales $b=0.1R$.

Pour notre cas :

Talus	Pente du talus	K1	K2	R1	R2
Amont	2.5	0.875	2.028	7.77	17.98
Aval	2,5	0,875	2,025	7.77	17.98

- Les efforts agissants sur une tranche de glissement sont :
 1. Poids de la tranche « G ».
 2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
 3. Forces de pressions interstitielles.
 4. Forces de Cohésion.
 5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- Composante normale (forces stabilisatrices) : $N= G_n \cos \alpha$
- Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T= G_n \sin \alpha$

Avec : α : Angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

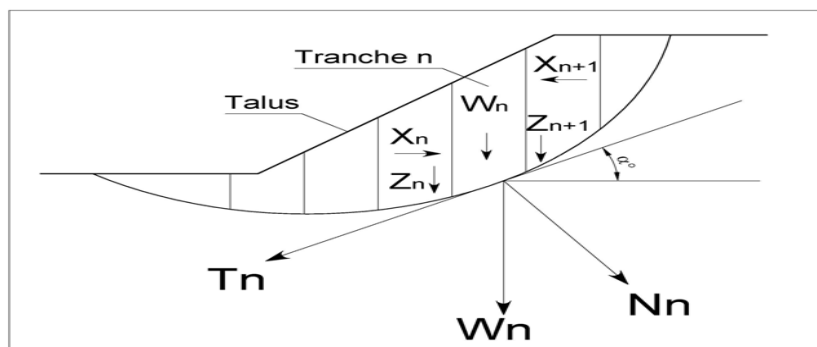


Figure V2:force applique à chaque trancher

V.6.2 Calcul des forces appliquées à chaque tranche

V.6.2.1 Force de pesanteur (poids propre de la tranche)

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit : $G_i = b \sum \gamma_i h_i$ (14)

Avec :

- h_i : hauteurs des tranches.
- γ_i : densité du massif correspondant (en dessous, au-dessus de la ligne de saturation et la fondations).
- b : Largeur de la tranche. ($b=0.1R$).

Le poids « G_i » étant une force qui présente deux composantes :

- $N_i = G_i \times \cos\alpha$ composante normale stabilisatrice (14)

- $T_i = G_i \times \sin\alpha$ composante tangentielle déstabilisatrice (15)

- $\cos\alpha = \sqrt{1 - \sin^2\alpha}$(16)

- $\sin\alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section}}{\text{nombre total des tranches}}$(17)

V.6.2.2 Force de pression interstitielle

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$P = U_i * dl = \gamma_w \times h \times dl$ (18)

- U : pression interstitielle.
- γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w=10\text{KN/m}^3$.
- h : Hauteur de la tranche.
- dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

$dl = \frac{2\pi \times R \times \theta}{360^\circ} \approx \frac{b}{\cos\alpha}$(19)

✓ θ : angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

V.6.2.3 Forces de cohésion :

$F_c = C \times dl$ (20)

- C : Cohésion du sol (Matériau).

V.6.2.4 Forces dues au séisme

$T'_i = a \times G_i$ (21)

- a : Coefficient de séisme. Avec $a=0.12$
- G_n : Poids de la tranche.

V.6.3 Classement des forces :

Nous pouvons classer toutes ces forces comme suit :

V.6.3.1 Les forces stabilisatrices

Les forces stabilisatrices sont les forces de frottement et les forces de cohésion ainsi que la composante normale du poids propre de la tranche et la force interstitielle. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M_{\text{résistant}}^t = \sum_{i=1}^n R \cdot [C_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos(\alpha) - U_i \cdot l_i) \text{tg}\phi_i] \dots\dots\dots (22)$$

V.6.3.2 Les forces déstabilisatrices

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle (T_n), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M_{\text{moteur}}^t = \sum_{i=1}^n R \cdot W_i \cdot \sin\alpha = R \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin\alpha \dots\dots\dots (23)$$

V.6.4 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue :

V.6.4.1 Fin de construction (aval et amont)

- Le drainage n’a pas encore eu lieu,
- Le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

1. Sans séisme : $K_{ss} = \frac{\sum N_n \text{tg}\phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \dots\dots\dots (24)$

2. Avec séisme : $K_{as} = \frac{\sum N_n \text{tg}\phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum^a G_n d_n} \dots\dots\dots (25)$

V.6.4.2 Fonctionnement normale (talus aval)

- Le calcul se fait en contraintes effectives
- En tenant compte de l’écoulement à l’intérieur de la digue du aux infiltrations.

Remarque : Ce cas a la réputation d’être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d’une rupture en charge.

1. Sans séisme : $K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P) \text{tg}\phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \dots\dots\dots (V.26)$

$$2. \text{ Avec séisme : } K_{as} = \frac{\sum(N_n - P)tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots(V.36)$$

V.6.4.3 Vidange rapide (talus amont)

- La vidange rapide par laquelle a été vérifiée la stabilité du talus amont, est le cas le plus défavorable

$$1. \text{ Sans séisme : } K_{ss} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \dots\dots\dots(V.27)$$

$$2. \text{ Avec séisme : } K_{as} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots(V.28)$$

Tableau V:11 Les caractéristiques géotechniques des sols

Paramètres	Unité	Digue	Fondation
φ°	Degré	22	26
C	t/m2	1.63	1.7
γ _{sat}	t/m3	2.25	-
γ _d	t/m3	1.86	2.1
γ'	t/m3	1.25	-

V.6.5 RESULTATS :

La valeur minimale du facteur de sécurité est caractérisée par un centre de cercle critique qui définit en fin de compte la valeur à prendre en considération. Cette valeur du facteur de sécurité définie doit être supérieure du moins égale à la valeur admissible

Tableau V:12 les valeurs admissibles des coefficients de sécurité

Combinaison des charges Classe de l'ouvrage et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,1 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales (Avec séisme)	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05

Notre barrage fait partie de la IVème classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : K_{ss,adm} = 1,05 ÷ 1,10
- avec séisme : K_{as,adm} = 1,05

Tableau V:13 Les valeurs des Coefficients de sécurité

CAS		R	Kss	Kas
Fin de construction	Talus aval	14.08	3.19	2.08
		19.92	2.57	1.8
		18.39	2.94	1.94
Fonction normal		18.39	2.94	1.94
		19.23	2.73	1.92
		14.95	3.71	2.32
Vidange rapide	Talus amont	15.42	3.2	2.1
		19.87	2.69	2
		16.2	2.54	1.86

V.7 CONCLUSION :

A la fin de ce chapitre on a pu avoir une appréciation générale sur la Retenue d'oued Malka, telle que la stabilité de la digue, l'étanchéité de la fondation et celle de la digue. Concernant. La stabilité, le coefficient de sécurité minimum calculé par la méthode FELLENIUS pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissibles avec et sans séisme.

Chapitre VI :

Etude des ouvrages annexe

VII.1 Introduction

Les barrages en terres nécessitent d'autres organes pour le bon fonctionnement et l'exploitation, en générale ce sont les ouvrages annexes. Dans ce chapitre on va être exposer au dimensionnement de ces derniers ainsi que leur calcul hydraulique en premier lieu.

Parmi les ouvrages annexes prévus pour les barrages citons :

- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de l'évacuation de crues (l'évacuateur de crues).
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

Pour le dimensionnement de ces ouvrages, des études géologiques et hydrologiques sont indispensables pour la connaissance du terrain, la déterminer des caractéristiques physico-géographiques et morphologiques de celui-ci ainsi que le débit de la crue.

VII.2 Ouvrage d'évacuation de crues

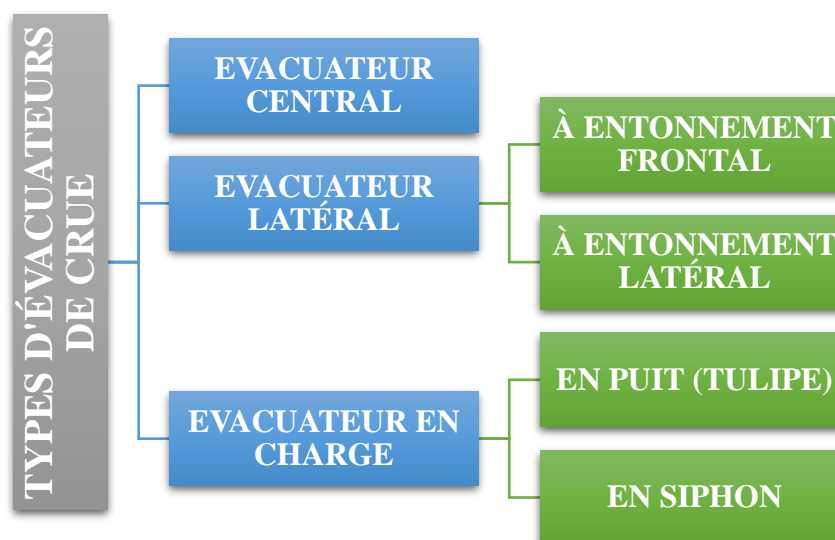
Les évacuateurs de crue sont les organes qui permettent le transit des crues à travers le barrage en contrôlant les côtes maximales atteintes par le barrage de manière à ce qu'elles restent inférieures aux côtes assurant la stabilité de l'ouvrage. ils se composent principalement des ouvrages suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un chenal d'écoulement.
- Un convergent.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de fuite.

VII.3 Différents types d'évacuateurs de crue

- 1. Evacuateur central :** c'est un évacuateur destiner au barrage poids, Il est fait en béton au milieu de la digue et est encadré par des bajoyers (murs latéraux qui protègent la digue).
- 2. Evacuateur latéral :** c'est un chenal ouvert creusé dans les berges du cours d'eau et situé à côté d'une extrémité de la digue. Son implantation dépend des conditions topographiques et géologiques du site. On distingue deux types d'évacuateurs libres

- A. Évacuateur de crue latéral à entonnement frontal :** a un seuil disposé face à la rivière : l'écoulement ne change pas de direction. Le déversoir commence à débiter lorsque la cote dans la retenue atteint le niveau normal des eaux. Il est facile à réaliser et fonctionne même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet mais il est difficile à modification et trop chère.
- B. Évacuateur de crues latéral à entonnement latéral :** Lorsque le seuil est disposé parallèlement à la rivière : l'écoulement change de direction à 90°. Son critère de choix est purement topographique Il présente l'avantage de limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant. L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.
- 3. Evacuateur en charge :** il comporte une partie verticale en forme de puits qui se prolonge par une galerie ou une conduite qui passe sous l'ouvrage ou sous l'un de ses appuis et rejoint la vallée au pied du barrage. Ils fonctionnent en charge normalement sur tout ou partie de leur longueur.
- A. Evacuateur de crues en puits (tulipe) :** dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire.
- B. Evacuateur de crues en siphon :** Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages d'Aucune exigence topographique et un calcul usuel. D'autre part ces inconvénients sont : l'Amorçage et le désamorçage, Entretien indispensable et Débit faible à évacuer.



VII.4 Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

- La sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- Les exigences topographiques du site.
- Les exigences géologiques de la fondation.
- La facilité d'entretien.
- La facilité de réalisation et modification.
- Le coût de l'ouvrage.
- Le type de barrage.

VII.5 Choix de la variante

Le choix de la rive où l'évacuateur sera implanté dépend des conditions topographiques favorables, dans notre étude nous optons pour un évacuateur de crue latéral à entonnement latéral avec un déversoir type CRAEGER (1951), en rive gauche de l'oued qui présente une courte longueur et meilleure condition de pente.

VII.6 Dimensionnement de l'évacuateur de crue

Les évacuateurs de crue à entonnement latéral se compose de :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Auger de réception (boit)
- Un chenal d'écoulement.
- Un convergent.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de fuite.

Caractéristiques de l'évacuateur de crue

- Déversoir de type Greager
- Niveau normal de la retenue NNR = 988.36 m NGA.
- Niveau les plus hautes eaux : NPHE =989.43 m NGA.
- Débit de pointe à évacuer l'eau = 18.84 m³/s
- Largeur du déversoir B= 8m

VII.6.1 Canal d'approche

Le canal d'approche doit conduire l'eau jusqu'au déversoir dans des conditions tranquilles sans turbulence. Ses dimensions (largeur et longueur) seront subordonnées à la longueur, au type, à l'emplacement du déversoir et aux caractéristiques du terrain.

Les vitesses doivent être suffisamment petites, pour que les pertes d'énergie et l'érosion soient minimales.

La vitesse d'approche est donnée par la formule : $V = \frac{Q_{max}}{S} = 0.9 \text{ m/s}$

- Q : Débit à évacuer (m³/s), **Q = 18.84 m³/s**
- H : Charge d'eau (m) et, **H = 1.06 m**
- S_{canal} : Section du canal en (m²) = (H+P) x b
- P : Hauteur de pelle en (m), 0.4 <P/H<1.6 ==> **P = 1.1m**
- b : largeur du déversoir, **b = 10 m**

La vitesse admissible pour le tronçon (0.5 ÷ 2.2) m/s, V < V_{adm}, donc pas de risque d'érosion ou bien le dépôt

A. Hauteur du mur du canal d'approche

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante :

$$R = 0,61 + 0,14 (V)^{1/3} \dots\dots\dots (VI.1)$$

$$\mathbf{R = 0,75 m}$$

La hauteur de mur est

$$H_m = h + P + R \dots\dots\dots (VI.2)$$

Donc : **Hm = 2.90 m**

B. Longueur du canal d'approche

D'après le plan topographique, la longueur du canal d'approche est égale m

C. Pente du canal d'approche

Pour obtenir un écoulement uniforme il est important de créer une contre pente.

Pour un régime uniforme on a :

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{2/3} * i_0^{1/2} \dots\dots\dots (VI.3)$$

- ✓ De l'équation on obtient : $i_0 = \left(\frac{n*V}{R^{2/3}}\right)^2$
- ✓ Q : Débit évacué en [m³/s].
- ✓ S : section mouillée rectangulaire en [m²] ; S= (P+h) x b.
- ✓ i₀ : Pente du fond.
- ✓ R : rayon hydraulique en [m] ; R=S/P.
- ✓ V : Vitesse d'écoulement en [m/s] ; V=Q/S.

- ✓ P : Périmètre de section mouillée en [m] ; $P = ((h+p) \times 2) + b$.
- ✓ n : Coefficient de Manning en $[s/m^{1/2}]$

AN : $i_0 = 0.01\%$ on prendre **0.1 %**

VII.6.2 Déversoir et canal latéral

VII.6.2.1 Déversoir

Le type déversoir est de « Creager » s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement, ainsi que cette lame d'eau épouse toujours ce type de profil

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

$$y = \frac{x^{1,85}}{2h_d^{0,85}} \dots \dots \dots (VI. 4)$$

x : Distance horizontale en m.

Y : Distance verticale en m.

h_d : la charge sur le déversoir

$a = 0,12H = \mathbf{0.13m}$

$b = 0,4H = \mathbf{0.42 m}$

$c = 0,3H = \mathbf{0.32 m}$

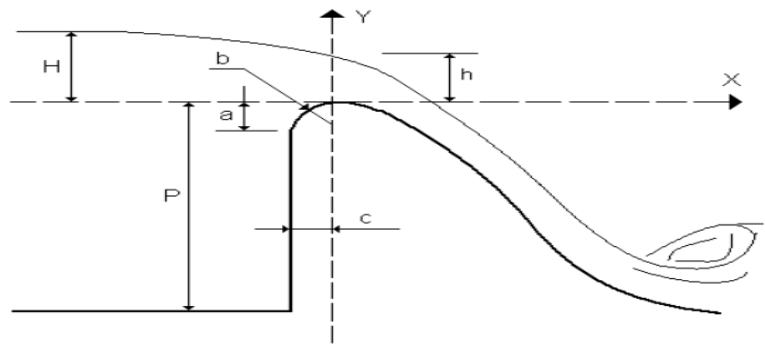


Figure VII:1 Dimensions du déversoir.

Tableau VII:1 Coordonnées du profil de Creager

X	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8	1.1	1.3	1.5	1.8	2.1
Y	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.6	0.9	1.3

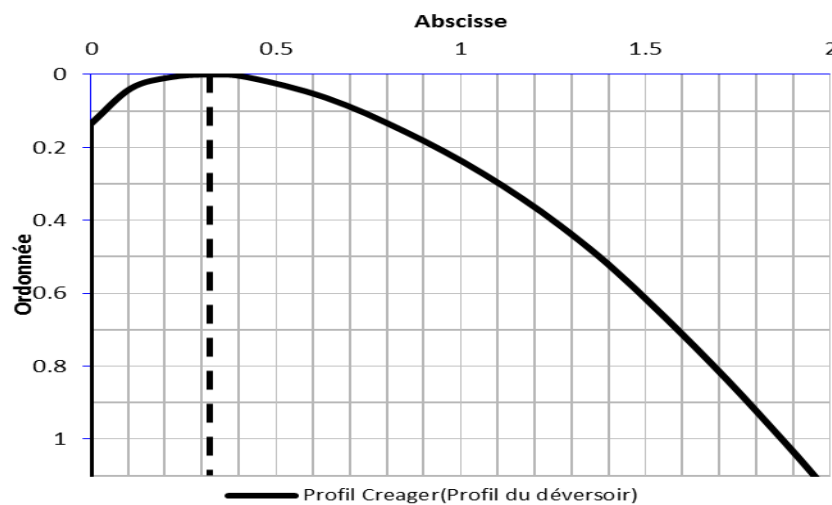


Figure VII:2 Dimensions et géométrie du déversoir

VII.6.2.2 Auger de réception (boit) :

L'auge c'est un petit bassin après le déversoir, pour accueillir les eaux évacuer vers l'amont. On le trouve dans les évacuateurs à entonnement latéral pour rendre l'écoulement à sa cense originale.

- Etapes du calcul :

Pour un le béton on prend la vitesse admissible d'écoulement $V= 2.2$ m/s et le coefficient de rugosité de Manning $n= 0,013$ s/ m $^{1/3}$. Le coefficient de débit du seuil déversoir est $m= 0,39$.

On calcule la longueur du seuil déversoir par la formule suivante :

$$l = \frac{Q}{m * H^{3/2} * \sqrt{2 * g}} = \frac{18.84}{0.39 * 1.06^{3/2} * \sqrt{2 * 9.81}} = 10 \text{ m}$$

Divisons cette longueur en 6 sections et trouvons les grandeurs de calcul nécessaires dont les valeurs sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau VII:2récapitulatif du canal latéral.

Section N°	Xi	Qi	v	bi	hi	S	P	R	c	I	Imoy	Δh	Ligne d'eau	Cote fond Auger
6	10	18.84	2.2	8	1.07	8.56	10.14	0.84	74.79	0.09	0.08	0.16	988.59	987.52
5	8	15.7	1.96	7.2	1.11	8.01	9.43	0.85	74.87	0.07	0.06	0.13	988.75	987.64
4	6	12.56	1.72	6.4	1.14	7.30	8.68	0.84	74.74	0.06	0.05	0.10	988.88	987.73
3	4	9.42	1.48	5.6	1.14	6.36	7.87	0.81	74.24	0.05	0.04	0.08	988.98	987.84
2	2	6.28	1.24	4.8	1.06	5.06	6.91	0.73	73.04	0.04	0.04	0.08	989.06	988.01
1	0	3.14	1	4	0.79	3.14	5.57	0.56	69.91	0.05			989.15	988.36

La distance de la section considérée comptée à partir de l'extrémité de l'auge de réception pour un écoulement libre par le déversoir.

- le débit à travers la section considérée est calculé par la formule :

$$Qx = m * x * H^{3/2} * \sqrt{2 * g}$$

- bi : largeur de l'auge dans chaque section.
- v : vitesse moyenne d'écoulement dans chaque section, On fait varier la vitesse de l'écoulement ($v= 1$ jusqu'au 2.2 m/s) entre les sections
- hi :le tirant d'eau moyen dans chaque section est égale a : $h=Q/bv$
- I : la pente de la ligne d'eau dans chaque section est calculée par la formule de Chezy : $I = \frac{v^2}{C * R^2}$
- C : Coefficient de Chézy $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$
- R : rayon hydraulique dans la section considérée.
- La pente moyenne est égale à la moyenne arithmétique des pentes des sections adjacentes $Imoy = \frac{i_n + i_{n-1}}{2}$
- Δh : La perte de charge entre deux sections adjacents est égale à $\Delta h=l.i_{moy}$
- l : la distance en mètre entre les sections adjacents considérées.

Considérons la cote de fond dans la première section c.-à-d. Au début de l'auge égale à la cote du seuil déversoir soit 988.36 m, la cote initiale de la ligne d'eau dans l'auge est : $988.36+h_1= 989.15$ m

Dans la 2ème section la cote de la ligne d'eau est diminuée de la valeur de perte de charge et la cote de fond de l'auge est égale à la cote de la ligne d'eau diminuée de la profondeur d'eau dans cette section.

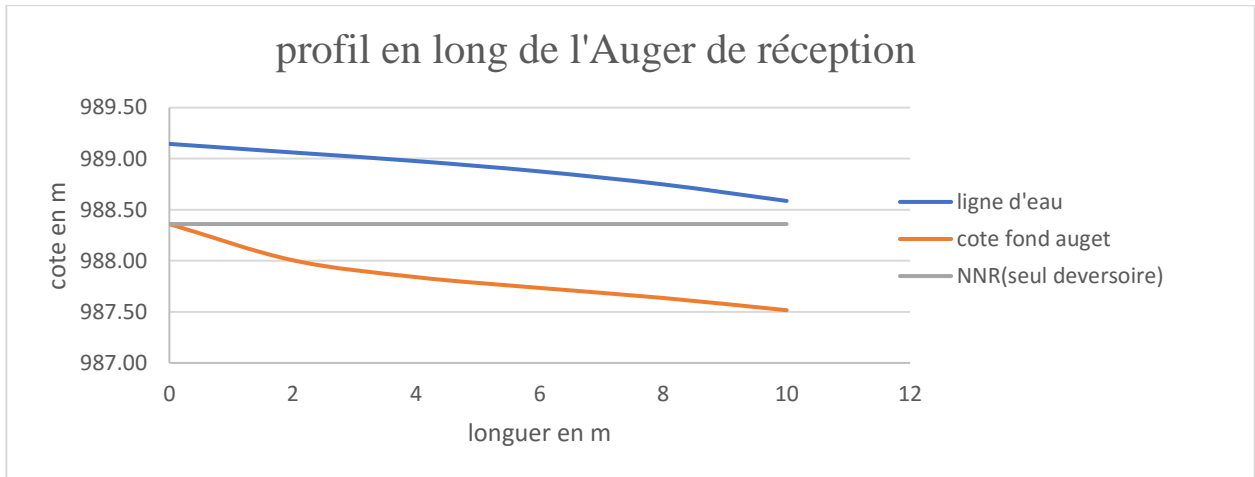


Figure VII:3 Profil en longe de l'Auger de réception

A. Détermination des hauteurs des murs bajoyers :

Pour le déversoir est le canal latéral la hauteur des murs bajoyers doit être au même niveau que celle de la crête de la digue (990.98).

VII.6.3 Chenal d'écoulement

Les conditions topographiques du site nécessitent de projeter un chenal d'écoulement qui suit directement l'auge de déversoir, ce dernier il est de forme rectangulaire, sa longueur est déterminée en fonction de la topographie elle est égale à 9.5 m avec une pente assurant un régime de type fluvial entre (0.1% et 0.2%) ; $i=0,15\%$

Pour vérifier les conditions d'écoulement, nous calculons la profondeur critique "y_c" et la pente critique.

VII.6.3.1 Hauteur critique

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2} = 0.83 \text{ m} \dots\dots\dots(VI.5)$$

Avec :

- ✓ Q : Débit à évacuer (m³/s), **Q = 18.84 m³/s**
- ✓ b : largeur du chenal, **b=8m**
- ✓ g : l'accélération de pesanteur, **g=9,81m/s**

VII.6.3.2 Pente critique

La pente critique se détermine par la formule de Manning :

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (VI.6)$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en [m] ;

I : pente en [m/m] ;

S : section mouillée ;

K : coefficient de Manning –Strickler ($K = 71$)

Pour une section rectangulaire $h=h_c$

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + (2 \cdot h_c))^{2/3}}{K \cdot (b \cdot h_c)^{5/3}} \right]^2$$

AN : $I_{cr} = 0,00266 = 0.27 \%$

VII.6.3.3 profondeur normale

$$Q = C \cdot S \cdot \sqrt{R \cdot I} \dots\dots\dots (VI.7)$$

Q= le débit à évacuer ; $Q=18.84 \text{ m}^3/\text{s}$

S : section du chenal ; $S=b \cdot h_n$.

I : pente du chenal ; $I=0,15 \%$

C : coefficient de Chezy ; $C=R^{1/6}/n$.

$n=0,014$

R : rayon hydraulique $R = \frac{S}{p} = \frac{b \cdot h_n}{2 \cdot h_n + b}$;

Tableau VII:3 Calcul de la profondeur normale (chenal)

i(%)	n	b(m)	P(m)	S(m)	R=S/P	Q (m3/s)	hn(m)
0.15	0.014	8	9.9	7.6	0.76	18.84	0.95

VII.6.3.4 Interprétation des résultats :

$I = 0.15 \%$ et $I_{cr} = 0.27 \%$

$h_n = 0.95 \text{ m}$ et $h_{cr} = 0.83 \text{ m} \Rightarrow I < I_{cr}$ et $h_n > h_c$

Donc le régime est fluvial, et donc pas de formation de ressaut hydraulique.

VII.6.3.5 La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suite

$$R = 0,61 + 0,14(V)^{1/3} \dots\dots\dots (VI.8)$$

$$R = 0.80 \text{ m}$$

La hauteur de mur est

$$H_m = h_e + R \dots\dots\dots (VI.9)$$

$$h_e = 0.95 \text{ m} \quad H_m = 1.75 \text{ m}$$

VII.6.4 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 déterminée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2) \dots\dots\dots (VI.10)$$

Avec :

- ✓ l_1 : est la largeur au plafond du bief amont, $l_1 = 8 \text{ m}$
- ✓ l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle, $l_2 = 6 \text{ m}$
- ✓ $L = 2,5 (8 - 6) = 4.5 \text{ m}$

La longueur du convergent est de **4.5 m**

VII.6.5 Le coursier

Après le convergent on dimensionne le coursier qui est un canal rectangulaire qui doit guider l'eau vers l'oued dans un état torrentiel pour sa on choisit que la pente soit 7 % . Mais ils doivent rejoindre le cours d'eau à une vitesse très inférieure, l'énergie en excès doit être dissipée.

- **Largeur du coursier** : on donne au coursier une section rectangulaire, de la même largeur de la fin de convergent **b_{cr} = 6m**
- **Longueur du coursier** : La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique 110 mètre, ensuite on va la vérifier avec le calcul de ligne d'eau.

- **La profondeur critique**

- ✓ La condition de l'état critique est : $Fr^2 = \frac{Q^2 b}{g \cdot S^3} = 1 \dots\dots\dots (VI.11)$

- ✓ Pour un canal rectangulaire : $h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \dots\dots\dots (VI.12)$

✓ **b** : est la largeur du coursier égale à 6 m $\rightarrow h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{18.84^2}{9.81 \cdot 6^2}} = 1 \text{ m}$

- **La pente critique** : est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique. Pour calculer I_{cr}

✓ Nous associerons donc la relation du régime uniforme $Q = S_c \cdot C_c \cdot \sqrt{R_c \cdot I_{cr}} \dots$ (VI.13)

✓ Avec celle du régime critique. $Fr^2 = \frac{Q^2 \cdot b}{g \cdot S_c^3} = 1 \dots$ (VI.14)

✓ Pour une section rectangulaire ($S=h \cdot b$) conduit à : $I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C_c^2 \cdot R_c} \dots$ (VI.15)

- **I_{cr}** : pente critique
- **S_c** : section critique $S_c = b \cdot h_{cr} \dots$ (VI.20)
- **R_c** : rayon critique $R_c = S_c / P_c \dots$ (VI.21)
- **P_c** : périmètre critique $P_c = 2 \cdot h_{cr} + b \dots$ (VI.22)
- **C_c** : coefficient de Chézy $C_c = R_c^{1/6} / n \dots$ (VI.23)
- **n** : coefficient de rugosité, $n=0,014$ (revêtement en béton).

La pente critique est : $I_{cr} = \frac{9,81 \cdot 1}{76,89^2 \cdot 0,99^2} = 0,0016 \rightarrow I_{cr} = \mathbf{0,16\%}$

- **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). $Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I} \dots$ (VI.16)

- **S** : section du coursier ; $S = b \cdot h_n$; **I** : pente du coursier $I = 7 \%$
- **C** : coefficient de Chézy $C_n = R^{1/6} / n$; **R** : rayon hydraulique $R = \frac{S}{P} = \frac{b \cdot h_n}{2 \cdot h_n + b}$.

✓ Par itérations on aura : $h_n = 0.154 \cdot \left(\frac{6 + h_n}{2h_n + 6}\right)^{-\frac{2}{3}} \dots$ (VI.17)

Tableau VII:4resultat

On remarque : $h_n < h_{cr}$ et $i_c < i_n$, donc le régime d'écoulement est torrentiel et type de remous

i(%)	n	b(m)	P(m)	S(m)	R=S/P	Q (m3/s)	hn(m)
7	0.014	6	6.68	2.04	0.31	18.84	0.34

s2

VII.6.5.1 Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

On Calcul la ligne d'eau avec la Méthode Indirecte d'intégration Numérique

- ✓ Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant que dQ/dx est nul :

$$dy/dx = (S_o - S_f) / (1 - Fr_2^2) \dots\dots\dots (VI.18).$$

- S_o : pente du fond ;
- S_f : pente de la ligne d'énergie.

- ✓ En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie S_f peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning ; L'équation devient en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_o - (n^2 Q^2) / (A^2 R^3)}{1 - (Q^2 B) / (g A^3)} \dots\dots\dots (VI.19)$$

- ✓ On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i et on calcul la profondeur moyenne :

$$Y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2} \dots\dots\dots (VI.20)$$

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

Tableau VII:5 Donner de calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Q (m ³ /s)	Strickler	Ic%	In%	yn	yc	Régime	L coursier (m)
18.84	76	0,16%	7	0.34	1	Torrential	110

Tableau VII:6 Calcul de la ligne d'eau avec la méthode indirecte d'intégration numérique

y	y _{moy}	S _{moy}	P _{moy}	R _{moy}	Fr ²	1-FR ²	$\frac{n^2 Q^2}{A^2 R^3}$	$i_0 - \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^3}$	deltax	L
1										
0.90	0.9250	5.55	7.85	0.71	1.27	-0.27	0.00	0.07	-0.20	0.20
0.80	0.8250	4.95	7.65	0.65	1.79	-0.79	0.00	0.07	-0.60	1.18
0.70	0.7250	4.35	7.45	0.58	2.64	-1.64	0.01	0.06	-1.29	3.37
0.60	0.6250	3.75	7.25	0.52	4.12	-3.12	0.01	0.06	-2.61	7.81
0.55	0.5750	3.45	7.15	0.48	5.29	-4.29	0.01	0.06	-3.78	11.59
0.50	0.5250	3.15	7.05	0.45	6.95	-5.95	0.02	0.05	-5.68	17.27
0.45	0.4750	2.85	6.95	0.41	9.38	-8.38	0.02	0.05	-9.15	26.43
0.40	0.4250	2.55	6.85	0.37	13.09	-12.09	0.03	0.04	-17.01	43.43
0.39	0.3950	2.37	6.79	0.35	16.31	-15.31	0.04	0.03	-5.77	49.20
0.38	0.3850	2.31	6.77	0.34	17.61	-16.61	0.05	0.02	-7.27	56.47
0.37	0.3750	2.25	6.75	0.33	19.06	-18.06	0.05	0.02	-9.64	66.11
0.365	0.3675	2.21	6.74	0.33	20.25	-19.25	0.05	0.02	-6.28	72.39
0.360	0.3625	2.18	6.73	0.32	21.10	-20.10	0.06	0.01	-7.80	80.19
0.355	0.3575	2.15	6.72	0.32	22.00	-21.00	0.06	0.01	-10.20	90.39
0.350	0.3525	2.12	6.71	0.32	22.95	-21.95	0.06	0.01	-14.54	104.93
0.3495	0.3498	2.10	6.70	0.31	23.49	-22.49	0.06	0.01	-1.88	106.81
0.3494	0.3495	2.10	6.70	0.31	23.55	-22.55	0.06	0.01	-0.39	107.20
0.3493	0.3494	2.10	6.70	0.31	23.57	-22.57	0.06	0.01	-0.39	107.60
0.3492	0.3493	2.10	6.70	0.31	23.59	-22.59	0.06	0.01	-0.40	108.00
0.3491	0.3492	2.09	6.70	0.31	23.61	-22.61	0.06	0.01	-0.40	108.40
0.3490	0.3491	2.09	6.70	0.31	23.63	-22.63	0.06	0.01	-0.41	108.81
0.3489	0.3490	2.09	6.70	0.31	23.65	-22.65	0.06	0.01	-0.41	109.22
0.3488	0.3489	2.09	6.70	0.31	23.67	-22.67	0.06	0.01	-0.42	109.63
0.3487	0.3488	2.09	6.70	0.31	23.69	-22.69	0.06	0.01	-0.42	110.06

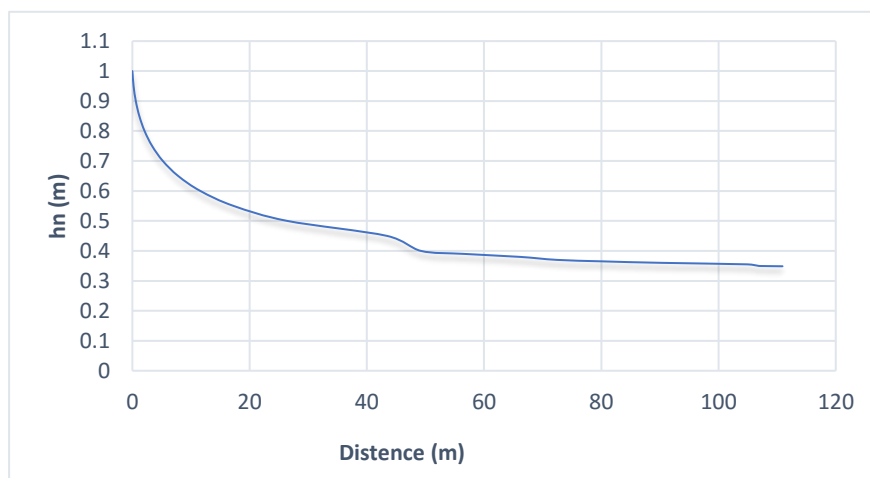


Tableau VII:7 Profil de la ligne d'eau au niveau du coursier

VII.6.5.2 Hauteur des murs du coursier

✓ On a : $Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}}$ (VI. 21)

Fr : Nombre de Froude ; V : Vitesse de sortie ou d'entrée au coursier tel que $V = \frac{Q}{S}$

On a: $H_m = h_e + R$ et $R = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$

A. Hauteur des murs au début du coursier

$V_e = \frac{Q}{S} = \frac{18,84}{6 \times 1} = 3,08$ m/s **V=3.08 m/s**

Donc : $Fr_e = \frac{3,08}{\sqrt{9,81 \times 1}} = 5,06$ **Fr=1**

$R = 0,61 + 0,14 \times 3,08^{1/3} = 0,9$ m → **$H_m = 1 + 0,9 = 1,9$ m**

B. Hauteur des murs à la fin du coursier

$V_s = \frac{Q}{S} = \frac{18,84}{6 \times 0,34} = 9,235$ m/s **V=9.24 m/s**

Donc : $Fr_s = \frac{9,24}{\sqrt{9,81 \times 0,34}} = 5,06$ **Fr=5.06**

$R = 0,61 + 0,14 \times 9,24^{1/3} = 0,8$ m → **$H_m = 0,34 + 0,8 = 1,15$ m**

VII.6.5.3 Vérification de l'apparition des Vagues roulantes dans le coursier :

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 :

✓ $b/h < (10 \div 12)$ (VI. 21)

✓ Et $Fr_2 < 40$ (VI. 22)

Avec :

✓ b : Largeur du coursier, Fr : Nombre de Froude

✓ h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

AN :

✓ $Fr_2 = \frac{6,16^2}{9,81 \times 0,77} = 5,02$;

✓ $b/h = 6/0,77 = 7,97$

Donc, il n'y a aucun risque d'apparition de vague roulante

VII.6.6 Dissipateur d'énergie

Le principe de la dissipation de l'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial.

Dans les bassins à ressaut hydraulique, l'énergie dissipée peut être exprimée en fonction du nombre de Froude au niveau de la section initiale du ressaut Fr . Le meilleur intervalle du nombre de Froude qui assure une dissipation d'énergie élevée et la régularité du courant aval est celui compris entre 4.5 et 9 (ressaut stable). Pour des grandes valeurs, le ressaut est dit fort. Il est appelé faible ou oscillant pour des faibles valeurs de Fr . Ces valeurs entraînent la formation des ondulations dans le courant aval ou à des tourbillons instables voire à une dissipation d'énergie quasiment nulle.

- ✓ **Fr = 5.06** Froude est compris entre 4.5 et 9 donc nous aurons une formation d'un ressaut stable

Pour la dissipation de l'énergie nous avons opté pour un bassin de dissipation à ressaut. La mise en place des blocs, de déflecteur permet de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval.

Nous avons :

- $V = 9.24 < 15$ m/s
- **Fr = 5.06** > 4,5

Nous allons opter pour bassin de **type II**.

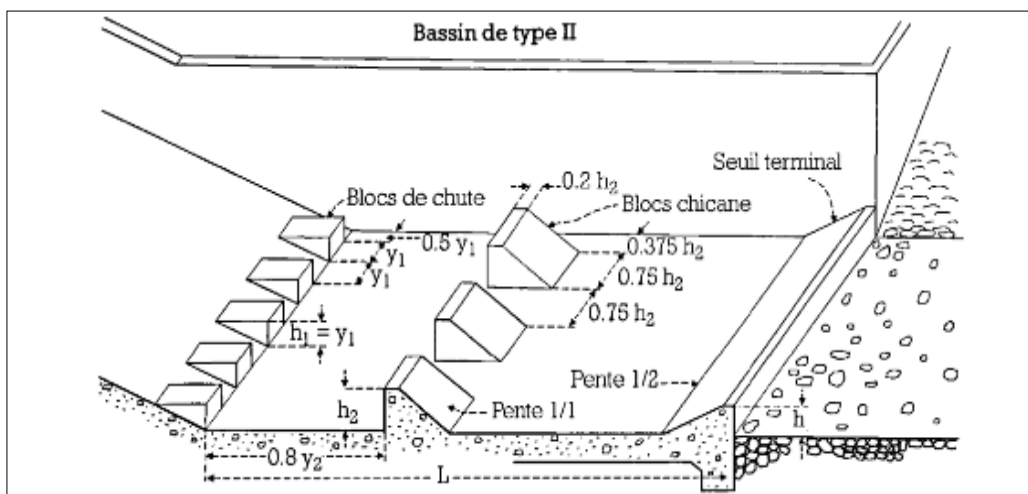


Figure VII:4: Bassin de dissipation USBR type II (Design of Small Dams, 1987)

VII.6.6.1 Dimensionnement du bassin

D'après l'abaque dans l'annexe VI on trouve toutes les formules de calcul des paramètres du bassin de type USBR II a $Fr = 5.06$ et $y_1 = 0.34 \text{ m}$

D'après l'abaque. $\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \times (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) = 6.5$ D'où $y_2 = 2.21 \text{ m}$.

- ✓ y_1 : Tient d'eau avant le ressaut en (m).
- ✓ y_2 : Tient d'eau après le ressaut en (m)

- **Longueur du bassin**

D'après l'abaque (annexe VI.1) On a : $L/y_2 = 2.3$ Donc :

$L = 5.08 \text{ m}$ On prend : $L = 5.5 \text{ m}$.

- **Dimensionnement des blocs de chute**

On a : $h_1 = y_1 = e_1 = s = 0,34 \text{ m}$

h_1 : Hauteur des blocs de chute à l'entrée.

S_1 : L'espacement entre les blocs de chute.

e_1 : épaisseur du bloc de chute

Donc Le nombre des blocs de chutes est de **13 blocs**.

- **Dimensionnement des blocs de chicane**

D'après l'abaque (annexe VI.1)

$\frac{h_2}{y_1} = 1.5 \Rightarrow h_2 = 0.51 \text{ m}$ $s_2 = e_2 = 0.75 * h_2 = 0.38 \text{ m}$ $l = 0,2 h_2 = 0,10 \text{ m}$

h_2 : hauteur du bloc chicane.

l : largeur du seuil.

S_2 : L'espacement entre les blocs de chicane.

e_2 : épaisseur des blocs de chicane.

Donc Le nombre des blocs de chicanes est de **9 blocs**.

- **Hauteur de seuil terminal**

$\frac{h_4}{y_1} = 1.25 \Rightarrow h_4 = 0.43 \text{ m}$

- **Hauteur des murs dans le bassin de dissipation**

Pour la hauteur des murs bajoyer de bassin dissipation se la même que canal de fuite

VII.6.7 Canal de restitution

Le canal de fuite de section trapézoïdal revêtu par des enrochements et une pente de 0,15 % a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

- **La hauteur critique**

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.105 \cdot \sigma_{cr}^2\right) \cdot K \dots\dots\dots (VI.23)$$

Avec : $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}}$ et $\sigma = \frac{K \cdot m}{b}$ (m = 1).

AN : $K = \sqrt[3]{\frac{18.84^2}{9,81 \cdot 6^2}} = 1$ et $\sigma = \frac{1 \cdot 1}{6} = 0.16$

D'où : $h_{cr} = \left(1 - \frac{0,16}{3} + 0,105 \cdot 0,16^2\right) \cdot 1 = 0.94 \text{ m}$

h_{cr} = 0.94m

- **Pente critique**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots (VI.24)$$

AN : $I_{cr} = \frac{18.84^2}{6.59^2 \cdot 73.47^2 \cdot 0.75} \cdot 100\% = 0.2 \%$

I_{cr} = 1.43 %

- **Profondeur normale dans le canal**

✓ La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I} \dots\dots\dots (VI.25)$$

✓ Pour la hauteur normale nous avons :

$$S_n = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n \dots\dots\dots (VI.26)$$

$$P_n = b + 2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2} \dots\dots\dots (VI.27)$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (m h_n^2 + b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (VI.28)$$

Le résultat du calcul par itération donne :

Tableau VII:8 Calcul de la profondeur normale (canal de fuite)

i(%)	n	b(m)	P(m)	S(m)	R=S/P	Q (m3/s)	hn(m)
0.15	0.035	6	10.69	12.72	1.19	18.84	1.66

• **Vitesse dans le canal**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \times h_n^2 + b \times h_n} \quad \text{D'où} \quad \mathbf{V = 1.48 \text{ m/s}}$$

Le sol du canal est constitué par des blocs d'encrochement grossiers.

• **La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suite**

$$H = h_n + R$$

$$R = 0.61 + 0.14 \times (h_n)^{1/3} \quad \mathbf{R=0.77 \text{ m.}}$$

Alors : Hmur = 2.43 m. En prend **Hmur =2.5 m**

VII.7 Ouvrage de vidange

Dans ce type d'ouvrage (retenue collinaire), et pour des raisons économiques, l'ouvrage de prise est groupé avec l'ouvrage de vidange, sauf lorsque la prise se fait par pompage ou par siphonage par-dessus de la digue

La vidange doit être placée au fond de la retenue et avoir une capacité d'évacuation plus importante que celle d'un simple ouvrage de prise.

- ✓ L'ouvrage de vidange doit assurer les rôles suivants :
- ✓ Laisser passer le débit courant de la rivière ou d'une petite crue éventuellement, pendant la construction du barrage.
- ✓ Vider la retenue pour la surveillance, l'entretien et les réparations de la retenue et de ces ouvrages annexes, ou en cas de danger. Sa capacité doit permettre cette vidange en 8 à 10 jours. Pour les grands ouvrages, on pourra se contenter d'une vidange permettant d'alléger la charge pesant sur le barrage de moitié dans ce même temps.
- ✓ Accessoirement, remplacer la prise d'eau ou permettre la réparation de celle-ci en cas de défaillance.

Se basant sur la capacité du déversoir, le gabarit et les dimensions du barrage et pour des raisons d'économie, l'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la

conduite de vidange de fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l'ouvrage d'entrée ne soit réalisé qu'après l'achèvement des travaux de la digue

VII.7.1 Calcul du débit de vidange

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{Vu}{T} + Q_r \dots \dots \dots (VI.29)$$

- Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange, pris égal à débit moyen annuel
- V : volume utile, $Vu = 104000 \text{ m}^3$
- T : temps de vidange, $T = 2 \text{ jours} = 172800 \text{ secondes}$

$$Q_{vf} = \frac{104000}{172800} + 0.2 = 0.789 \text{ m}^3/\text{s}$$

VII.7.2 Calcul diamètre de la conduite de vidange de fond

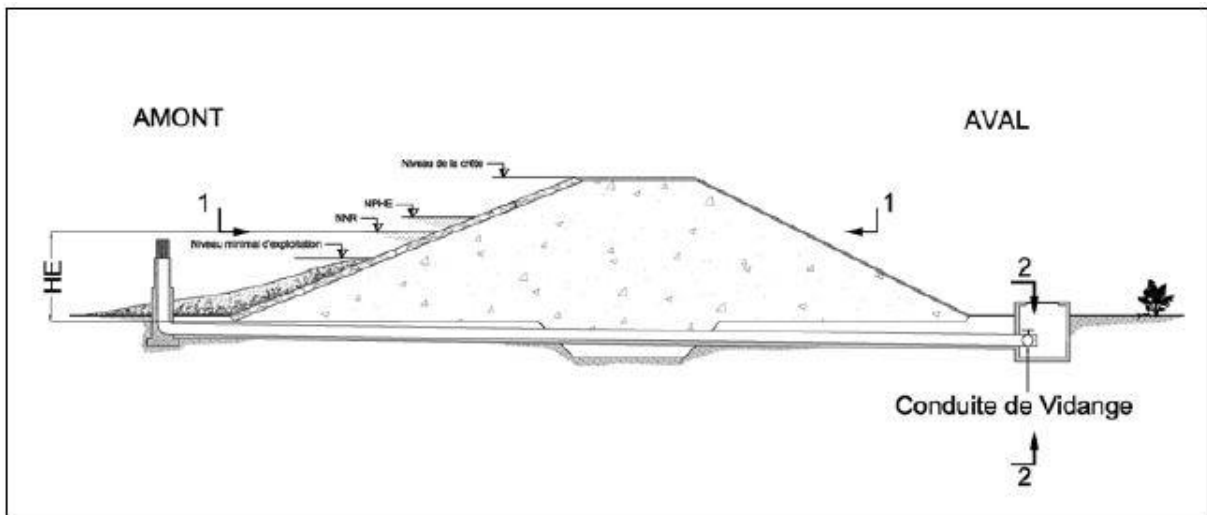


Figure VII:5: Schéma type pour l'équation de Bernoulli

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant l'équation de Bernoulli :

En appliquant l'équation de Bernoulli entre les sections (1-1) et (2-2) et en considérant que les pertes de charges linéaires sont négligeables sur cette courte conduite de vidange, alors (charge constante).

$$H_1 = Z_1 + \frac{P_1}{\varpi} + \frac{V_1^2}{2 \times g} \dots \dots \dots (VI.30)$$

$$H_2 = Z_2 + \frac{P_2}{\varpi} + \frac{V_2^2}{2 \times g} \dots \dots \dots (VI.31)$$

$$H_1 = H_2 \dots \dots \dots (VI.32)$$

Où :

- ✓ $Z_1 = HE$ (différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval. $HE = 6.27$ m)
- ✓ $P_1 = 0$ (pression atmosphérique)
- ✓ $P_2 = 0$ (pression atmosphérique)
- ✓ $V_1 = 0$ (surface libre d'eau)
- ✓ $Z_2 = 0$ (plan de référence)

Il vient alors :

$$V_2 = \sqrt{2 \times g \times HE} \dots \dots \dots (VI.34)$$

$V_2 = 11.1$ m/s

Le débit sortant de la conduite de vidange est donné par l'expression :

$$Q_v = \mu \times S \times V_2 \dots \dots \dots (VI.35)$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q_v}{\mu \times \pi \times V_2}} \dots \dots \dots (VI.36)$$

Où :

Q_v : débit de vidange (m³/s).

V_2 : la vitesse d'eau dans le conduit (m/s)

μ : coefficient de débit (0,61 dans le cas d'un orifice libre).

S : section de la conduite (m²).

AN ; $D = 385$ mm → Nous adoptons la valeur de : $D = 400$ mm

✓ **Correction de la valeur de coefficient μ**

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \Sigma \zeta_s + \Sigma \zeta_l}} \dots \dots \dots (VI.37)$$

Avec :

- ✓ $\Sigma \zeta_s$: somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\Sigma \zeta_s = \zeta_{ent} + \zeta_{va} + \zeta_{sor} + \zeta_{grille}$$

Tableau VII:9 Coefficients de pertes de charge singulières

ζ_{va}	0.5
ζ_{ent}	0.1
ζ_{sor}	1
ζ_{gril}	0.25

Donc : $\sum \zeta_s = 1.85$

✓ $\sum \zeta_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

✓ $\sum \zeta_l = \frac{\lambda \times L}{D} \dots\dots\dots (VI.38)$

✓ L : longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 60m

✓ D : diamètre de la conduite de vidange, D = 400 mm

✓ λ : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler :

$$\lambda = \frac{87n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots (VI.39)$$

✓ n : rugosité de la conduite en acier, n=0.013

AN ; $\lambda = 0.02$ d'où $\sum \zeta_l = 3.03 \text{ m}$

Ce qui nous donne : $\mu = 0.412$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à **Dv = 468 mm**

Nous adoptons la valeur de : **Dv = 500 mm**

VII.7.2.1 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

$V = Q / S \dots\dots\dots (VI.40)$

AN : **V = 1 m/s**

VII.8 OUVRAGE DE PRISE D'EAU

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normal de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec la destination prévue.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale

VII.8.1 Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau

Pour le calcul de diamètre de prise d'eau on est besoin de connaître le débit de consommation le plus grand, qui coïncide avec le mois de juillet, ensuite on applique la formule suivante :

$$Q = \frac{V_{max}}{T} \dots \dots \dots (VI.41)$$

- ✓ La consommation maximale est en mois de Juillet : $V_{max} = 20300 m^3$
- ✓ Nous supposons que la consommation se fait 8 heures par jour pendant 30 jours.

$$\text{Donc : } Q = \frac{V_{max}}{T} = \frac{20300}{31 \cdot 8 \cdot 3600} = 0.023 \text{ m}^3/\text{s}$$

VII.8.1.1 Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre

$$Q = \mu S \sqrt{2g \cdot H} \text{ (m}^3/\text{s)} \dots \dots \dots (VI.42)$$

Avec

- μ : coefficient de débit, $\mu = 0,3$
- S : section de la conduite en m^2
- H : charge d'eau minimale, $H = 3.6 \text{ m}$

Nous trouvons :

$$S = 0,0093 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la prise d'eau sera égal à

$$D = 0.107 \text{ m}$$

Nous prenons :

$$D = 125 \text{ mm}$$

✓ **Correction de la valeur de coefficient μ**

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}} \dots\dots\dots (VI.43)$$

Avec :

- $\sum \xi$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

Nous supposons que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot L}{D} \dots\dots\dots (VI.44)$$

Avec :

✓ **L= longueur de conduite de 60 m**

✓ **$\lambda = 0,034 \rightarrow$**

✓ **$\sum \xi = 22 \rightarrow$**

✓ **$\mu = \sqrt{\frac{1}{1+22}} = 0,21$**

✓ **S=0,013m²**

Nous trouvons :D = 128 mm nous prenons : **D = 150 mm**

VII.8.1.2 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

$$V=Q/S \dots\dots\dots (VI.45)$$

$$\mathbf{V = 1.76 \text{ m/s}}$$

La conduite de prise d'eau aura un diamètre **de 150mm**, elle est équipée d'une vanne papillon qui sera groupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage

VII.9 CONCLUSION

Les ouvrages annexes d'un barrage sont d'une importance capitale puisqu'ils sont liés à la sécurité et à l'exploitation de l'ouvrage dans Notre étude nous optons :

- Un évacuateur de crue latéral à entonnement latéral à seuil libre sur la rive gauche
- Un bassin d'amortissement à ressaut de type II (USBR) et de longueur égale à 5.5m avec des blocs de chute et des blocs de chicane.
- Diamètre optimal de la conduite de vidange est de 500 mm
- Finalement la conduite de prise d'eau aura un diamètre de 150 mm, elle est équipée d'une vanne papillon qui sera groupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage.

Chapitre VII :

Organisation de chantier

VII.1 Introduction

Une meilleure connaissance des lieux du chantier contribue, énormément, à dresser un planning chronologique d'intervention des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et de temps dictées par le marché. C'est dire qu'une bonne organisation du chantier permet des diminutions considérables des coûts de l'ouvrage.

Une bonne organisation de chantier exige une utilisation rationnelle et correcte de la main d'œuvre et l'ensemble des moyens mis en œuvre dans le cadre du projet. Et pour atteindre ces objectifs, il est impératif de :

1. Définir, avec précision, les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en œuvre des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
2. Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée et qualifiée ;
3. Structurer convenablement les postes de travail ;
4. Opter pour une mécanisation de plus en plus poussée ;
5. Disposer d'un personnel à employer en quantité et en qualité ;

Notre étude consistera, donc à organiser le chantier de réalisation du barrage collinaire de MALKA, tout en assurant :

1. Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux...etc.).
2. La rapidité des diverses opérations.
3. Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
4. Une organisation de l'utilisation du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs sont d'une importance capitale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleurs délais et les meilleures conditions.

VII.2 Organisation technique de préparation

Les opérations essentielles de préparation dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réaliser les travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

1. Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.
2. Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

VII.3 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Avant de commencer les travaux de réalisation du barrage, il paraît indispensable de rappeler le rôle de chacune des différentes parties concernées par l'intervenir dans l'acte de construction.

- **Le maître de l'ouvrage :** C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux.
- **Le maître d'œuvre :** C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de concevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation pour les entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

- **L'entrepreneur :** Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître de l'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction.

VII.4 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

L'implantation d'un chantier nécessite des terrains spacieux, afin de pouvoir aménager les diverses aires de stockages, ouvrir des pistes de circulation d'engins, les occupations progressives par les locaux, les engins, les postes fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

- **Installations destinées au personnel :** Généralement, ce sont des dortoirs, des réfectoires, des installations sanitaires et des bureaux de chantier.
- **Installations destinées au stockage des matériaux :** Pour les ciments, nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats peuvent être stockés en plein air. Pour éviter leur mélange et faciliter le dosage du béton on doit prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats. Les aciers sont stockés des baraquements ou des hangars afin d'éviter leur oxydation...etc.
- **Installations destinées à la réparation des engins :** En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.
- **Installation destinée pour la préfabrication :** Cette installation est constituée de hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites.

VII.5 Ordre d'exécution des travaux :

1. Installation du chantier ;
2. Implantation des axes des différents ouvrages ;
3. Coupure et dérivation de l'oued ;
4. Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dite et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues ;
5. Coupure finale et mise en eau ;

VII.6 Travaux de réalisation

- **Travaux de terrassements** : Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques. En ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.
- **Travaux d'excavations** : Les différentes opérations d'excavation doivent être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux. Ces derniers comprennent le décapage, l'excavation et la mise en dépôt des déblais selon les étapes suivantes : Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.
- **Travaux secondaires** : Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.
 - L'aménagement de la zone d'emprunt.
 - Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
 - Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.
- **Les moyens de chantier** : En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétences.

Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechniciens spécialistes en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacté les matériaux.

On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du petit barrage.

- **Les moyens humains** : En ce qui concerne les moyens humains, indispensables pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.
- **Les engins de terrassement** : En général, le matériel de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction, le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai-enrochement ...).
 - Le bulldozer.
 - La pelle mécanique.
 - Le chargeur à pneus ou à chenilles.
 - La décapeuse.
 - Les niveleuses et les camions et les camions citernes.
 - Les compacteurs à rouleaux vibrant, à pneus ou à pied dameurs.
 - Les canions dumpers.
 - Les citernes d'eau et de fuel.
 - Les brises roches et compresseurs.
 - Les groupes électrogènes.
- Le compactage des remblais est une tâche très importante du moment que cette opération est liée de façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. Pour cela, on fait appel aux engins suivants:
 - -Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
 - -Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
 - -Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.
- **Le matériel de bétonnage** : On utilise, le plus souvent, des bétonnières pour la fabrication des bétons nécessaires pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur).

VII.7 Programme des travaux

: La réalisation de la retenue de MALKA se fera en deux saisons sèches et sans difficultés particulières.

Les phases de la construction du barrage sont les suivantes :

-Aménagement du tronçon du canal d'amenée et la tête amont de la prise d'eau.

Une fois les conduites de prise et de vidange de fond et les canaux d'amenées (déviation des Oueds, pour que tous les débits passent à travers la conduite) soient terminés, la construction de la digue commence par le batardeau et par l'enlèvement des terres végétales sous la digue.

Simultanément à la construction du batardeau, on peut commencer l'enlèvement du fossé du noyau étanche prévu au-dessous de la digue et la mise en place du tapis étanche.

C'est le système de drainage (sortie de drain, tapis drainant, collecteur drainant et les puits de décompression) qui sera construit premièrement sous la protection du batardeau.

-Tous ces travaux peuvent être exécutés pendant les mois relativement secs du printemps et le début d'été (1^{ère} phase de la construction).

Parallèlement à la construction de la digue, il faut procéder à la réalisation de la protection en enrochement sur les talus et entamer la réalisation de l'évacuateur de crue.

Les équipements de la prise d'eau et de la vidange de fond seront installés dans l'ouvrage de prise d'eau.

Il sera procédé, ensuite à la construction de la route d'accès (chemin stabilisé) sur la crête de la digue et la correction des terrains aux alentours de la retenue collinaire qui seront à refaire.

Pour terminer les travaux, l'aménager la zone d'emprunt est nécessaire. A la fin des travaux de la digue, la fermeture de la tête amont et le bétonnage ultérieur de l'ouvrage de prise d'eau seront exécutés, cela permet la mise en service du barrage.

Tous ces travaux doivent être exécutés pendant les mois secs d'été et d'automne et peuvent être continués pendant les mois relativement secs du printemps et l'été suivant (2^{ème} phase de construction).

En conclusion, la réalisation de la retenue collinaire ne présente pas de difficultés particulières.

Malgré, cette relative absence de difficultés, il convient néanmoins de ne confier ces travaux qu'aux entreprises ayant acquis une expérience sur des ouvrages analogues.

La mise en exploitation du barrage, après avoir terminé la construction peut être estimée à 08-12 mois (remplissage de la retenue).

VII.8 Planification

VII.8.1 Définition :

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau);
- A temps (sans retard);
- Economique (avec des bénéfices).

VII.8.2 Techniques de la planification

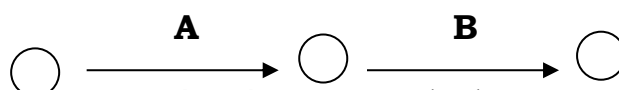
Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

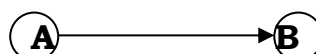
VII.8.3 méthodes basées sur le réseau

Définition du réseau : Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

-Réseau à flèches : L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



-Réseau à nœuds : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

Construction du réseau : Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les cinq (5) opérations suivantes :

1. Etablissement d'une liste des tâches ;
2. Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération ;
3. Construction des graphes partiels ;
4. Regroupement des graphes partiels ;
5. Construction du réseau.

VII.8.4 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

L'utilisation de cette méthode nécessite les étapes suivantes:

1. Collection des informations ;
2. Décomposition du projet ;
3. Définition de la relation entre les tâches ;
4. Attribution des durées;
5. Construction du réseau.

les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables pour l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR: Temps de réalisation ;
 DCP: Date de commencement au plus tôt ;
 DCP: Date de commencement au plus tard ;
 DFP: Date de finition au plus tôt ;
 DFPP: Date de finition au plus tard ;
 MT: Marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

IX.8.2.2.2. Chemin critique (C.C): C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{c.c} = D.T.Pcc} \end{cases}$$

Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

1. Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
2. Dimensions du projet ;

On applique la formule suivante:

$$\mathbf{T = \frac{Q \cdot N}{n}}$$

Avec:

$$\begin{cases} \mathbf{Q = Quantité\ de\ travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre\ d'équipes} \end{cases}$$

VII.9 Plannings

Il existe deux types de plan de travail :

VII.9.1 plan de travail au plus tôt

Dans ce cas, toutes les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est bien fournie en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VII.9.2 Plan de travail au plus tard

Toutes les opérations commencent à une date au plus tard; les tâches ne sont pas retardées. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsque ses moyens sont limités (plus économique).

VII.10 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en compte tenu du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer certaines exigences, qui sont :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération ;
- Exécution du travail le plus économiquement possible ;

VII.11 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.11.1 Symboles des opérations

Phase des travaux	Opération	Duré (mois)
Travaux de préparation, installation de chantier, (développement du réseau routier assurant l'accès au chantier)	A	1
Réalisation de la portion de tranchée clé d'étanchéité e au droit de la conduite de vidange	B	1
Décapage de la terre végétale sur le verrou et ouverture de tranché de la clé d'étanchéité	C	1
Préparation des zones d'emprunt	D	2
Déforestation de la cuvette	E	2
Remblai de la tranche de la clé d'étanchéité et compactage	F	1
Remblai sur la fondation et construction de la conduite vidange de fond	G	1
Mise en place du système de drainage (prisme de drainage).	H	1
Remblai et compactage du corps de la digue et le drain par couche successive	I	3
Revêtement des talus	J	1
Excavation de la zone d'implantation de l'évacuateur de crues	K	1
Coffrage, ferrailage et Coulage de l'évacuateur de crue et prise d'eau	L	3
Equipements hydrauliques.	M	1
Finalisation des ouvrages de sortie	N	1

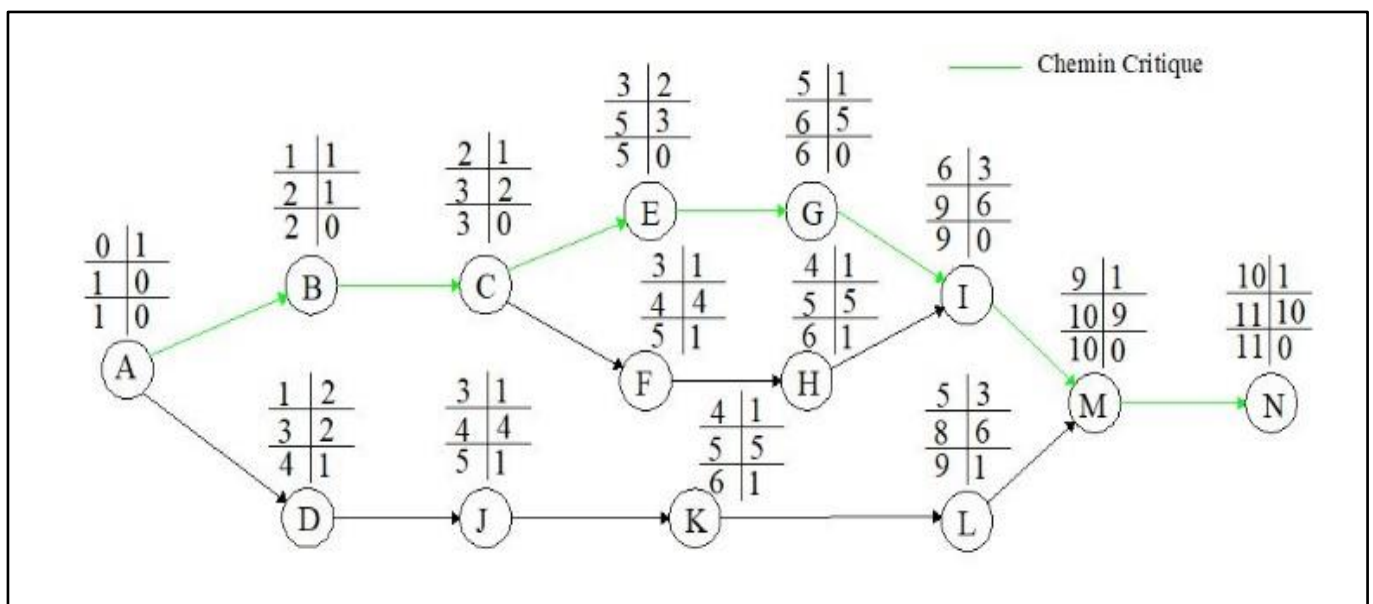


Figure VII.111:Réseau à nœuds

Le diagramme de Henry L. Gantt (1910) est représenté dans la planche n° 6. Cette méthode consiste à placer les tâches à effectuer dans l'ordre défini par la priorité et en tenant compte des ressources encore disponibles.

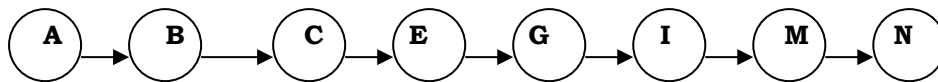
Détermination des chemins critiques par la méthode de Tableau

Opération	TR (mois)	D.P		D.F.P		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	1	0	1	0	1	0
B	1	1	2	1	2	0
C	1	2	3	2	3	0
D	2	1	3	2	4	1
E	2	3	5	3	5	0
F	1	3	4	4	5	1
G	1	5	6	5	6	0
H	1	4	5	5	6	1
I	3	6	9	6	9	0
J	1	3	4	4	5	1
K	1	4	5	5	6	1
L	3	5	8	6	9	1
M	1	9	10	9	10	0
N	1	10	11	10	11	0

Tableau VII.11:2 méthodes de tableau

Détermination du chemin critique :

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant une marge totale nulle (0) est donnée par le chemin suivant :



$DTR = \sum TR = 11$ mois.

C'est-à-dire que la durée totale de réalisation de notre retenue est environ 11 mois (330 jours).

Chapitre

VIII :

Sécurité de travail

VIII.1 Introduction

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs.

Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent se produire à tous les moments de l'installation jusqu'à la mise en eau. C'est pour cela, qu'on doit chercher toutes les solutions pour faire face à ces derniers.

L'objet sera, donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier. Pour cela, il existe un bon nombre de dispositifs, de consignes et de règlements dits « de sécurité » dicté par différents organismes intéressés par la sécurité du travail, notamment le BIT (le Bureau International du Travail).

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégagent la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourraient être tenus comme responsables dans le cas où des dispositions n'aient pas été prises dans l'application des règles de sécurité sur le chantier.

VIII.2 Causes des accidents de travail

L'analyse des accidents, les plus fréquents, fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielles).

a) Causes humaines : Ces causes sont :

1. La négligence des travailleurs.
2. La fatigue.
3. La distraction.
4. Les gestes néfastes.
5. Inaptitude mentale ou physique.
6. Adoption de la solution de faciliter.

b) Causes techniques : Ces causes sont :

1. Les mauvaises conditions de travail.
2. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
3. Le manque d'éclairage.

VIII.3 Conditions dangereuses dans le chantier

1. Installation non protégée ou mal protégée.
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
4. Protection individuelle inexistante.
5. Défauts dans la construction.
6. Eclairage défectueux.
7. Facteur d'ambiance impropre.
8. Conditions climatiques défavorables.

VIII.4 Actions dangereuses

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervention sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Action sans prévention ou sans autorisation.
4. La non utilisation de l'équipement de protection individuelle.
5. L'imprudence durant le travail.
6. Le rythme de travail inadapté.

VIII.4.1 Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée de manière bien satisfaisante par les services appropriés.

1. Les appareils de levage doivent être installés sur une surface présentant une résistance suffisante.
2. Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celles fixées.
3. Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
4. Les abris doivent être aérés et chauffés.

VIII.5 Principales fonctions du service de sécurité

a) Etudes

1. Participation au Comité d'Hygiène et de Sécurité.
2. Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
3. Suggestions du Personnel.
4. Statistique : élaboration et commentaire.
5. Rapport avec l'administration.

b) Exécution

1. Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
2. Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c) Contrôle

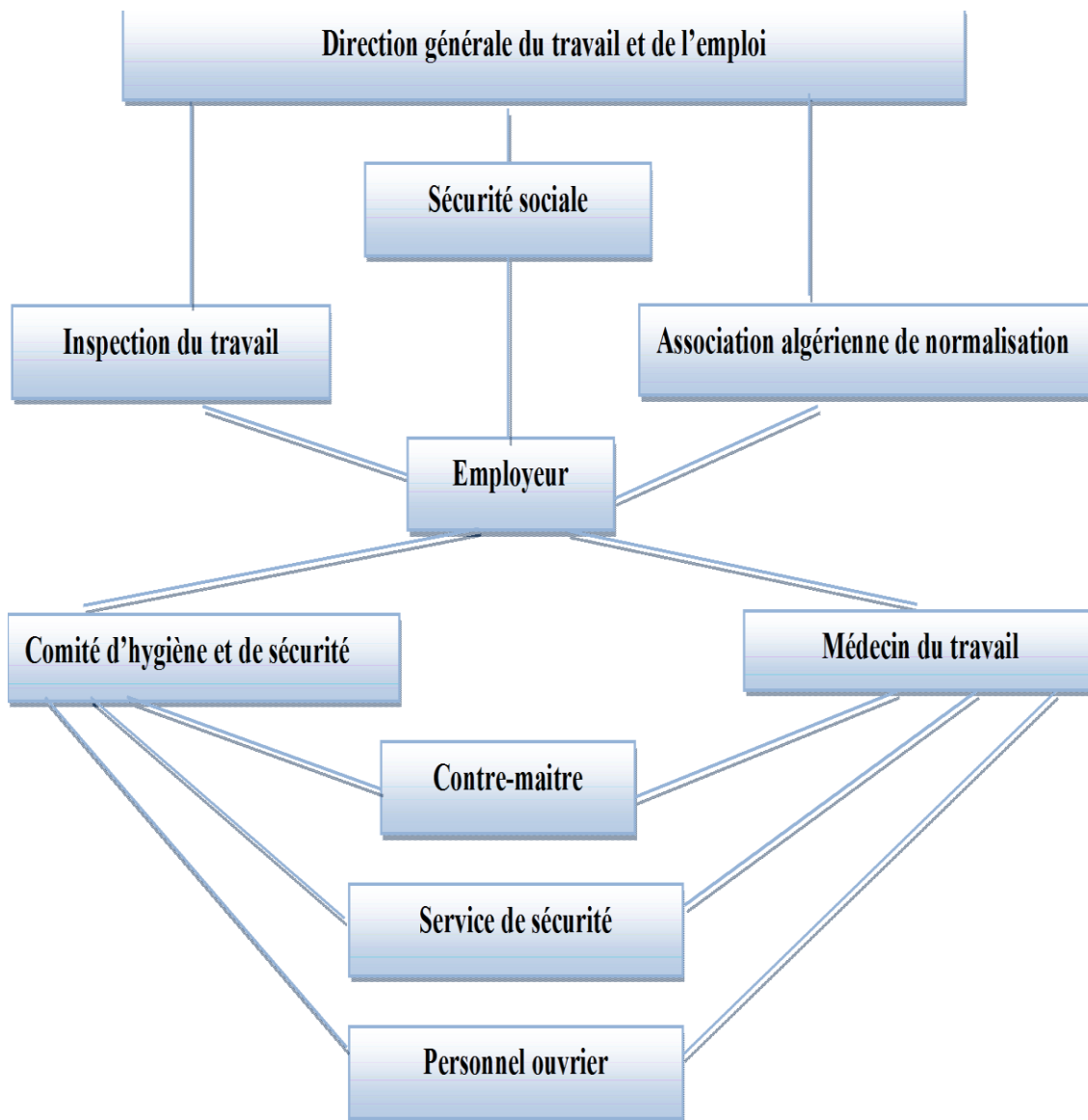
1. Enquêtes à la suite des accidents.
2. Inspections des installations.
3. Visites périodiques effectuées par les organismes.
4. Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

d) Animation

1. Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
2. Equipes de secours.
3. Formation spéciale concernant certaines professions.

VIII.6 Organisation de la prévention des accidents du travail

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme ci-après :



Le Contre-maître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du Contre-maitre revêt trois aspects importants, pédagogique, de surveillance et de suggestion.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

- Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité ;
- Exécution des mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).

Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité qui peut être classée en deux catégories distinctes :

- Respect de la réglementation, la législation et les contrôles techniques.
- Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement) ;

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pas pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- Correspondre au danger considéré ;
- Etre pratique et confortable ;
- Etre solide ;
- Etre d'un entretien facile.

VIII.7 Conclusion :

La prévention doit plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs mais une mesure indispensable et incontournable dans l'exercice de la fonction.

Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est-à-dire, faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducatifs de l'homme durant l'accomplissement de son travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environne

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de ce mémoire de fin d'études, nous avons fait l'étude d'une retenue collinaire située sur Oued MALKA OUIDAN, commune d'EL BOUIHI (wilaya de TLEMCEM) car la localité d'El BOUIHI est dotée d'un régime agricole nécessitant des besoins en eau importants pour irriguer 20 hectares, mais cette zone est pauvre en ressources d'eau souterraines donc la mobilisation des ressources superficielles par les petites retenues collinaires s'avère nécessaire.

A travers cette étude, on a essayé d'aborder toutes les formules, méthodes et procédés pour confirmer les conclusions suivantes en tenant compte des conditions : Topographiques, géologiques, géotechnique et hydrologique de la région, avec tous ce qu'elle comporte comme paramètres essentielle

- ❖ Du point de vue géologique, le site proposé est avéré favorable à l'implantation d'une retenue.
- ❖ Le choix de la variante a été fait compte tenu de plusieurs paramètres (géologiques, type des sols) et on a opté pour une digue en terre homogène vu la disponibilité, sur place, des matériaux en quantités et qualité satisfaisantes ajouté à la facilité de réalisation.
- ❖ On constate que les zones d'emprunts prospectées sont très vastes et recèlent des volumes suffisant, couvrant les besoins nécessaires pour la réalisation du corps du barrage.
- ❖ L'aménagement collinaire d'oued MELKA OUIDAN est destiné à l'irrigation des terres agricoles, d'une superficie estimée à 20 ha.
- ❖ La hauteur de la digue retenue sera de 8.88 m et sera constituée d'un volume de terre égale à 27507 m³ et un volume utile 104000 m³.
- ❖ L'évacuateur de crues de type Creager est positionné en rive gauche, qui représente les meilleures conditions topographiques.

Pour conclure nous pouvons dire que La retenue d'oued MALKA OUIDAN est faisable du point de vue géologique, hydrologique et technico-économique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

CARLIER.M, (1972) Hydraulique générale et appliquée

Degoutte G. (2002), Petits barrages : Recommandation pour la conception. CEMAGREF Editions,

HASSANE.M, Les ouvrages annexes de barrage (extrait du cours d'ouvrages hydrotechniques).

JURAVLEV G.I. Barrage en terre Edition colosse Moscou 1966.

MIHOBI M.K. Polycopié de cours d'ouvrage ; infiltration et stabilité de talus. ENSH.Blida

MIHOUBI M.K (2013), Ouvrages Hydrotechniques, Polycopie de cours, ENSH, Blida.

Patrick Le Delliou (2007), les barrages conception et maintenance. Nouvelle Editions, Recommandations pour la justification des barrages et des digues en remblai

ROLLEY. R (1977), Techniques des barrages en aménagement rural.

TECSULT,2008 Étude du Programme National des Retenues Collinaires : Région hydrographique « ALGÉROIS SOUMMAM » Lot No 1, Novembre 2008.rapport final

TOUAIBIA, B ; B. BENLAOUKLI (2004). Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.

TOUAIBIA.B (2001) Polycopié de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH. Blida.

Touat M. 1988 Etudes hydrologiques de retenues collinaires. Etude de faisabilité. « Eaux et sols d'Algérie » n° 1. 1988. ANRH. Alger.

REFERENCES SITO-GRAPHIQUERS

Barrages en terre homogène ou pseudo-zonés - Wikhydro[en ligne], [http://wikhydro.developpementdurable.gouv.fr/index.php/Wikibardig:Barrages en terre homog%C3%A8ne ou pseudo-zon%C3%A9s](http://wikhydro.developpementdurable.gouv.fr/index.php/Wikibardig:Barrages_en_terre_homog%C3%A8ne_ou_pseudo-zon%C3%A9s)[Consulté le 08/07 /2018]

Bernardo A. R., L. Santos (2004). Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger. - Recherche Google. [en ligne]. http://www.on-mali.org/pdf/on_dgemrh_01_digue_en_terre.pdf [Consulté le 22 /07/ 2018].

Comité Français des Barrages et Réservoirs. [en ligne]. Disponible à l'adresse : <http://www.barrages-cfbr.eu/>[Consulté le 20/08/2018].

Étude préalable à la construction d'un barrage [en ligne], <http://tpelyceeaugusterenoir.e-monsite.com/pages/2-etude-prealable-a-la-construction-d-un-barrage.html> [Consulté le 08/07/ 2018].

Guidelines for the justification of embankments dams and levees ISBN 979-10-96371-01-3 – dépôt légal 3^{ème} trimestre 2016, Edition Cfbr – 2016 .www.barrages-cfbr.eu

Khelifa MAALEL ; Zouheir HAFSIA (2012). Polycopié du cours OUVRAGES HYDRAULIQUES - PDF. Université de TUNIS EL MANAR [en ligne]. <https://docplayer.fr/45499512-Polycopie-du-cours-ouvrages-hydrauliques.html> [Consulté le 22 /07/2018].

Annexes

ANNEXE 1 : Tableau – Pluviométrie mensuelles 1968-1999 (Source**ANRH) a la station080101**

Année	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Févr.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill.	Août	Total
1968	6,9	0,1	11,6	80,5	35	11,8	6,2	27,1	0	0	0	0	172,3
1969	0	0	16,4	47,7	8,5	0	10,8	7,4	0,5	0	0	0	91,3
1970	0	0	0	58	5,6	0	24,6	1,1	78,3	5,8	2,4	5,2	167,6
1971	0	0	27,6	42,1	44,8	57,3	62	43	35,9	8,7	0	1,2	70,9
1972	11,3	34,3	75,7	52,6	68,2	114,6	191,9	51,5	0	1,3	0	16,6	618
1973	0	0	29,8	134,1	0	82	173	43,2	2,2	12,2	0	0	476,5
1974	0	0	21,9	5	10,5	137	92	27,5	41	4	0	5	343,9
1975	0	6	28,1	23,6	0	25,6	19	28,2	43,3	0	0	0	173,8
1976	1,6	8	0	41,2	34	12,2	14,2	0,5	42,4	6	8	0	168,1
1977	1	47,1	48,9	5,9	10,3	3,5	1,1	13,6	10	0	0	0	141,4
1978	0	19,6	14,5	15	31,5	95,3	19,5	18,5	7,4	0,1	0	25,6	247
1979	17,3	90,1	70	8	5	52	77,9	29,8	30	0	0	0	380,1
1980	6,3	18,4	27,3	96,3	82,7	52,6	65	30	11	23,5	0	0	413,1
1981	27,4	0	0	59,1	15,9	56,4	11,7	26,8	63,6	19,7	0	12,1	292,7
1982	6,2	22,7	77,7	52,6	0	7,4	14	7	15,4	0	2,6	0	205,6
1983	0	0,3	30,5	65,8	17,8	31,9	43,3	12,8	66,1	3,9	1,5	0	273,9
1984	0	4,8	76,8	22,4	38	8,2	24,9	15,1	42	0	0	0	232,2
1985	0,7	5,8	51,6	51,7	36,3	85,5	41,9	25,1	8,1	18,9	0	5,1	330,7
1986	7,6	27,5	79,2	23,1	73	114,1	3,1	10,8	12,5	3,4	5,1	0	359,4
1987	6	24,5	49,6	38,4	39	21,1	9,3	30,4	16,5	0	0	0	234,8
1988	0	18,8	51	3,6	12	41	72,1	43,3	6,2	9,7	14,1	16,9	288,7
1989	2,3	6,5	54,9	18,8	53,9	0	16,2	60,8	20,4	15	6	12,7	267,5
1990	48,5	3,2	29	37,3	26,9	34,5	37,28	25,8	21,5	5,2	3,5	7,4	118
1991	18,8	44,2	11,8	12,8	1,4	20,3	60,3	157,8	77,2	11,7	19,6	13,5	449,4
1992	8,2	4,3	19,1	13,2	4,3	45,3	2,3	50	56,6	0	24,9	37,9	266,1
1993	11,8	5,3	58,3	25,7	69,8	59,5	2	36,5	8,5	8,4	12,7	28,9	327,4
1994	29,4	33	13,7	7,9	13,6	4	134,4	34,3	0	12	2	21,1	305,4
1995	4,2	38,7	8,3	42	129,7	78	105,8	60,3	21	4,6	23,4	1,4	517,4
1996	37,4	5,8	0,7	62,6	66,7	0	9,3	41,8	30,8	0	0	44,6	299,7
1997	78,1	8,1	41,4	71,2	11,2	32,8	9,7	13,7	43,8	18,2	1	12,9	342,1
1998	16,5	0	15	15,3	72,7	30,9	60,2	0	3	0	0	0	213,6
1999	38,7	29,7	40,6	35,4	5,6	0	2,2	7,6	9,1	4,5	0	7,7	181,1
Moy.	12.2	15.8	33.8	39.7	30.3	39.9	48.7	29.2	24.0	5.6	3.6	8.2	290.9

ANNEX 02 Tableau – Maxima pluviométriques journalières (mm)

Année	sep	Oct.	Nov.	Dec.	Jan.	Fev.	mars	Avr.	mai	juin	Juil.	Aout.	Moy.	Max.
1968	-1	0.1	4.8	29	7.9	2.7	1.9	9.9	0	0	0	0	5.1	29.0
1969	0	0	5.2	12	2	0	3	4.5	0.5	0	0	0	2.5	12.0
1970	0	0	0	21	1.2	0	8.5	1	47.4	-1	-1	-1	8.8	47.4
1971	0	0	11.2	9.4	-1	-1	-1	-1	-1	-1	0	0.5	3.5	11.2
1972	5.3	13.7	27.4	17.4	50.3	19.5	53.4	18	0	1.3	0	8	19.0	53.4
1973	0	0	9.6	89.5	0	24	46.6	14.3	1.0	8	0	0	17.5	89.5
1974	0	0	16	5	4	38.5	28.5	9.5	22.5	4	0	5.0	12.1	38.5
1975	0	4	9.6	13.6	0	8	9	8	8	0	0	0	5.5	13.6
1976	1.6	3.6	0	8	8	9.9	8	0.5	18.0	5.0	8.0	0	6.3	18.0
1977	1	21.6	32.4	5.2	8	2	1	9.8	5	0	0	0	7.7	32.4
1978	0	11.5	11.5	6	17.2	16	19.5	8	7.4	0.1	0	25.6	11.2	25.6
1979	8	14.8	48	8	3	37	30.6	14	25.1	0	0	0	16.4	48.0
1980	2	13.5	11	64	82.7	20.6	38.5	13.2	11.0	23.5	0	0	25.3	82.7
1981	22	0	0	40	5.1	15	7.2	7	32.3	13.2	0	9	11.7	40.0
1982	3.8	7.4	33.2	18	0	4	7	7	8.4	0	2.6	0	8.0	33.2
1983	0	0.3	8.5	33.1	7.9	16.5	16.8	10.8	19.5	2.8	1.5	0	10.7	33.1
1984	0	4.5	33.8	8	11.1	6.7	11.5	14.3	16	0	0	0	9.6	33.8
1985	0.4	3.1	15	21.1	12.1	41.2	19.4	12.7	7.5	10	0	5.1	13.4	41.2
1986	6.1	11.1	31.1	10.5	51	42.8	1.8	8.4	10.4	3.4	5.1	0	16.0	51.0
1987	6.0	12.5	14.5	26.5	27	9.7	9.3	13	6.5	0	0	0	10.8	27.0
1988	0	12.5	24.5	2.1	3.4	14.7	56.8	12.9	6.2	9	10	8.5	14.6	56.8
1989	2.1	4	29.5	14	16	0	8.3	18.5	12	15	0	7	11.3	29.5
1990	16.7	3.2	10.3	12.4	9.5	20.3	53	6.5	1.5	4.6	0	0	11.0	53.0
1991	10.4	10	5.1	3.6	1.0	7.2	15.8	81.5	28.2	7.1	11.4	11	16.5	81.5
1992	3.6	2.2	9.2	6.6	3.3	16.8	9.7	22.5	52.8	0	24	18.5	15.1	52.8
1993	5.1	3.1	9.8	13.5	38.5	24	2	18.7	8.9	8.4	7.4	21.6	14.2	38.5
1994	8.7	18.8	13	5	6	3	52.5	10.4	0	7.3	2.0	12.7	11.9	52.5
1995	4.2	16.1	6.2	12.8	23.3	27.5	36.3	19.3	16.8	3.3	15.6	1.4	16.2	36.3
1996	23	3	0.7	24.5	14.7	0	5.2	9.1	9.1	0	0	25	8.3	25.0
1997	33	8.1	13.5	24.0	7.6	13.3	6.5	10	10	18.2	1	9.1	11.0	33.0
1998	11.5	0	11.5	11.3	22.8	24.0	32.7	0	2.5	0	0	0	9.5	32.7

ANNEXE 4 stabilité vide R=19.92

nemero du tranche	b	h1	h2	h3	sin alpha	cos alpha	Gi	Ti=Gi*sin	Ni=Gi*cos	l=b/cos	Cohesion	Fc=Ce*I	Ffrottement	dni	T'(seisme)=a*Gi	Ti*dni
-5.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.5	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	19.9	0.0	0.0
-4.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.4	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	19.9	0.0	0.0
-3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.3	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	19.9	0.0	0.0
-2.0	1.5	0.0	0.5	0.0	-0.2	1.0	0.9	-0.2	0.9	1.5	1.6	2.4	0.4	19.6	0.1	2.1
-1.0	2.0	0.0	1.1	0.3	-0.1	1.0	3.8	-0.3	3.8	2.0	1.6	3.3	1.5	19.2	0.5	8.8
0.0	2.0	0.0	1.9	0.4	0.0	1.0	6.2	0.0	6.2	2.0	1.6	3.3	2.5	18.7	0.7	14.0
1.0	2.0	0.0	2.7	0.3	0.1	1.0	7.7	0.7	7.7	2.0	1.6	3.3	3.1	18.4	0.9	17.1
2.0	2.0	0.0	3.5	0.0	0.2	1.0	8.6	1.6	8.4	2.0	1.6	3.3	3.4	18.1	1.0	18.7
3.0	2.0	0.0	3.7	0.0	0.3	1.0	9.3	2.5	8.9	2.1	1.6	3.4	3.6	18.0	1.1	20.1
4.0	2.0	0.0	3.8	0.0	0.4	0.9	9.4	3.4	8.8	2.1	1.6	3.5	3.5	18.0	1.1	20.4
5.0	2.0	0.0	3.6	0.0	0.5	0.9	8.9	4.0	7.9	2.2	1.6	3.6	3.2	18.1	1.1	19.2
6.0	2.0	1.5	1.6	0.0	0.5	0.8	9.5	5.2	8.0	2.4	1.6	3.9	3.2	18.3	1.1	20.9
7.0	2.0	2.2	0.0	0.0	0.6	0.8	8.1	5.2	6.3	2.6	1.6	4.2	2.5	18.8	1.0	18.3
8.0	1.6	1.0	0.0	0.0	0.7	0.7	3.0	2.2	2.1	2.4	1.6	3.9	0.8	19.4	0.4	7.0
9.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	19.9	0.0	0.0
10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	19.9	0.0	0.0
somme							75.5	24.3	69.0			37.9	27.6			166.5
								Kss	2.5							
								Kas	1.8							

ANNEXE 5 fonction normal R=14.95

b	h1	h2	h3	sin alpha	cos alpha	Gi	Ti=Gi*sin	Ni=Gi* cos	l=b/cos	Cohesi on	Fc=Ce*I	Ui=pr essio n deau	Ffrotement	dni
0.7	0.4	0	0	-0.3	0.9	0.5	-0.2	0.5	0.7	1.6	1.2	0	0.2	14.7
1.5	1.7	0	0	-0.3	1.0	4.6	-1.2	4.4	1.6	1.6	2.5	0	1.8	14.1
1.5	2.2	0	0	-0.2	1.0	6.2	-1.2	6.0	1.5	1.6	2.5	0	2.4	13.8
1.5	2.9	0	0.4	-0.1	1.0	9.2	-1.2	9.1	1.5	1.6	2.5	0	3.6	13.3
1.5	3.5	0	0.63	-0.1	1.0	11.6	-0.8	11.6	1.5	1.6	2.5	0	4.6	12.9
1.5	4.1	0	0.7	0.0	1.0	13.5	0.0	13.5	1.5	1.6	2.5	0	5.4	12.6
1.5	4.6	0	0.63	0.1	1.0	14.9	1.0	14.8	1.5	1.6	2.5	0	5.9	12.3
1.5	5.3	0	0.4	0.1	1.0	15.9	2.1	15.7	1.5	1.6	2.5	0	6.3	12.1
1.5	5.9	0	0	0.2	1.0	16.3	3.3	15.9	1.5	1.6	2.5	0	6.4	12.0
1.5	5.9	0	0	0.3	1.0	16.4	4.4	15.8	1.6	1.6	2.5	0	6.3	12.0
1.5	5.7	0	0	0.3	0.9	15.9	5.3	15.0	1.6	1.6	2.6	0	6.0	12.1
1.5	5.3	0	0	0.4	0.9	14.7	5.9	13.5	1.6	1.6	2.7	0	5.4	12.3
1.5	4.6	0	0	0.5	0.9	12.7	5.9	11.2	1.7	1.6	2.8	0	4.5	12.7
1.5	0.7	0	0	0.5	0.8	1.8	1.0	1.5	1.8	1.6	2.9	0	0.6	14.6
1.5	1.3	0	0	0.6	0.8	3.7	2.2	3.0	1.9	1.6	3.0	0	1.2	14.3
0	0	0	0	0.7	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	0.0	15.0
						157.7	26.4	151.6			37.5		60.6	
				2.31966 6114		Kss	3.717042 922							

ANNEXE 5 Abaques de calcul de bassin de dissipation USBR type II

