

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdellah »**

Département: Aménagement et Génie Hydraulique

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE**

Spécialité : Conception des Ouvrages Hydrotechniques

THEME

**ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE SUR OUED RAS EL AIN
COMMUNE OUED MOURA(W.LAGHOAT)**

Présenté par :

M^r: GUESSOUM SAID

Devant le jury composé de :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r : B.BENLAOUKLI	M C.A	Président
M^{me} : S.BELLABAS	M A.A	Examinatrice
M^r : M. D BENSALAH	M A.A	Examineur
M^{me}: N.SAIL	M A.A	Examinatrice
M^r: A.ZEROUAL	M A.A	Examineur
M^r: I . ZAIBAK	M A.B	Promoteur

JUIN 2016

Dedicaçes

Je dédie ce modeste travail a tous ceux que j'aime mais surtout:

Mes très chers parents qui on toujours été les etoiles de mon ciel et ont illumine mon chemin depuis ma naissance ,je ne les remercierai jamais assez (ma mère Razika et mon père Lakhdar que dieu me les garde).

A ma petite soeur Rawane et petits jumeux frères Kossai et Odai

A ma grande mère Zohra

Mes chers oncles Abdesamad ,Sami et leurs familles

Mes tantes Rachida et Nabila.

Mes amis : Lies (Emre), Belkacem ,Hamza ,Mahdi ,Firas

Tout ceux qui m'ont aidé de prés ou de loin dans ma formation.

Tous mes amies de l'ENSH.

Tous mes amies de la cité Soumaa 3.

REMERCIEMENTS

Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions.

*J'aimerais exprimer ma gratitude pour la patience, le soutien et l'aide qu'a pu m'apporter mon promoteur M^r : **ZAIBAK ISSAM** ainsi que Mr : **A.MEBARKI** pour ces orientations et son compréhension.*

Mes remerciements également à :

*Monsieur **BENLAOUKLI.B**, M^r.**M.D.BENSALAH** et M^{me} **N.SAIL** et M^{me} **S.BELLABAS** pour leurs encouragements et leurs aides ;*

Tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail ;

Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire ;

Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

Enfin un grand merci tout spécial à ma famille, à mes parents qui m'ont permis de poursuivre mes études, à mes frères, ainsi qu'à tous mes amies qui n'ont cessé de me soutenir et de m'encourager au cours de mes années d'études et de m'avoir plus d'une fois remonté le moral. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

GUESSOUM SAID
(ISLAM)

ملخص:

تعتبر السدود من اكبر خزانات المياه التي تستعمل في مختلف الميادين.الهدف من هذا العمل هو الدراسة التحقيقية لسد صغير على واد "راس العين-افلو" (و. الاغواط) من حيث الجيولوجيا , الهيدرولوجيا و اقتصاديا لسقي ما يقارب 40 هكتارا من الأراضي .
ككل دراسة تحقيقية قمنا بدراسة للنماذج من اجل تحديد النموذج المثالي لجسم السد الذي سنصممه ثم قمنا بتصميم جسم السد (ارتفاعه 13 متر و سعة تقدر ب 0.14 مليون متر مكعب) و حساب أبعاد التجهيزات الملحقة (مفرغ الفيضانات ماخذ الماء ومفرغ القعر).ثم أتمناه بتنظيم الورشة.

Résumé :

Les barrages sont les plus grands réservoirs d'accumulation des eaux qui sont utilisées dans les divers domaines. L'objectif du présent travail est l'étude de la faisabilité d'un petit barrage sur l'oued RAS EL AIN-AFLOU(W.LAGHOUAT) de point de vue géologique, hydrologique, et économique, qui sera destiné à l'irrigation de 40 ha.

Donc on a fait comme toute étude de faisabilité il est indispensable de faire une étude géologique, hydrologique et une étude de variante pour fixer le choix du type de la digue à concevoir. Ensuite, nous finalisons notre travail la conception de la digue (hauteur 13m, et une capacité de 0.14 million m³) et le dimensionnement des ouvrages annexes (évacuateur de crue, prise d'eau et vidange de fond) Enfin, l'organisation de chantier vient donc notre travail.

Summary:

Dams are the big reserves of water which are used in different fields. The purpose of this work is to study if we can realize a dam on Oued of RAS EL AIN-AFLOU(W.LAGHOUAT) geologically, hydrological and economically,for irrigation of a perimeter of 40ha. We also study geology, hydrology and study variants in order to repair the choice of the dam to conceive. Next we conceive a dam and state workmanship .We end by organization of workshops.

Sommaire

Introduction générale.....		1
Chapitre I : Etude topographique		
	Introduction	3
I-1	condition de choix du site d'un barrage	3
I-2	fond topographique existant	4
I-3	choix de l'axe du barrage.....	4
I-4	Situation géographique.	4
I-5	Aperçu topographique	6
	Conclusion	6
Chapitre II : Etude géologique et géotechnique		
	Introduction	8
II.1	Morphologie	8
II.2	Cadre géologique régional	9
II.3	Stratigraphie	10
II.4	Tectonique.....	11
II.5	Séismicité de la région d'étude	12
II.6	Considérations géotechniques	16
II.6.1	Conditions générales de fondation	16
II.6.2	Matériaux locaux de construction	16
II.6.2.1	Recherche et présentation des zones d'emprunt potentielles	16
II.6.2.2	Enrochements.....	17
II.6.2.3	Alluvions d'Oued	17
II.6.2.4	Matériaux fins argileux	17
II.7	Conclusion sur la fondation.....	18
II-8	Essais et analyses de laboratoire.....	18
II-8-1	Identification des roches et paramètres physiques	18
II-8-2	Définition des caractéristiques mécaniques des roches	18
II-8-3	Essais et analyses pour matériaux de construction	18

Chapitre III : Etude hydrologique		
	Introduction	30
III.1	III-1- Collecte des données hydrométéorologiques	30
III.2	Caractéristiques morphologiques du bassin versant	30
III.2.1	Paramètres géométriques	32
III.2.2	Paramètres de forme	32
III.2.3	Paramètres du relief	33
III.2.3.2	Altitude moyenne du bassin versant	35

III.2.3.3	Pente moyenne du bassin versant	36
III.2.3.4	Indices de pente	37
III.3	Caractéristiques hydrographiques du bassin versant	38
III.3.1	le réseau hydrographique	38
III.3.2	Temps de concentration	38
III.3.3	Vitesse de ruissellement	40
III.3.4	La densité de drainage	40
III.3.5	Le coefficient de torrentialité	40
III.4	Caractéristiques climatiques	42
III.4.1	Evaporation	42
III.4.2	Température	43
III.4.3	Humidité relative	44
III.4.4	Vitesse de vent	44
III.4.5	Pluviométrie	45
III.4.5.1	Pluie moyenne annuelle	46
III.4.5.2	Analyse statistique des pluies maximales journalières	46
III.4.5.3	Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences	54
III.5	Evaluation des apports liquides	56
III.5.1	Apports liquides	56
III.5.1.1	Apports moyens interannuels	57
III.5.2	Caractéristiques de l'écoulement	59
III.5.3	Apports solides et l'estimation du volume mort	63
III.6	Etude des crues	65
III.6.1	Détermination des débits maximaux fréquents par les formules empirique	65
III.6.2	Détermination des hydrogrammes de crues probables par les méthodes de Sokolovski	69
III.6.3	Choix de fréquence de la crue du projet	72
III.7	Régularisation de l'écoulement	75
III.7.1	Répartition des besoins	75
III.7.2	Courbes caractéristiques de la retenue	76
III.7.3	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	77
III.7.4	Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	80
III.8	Laminage des crues	83
III.8.1	Estimation du débit de crue laminée	84
III.8.2	Estimation de la charge au dessus du déversoir	84
III.9	Etude d'optimisation	88
III.9.1	Calcul du coût approximatif de la digue	88
III.9.2	Calcul de la revanche	89
III.9.3	Largeur en crête	90

III.9.4	Calcul du coût.....	91
III.9.4.1	Calcul du coût de la digue	91
III.9.4.2	Calcul du coût de l'évacuateur de crues.....	91
Chapitre IV : Etude Des Variantes		
	Introduction	100
IV-1	Le choix du site de la retenue.....	100
IV-2	Le choix du type de barrage	100
IV-3	Les variantes à choisir.....	101
IV-4	Fixation du choix définitif du type de barrage	102
IV-4-1	Etude comparative	103
IV-4-2	Cote en crête du barrage.....	103
IV-5	Conception de la digue.....	104
IV-5-1	Largeur en crête.....	104
IV-5-2	Longueur en crête.....	104
IV-5-3	Pente des talus.....	104
IV-5-4	Volume du corps du barrage.....	105
IV-5-5	Variantes de la digue.....	105
IV-5-6	Protection des talus	105
IV-5-7	Protection de la crête	107
V-5-8	Le noyau pour la deuxième variante.....	107
IV-5-9	Etanchéité de la fondation	109
IV-5-10	le drainage du barrage	110
IV-6	Fondation	110
IV-7	Dispositif des drains et filtres	111
IV-7-1	Les drains.....	11
IV-8	Evaluation du prix total des différents matériaux:	112
	Conclusion	114

Chapitre V : Etude De La Variante Choisie		
	Introduction	116
V.1	Dimensionnement	116
V.1.1	La revanche du barrage	116
V.1.2	La hauteur du barrage	117
V.1.3	Largeur en crête	117
V.1.4	Pentes des talus	117
V.1.5	Protection des talus	118
V.1.6	Etanchéité de la fondation	120
V.1.7	les drains	121
V.2	Calcul des filtres	122
V.3	Etude des infiltrations	124

V.3.1	l'objectif de calcul d'infiltration	124
V.3.2	Positionnement de la ligne de saturation	125
V.3.3	Calcul du débit de fuite par infiltration	126
V.3.4	Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage	127
V.4	Etude de stabilité	130
V.4.1	Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :	130
V.4.2	Stabilité des talus	130
V.4.3	Méthode de FELLENIUS	131
V.4.4	Conséquences de l'instabilité des talus	132
V.4.5	Ordre de calcul (Méthode des tranches) :	133
V4.5.1	Les caractéristiques géotechniques des sols	134
V.4.5.2	Calcul des forces appliquées à chaque tranche	134
V.4.5.3	Classement des forces	135
V.4.6	Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :	136
	Conclusion :	138
Chapitre VI : Etude Des Variantes des ouvrages annexes		
	INTRODUCTION	140
VI-1	L'évacuateur de crues	140
VI.1.1	Différents types d'évacuateurs de crue	140
VI.1.1.1	Evacuateur de crues en puit (tulipe)	140
VI.1.1.2	Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral	141
VI.1.1.3	Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal	141
VI.1.1.4	Evacuateur de crues en siphon	141
VI.1.2	Choix de l'évacuateur de crue	142
VI.1.3	Dimensionnement de l'évacuateur de crue	142
	- Canal d'approche	143
	- Le déversoir	144
	- Chenal d'écoulement	145
	- Le convergent	146
	- Le coursier	147
	- Bassin de dissipation	150
	- Canal de restitution	151
VI.2	Ouvrage de vidange	154
VI.2.1.	Calcul hydraulique	155
VI.3	La prise d'eau	157
VI.3.1	Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite	158
	Conclusion	158
Chapitre VII : Organisation de chantier		
	Introduction	160
VII.1	Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	160

VII.1.1	Installations destinées au personnel	160
VII.1.2	Installations destinées au stockage des matériaux	160
VII.1.3	Installations destinées à la réparation des engins	161
VII.1.4.	Installation destinée pour la préfabrication	161
VII.2.	Les moyens de chantier	161
VII.3	Planification	161
VII .3.1	Définition	161
VII.3.2	Techniques de la planification	162
VII.3.2.1	Méthodes basées sur le réseau	162
VII.3.2.1.1	Définition du réseau	162
VII.3.2.1.2	Construction du réseau	162
VII.3.2.1.3	Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)	165
VII.3.2.2	Les étapes de la planification	165
VII.3.2.2.1	collection des informations	165
VII.3.2.2.2	Décomposition du projet	165
VII.3.2.2.3	Relations entre les tâches	165
VII.3.3	Les paramètres de la méthode C.P.M	165
IX.3.3.1	Chemin critique	164
VII.3.3.2	Attribution des durées de chaque opération	164
VII.3.4	Les plannings	164
VII.3.4.1	Plan de travail au plus tôt	164
VII.3.4.2	Plan de travail au plus tard	165
VII.3.4.3	Plan de travail intermédiaire	165
VII.4	Symboles des différentes opérations	165
VII.5	Détermination des chemins critiques par la méthode de Tableau	167
VII-6	Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes	169
	Conclusion	170
conclusion générale		171

LISTE DES TABLEAUX

Tab.I.01	Caractéristiques générales du bassin versant	08
Tab.II.01	Classification sismique des Wilayas et commune d'Algérie	15
Tab. II.02	Valeurs du coefficient d'accélération	15
Tab. II.02	Caractéristique géotechnique du site	25
Tabl II-04	Caractéristique géotechnique	29
Tab. III.01	Surfaces par tranche d'altitudes	34
Tab.III.3	Classification O.R.S.T.O.M	35
Tab.III.4	Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant	40
Tab.III.5	Répartition mensuelle des températures moyennes en °C	42
Tab.III.6	Répartition de l'évaporation moyenne (mm)	42
Tabl III.7	Durée d'ensoleillement moyenne mensuelle	44
Tab.III.8	Répartition des vitesses des vents (m/s)	45
Tab.III.9	Humidité moyenne mensuelle	46
Tab.III.10	Résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel	51
Tab.III.11	Résultat de l'ajustement a la loi normale	53
Tab.III.12	Résultat de l'ajustement a la log normal	55
Tab.III.13	Les précipitations des différent fréquence	57
Tab.III.14	L'Apport moyenne interannuelle.	60
Tab.III.15	Récapitulatif des résultats des coefficients des variantes	63
Tabl.III.16	L'Apport fréquentielle	64
Tab.III.17	Répartition mensuelle des apports	64
Tabl.III.18	Valeur de α en fonction de la perméabilité	66
Tab.III.19	Récapitulatif des résultats du volume mort	67
Tab.III.20	Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier	68
Tab.III.21	Valeur de α en fonction de la fréquence.	69
Tab.III.22	Valeur de γ en fonction de bassin versant	69
Tab.III.23	Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky	69
Tab.III.24	Récapitulatif des résultats de la formule Possenti	70
Tab.III.25	Récapitulatif des résultats de la formule Terraza.	71
Tab.III.26	Récapitulatif des résultats de débit de crue	71
Tab.III.27	Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	73
Tab.III.28	Récapitulatif des résultats de l'Hydrogramme du crue	74
Tab.III.29	Catégories des dommages résultant des crues	76
Tab.III.30	Crues de projet recommandé	77
Tab.III.31	Répartition mensuelle de la consommation des eaux d'irrigation	79

Tab.III.32	Caractéristiques topographiques de la retenue	80
Tab.III.33	Régularisation saisonnière suivant la 1ere consigne	82
Tab.III.34	Régularisation saisonnière suivant la 2ere consigne	83
Tab.III.35	Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique	85
Tab.III.36	Régularisation saisonnière en tenir compte les pertes	85
Tab.III.37	Données initiales.	86
Tab.III.38	1 ère étape de calcule	86
Tab.III.39	3 ème étape de calcul	87
Tab.III. 40	Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine	88
Tab.III.41	Récapitulatif des résultats de calcule de largeur de crête	91
Tab.III.42	Coût de la digue	91
Tab.III.43	Coût de déversoir	92
Tab.III.44	Coût de coursier	93
Tab.III.45	Coût Totale du barrage	94
Tab.III.46	Volumes et débit déversant	95
Tab.III.47	Le calcul du laminage	96
Tab.III.48	Les caractéristiques du barrage	98
Tab.IV.01	Valeurs indicatives des pentes des talus.	104
Tab.IV.02	L'épaisseur min de la couche d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues	107
Tab.IV.03	Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.	108
Tab.IV.04	Coût de la digue (1ère variante)	112
Tab. IV.05	Coût de la digue (2ème variante) :	113
Tab.IV.06	Coût de la digue (3ème variante) :	113
Tab.V.01	Valeurs indicatives des pentes des talus	118
Tab.V.02	L'épaisseur min de la couche d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues	119
Tab.V.03	Coordonnées de la parabole de KOZENY	126
Tab.V.04	Classification des barrages	128
Tab.V.05	Gradient admissible à travers le remblai terreux	128
Tab.V.06	Gradient admissible pour les fondations d'un remblai	129
Tab.V-07	Détermination de coefficient de sécurité	129
Tab.V.08	Coefficient de stabilité admissible des talus	133
Tab.V.09	Les différentes valeurs de K_1 ET K_2	133
Tab.V.10	Caractéristique géotechnique	135
Tab.V.11	Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement	138
Tab.VI.1	Coordonnées de la nappe déversante.	144

Tab.VI.2	Les données de départ	149
Tab.VI.3	Ligne d'eau à pas d'espace de 5m	149
Tab.VII.01	Symboles des opérations	165
Tab.VII.02	Détermination des chemins critiques	167
Tab.VII.3:	Devis estimatif de la digue	169
Tab.VII.4	Devis estimatif de l'évacuateur de crue	169
Tab.VII.5	Vidange de fond et prise d'eau	170

Liste des figures

Fig.I.1	Situation générale de la zone d'étude	6
Fig.I.2	Vue Satellitaire de l'endroit de la digue et cuvette du barrage	7
Fig.II.1	Extrait de la carte géologique de Ras El Ain	Annexe
FigII.2	Carte des zones séismiques (RPA99-Version 2003)	14
Fig- III.1	Rectangle équivalent	32
Fig- III.2	Courbe hypsométrique	34
Fig- III.3	Délimitation du bassin versant de RAS EL AIN	37
Fig. III.4	Répartition mensuelle de la température	42
Fig. III.5	Répartition mensuelle de l'évaporation	43
Fig. III.6	Répartition mensuelle de la durée d'ensoleillement	44
Fig. III.7	Répartition mensuelle du vent	45
Fig. III.8	Ajustement a une loi de Gumbel	50
Fig. III.9	Ajustement a une loi normale	52
Fig III.10	Ajustement a une loi de log normal	54
Fig.III.11	Courbes des pluies à courtes durées	57
Fig III.12	Courbes des intensité-Durée-Fréquence	57
Fig.III.13	Répartition mensuelle des apports	63
Fig.III.14	Hydrogrammes des crues pour déférentes périodes de retour	74
Fig.III.15	Hydrogramme de la crue de projet (Q1)	77
Fig.III.16	Courbe surface-hauteur	79
Fig.III.17	Courbe de remplissage	80
Fig.III.18	La variation de la charge déversant en fonction de (Q, q)	88
Fig.III.19	La variation du volume forcé en fonction de (Q, q)	89
Fig.III.20	Hydrogrammes des débits entrant et sortant	98
Fig.V-1	Forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement (O, Ri)	132
Fig.VI-1	Profil du deversoir	145
Fig.VI-2	Dimensions du déversoir	145
Fig.VI. 3	La ligne d'eau dans le coursier	150
Fig. VII.1	Réseau a nœuds	166
Fig VII.2	DIAGRAMME DE GANT	168

Liste des planches :

- 01 PLAN D'AMENAGEMENT DE BARRAGE
- 02 COUPES TYPES DE LA DIGUE POUR LES TROIS VARIANTES
- 03 COUPE EN TRAVERS DE LA DIGUE
- 04 PROFIL EN LONG DE L'EVACUATEUR DE CRUE
- 05 SCHEMA DE CALCUL DE LA STABILITE

INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie a tellement souffert des problèmes de l'eau, une sécheresse abondante dans certaines régions et des inondations dans d'autres, ce qui nous pousse à réfléchir au Problème deux fois plus.

Depuis plusieurs décennies, l'édification des petits barrages en Algérie a été une Solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau.

Et puisque la demande en eau d'irrigation et d'eau potable est devenue de plus en Plus importante, la politique algérienne se dirige vers la conception des petites retenues collinaires sur les différents endroits du pays à cause de leurs facilité d'exécution, adaptation aux reliefs algériens, et pour remplir les déficits, et améliorer ces services Envers les citoyens.

Dans cette optique la wilaya de Laghouat a bénéficiée d'un important projet de réalisation d'un aménagement hydraulique, c'est celui du la retenue collinaire d'Oued Ras El Ain commune oued Moura, qui est destinée à irriguer 40 Hectares.

De ce fait, le travail de ce mémoire de fin d'études consistera à concevoir une Retenue qui puisse s'adapter aux conditions locales du milieu c'est-à-dire topographiques, géologiques et hydrologiques, et aussi remplirait les objectifs généraux du projet.

CHAPITRE I ETUDE TOPOGRAPHIQUE

INTRODUCTION:

Le but principal de l'étude topographique est d'établir les documents nécessaires pour les avants projets (plans, cartes, documents...) qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes.

L'objectif de la réalisation de la future retenue de oued RAS EL AIN Commune OUED MOURA est consiste de stocker des débits dans la retenue et de couvrir les besoins en eau de la région d'études.

I.1 Condition de choix du site d'un barrage

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

- Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le Volume du barrage sera minimum.
- Choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.
- Eviter des fortes pentes pour satisfaire la capacité de la retenue et surtout la respecter.

L'axe de la retenue, comme verrou topographique majeur, délimitera à l'aval, une retenue qui sera entièrement contenue dans la large vallée creusée par l'érosion fluviale, Cet encaissement et la faible pente de l'Oued donnera ainsi une extension plus linéaire que latérale des aires futurement inondables, Ce qui est avantageux.

La configuration du site réservoir est telle qu'il n'existe pas de zones potentielles où les eaux peuvent contourner l'ouvrage. Dans tous les cas de remplissage l'étude topographique du projet précisera les cotes d'inondations. De même que le rapport hydrologique étudie en détail les courbes hauteurs -capacités et surfaces mouillées.

I.2 Fond topographique existant :

Le site RAS EL AIN choisi pour la construction de ce petit barrage est situé au Nord-Ouest de la wilaya de LAGHOUAT dans le territoire de la commune de OUED

RAS EL AIN à environ 5 Km au Nord du chef-lieu de cette dernière sur oued RAS EL AIN.

De par sa situation géographique dans une zone agricole, l'aménagement offre un intérêt agro-économique certain.

Le meilleur accès est assuré à partir de la CW reliant OUED RAS EL AIN à la RN23 avec un accès direct sur le site à quelques dizaine de mètre.

Le site du petit barrage et celui du bassin versant sont identifié sur l'assemblage de la carte d'Etat-major GUELLET SIDI SAAD à l'échelle 1/50000 et Aflou 1/50000 et le plan topographique du site et la cuvette

Coordonnées	Valeurs
UTM - X (Km)	31 435.666
UTM - Y (Km)	3782374
NGA - Z (m)	1337
Angulaire	N34°10'55.2" E2°18'1.44"

Tab 1.1 : les coordonnées de site

I.3 Choix de l'axe du barrage :

Le site étant retenu, l'axe du barrage a été tracé le plus rectilignement possible pour des considérations techniques et a permis pour ce qui est des ouvrages annexes l'implantation de l'évacuateur et de la dérivation provisoire respectivement dans la rive droite et dans la rive gauche.

I.4 Situation géographique:

La zone d'étude est située au cœur de l'atlas saharien, proche de la ville d'Aflou, capitale du Djbel Amour. Elle est à environ 500 kilomètres de la capitale Alger et se trouve presque à mi-chemin de quatre grandes villes, Laghouat, Djelfa, Tiaret Et El Bayadh.

La zone d'implantation de la digue de la retenue projetée est située à 110 Km au Nord-Ouest de la ville de Laghouat chef-lieu de la wilaya et à 30Km à l'Est de la ville d'Aflou et à environ 5 Km au Nord du chef-lieu de la commune Oued Ras El Ain.

Dans la Figure N°01 est représenté la situation générale de la zone d'étude.

La Figure N°02 et N°03 représente des photos satellitaires du site de la digue et la cuvette de la retenue collinaire sur oued Ras El Ain.

Dans le tronçon de l'implantation de la digue projetée la direction principale du cours d'eau de l'Oued est du Nord vers le Sud (Fig. N° 01).

Les terrains en pente assez faible apparaissent principalement sur les berges de l'oued à l'aval et au niveau du lit de l'oued.

Le fond du lit mineur se trouve à une profondeur qui varient entre (1.5 à 4.0) m plus bas de la vallée de l'oued, la hauteur maximale du fond de l'oued jusqu'au rive gauche et droite peut atteindre les 30m. Les rives du lit sont très raides, les pentes de l'oued sont de l'ordre de 0.5%. La vallée de l'oued est assez large.

Le bassin versant de la zone d'étude est d'une manière générale dénudé, dépourvue de végétation, sans arbres, ce qui représente un terrain favorable à l'écoulement torrentiel et à l'érosion.

Les terrains de zone basse sont à vocation agricole de haute valeur, la culture pratiquée, à défaut d'irrigation, est la céréaliculture.

La cuvette se trouve dans un relief accidenté avec des pentes moyennes à faibles, comprise entre plusieurs collines l'une est plus haute que l'autre, celles de la gauche ne dépassent guère les quarantaines de mètres.

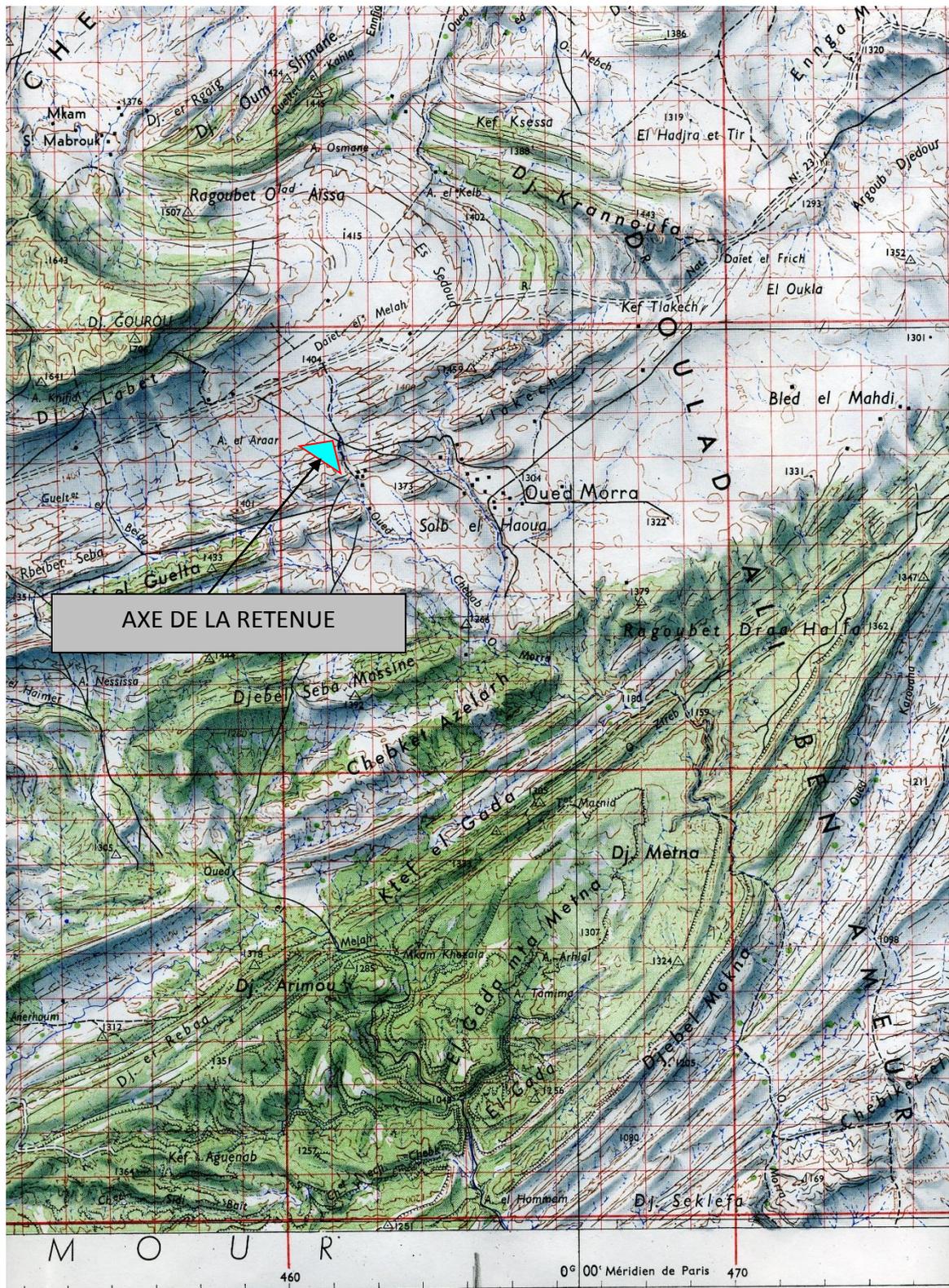


Figure I.1 : Situation générale de la zone d'étude Carte d'état-major GUELLET SIDI SAAD

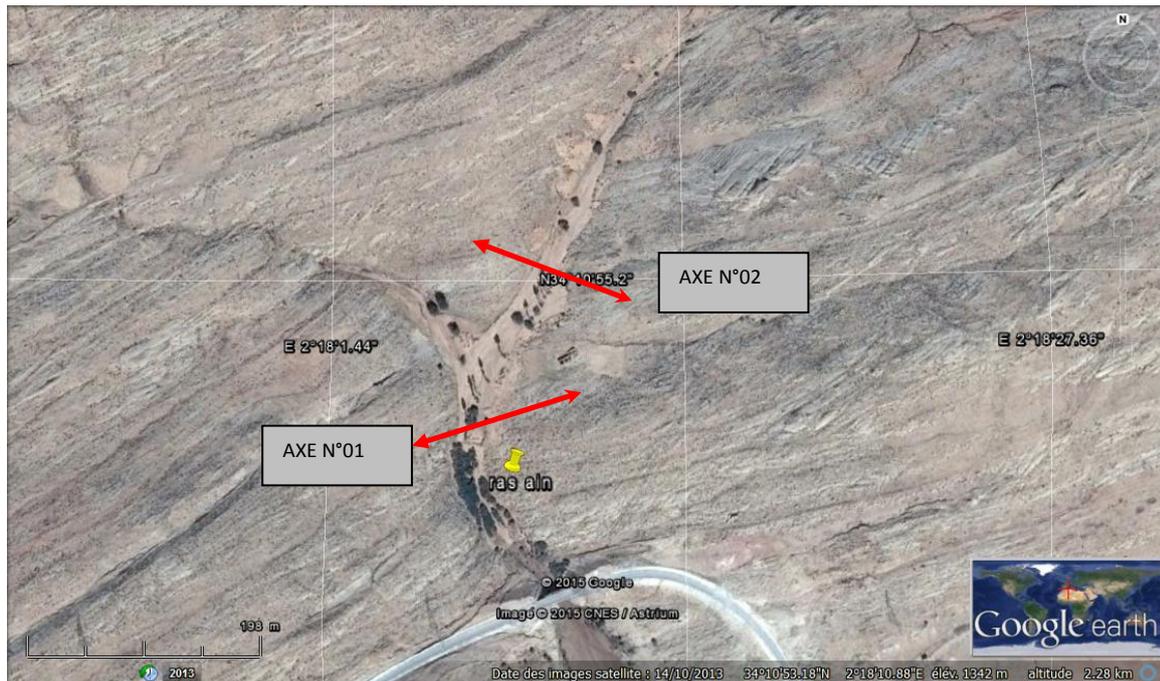


Figure I.3 : Vue Satellitaire de l'endroit de la digue et cuvette du barrage

I.5.Aperçu topographique :

Après localisation du site choisi pour le future aménagement sur la carte topographique, une étude cartographique a permis de déterminer les principales caractéristiques du bassin versant présentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 01 : Caractéristiques générales du bassin versant

Caractéristiques	Indice	Unités	Valeurs
Superficie du bassin versant	S	km ²	7.28
Périmètre du bassin versant	P	km	11.79
Longueur du cours d'eau principale	Lt	km	2.75
Altitude maximale du bassin versant	Hmax	m	1459.00
Altitude minimale du bassin versant	Hmin	m	1337.00
Dénivelée brute du bassin versant	H	m	122.00
Pente moyenne de l'Oued	Io	%	4.03

Conclusion:

L'étude topographique réalisée sur le site de la future retenue de oued RAS EL AIN représente par un levé topographique de la cuvette à l'échelle : 1/50000

Nous pouvons dire que les conditions topographiques sont bien réunies pour la disposition définitive de la digue et ses ouvrages annexes.

Chapitre II

Etude géologique et géotechnique

Introduction :

Les études géologiques et géotechniques établis sur le site de la digue nous permettent de recommander les types d'ouvrages les mieux adaptés à implanter en fonction de la nature du sol et de ces caractéristiques, ainsi la disposition en qualité et en quantité des matériaux de construction au voisinage du site.

Dans ce qui suit, seront présentées les principales données de base qui au plan géologique, sont relevées à travers une analyse des données cartographiques disponibles et une reconnaissance visuelle in situ dans l'aire d'étude qui s'étend sur une bonne partie de la vallée, seront successivement présentées de manière sommaire. La configuration géomorphologique générale du site de même que l'identification provisoire des structures litho stratigraphiques en travers de la vallée réceptrice de l'ouvrage et dans la retenue.

II.1.Morphologie :

L'atlas saharien forme la dernière barrière topographique, que nous rencontrons avant d'atteindre la plateforme saharienne et dont les caractères géologique sont assez semblables d'Est eu d'Ouest.

L'atlas saharien s'est formé à l'emplacement d'un sillou subsident intercalé entre les haut plateaux et la plate forme saharienne ;

Il est constitué de trois ensembles principaux :

Les Monts de Kseurs à l'Ouest

Les Monts des Djbel Amour au centre.

Les Monts des Ouled Naïls à l'Est

La limite Sud correspond géologiquement à la flexure saharienne et la limite Nord est moins nette, manqués par un jeu de cassures importantes entre les hautes plaines et l'atlas.

II.2.Cadre géologique régional :

La zone d'étude est comprise dans le domaine semi-aride avec la présence des caractères climatiques continentaux.

Ce domaine est caractérisé par une pluviométrie moyennement importante qui peut atteindre 167 mm / an et des pluies torrentielles considérables favorisant le déclenchement du phénomène de l'érosion.

Le bassin versant d'oued Ras Ain est en majeure partie dépourvue de végétation; seule une partie au Nord constituant les zones montagneuses.

L'aire d'étude proprement dite s'inscrit entièrement dans un domaine dit de nappes de charriage constituées de formations allochtones d'origine déplacée.

L'Oued RAS EL AIN a inscrit son cours jusqu'au Oued Chebab, dans une vallée peu large et peu méandrique, longue d'environ 6Km selon une direction majeure Nord-Ouest -Sud Est.

Elle aboutit à la confluence avec Oued Chebab, à l'amorce du domaine plat soit jusqu'à l'agglomération de OUED CHEBAB.

Le site choisi pour la retenue est pratiquement faisable, il se trouve à l'extrémité des gorges évasées, et à la limite du domaine relativement plat à peu accidenté découpé en aires agricoles.

L'axe potentiel de l'ouvrage correspond ainsi à un des derniers étranglements de la vallée: il est constitué de rives à lithologies compactes quoique recouvertes de dépôts colluvionnaires, d'altération de la roche mère spécifiquement pour les deux rives. La rive gauche présente un versant à pente douce à moyenne alors que la rive opposée est nettement plus accidentée.

La végétation est faiblement développée sauf dans les fonds de vallée où elle occupe le lit mineur : (quelques arbres, buissons ...).

Les deux rives présentent une dissymétrie marquée : la rive gauche présente une topographie plus proéminente et culmine à plus de 45 m du fond du lit de l'Oued environ,

A l'amont, une large cuvette présente l'avantage pour contenir un volume d'eau conséquent. Il s'agit d'un site réservoir, peu penté, fermé à la faveur d'une continuité morphologique quasi - symétrique des rives

II.3 Stratigraphie :

II.3. 1 jurassique supérieur Portlandien-Berrilasien

Dans la région cette formation est la limite des synclinaux formés par le crétacé (Valanginien-Barremein), sa base est représentée par des marnes feuilletées ou de calcaire avec alternance de marnes et de marno-calcaire. Le centre est formé de marnes evc intercolations de marno-calcaire avec rarement des barres de calcaire. Son toit est représenté par une barre calcaire, c'est une série très puissante.

II.3. 2 Kimmeridjien terminal à Portlandien Marnes Gypseuses

Il présent dans tous les anticlinaux, c'est une formation essentiellement argilo-gypseuses. Il est situé entre les barres calcaires du jurassique terminal et les grés intermédiaires sous-jacents. Il atteint parfois 160m d'épaisseur.

II.3. 3 Kimmerdjien calcareo-gréseux

Il est présent dans tous les anticlinaux de la région.

Dans la région de Oued Ras El Ain, il est surtout argileux-gréseux, alors que dans les régions environnantes, il est subdivisé en trois unités :

Grés intermédiaires

Marno-calcaire bleutés

Calcaires répères massif.

Cet ensemble varie de 50 à 260 mètres d'épaisseur.

II.3. 4 Formation Kimmerdjien marno-calcaire

Cette formation est présentée à côté des grès supérieurs, elle est constituée de deux unités, bien distinctes, l'une calcareo-dolomitique et marneuse et l'autre de calcaire à ostréidés leur puissance est de 200 mètres.

II.3. 5 Formation des grès supérieurs

Elle représente la partie Sud et Sud-Ouest de Oued Ras El Ain où elle occupe le cœur de l'anticlinal. C'est un complexe grés-argileux, elle a une puissance de 600 à 800 mètres.

II.3. 6 Formation Basale « calcaire à polypiers »

C'est l'ensemble stratifié et massif, des calcaires, sombres, bleutés, comportent souvent localement, des développements de polypiers.

II.4. Tectonique :

La région d'Ain Ras El Ain est une zone complexe où se distinguent des unités anticlinales, séparées par de larges aires synclinales.

II.4.1 Zone anticlinale de KEF Mimouna – Djebel ZETREG

Elle comporte un petit synclinal ; en son sein large de 1 à 2 km. C'est le synclinal d'El Rhicha, il commence aux environs d'El Rhicha et se termine près de l'Oued Moudjahidine. Il a une orientation Nord Est – Sud ouest.

II.4.2 Synclinal d'Ed Dor

C'est un vaste synclinal qui s'étale vers le Sud Ouest, sur un vaste plateau de grès à pendage horizontal à subhorizontal. Il est profondément disséqué par l'érosion. Il est situé dans une région montagneuse et on y trouve un seul village Ennfous.

II.4.3 Axe anticlinal de Djebel ZLARH

Le Djebel Zlarh, constitué la partie la plus élevée de l'anticlinal. Des grès du Kimméridgien dessinent une voûte anticlinale affectée de feuilles transverses, jalonnées par une injection de trios. Cet anticlinal est très feuillée (Décrochement d'extre).

II.4.4 Zone complexe d'Aflou / Djebel Gourou – Djebel Mimouna

La zone d'Aflou est située sur un axe synclinal dont le turonien du Djebel Gourou occupe le cœur, ce synclinal se divise en deux axes à l'Est du Djebel Gourou, l'Anticlinal fouillé du Djebel Mehassel les sépare, au Sud Ouest, par l'Anticlinal de Haoudh El Fkarine.

II.5. Séismicité de la région d'étude :

II.5.1 Sismicité

Historiquement, l'Algérie est connue pour être une zone sismique très active.

La connaissance d'une activité sismique en Algérie du Nord remonte (d'après le CRAAG) au 02 Janvier 1365, date à laquelle s'est produit le séisme à Alger. Depuis, de nombreux séismes se sont produits, parmi eux certains violents et meurtriers. Parmi ces séismes, nous pouvons citer ceux qui ont touché Alger en 1716, Oran en 1790, Gouraya en 1891.

Dans une période plus récente, on peut citer les séismes d'Orleansville (09.09.1954), d'El Asnam (10.10.1980), de Constantine (27.10.1985), de Tipaza (29.10.1989), de Mascara (17.08.1994), d'Alger (04.09.1996), de Ain Temouchent (22.12.1999), de Beni Ouartilane (10.11.2000) et de Boumerdes-Alger (21.05. 2003).

II.5.2 Caractéristiques de la sismicité algérienne

On peut caractériser la sismicité algérienne sur la base des informations fournies par la sismicité historique, par les études de sismotectonique, de sismologie, de paléo sismologie, d'aléa sismique. Le CRAAG possède aujourd'hui des indications importantes sur l'activité sismique en Algérie.

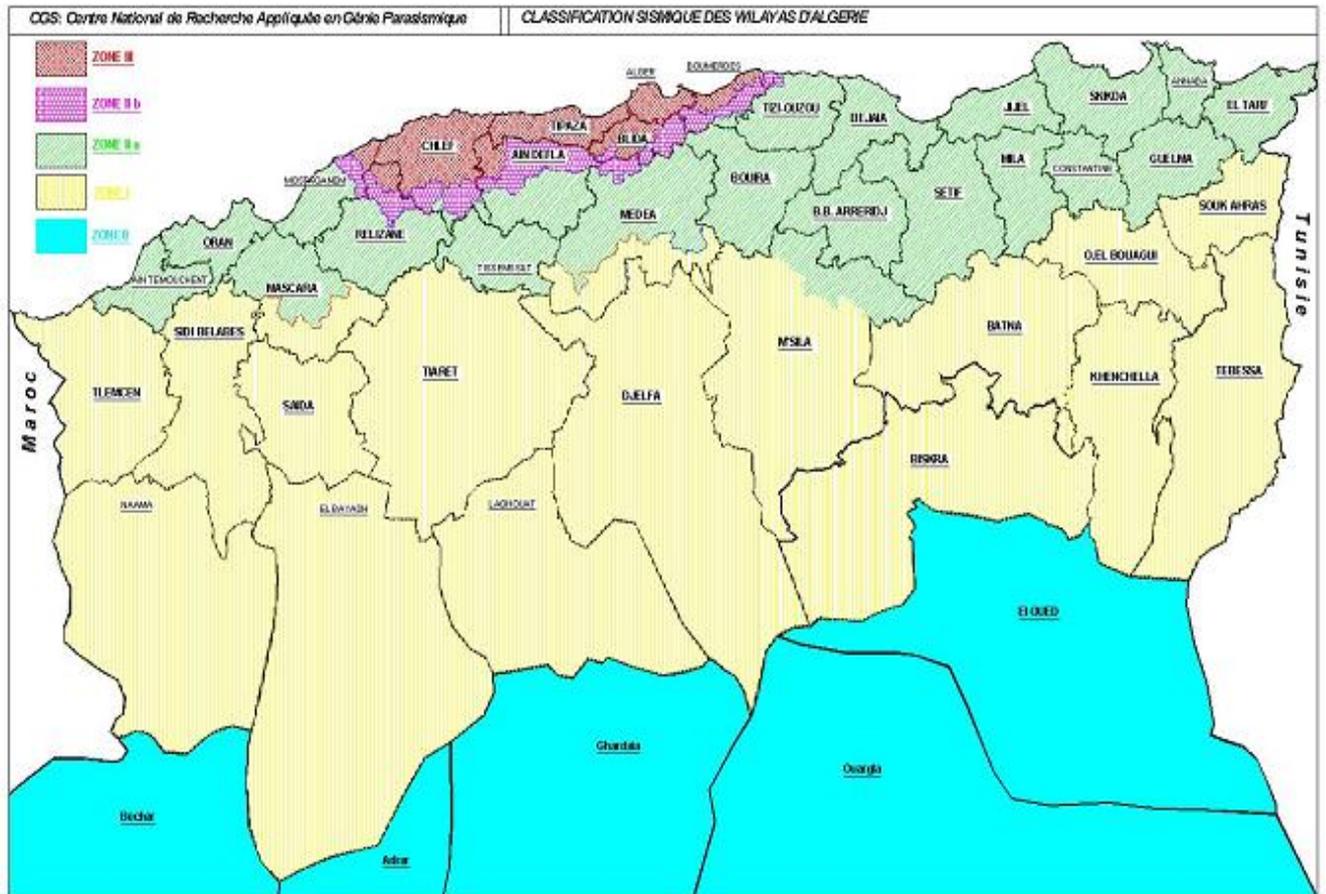
Cette activité se concentre essentiellement dans la région Nord du pays. La région tellienne est la plus active.

Le zonage effectué indique que les régions d'El Asnam, Oran et Alger sont les régions les plus menacées puisque dans ces zones, les séismes les plus importants se sont produits. Cette sismicité est liée aux mouvements tectoniques complexes de convergence de la plaque africaine au Sud et de la plaque eurasienne au Nord. Elle est essentiellement marquée par des séismes superficiels (profondeur inférieure à 20 km) qui causent des dégâts considérables dans les zones épacentrales. Jusqu'au 21 mai 2003, cette activité était localisée dans les régions de l'Ouest algérien, de Chlef et de la Mitidja à l'Ouest d'Alger.

La région de l'Est algérois, reconnue sismo - tectoniquement active depuis 1995 (travaux de Boudiaf, 1996 et 1998) a été sérieusement affectée le 21 mai 2003 par un tremblement de terre de Magnitude $M_I = 6,8$ causant d'importants dégâts humains et matériels. Les autres régions du pays sont caractérisées par une sismicité diffuse localisée dans les zones de nappes telliennes dans les régions des Babors, du Hodna et du Constantinois.

II.5.3 Zonage sismique

Le zonage sismique du territoire Algérien élaboré par le CRAAG, montre que la bande tellienne notamment dans sa frange littorale est soumise au degré d'aléa sismique le plus élevé.



Source(RPA99-Version 2003)

Figure II.2: Carte des zones sismiques

Le territoire national est divisé en cinq zones à sismicité croissante :

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible

Zone II (IIa – II b) : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée.

Classification sismique des wilayas et communes d'Algérie

Tab.II.01: Classification sismique des Wilayas et commune d'Algérie

(Addenda 2003 au RPA 99)

N°	Wilaya	Zone sismique
03	Laghouat Commune d'Oued Moura	I

Valeurs du coefficient d'accélération :

Les valeurs du coefficient d'accélération ont été révisées comme suit :

Tab. II.03: Valeurs du coefficient d'accélération (addenda 2003 au RPA 99)

Désignation	Zone			
	I	II a	II b	III
1 A	0.15	0.25	0.30	0.40
1 B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	.010	0.14	0.18

La région d'étude est située dans la **zone I**. Elle est caractérisée par une sismicité faible.

II.6. Considérations géotechniques :

Les reconnaissances et observations géologiques préliminaires de l'emprise de l'aménagement témoignent de l'impossibilité de fonder ou de projeter l'ouvrage dans les conditions actuelles, tant les indéterminations sont nombreuses et les facteurs de stabilité inconnus.

II.6.1 Conditions générales de fondation :

L'analyse des critères techniques de faisabilité d'une retenue sur Oued RAS EL AIN appelle dès à présent le respect des considérations géologiques et dispositions constructives suivantes :

- L'ouvrage sera fondé sur un substratum sain, à dénuder par l'élimination du recouvrement alluvial et colluvial des berges et du fond de l'Oued.
- Le degré d'étanchéité de cette assise de base sera étudié avant de préconiser si nécessaire, une parafouille destinée au raccordement du corps de la digue.
- Les conditions de portance du sol (ou des sols) de fondation seront étudiées en phase d'exécution : le type de raccordement aux berges sera fonction de la consistance des roches en place, de leurs homogénéité, à même de retenir le meilleur mode d'excavation.
- D'un point de vue hydrogéologique, la nappe alluviale est très peu développée, dans la cuvette de l'Oued RAS EL AIN.

Les marnes étant théoriquement étanches, elles seront retenues comme assise de base de l'ouvrage : la géométrie de ce substratum devra être précisée par les investigations au site de la digue.

En effet, l'étude d'exécution s'en appuiera pour concevoir la continuité de la clé d'ancrage et toute autre disposition technique indispensable à la bonne exécution des travaux et la sécurité de l'ouvrage.

II.6.2 Matériaux locaux de construction :**II.6.2.1 Recherche et présentation des zones d'emprunt potentielles :**

En prévision de l'étude de variantes de barrages homogènes ou hétérogènes, avec usage des matériaux naturels locaux, il a été procédé à une distance proche du site, à une prospection de ces matériaux, en vue de les caractériser pour une éventuelle exploitation.

II.6.2.2 Enrochements:

L'aire d'étude, particulièrement le périmètre de la cuvette, recèle d'importantes quantités de matériaux à composante rocheuses certaine.

Au voisinage du site et dans le cours de l'Oued, on relève la présence de blocs roulés, grésocalcaires, de dimension décimétriques, disséminés dans les masses alluviales sablo-limoneuses, et dont l'exploitation n'est pas aisée.

Les quantités disponibles ne peuvent répondre que partiellement aux besoins de construction du barrage.

Comme zone d'emprunt intéressante en enrochement hétérogène, on citera les vastes dépôts colluvionnaires, en rive droite de l'Oued, à l'aval du site.

La préservation des terres agricoles reste néanmoins nécessaire.

II.6.2.3. Alluvions d'Oued :

La vallée alluvionnaire de l'Oued kahoua, de part sa faible étendue (environ 0.1 x 4 Km), pourra fournir une faible quantité de matériaux meubles, Il s'agit d'une zone potentielle pour l'extraction de granulats (sables et graviers) en quantité souhaitée. Pour les besoins partiels de chantier, une sélection granulométrique est toutefois nécessaire.

II.6.2.4. Matériaux fins argileux :

Dans la zone d'étude on ne reconnaît pas de zone d'emprunt des argiles ou autres matériaux imperméables quantité importante. Les argiles voisines étant tendres et altérables.

Leurs extensions couvrent de grandes surfaces des rives droite et gauche où les fractions fines de matériaux (argiles) y sont prédominantes.

Nous pouvons estimer d'ores et déjà que quantitativement les besoins du chantier pourront être satisfaits, avec l'avantage d'une proximité des zones d'emprunt. Pour le cas d'une digue en terre, l'éventualité de leurs utilisations sous forme de remblai compacté ou non, reste tributaire des résultats qualitatifs des analyses et essais de Laboratoire, établis sur la base d'un large échantillonnage.

Le mode d'investigation de terrain, la nature et le nombre d'essais et d'analyses sont détaillés dans le programme préétabli.

Il s'agit d'importantes carrières potentielles, aisément accessibles, pour l'obtention de toute quantité susceptible d'être utilisée lors de la réalisation.

II.7. Conclusion sur la fondation :

L'aquifère principal représenté par le gré de valenginien-barraemein, constitue un bon réservoir d'eau souterrain que ce soit du point de vue, géométrique (épaisseur), lithologique (granulométrie très bonne par endroit ou fiabilité) ou bien tectoniquement (très fracturé).

Il existe aussi un autre aquifère qui est aussi intéressante du point de vue lithologique et aussi par sa fracturation c'est la formation calcaréo-gréseuse du Kimmerdgien (jurassique), mais sa situation géologique et son pendage très accentué sont plutôt des avantages quant à son exploitation.

II.8. Essais et analyses de laboratoire: pour sols de fondation et appuis du barrage**II.8.1. Identification des roches et paramètres physiques :**

L'analyse chimique sommaire pour une classification précise des roches: définition du pourcentage des carbonates particulièrement.

- Densités et poids spécifiques : à l'état sec et saturé
- Porosité totale et indice des vides.
- Teneur en eau naturelle.

II.8.2. Définition des caractéristiques mécaniques des roches :

L'essai de compression simple à l'état naturel et à l'état humide, c'est à dire après une immersion de 24 h.

L'essai Brésilien.

II.8.3. Essais et analyses pour matériaux de construction :**Enrochements:**

L'analyse chimique sommaire pour une classification précise des roches: définition du pourcentage des carbonates particulièrement.

- Densités et poids spécifiques : à l'état sec et saturé.
- Porosité totale et indice des vides.
- Teneur en eau naturelle.
- Essais de Los Angeles.
- Essais de compression simple.
-

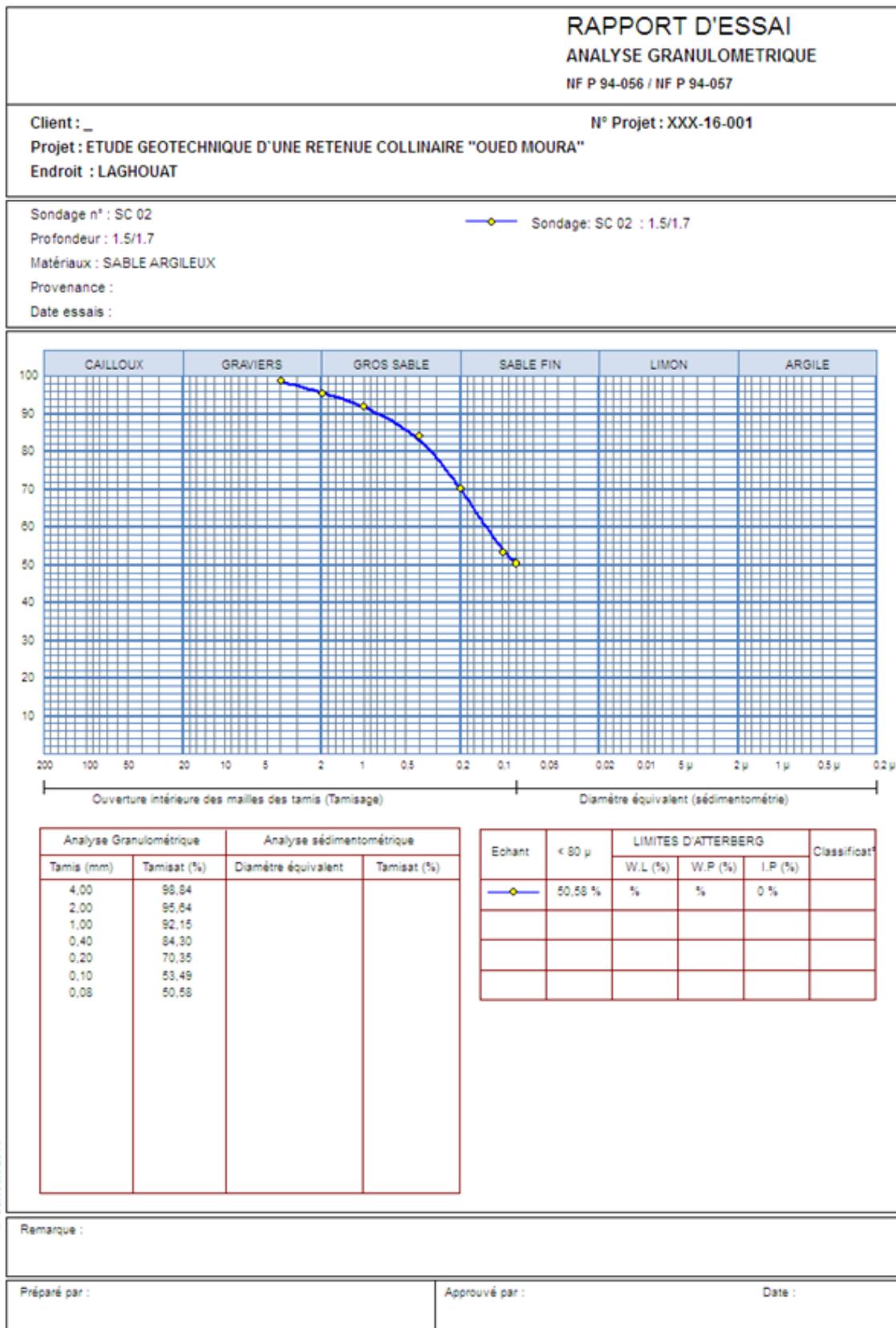
Matériaux argileux :

- Analyse granulométrique.
- Analyse sédimentométrique.
- Teneur en eau naturelle.
- Degré de saturation
- Essais Proctor normal ou modifié.
- Limites d'Atterberg et indice de plasticité.
- Analyse chimique : détermination de la teneur en matière organique.
- Poids spécifiques et densités ; γ_s . γ_d . γ_h
- Essais de cisaillement rectiligne: définition de **C** et φ .
- Essais de compression triaxiale ; définition de **Cu - Cd**.
- Essais de compressibilité à l'oedomètre et calcul de perméabilité.

NB : Les essais mécaniques comprendront tous les tracés, calculs et mesures nécessaires

Caractéristiques géotechniques du site et mécanique du site sont représentées dans les tableaux II et III:

Tableau II-03: Caractéristiques géotechniques du site



Le tableau suivant représente les Caractéristiques géotechniques des différents matériaux de la digue et de la fondation.

Tableau II-04: Caractéristiques géotechniques :

Paramètres	unité	argile
IP	%	6.98
WP	%	19.62
Wopt	%	11.7
γ_d	t/m ³	1.99
WL	%	26.6
γ_s	t/m ³	2.65

Conclusion :

L'oued RAS EL AIN laisse en réalité un choix restreint de sites potentiellement intéressants pour la mise en place d'une retenue de stockage.

L'axe retenu constitue un verrou topographique acceptable et intéressant compte tenu de sa proximité du chemin de wilaya n°05, de son accessibilité, et de la proximité des exploitations agricoles.

Il s'agit d'un site moyennement large donc économiquement intéressant.

A ce stade de connaissance des conditions de site, on ne relève aucune contrainte ou problème géologique majeur qui se rapportent à la stabilité des rives ou à l'étanchéité de la retenue.

Les meilleures conditions géotechniques, l'ensemble des mesures et dispositions constructives seront arrêtées dans le rapport d'interprétation qui complètera la présente mission.

A priori, la disponibilité de matériaux locaux (argiles, enrochements) dans des zones proches et très accessibles, laisse envisager la construction d'un ouvrage en terre avec un dispositif d'étanchéité et d'ancrage adapté à la nature des sols en place.

CHAPITRE III

ETUDE

HYDROLOGIQUE

Introduction :

L'étude hydrologique vise généralement la détermination de certaines caractéristiques du bassin versant ainsi que les caractéristiques hydro pluviométriques nécessaires à l'étude de dimensionnement hydrotechnique du sujet barrage.

L'objectif de cette étude est de définir les paramètres hydrologiques de l'Oued sur lequel sera implantée la future retenue collinaire. Elle concerne plus particulièrement l'évaluation de paramètres suivants :

- Caractéristiques morpho métriques du bassin versant
- Caractéristiques morpho dynamiques du bassin versant
- Apports liquide moyen et fréquentielle du bassin versant
- Estimation des crues fréquentielles et leurs volumes
- Evaluation des apports solides de l'oued

III.1. Collecte des données hydrométéorologiques :

Dans le bassin versant de l'Oued Ras El Ain, où oued Chebeb est l'oued principal, il n'y a pas de stations climatiques. Cependant, les différents phénomènes météorologiques d'intérêt peuvent être caractérisés, avec une précision suffisante pour les besoins de l'étude, à partir des données des stations voisines. Pour représenter les stations climatiques dans le bassin versant, nous avons choisi la station d'Aflou.

III.2. Caractéristiques morphologiques du bassin versant :

L'utilisation des différents types de paramètres morphométriques a pour but la qualification des facteurs caractéristiques du milieu physique d'un bassin versant.

Les principaux paramètres morphométriques qui agissent sur la variation du régime hydraulique sont :

- Le profil en long
- La densité de drainage
- Les rapports de confluence et de longueur.

Il faut noter que pour un grand bassin lithologiquement hétérogène seul le paramètre de densité de drainage présente une signification certaine.

Le bassin versant, appelé aussi bassin de drainage d'un oued, en un point donné de son cours, est l'aire limitée par le contour à l'intérieur duquel l'eau précipitée se dirige vers ce point de l'oued.

La définition topographique d'un bassin versant fait passer ses limites par la ligne des crêtes.

Le bassin versant a une fonction de collecteur; il recueille les pluies et les transforme en écoulement à l'exutoire.

Le site du petit barrage et celui du bassin versant sont identifiés sur l'assemblage de la carte d'Etat-major GUELLET SIDI SAAD à l'échelle 1/50000 et Aflou 1/50000 et le plan topographique du site et la cuvette.

Coordonnées	Valeurs
UTM - X (Km)	31 435.666
UTM - Y (Km)	3782374
NGA - Z (m)	1337
Angulaire	N34°10'55.2" E2°18'1.44"

Tab 1.1 les coordonnées de site

Le bassin versant de la zone d'étude est d'une manière générale dénudé, dépourvue de végétation, sans arbres, ce qui représente un terrain favorable à l'écoulement torrentiel et à l'érosion.

Les terrains de zone basse sont à vocation agricole de haute valeur, la culture pratiquée, à défaut d'irrigation, est la céréaliculture.

La cuvette se trouve dans un relief accidenté avec des pentes moyennes à faibles, comprise entre plusieurs collines l'une est plus haute que l'autre, celles de la gauche ne dépassent guère les quarantaines de mètres.

III.2.1. Paramètres géométriques :

a) Superficie du bassin versant :

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant a été donnée par planimétrie (logiciel AUTOCAD 2004) et elle est de à **7.28 Km²**.

b) Périmètre du bassin versant :

Le périmètre du bassin versant est obtenu directement à l'aide d'un curvimètre sur la même carte et à la même échelle : **11.79 Km**.

c) Longueur du talweg principal:

C'est le talweg le plus long curvimétrage et il est de : **L = 2.75Km**

III.2.2. Paramètres de forme :

a) Indice de compacité de Gravellius "KG» :

Le contour d'un bassin versant enferme une superficie S, qui a une certaine forme, la quelle va avoir une influence sur l'écoulement global et sur l'allure de l'hydrogramme résultant d'une pluie donnée, Un bassin longiligne ne réagira pas de la même manière qu'un bassin de forme arrondie.

L'indice de compacité Kc caractérise ce phénomène, On compare le périmètre P du bassin versant à ce lui Par d'un cercle ayant la même surface.

La forme du bassin joue un rôle important sur la forme de l'hydrogramme résultant d'une averse donnée à l'exutoire du bassin.

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

Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme de bassin versant sera ramassée et plus le temps de concentration des eaux sera court, Elle sera allongée dans le cas contraire.

$$K_G = \frac{\text{Périmètre P du bassin versant.}}{\text{Périmètre P du cercle de même superficie}} \longrightarrow \text{(III. 1)}$$

$$\text{On a: } A = \pi \cdot R^2 \longrightarrow R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

S: Superficie ou surface du bassin versant [Km²]

R: Rayon (Km)

Les dimensions sont tirées comme suit P: périmètre du bassin versant.

$$P = 2\pi R$$

$$\text{Donc : } P' = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} = 2\sqrt{S\pi}$$

$$K_G = \frac{P}{P'} = 2\sqrt{S\pi} \longrightarrow k_G = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

A.N $k_G = 1.668$ donc $k_G > 1.128$ Notre bassin est alors allongé.

b) Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation : $Ca = \frac{L^2}{S} \longrightarrow$ (III. 2)

L : la longueur du talweg principal $L = 2.75$ Km

S : la superficie du bassin versant.

$$\text{AN: } c_a = \frac{2.75^2}{7.28} = 1.04 \quad \boxed{c_a = 1.04}$$

c) Rectangle équivalent: [B]

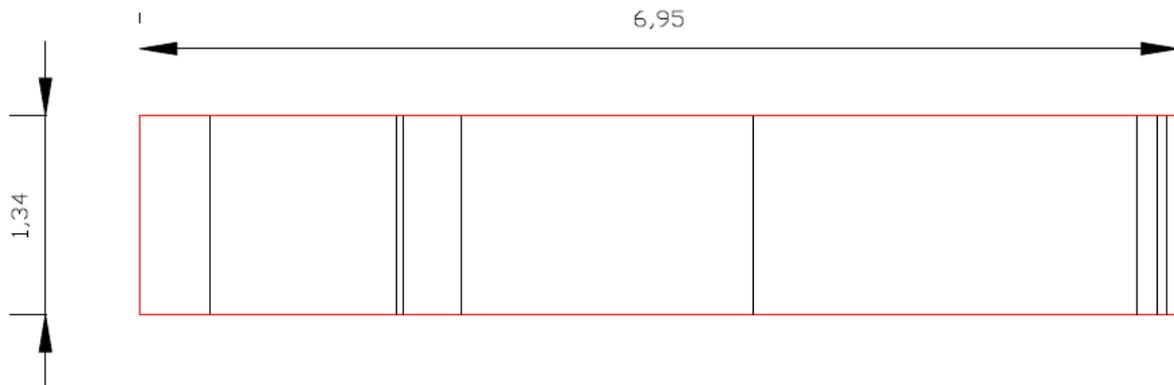


Fig III.1 : Rectangle équivalent

Ce paramètre facilite la comparaison entre les bassins versants du point de vue de leur influence sur l'écoulement.

Il s'agit d'une transformation purement géométrique dans laquelle :

Le contour du bassin devient un rectangle de même périmètre ;

Les courbes de niveau sont des droites parallèles à la largeur du rectangle ;

L'exutoire est un des petits côtés du rectangle.

La notion de rectangle équivalent a été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins et elle permet la comparaison des bassins entre eux de point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré et par conséquent le même indice de compacité:

$S = L.l$ Où : L : longueur de rectangle équivalent.

$$P/2 = L+l$$

l : largeur de rectangle équivalent.

$$k_G = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \longrightarrow p = k_G \frac{\sqrt{S}}{0.28} \longrightarrow \text{(III.3)}$$

La résolution du système d'équation à 2 inconnus montre que L et l sont solutions de l'équation : $X^2 - \frac{P}{2} \cdot X + A = 0$

$$\text{Donc } L_r = \frac{K_c \sqrt{S_{BV}}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \longrightarrow \text{(III.4)}$$

AN ; Après calculs, les résultats obtenus sont :

Longueur = **6.951 Km** et largeur = **1.034 Km**.

III.2.3. Paramètres du relief :

Le relief possède une influence directe sur les facteurs climatiques et une influence indirecte sur la formation des écoulements de surface, il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation, c'est un élément capital dans le comportement hydraulique d'un bassin.

Le relief joue un rôle essentiel sur le régime de l'écoulement. Il est indiqué par les courbes de niveau et est caractérisé par la courbe hypsométrique.

Une pente plus forte provoque un écoulement rapide, donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapide des crues.

Notre but recherché est la détermination de la classe de relief.

III.2.3.1 Courbe hypsométrique :

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétrie des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes cotes.

Cette courbe est obtenue en portant :

En abscisses, l'altitude considérée ;

En ordonnées, la surface partielle du bassin versant pour laquelle chaque point a une côte au moins égale à cette altitude.

La courbe hypsométrique est donnée dans la figure N° III/-02

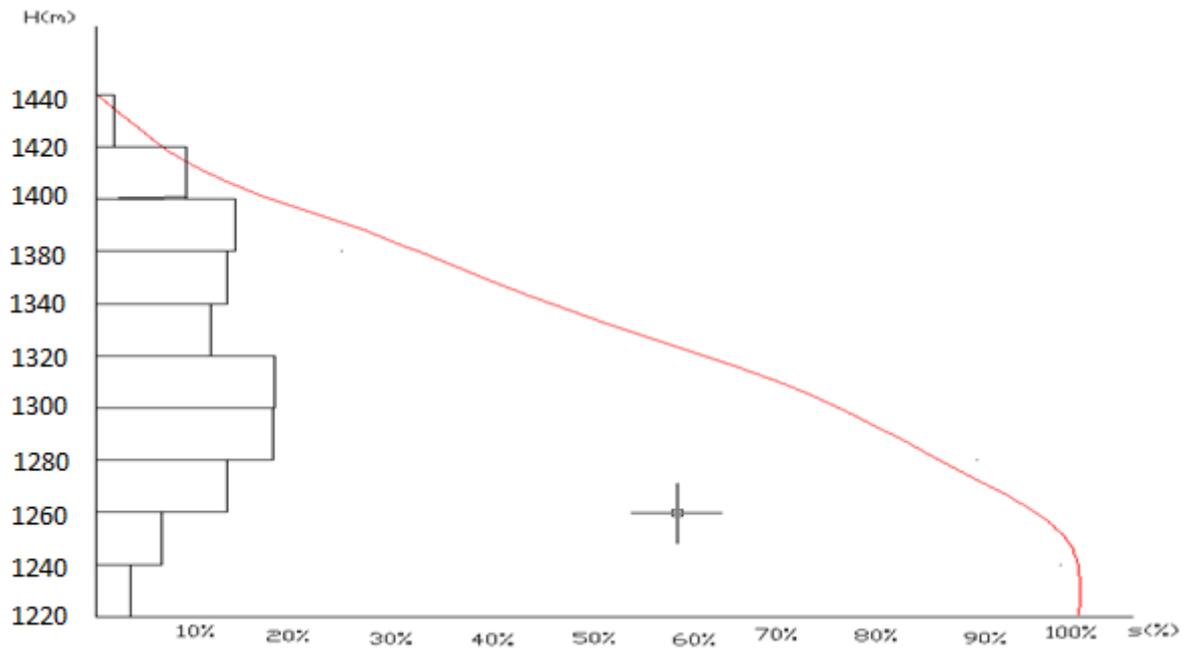


Fig- III.2 Courbe hypsométrique

Tableau III-01 : Surfaces par tranche d'altitudes

H(m)	S (km ²)	S(%)	Surfaces cumulées S(%)
1460-1440	0,4934	6,777	6,777
1420-1400	1,3102	17,997	24,775
1380-1360	0,0459	0,630	25,405
1360-1340	0,4034	5,541	30,946
1340-1320	2,0422	28,052	58,999
1320-1300	2,6976	37,055	96,054
1300-1280	0,1349	1,853	97,907
1280-1260	0,0689	0,946	98,853
1260-1240	0,0692	0,951	99,804
1240-1220	0,0097	0,133	99,937
totale	7.28	100	100

III.2.3.2 Altitude moyenne du bassin versant :

Celle-ci est donnée par deux procédés :

▪ **Graphiquement :**

C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%. C'est l'altitude de médiane. **H50% = 1390.00 m.**

▪ **Analytiquement**

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum_0^{12} S_i * H_i}{S_i} \longrightarrow \text{(III. 5)}$$

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

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

S : Superficie du bassin versant (Km²)

D'après le calcul on trouve $H_{\text{moy}} = 1398.00 \text{ m}$

III.2.3.3. Pente moyenne du bassin versant :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \longrightarrow \text{(III.6)}$$

I_m : pente moyenne [m/km],

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

$L_1 . L_2 \dots L_n$: les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S : superficie du bassin versant (Km²).

A.N : La pente moyenne de bassin est : $I_m = 25.45\%$

III.2.3.4 Indices de pente :

a-Indice de pente globale I_g :

A partir de la courbe hypsométrique, nous déduisant les altitudes de fréquence 5% et 95% de la surface du bassin versant.

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad \text{Avec : } L : \text{ longueur du talweg principal (L=2.75km).}$$

$$\text{AVEC } H_{5\%} = 1300\text{m} \quad \text{ET } H_{95\%} = 1400\text{m}$$

A.N ; $I_g = 5.82\%$

$I_g = 5.82\%$

Tableau III.3: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

Relief	Ig	
1	Très faible	$Ig < 0.002$
2	Faible	$0.002 < Ig < 0.005$
3	Assez faible	$0.005 < Ig < 0.01$
4	Modéré	$0.01 < Ig < 0.02$
5	Assez modéré	$0.02 < Ig < 0.05$
6	Fort	$0.05 < Ig < 0.1$
7	Très fort	$0.1 < Ig$

$Ig = 0.0582$; Donc le relief est fo

b. Indice de pente moyenne I_{pm} :

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

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \longrightarrow \text{(III. 7)}$$

Avec : L : longueur du talweg principal

$$H_{max} = 1459\text{m}$$

$$H_{min} = 1337\text{m}$$

$$AN ; I_{pm} = 4.03\%$$

c. Indice de pente M.ROCHE I_p :

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i est H_{i-1}. il est

$$\text{donné par la formule suivante } I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \longrightarrow \text{(III.8)}$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

D'après les calculs on trouve **I_p = 1.69 %**

III.3. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant :

III.3.1. le réseau hydrographique :

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne.

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM.

Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) ».

Dans notre bassin versant de l'oued RAS EL AIN, le cours d'eau principal est de l'ordre 2.

Le réseau hydrographique avec la classification des différents cours d'eau est représenté dans la Figure N°III/-03

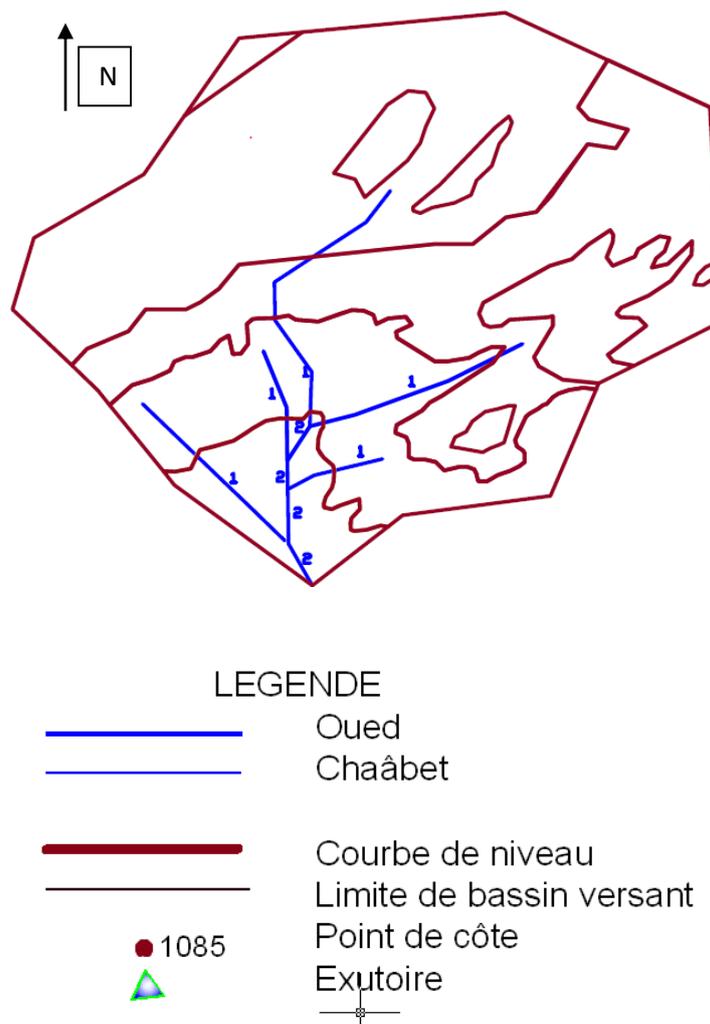


Fig. III.3: Délimitation du bassin versant de RAS EL AIN

III.3.2. Temps de concentration :

C'est le temps qu'effectue une particule d'eau pour parcourir la distance qui sépare l'exutoire du point du bassin le plus éloignée.

Le temps de concentration T_c peut être calculé par plusieurs formules empiriques, nous nous proposons d'adopter la Formule de GIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce qu'elle tient compte de tous les paramètres géométriques du bassin.

▪ Formule de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_T}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \longrightarrow \text{(III.9)}$$

S : surface du bassin versant en (Km²).

L_p : longueur du talweg principale en (Km).

H_{moy} , H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du bassin versant.

AN ; $T_c = 1.69$ Heure

$$T_c = 1.69 \text{ Heures}$$

III.3.3. Vitesse de ruissellement :

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$v_r = \frac{L_p}{T_c} \text{ km/h} \longrightarrow \text{(III.10)}$$

L_p : longueur du talweg principale. $L_p = 2.75$ km

T_c : temps de concentration $T_c = 1.69$ heure

AN ; $v_r = 1.63$ km/h

$$v_r = 1.63 \text{ km/h}$$

III.3.4. La densité de drainage:

C'est le rapport entre la longueur totale de tous les cours d'eau et la superficie du bassin versant.

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \longrightarrow \text{(III.11)}$$

$\sum L_i$: Longueur total des talwegs d'ordre i en Km ; $\sum L_i = 6.1 \text{ km}$

S: surface du bassin versant en (Km²) $S = 7.28 \text{ km}^2$

AN; $D_d = 0.84 \text{ km} / \text{km}^2 \longrightarrow \boxed{D_d = 0.84 \text{ km} / \text{km}^2}$

III.3.5. Le coefficient de torrentialité Ct:

Le coefficient de torrentialité Ct est calculé par l'expression suivante:

$$C_t = D_d * F$$

Dd : Densité de drainage;

F : Densité hydrographique.

Ou : F_1 est le rapport entre le nombre des thalwegs d'ordre 1 et la surface globale

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

$$N = 4$$

AN; $C_t = 1.39$

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

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Coordonnées	Abscisse	X	Km	31435.666
	Ordonnée	Y	Km	3782374
Superficie		S	Km ²	7.28
Périmètre		P	Km	11.79
Longueur du thalweg principal		L	Km	2.75
Pente du thalweg principal		I	%	1.208
Indice de compacité		KC	-	1.668
Coefficient d'allongement		Ca	-	1.04
Rectangle équivalent	longueur	Lr	Km	6.951
	largeur	Lr	Km	1.034
Altitudes	maximale	Hmax	m	1459.00
	moyenne	Hmoy	m	1398.00
	médiane	Hmed	m	1390.00
	minimale	Hmin	m	1337
Pente moyenne de B.V		Im	%	25.45
Indice de pente globale		Ig	%	5.82
Indice de pente moyenne		Im	%	4.03
Indice de pente de M Roche		Ip	%	1.69
Densité de drainage		Dd	Km/Km ²	0.84
Coefficient de torrentialité		Ct	-	1.39
Temps de concentration		Tc	h	1.69
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	1.63

III.4. Caractéristiques climatiques

III.4.1. Généralités :

La région d'AFLOU ou du Djbel Amour, est réputée par son agro-pastoralisme, s'apprête de livrer aujourd'hui une autre bataille, celle de l'industrialisation et de l'agriculture et ce domaine ne peuvent se réaliser qu'avec la disponibilité de l'eau.

III.4.2. Climatologie :

Le climat d'une région est influencé, par de nombreux éléments climatologiques, certains plus importants que d'autres, le tout dépendant de différents facteurs, c'est pourquoi le nombre des éléments climatologiques analysés, peut augmenter dans de larges limites.

Les éléments climatologiques dont nous nous sommes servis pour traiter le climat de la région d'étude sont :

- a- Température
- b- Evaporation
- c – Ensoleillement
- d – Le vent et sirocco
- e – Humidité relative de l'air
- f. La grêle
- g. La gelée blanche
- h. Le brouillard

Dans le bassin versant de l'Oued Ras El Ain, où oued Chebeb est l'oued principal, il n'y a pas de stations climatiques. Cependant, les différents phénomènes météorologiques d'intérêt peuvent être caractérisés, avec une précision suffisante pour les besoins de l'étude, à partir des données des stations voisines. Pour représenter les stations climatiques dans le bassin versant, nous avons choisi la station d'Aflou.

III.4.2.a. Température

La température de l'air est l'un des effets le plus important de la radiation solaire et un grand nombre de phénomènes physiques (évaporation, gel de l'eau, gelée blanche, dilatation, ...) et de multiples formes de l'activité humaine sont liés à la température de l'air.

Les mesures concernent la période 1913–1938 tirées du «climat de l'Algérie» de P. Siltter et de l'ANRH (1967–1979) tirées de l'annuaire.

Tableau III.5: Températures moyennes mensuelles (°C) à Aflou

	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	année
T°moymax	16,6	16,6	18,2	20,1	23,5	26,7	30,0	31,6	29,3	26,0	21,2	17,7	23,1
T°moymmin	6,9	7	8,4	9,9	13,1	16,5	19,1	20,7	18,8	15,4	11,2	8,3	12,9
T°moy	11,8	11,8	13,3	15,0	18,3	21,6	24,6	26,2	24,1	20,7	16,2	13,0	18,0

(Source : ANRH Agence Nationale des Ressources Hydraulique)

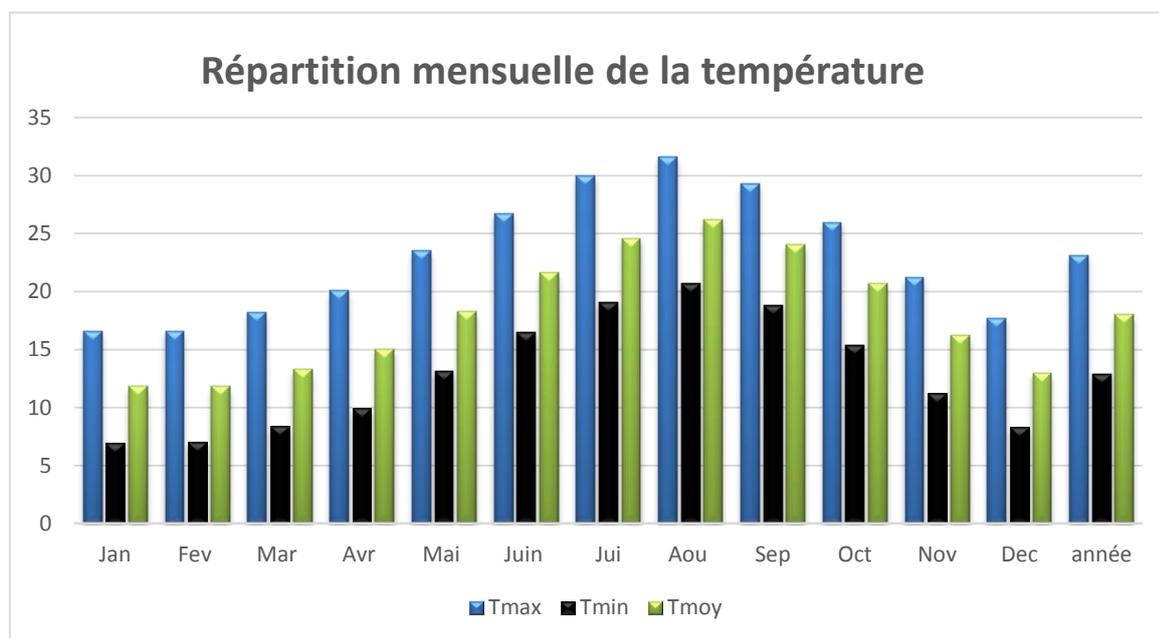


Fig. III. 4: Répartition mensuelle de la température

Concernant le minima, nous notons, que pour les minima absolues entre le mois d'octobre et avril, les températures moyennes sont inférieures à zéro°C pour les autres

mois, elles ne dépassent pas 10°C. Alors que les maxima absolus sont supérieurs à 30°C, entre les mois de Mai et octobre (06mois) et pour le reste, les températures sont comprises entre 16,5°C (Février) et 27°C (Avril).

III.4.2.b.Evaporation

l'estimation de ce paramètre a été faite en utilisant les données disponibles pour la station de Aflou. La valeur moyenne annuelle de l'évaporation estimée à 1573mm, avec la distribution mensuelle présentée dans le Tableau 4.

Tableau III.6 : Evaporation moyenne mensuelle

	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	An
Evaporation (mm)	23,3	26,2	10,7	9,9	15,9	9,3	26,3	10,9	9,9	12,8	3,1	8,8	1573

(Source : ANRH Agence Nationale des Ressources Hydrique)

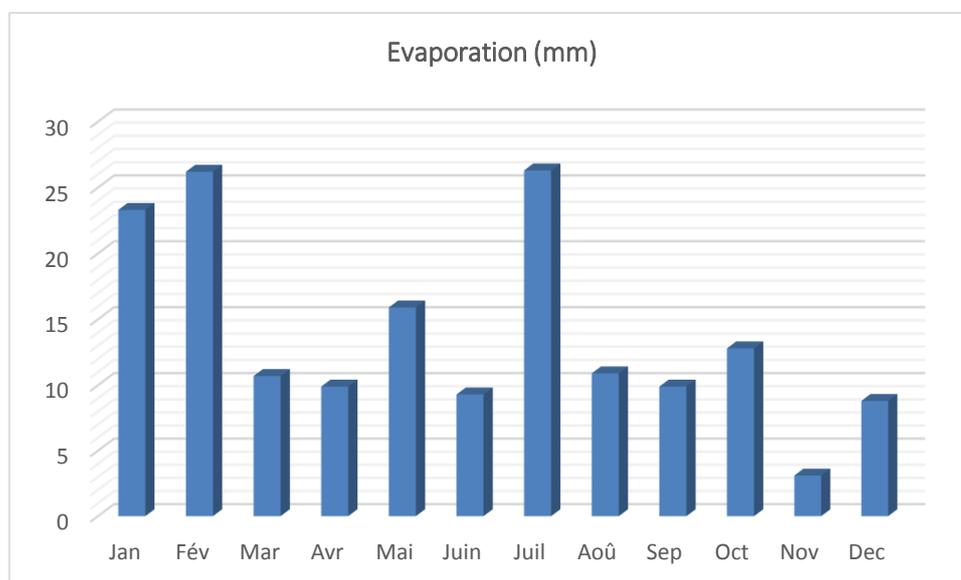


Fig. III.5: répartition mensuelle de l'évaporation

III.4.2.c.Ensoleillement

Le tableau 5 nous donne la durée d'ensoleillement durant les mois de l'année avec la valeur annuelle qui est de l'ordre de 2856heures.

Tableau III.7: durée d'ensoleillement moyenne mensuelle

	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	An
Durée d'ensoleillement (heures)	163	174	218	232	281	299	363	328	249	218	163	153	2856

(Source : ANRH Agence Nationale des Ressources Hydrauliques)

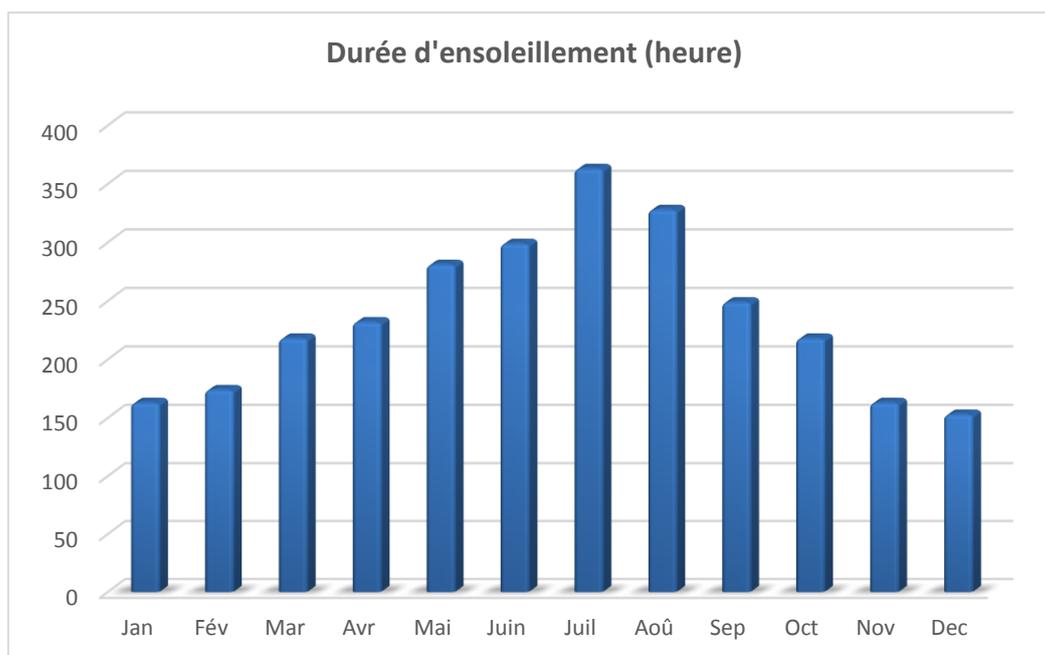


Fig. III.6: répartition mensuelle de la durée d'ensoleillement

III.4.2.d. Le vent et sirocco

Les vents de la région d'Aflou sont en général modérés, puisque la moyenne de la vitesse des vents est de 4 m/s. La répartition annuelle de la vitesse du vent est représentée dans le Tableau 6.

Tableau III.8: Vitesse du vent moyenne mensuelle

	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	An
Vent (m/s)	2,3	2,7	7,3	8,0	4,9	4,9	5,9	4,7	2,7	1,1	1,3	2,0	4,0

(Source : ONM)

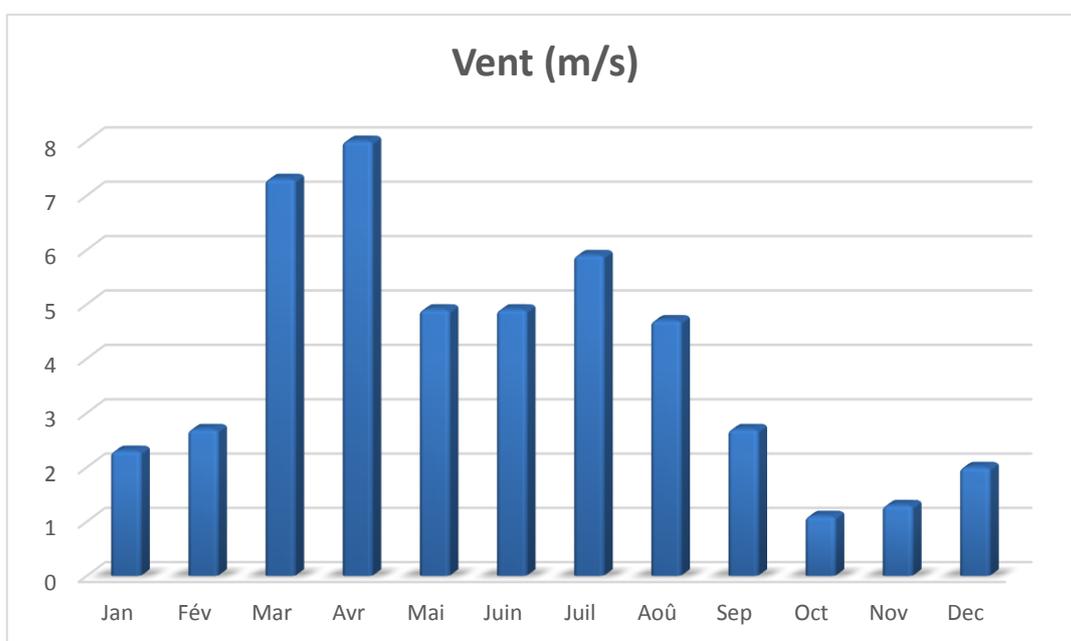


Fig. III.7: répartition mensuelle du Vent

Durant la période allant de septembre à février, les vents sont faibles, puisque variant entre 1,1 et 2,7 m/s. De mars à août, les vents sont soit assez forts à forts, avec un pic de 8 m/s en avril.

III.4.2.e. Humidité relative de l'air

Il s'agit de l'humidité de l'air, mesurée par l'hygromètre placé dans un abri. Aucune observation n'a été faite à Aflou sauf dans les grandes villes environnantes telles que El Bayadh, Laghouat et Djelfa.

Le tableau suivant nous réunit l'humidité relative dans les trois stations : El Bayadh, Laghouat et Djelfa.

Tableau III.9 : Humidité moyenne mensuelle

		Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	An
Humidité (%)	7h	-	-	-	57	55	40	32	37	54	70	80	-	-
	13h	-	-	-	32	36	23	17	20	27	40	54	-	-
	18h	-	-	-	37	39	26	19	24	37	48	65	-	-
	7h	90	87	81	68	62	67	48	50	79	76	80	90	73
	13h	59	54	47	42	36	34	25	25	39	47	58	60	44
	18h	71	61	59	49	44	37	29	28	46	50	72	70	51
	7h	80	72	70	57	55	48	43	43	60	66	75	80	62
	13h	52	43	39	32	38	28	24	23	35	39	46	52	37
	18h	60	46	41	35	34	28	26	24	37	42	49	49	40

(Source : ANRH Agence Nationale des Ressources Hydriques)

Les mois les plus humides sont ceux de décembre, janvier et février alors que les mois de juillet et août sont les moins humides. La région d'Aflou doit être moins humide que Djelfa qui est plus au nord malgré qu'à Aflou la pluviométrie plus importante, en se basant sur les valeurs de l'humidité d'El Bayadh qui appartient comme Aflou à l'Atlas saharien donc doit avoir le même climat et par conséquent le même taux d'humidité.

III.4.2.f.La grêle

La grêle est une pluie congelée qui tombe par grains. Elle cause des grands dommages à l'agriculture, et à d'autres branches des activités économiques, c'est pour cela, qu'il est intéressant d'en connaître les fréquences. La région d'Aflou qui fait partie, comme El Bayadh de l'Atlas saharien ont sensiblement le même nombre de jours de grêle. Nous notons que la différence est énorme entre Aflou et Laghouat. A Aflou, la grêle tombe presque toute l'année à l'exception de septembre et octobre.

III.4.2.g.La gelée blanche

La gelée blanche est nuisible pour les cultures, on enregistre des fréquences de gelée blanche entre septembre et avril avec un nombre moyen de jours de gelée blanche égal à 27,55 jours.

III.4.2.h.Le brouillard

Le brouillard est un amas de gouttelettes d'eau

III.4.5.2. Analyse statistique des pluies maximales journalières :

L'estimation des pluies journalières qui est souvent génératrice de crues exceptionnelles ; pour cela il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi théorique ; à la série d'observations afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant
- Calcul de la fréquence expérimentale
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée
- Ajuster graphiquement la loi choisie
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance

▪ Choix de la loi d'ajustement :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon, Toute fois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

▪ Les lois d'ajustement choisies sont :

- 1)-la loi de GAUSS ou loi Normal
- 2)-la loi de GALTON (log-normal).
- 3)-la loi de GUMBEL

▪ Ajustement des pluies maximales journalières:

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale) et Gauss (normale) à l'aide de logiciel «HYFRAN », avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les trois lois d'ajustement.

Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des lois ainsi que l'homogénéité sont déduits directement du logiciel.

La série est homogène, l'ajustement est satisfaisant ; car d'après le test d'adéquation on a :

$P(x_2) > 5\%$ donc l'ajustement est satisfaisant.

-Caractéristiques de la série avec N=37ans

La moyenne des $P_{max j}$ en (mm) 22.0 mm

L'écart type « $\bar{\sigma}_x$ » = 18.7

Coefficient de variation « C_v » = 0.532

Coefficient d'asymétrie (C_s) = 1.61

L'exposant climatique $b = 0.41$

A .Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

L'équation de droite de Gumbel $P_{maxj} = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \longrightarrow$ (III.13)

y : variable de la droite de Gumbel :

$y = -[\ln(-\ln(F(x)))]$

Ou : $F(x) = \frac{m - 0.5}{N} \longrightarrow$ (III.14)

m : ordre de classement ;

N : taille de l'échantillon ;

$\frac{1}{\alpha}$, x_0 : sont déterminées par la méthode des moindres carrées ;

-Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans le tableau suivant :

Gumbel (Méthode des moments)

Nombre d'observations: 37

Paramètres

$U = 16.7312$

$\alpha = 9.13256$

-Quantiles

$q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement)

$T = 1 / (1 - q)$

D'après l'ajustement par logiciel «hyfran »on trouve

Tableau III.10 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour(ans)	Probabilité(q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000.0	0.9990	79.812	11.132	57.989 - 101.64
200.0	0.9950	65.096	8.6293	48.179 - 82.012
100.0	0.9900	58.742	7.5560	43.930 - 73.555
50.0	0.9800	52.366	6.4863	39.650 - 65.082
20.0	0.9500	43.857	5.0786	33.901 - 53.813
10.0	0.9000	37.283	4.0202	29.402 - 45.164
5.0	0.8000	30.430	2.9765	24.594 - 36.265
3.0	0.6667	24.975	2.2457	20.573 - 29.378
2.0	0.5000	20.078	1.7674	16.614 - 23.543

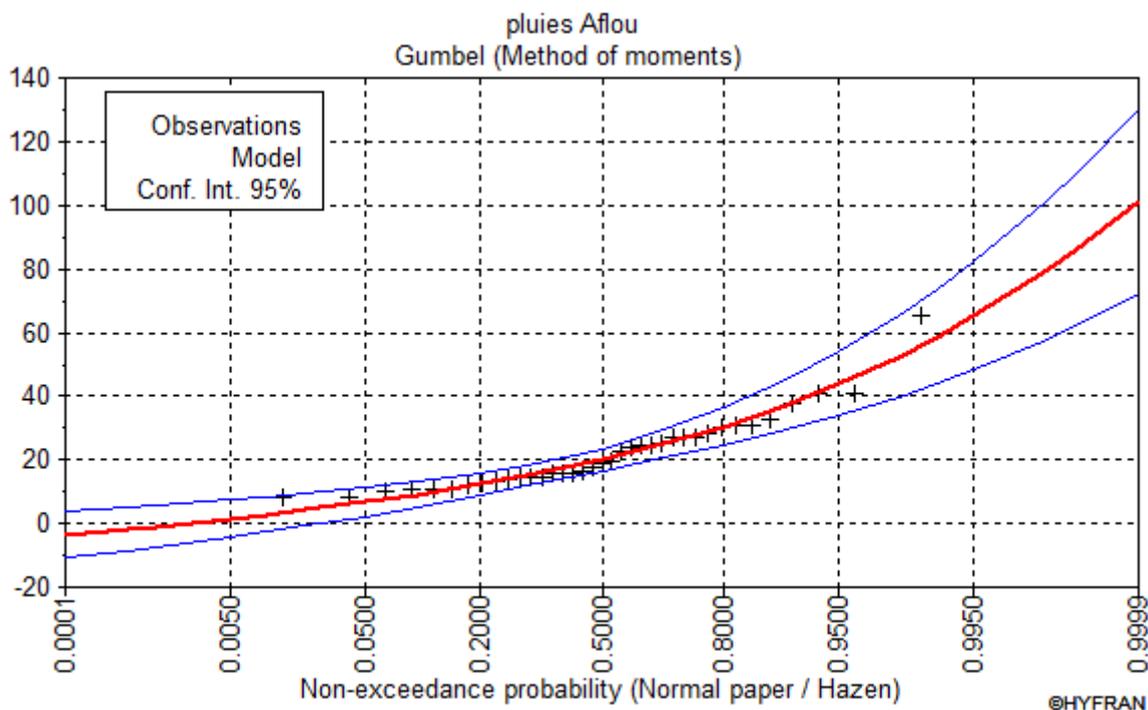


FIG.III.8. Ajustement a une loi de Gumbel

Test d'adéquation : Test du Khi Carré.

- Hypothèses

H0 : L'échantillon provient d'une loi Gumbel

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel

Résultats :

Résultats de la statistique : $P(X^2) = 9.92\% > 5\%$ donc l'ajustement est satisfaisant

p-valuep = 0.0776

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes 08

- Conclusion :

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

b.Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GAUSS :

Une variable appartient à la distribution normale lorsque sa fonction de répartition est de la forme :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-0.5 u^2} du \longrightarrow \quad (III.15)$$

(Fréquence au non dépassement)

U: est la variable réduite de Gauss. Elle est donnée par ; $u = \frac{X - X^-}{\sigma}$

La transformation $X = \sigma U + X^-$ est l'équation de la droite de Henry sur papier à probabilité gaussienne.

Les résultats de l'ajustement par la loi de « Gauss » sont résumés dans le tableau suivant :

Normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations: 37

U= 22.0027

$\sigma = 11.713$

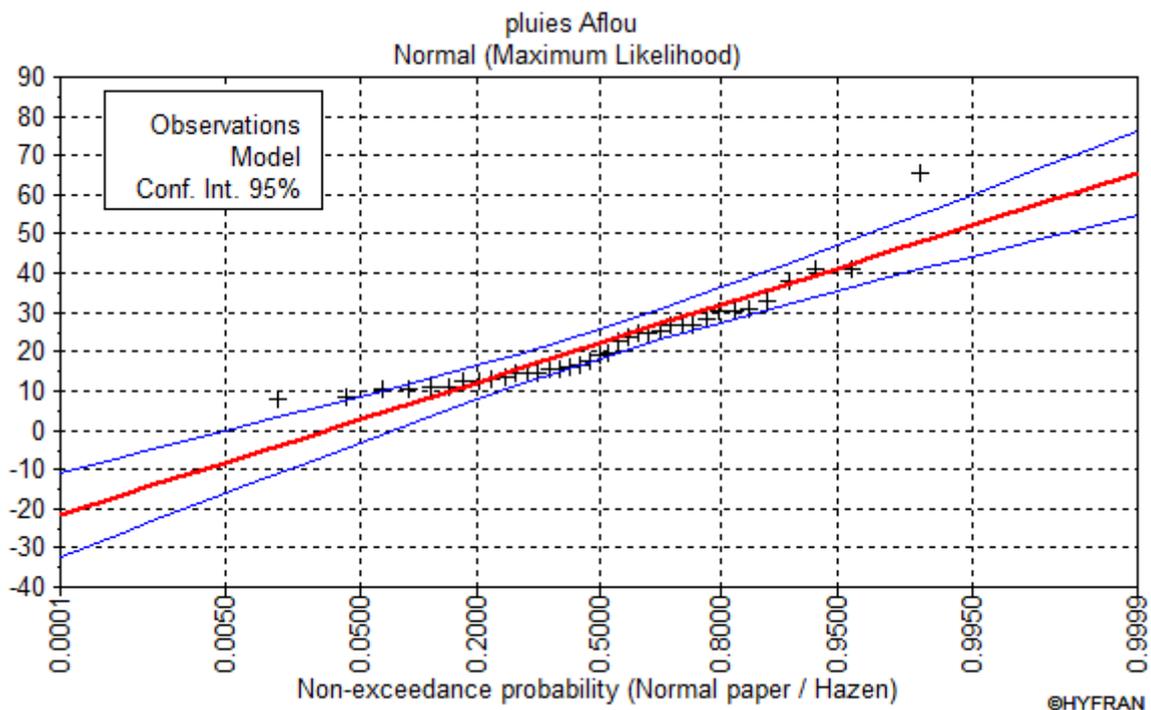
-Quantiles :

q = F(X) (probabilité au non-dépassement)

T = 1/ (1-q)

Tableau III.11: Résultat de l'ajustement à la loi normal

Période de retour(ans)	Probabilité(q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000.0	0.9990	58.202	4.6806	49.026 - 67.378
200.0	0.9950	52.178	4.0441	44.250 - 60.106
100.0	0.9900	49.256	3.7449	41.915 - 56.598
50.0	0.9800	46.063	3.4276	39.344 - 52.783
20.0	0.9500	41.273	2.9775	35.436 - 47.110
10.0	0.9000	37.016	2.6150	31.889 - 42.142
5.0	0.8000	31.859	2.2488	27.450 - 36.267
3.0	0.6667	27.043	2.0151	23.092 - 30.993
2.0	0.5000	22.003	1.9256	18.228 - 25.778

**FIG III.9.** Ajustement a une loi normale

Test d'adéquation : Test du Khi Carré.

- Hypothèses

H0 : L'échantillon provient d'une loi normal

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi normal

Résultats :

Résultats de la statistique : $P(X^2) = 8.19 \% > 5 \%$ donc l'ajustement est satisfaisant

p-valuep = 0.1461

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes 08

- Conclusion :

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

c. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale,

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-0.5 u^2} du \quad \longrightarrow \quad (\text{III.16})$$

$$\text{Ou : } u = \frac{X - X^-}{\sigma}$$

L'équation de la droite de GALTON est la suivante

$$\text{Log } x \text{ (p \%)} = \overline{\text{Log } x} + \sigma \cdot \text{Log } u \text{ (p \%)}$$

$$\text{Log}(X) = \frac{\sum_1^{32} \overline{\text{Log } x}}{N} \quad \longrightarrow \quad (\text{III.17})$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de « Gauss » sont résumés dans le tableau suivant :

Normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations:37

-Quantiles :

q = F(X) (probabilité au non dépassement)

$$T = 1 / (1-q)$$

Tableau III.12 : Résultat de l'ajustement a loi log normal

Période de retour(ans)	Probabilité(q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000.0	0.9990	89.212	17.538	54.831 - 123.59
200.0	0.9950	69.270	11.766	46.204 - 92.335
100.0	0.9900	61.270	9.6370	42.378 - 80.162
50.0	0.9800	53.580	7.7135	38.459 - 68.702
20.0	0.9500	43.815	5.4794	33.074 - 54.557
10.0	0.9000	36.641	4.0244	28.752 - 44.530
5.0	0.8000	29.506	2.7868	24.042 - 34.969
3.0	0.6667	24.102	2.0399	20.103 - 28.101
2.0	0.5000	19.504	1.5774	16.412 - 22.596

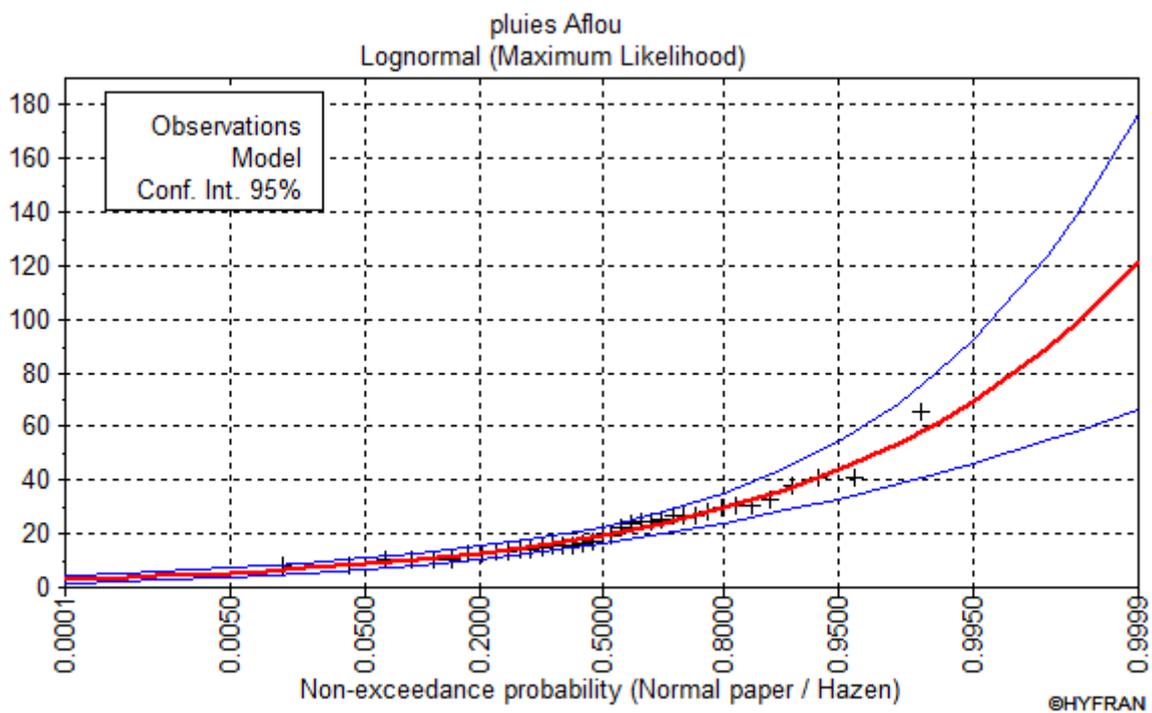


FIG III.10. Ajustement a une loi de log normal

Test d'adéquation : Test du Khi Carré.

- Hypothèses

H0 : L'échantillon provient d'une log normal

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une log normal

Résultats :

Résultats de la statistique : $P(X^2) = 6.03\% > 5\%$ donc l'ajustement est satisfaisant
p-valuep =0.304

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes 08

- Conclusion :

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

Conclusion:

D'après les trois schémas on conclue que les pluies maximales journalières suivent les lois Log normale car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de HENRY.

Notre série d'observation s'ajuste mieux à la loi **log Normal (GALTON)**, pour notre calcul

des crues nous retiendrons les valeurs calculées par cette loi.

III.4.5.3. Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences :

Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences a été effectué à l'aide de la relation de Body exprimée par:

$$P_{\max,t,p\%} = P_{\max,j,p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \longrightarrow \text{(III.18)}$$

$P_{\max,t,p\%}$: Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{\max,j,p\%}$ [mm].

$P_{\max,j,p\%}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée [mm].

t : Temps [heure].

b : Exposant climatique (d'après la station $b = 0,27$).

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

$$I_0 = \frac{P_{ct}}{t} \longrightarrow \text{(III.19)}$$

I_0 : L'intensité de pluies exprime en mm/h

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau III-15:

Tableau III.13 : les précipitations des différentes fréquences.

Frequence (%)	5		10		20		50		100		1000	
	Pct (mm)	It (mm/h)										
0,5	10,38	20,75	12,88	25,77	15,41	30,81	18,84	37,68	21,54	43,09	31,37	62,74
1	12,51	12,51	15,53	15,53	18,58	18,58	22,72	22,72	25,98	25,98	37,82	37,82
1,5	13,96	9,31	17,33	11,55	20,73	13,82	25,34	16,90	28,98	19,32	42,20	28,13
2	15,09	7,54	18,73	9,37	22,40	11,20	27,39	13,70	31,32	15,66	45,61	22,80
3	16,83	5,61	20,90	6,97	24,99	8,33	30,56	10,19	34,95	11,65	50,88	16,96
4	18,19	4,55	22,59	5,65	27,01	6,75	33,03	8,26	37,77	9,44	54,99	13,75
8	21,94	2,74	27,24	3,40	32,57	4,07	39,83	4,98	45,54	5,69	66,31	8,29
12	24,47	2,04	30,39	2,53	36,34	3,03	44,43	3,70	50,81	4,23	73,99	6,17
15	25,99	1,73	32,27	2,15	38,59	2,57	47,19	3,15	53,97	3,60	78,58	5,24
17	26,89	1,58	33,38	1,96	39,92	2,35	48,82	2,87	55,82	3,28	81,28	4,78
20	28,09	1,40	34,88	1,74	41,71	2,09	51,01	2,55	58,33	2,92	84,93	4,25
24	29,51	1,23	36,64	1,53	43,82	1,83	53,58	2,23	61,27	2,55	89,21	3,72

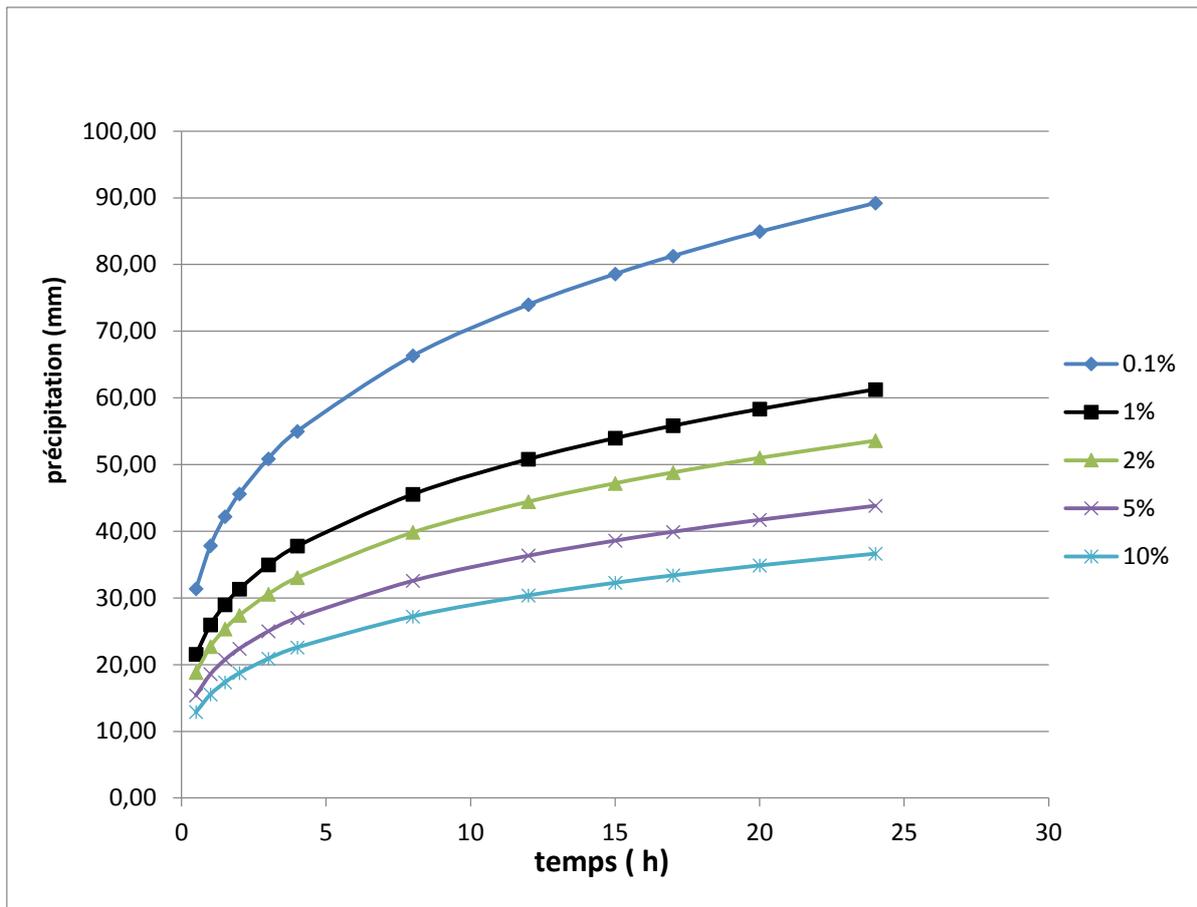


Fig.III.11. Courbes des pluies à courtes durées

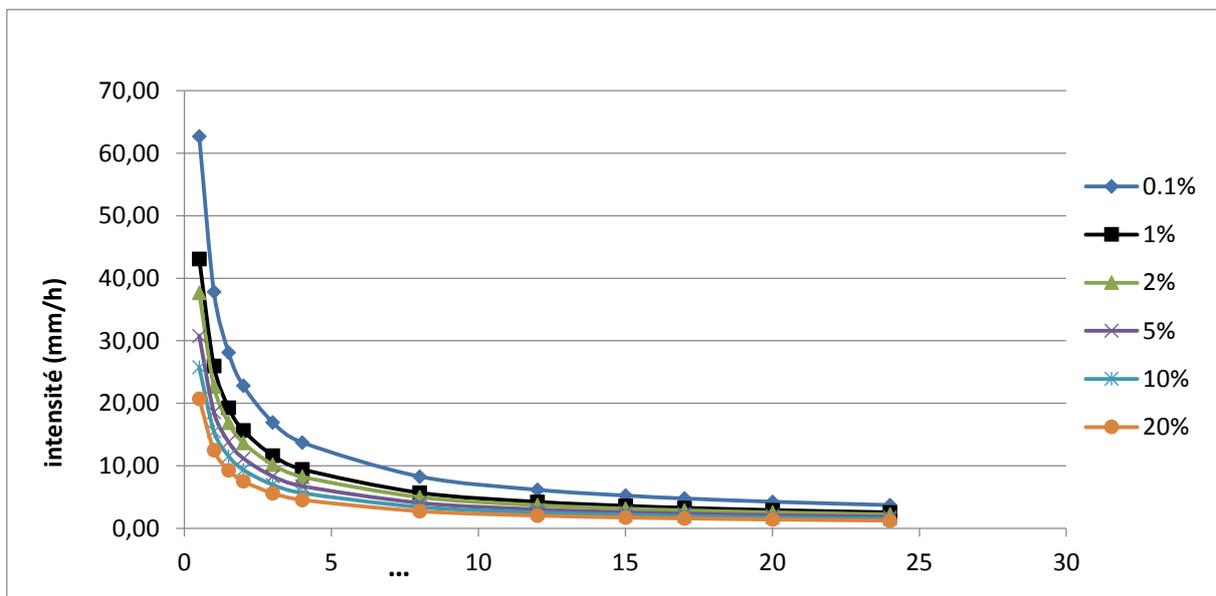


FIG .12.courbes des intensités durées fréquence

III.5. Evaluation des apports liquides :

III.5.1 Apports liquides :

L'oued RAS EL AIN étant dépourvu de station hydrométrique, de plus, l'analyse du réseau d'observation de la région d'étude et ses environs nous ne pas permis de mettre en évidence une station hydrométrique analogue dont le bassin versant serait géomorphologiquement similaire au bassin versant d l'oued, l'analogie proprement dite ne peut donc être effectuée.

Pour cela, l'estimation des paramètres hydrologiques nécessaires au dimensionnement des ouvrages s'est faite suivant l'approche par les formules empiriques.

III.5.1.1. Apports moyens interannuels :

A) Formule de MEDINGUER :

$$L_e = 1,024 (P_{\text{moy}} - 0,26)^2 \dots\dots\dots (III.21)$$

L_e : Lamé d'eau écoulée [mm].

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

$$A_0 = L_e S$$

S : Superficie du bassin versant [Km²].

B) Formule de SAMIE :

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

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [m] ;

S : Surface du bassin versant en [km²] ;

L_e : Lamé d'eau écoulée en [mm].

C) Formule de Deri II :

$$A_0 = 0,513 \cdot P_{\text{moy}}^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} [10^6 \text{ m}^3] \dots\dots\dots (III.26)$$

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

S : Superficie du bassin versant [Km²].

D_d : Densité de drainage [km/km²].

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau N° III.16.

Tableau III.14 : l'Apport moyenne interannuelle.

Formule	A ₀ (M m ³)
MEDINGUER	0.07
SAMIE	0.139
Deri II	0.93

Commentaire :

Vu les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre. On a choisit celle qui est la plus commode donc on adopte **A₀ = 0.1389Mm³** donnée par la formule de **SAMIE** qui est la plus proche de la moyenne des autres valeurs

III.5.2. Caractéristiques de l'écoulement :**a) Module de l'écoulement (M_e) :**

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots \text{III.27}$$

A₀ : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] "T = 31,536.10⁶ secondes".

AN ;

$M_e = 4.4 \text{ l/s}$

b) Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M₀) :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots \text{III.37}$$

M₀ : Module de l'écoulement ([l/s]).

S : Superficie du bassin [Km²].

AN ;

$M_0 = 0.61 \text{ l/s/km}^2$

c) lame d'eau écoulée :

On a : $L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots \text{III.28}$

S : Superficie du bassin.

AN ;

$L_e=19.1\text{mm}$

d) Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par :

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

 P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm] ; L_e : Lame d'eau écoulée en [mm].

AN ;

$C_e=0.12$

e) 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.

- **Formule de SOKOLOVSKY:**

On a :

$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots \text{III.30}$$

Avec :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0)$$

 M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].**A.N :**

$$C_v = 0.75 - 0.063 \log (7.28 + 1) = 0.79$$

$C_v=0.79$

- **Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ :**

$$C_v = \frac{0,7}{M_0^{-0,127}} \dots\dots\dots \text{III.31}$$

M : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

A.N:

$$C_v = \frac{0.7}{0.61^{-0.127}} = 0.66$$

$C_v = 0.66$

- **Formule de L'ANTONOV:**

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots \text{III.32}$$

S : Superficie du bassin en [km²].

AN:

$$C_v = \frac{0.7}{(7.28 + 1000)^{0.097}} = 0.36$$

$C_v = 0.36$

- **Formule de KRISTLY MENKEL:**

$$C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})} \dots\dots\dots \text{III.33}$$

M₀ : module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

S : Superficie du bassin en [km²].

AN :

$C_v = 0.64$

Tableau III.15 : récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.

Formule	C _v
SOKOLOVSKY	0,79
OURKGUIPROVODKHOZ	0,66
L'ANTONOV	0,36
KRISTLY MENKEL	0,64

Coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc $C_v=0.64$

- **Irrégularité des apports :**

1. Estimation fréquentielle des apports :

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Normale qui est donnée comme suit :

Les apports annuels ajustés à une loi statistique log-normale de forme :

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{u \sqrt{\log(C_v + 1)}}$$

A% : Apport de fréquence donnée.

U : Variable réduite de Gauss.

A₀ : Apport moyen annuel [Mm³].

C_v : Coefficient de variation

$$A\% = \frac{0.134}{\sqrt{0.64^2 + 1}} e^{u \sqrt{\log(0.64 + 1)}} = 0.113 e^{0.46 * u}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le Tableau III.18.

Tableau III.16 : l'Apport fréquentielle

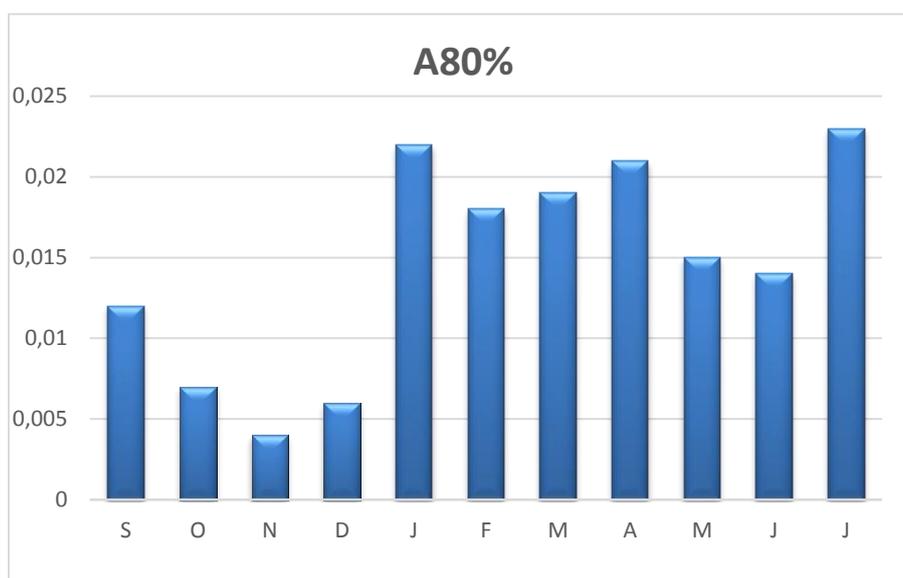
Période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	80	90	5	98	99	9.99
Le variable réduit "u"	-0,841	1,282	1,64	2,054	2,327	3,091
Apport (Mm3)	0,17171	0,45574	0,53732	0,65005	0,73703	1,04740

2. Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel:

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations, on a donc

Tableau III.17: Répartition mensuelle des apports

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O	A
A _{80%}	0,012	0,007	0,004	0,006	0,022	0,018	0,019	0,021	0,015	0,014	0,023	0,012	0,015

**Fig.III.13.**repartition mensuelle des apports.

III.5.3. Apports solides et l'estimation du volume mort ;

L'estimation de l'envasement (tranche morte) est indispensable pour un dimensionnement et harmonieux de l'ouvrage ; une évaluation correcte de sa durée de vie et une définition rationnelle des modes de gestion et d'exploitation.

Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion.

La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par la raison d'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie.

L'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit. Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval.

L'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide.

La capacité de charriage est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace avec le débit liquide.

La répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapportes à la vitesse de l'eau et la turbulence de l'écoulement. En tout point d'une rivière d'alimentation, le débit solide est défini par les caractéristiques hydrologiques de son bassin versant.

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

A) Formule de TIXERONT :

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 \div 1.1) \frac{Q_s T}{\delta_s}$$

$$\text{Avec } Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S \dots\dots\dots \text{ (III-34)}$$

Avec Q_s : Débit solide en [tonne/an].

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

T : temps d'exploitation [T = 15ans]

α : Caractéristique de perméabilité

Tableau III.18 : valeur de α en fonction de la perméabilité.

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

$$AN; Q_s = 75 * 41.21^{0.15} * 7.28 = 954 \text{ t/an}$$

$$V_m = 1.1 * \frac{954 * 15}{1.6} = 9838 \text{ m}^3$$

$$V_m = 9838 \text{ m}^3$$

B) Formule de SOGREAH :

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = \frac{Q_s T}{\delta_s}$$

$$A_s = \alpha \cdot P^{0.15} \cdot S \dots\dots\dots \text{ (III-35)}$$

Avec :

A_s : apport solide moyen annuel en suspension (t /An).

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bv ($\alpha = 75$).

T : temps d'exploitation [T = 15 ans]

P: pluie moyenne annuelle (en mm).

$$AN; Q_s = 75 * 162.81^{0.15} * 7.28 = 1172 \text{ t/an}$$

$$V_m = \frac{1172 * 15}{1.6} = 14987.5 \text{ m}^3$$

$$V_m = 14988 \text{ m}^3$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le Tableau III.21.

Tableau III.19 : récapitulatif des résultats du volume mort.

Formule	Volume mort pour (m ³ /an)
TIXERONT	9838
SOGREAH	14988

Le volume mort est la moyenne $V_m=12413 \text{ m}^3$

$V_m=12500 \text{ m}^3$

III.6. Etude des crues :

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

La détermination de ces hydrogrammes de crues probables ne reste pas sans difficultés quant au choix de la méthode utilisée surtout en absence de données.

Pour ce fait, des formules empiriques ont été développées pour l'estimation des débits maxima probables, et on procédera pour la construction des hydrogrammes de crues par la méthode des isochrones ou la méthode de l'hydrogramme synthétique.

Les paramètres définissant une crue est :

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

III.6.1. Détermination des débits maximaux fréquentiels par les formules empiriques:

empiriques:

a) Formule de MALLET-GAUTHIER :

$$Q_{\max p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots \text{III. (35)}$$

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

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

S : Superficie du bassin versant [Km²].

L : Longueur du talweg principal [Km].

K : coefficient dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1 et 3 [$K = 2$].

A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30 [$A = 25$].

T : période de retour [an].

$$Q_{\max p\%} = \frac{2 \cdot 2 \cdot \log(1 + 25 \cdot 0.16281) \cdot 7.28 \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log 7.28}}{\sqrt{2.75}} = 23.28 \sqrt{0.14 + 4 \log T} \dots\dots \text{III. (36)}$$

Le Tableau III.22 nous donne les résultats de calcul pour différents périodes de retour.

Tableau III.20: récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.

Période de retour (an)	1000	100	50	20	10	5
Q_{\max} (m ³ /s)	43,13	35,32	32,60	28,61	25,18	21,18

∴

On a :
$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct} - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c} \dots\dots\dots \text{III.37}$$

S : Superficie du bassin [Km²].

T_c : temps de concentration[h].

P_{ct} : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

H_0 : Perte initiale [$H_0 = 7\text{mm}$].

α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée.

Tableau III.21 : valeur de α en fonction de la fréquence.

Fréquence (%)	5	10	20	50	100	1000
α	0.6	0,6	0,66	0,65	0,7	0,8

$$F : \text{Coefficient de forme de la crue} \left[F = \frac{12}{4 + 3\gamma} \right]$$

Tableau III.22: valeur de γ en fonction de bassin versant.

condition	γ
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km ²	$\gamma = 2$
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq \gamma \leq 4.$

On prend : $\gamma = 2$ D'où : $F = 1.2$

$$Q_{\max\%} = \frac{0.28(P_{ct} - 7) * \alpha * 1.2 * 7.28}{1.69} = 2.45(P_{ct} - 7) * \alpha$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau III.25.

Tableau III.23 : récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence	20%	10%	5%	2%	1%	0.1%
P_{ct} (mm)	9,94	12,35	14,76	18,05	20,64	30,06
$\alpha_{p\%}$	0,6	0,6	0,60	0,65	0,7	0,8
$Q_{\max p\%}$ (m ³ /s)	4.32	7,86	11,41	17,60	23,39	45,20

C) Formule de POSSENTI :

On a:

$$Q_{p\%} = \frac{\mu \cdot P_{\max j\%} \cdot S}{L} \dots\dots\dots \text{III.38}$$

$P_{\max p\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée [m].

μ : Coefficient compris entre 700 et 800 [$\mu = 750$]

L : Longueur du cours d'eau principal (Km).

A.N :

$$Q_{\max\%} = \frac{750 \cdot 7.28}{2.75} P_{\max j\%} = 1985.45 P_{\max j\%}$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau III.26.

Tableau III.24 : récapitulatif des résultats de la formule Possenti.

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
$P_{\max j\%}$ (mm)	29,506	36,641	43,815	53,58	6,27	89,212
Q_{\max} (m ³ /s)	58,58	72,75	86,99	106,38	12,45	177,13

D) Formule de TURRAZA :

On a :

$$Q_{\max p\%} = \frac{C \cdot I_{tc} \cdot S}{3.6} \dots\dots\dots \text{III.39}$$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

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

I_{tc} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration [mm/h].

Tableau III.25 : récapitulatif des résultats de la formule Terraза.

Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0.1
C	0.50	0.55	0,60	0,65	0,70	0,80
I _{tc} (mm/h)	8.53	10,59	12,67	15,49	17,71	25,79
Q _{max} (m ³ /s)	4.32	5,91	7,71	10,21	12,57	20,92

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le Tableau III.28.

Tableau III.26 : récapitulatif des résultats de débit de crue.

Formule	Q _{20%} (m ³ /s)	Q _{10%} (m ³ /s)	Q _{5%} (m ³ /s)	Q _{2%} (m ³ /s)	Q _{1%} (m ³ /s)	Q _{0.1%} (m ³ /s)
Mallet - Gauthier	21.21	25,18	28,61	32,60	35,32	43,13
Sokolovsky	4.32	7,86	11,41	17,60	23,39	45,20
Possenti	58,58	72,75	86,99	106,38	12,45	177,13
Terraза	4.32	5,91	7,71	10,21	12,57	20,92
Moyenne	39,90	27,93	33,68	41,70	20,93	71,60

D'après les 5 formules calculées il est logique de prendre La formule de **mallet-gauthier** car elle donne une valeur proche de la moyenne et pour raison de sécurité, mise à part la formule de Possenti qui tend vers une valeur loin du reste des formules

III.6.2. Détermination des hydrogrammes de crues probables par les méthodes de Sokolovski :

La Méthode de Sokolovski assimile l'hydrogramme de crues à deux équations paraboliques, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue.

- Pour la montée de la crue

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x \dots\dots\dots (III-40)$$

- Pour la décrue

$$Q_d = Q_{\max} \left[\frac{(t_d - t)}{t_d} \right]^y \dots\dots\dots (III-41)$$

Avec :

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

t_m : temps de la montée de la crue en heures ; t_d : temps de la décrue en heures

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

x, y : Puissance des courbes ;

$X= 2$ pour la montée de la crue ; $y= 3$ pour la décrue. Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend : $t_m = t_c$ (pour les petits bassins versants), avec t_c est le temps de concentration du bassin versant (heures).

$t_d = \delta t_m$;

Ou δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

Tableau III.27 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ .

Condition	Δ
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 à 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 à 4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4 à 7

Pour notre bassin $\delta=2$

.A.N :

$$t_d = \delta t_m = 2 * 1.69 = 3.38 \text{heurs}$$

$$t_b = t_m + t_d = 5.1 \text{ h}$$

- Pour la montée :

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{3} \right)^2$$

- Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{\max} \% \left(\frac{3.38 - t}{3.38} \right)^3$$

Les résultats obtenus pour les différentes fréquences sont représentés dans le Tableau suivant.

Tableau .III.28 : récapitulatif des résultats de l'Hydrogramme de crue

temps (h)	Débits de crues des périodes de retour					
	Q (5ans)	Q (10 ans)	Q(20 ans)	Q(50 ans)	Q (100 ans)	Q (1000ans)
	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)
0	0	0	0	0	0	0
0,25	0,46	0,63	0,71	0,77	0,94	0,55
0,5	1,86	2,50	2,85	3,09	3,78	2,20
0,75	4,18	5,63	6,42	6,96	8,49	4,96
1	7,43	10,02	11,41	12,37	15,10	8,82
1,25	11,60	15,65	17,83	19,32	23,60	13,78
1,5	16,71	22,54	25,68	27,82	33,98	19,84
1,69	21,21	28,61	32,6	35,32	43,13	25,18
0,5	13,12	17,70	20,17	21,85	26,68	15,58
0,75	9,99	13,48	15,36	16,64	20,32	11,86
1	7,40	9,99	11,38	12,33	15,06	8,79
1,25	5,31	7,16	8,16	8,84	10,79	6,30
1,5	3,65	4,92	5,61	6,08	7,42	4,33
1,75	2,38	3,21	3,66	3,96	4,84	2,82
2	1,44	1,95	2,22	2,40	2,94	1,71
2,5	0,37	0,50	0,58	0,62	0,76	0,44
2,75	0,14	0,19	0,21	0,23	0,28	0,16
3	0,03	0,04	0,05	0,05	0,06	0,04
3,25	0,001	0,002	0,002	0,002	0,002	0,001
3,38	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

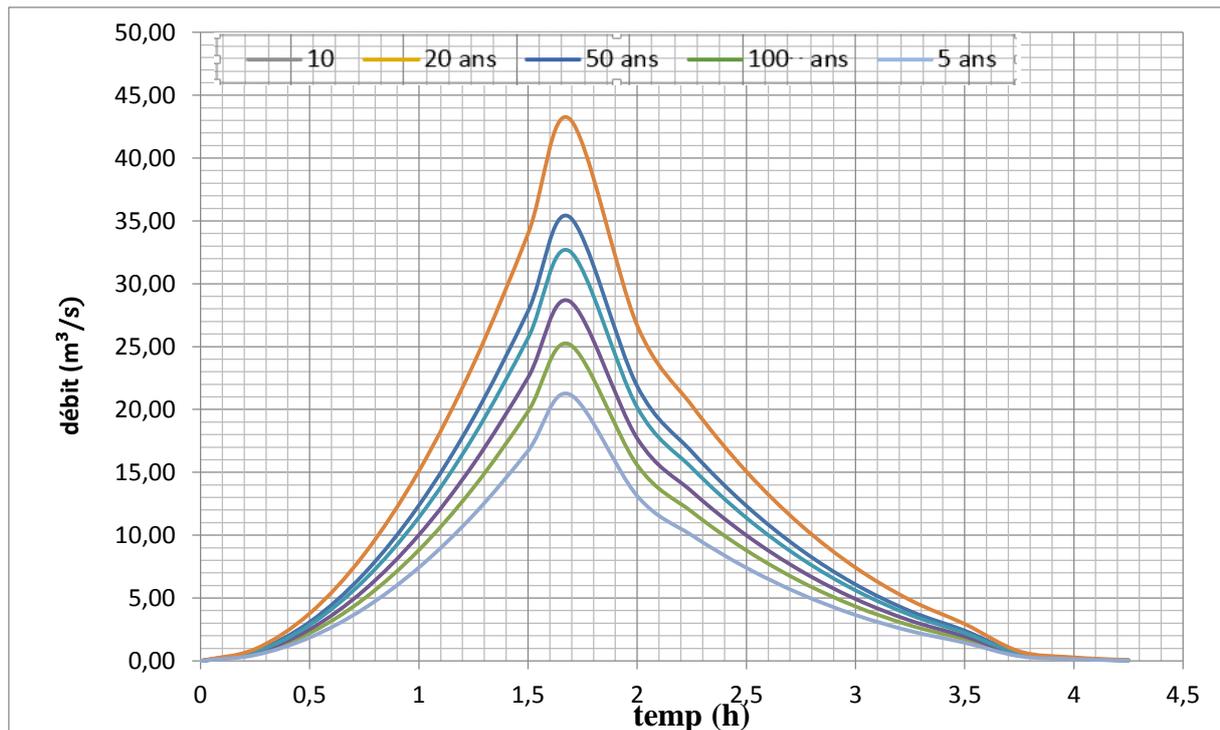


Fig.III.14 : Hydrogrammes des crues pour différentes périodes de retour

III.6.3.Choix de fréquence de la crue du projet :

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux. Donc la hauteur du barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage.

Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable, la période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre (100 et 1000 ans).

Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage. Cependant le risque global est lié aussi à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être inondée en cas de rupture), lorsque le barrage intéresse la sécurité publique la période de retour ne devra en aucun cas être inférieure à 1000 ans.

L'estimation de la crue de projet résulte non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même et du coût de l'ouvrage, mais également du risque potentiel de rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultant de cette rupture.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en cours à l'aval. On se reporte alors, aux recommandations du comité national Australien des grands barrages.

Plusieurs comités et écoles ont données des recommandations pour le choix de la crue de projet, on site :

- ◆ Le comité national Australien des grands barrages (CNAGB).
- ◆ Le C.T.G.R.E.F.

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de la crue de projet tel que :

- ◆ Méthode du GRADEX (gradient exponentiel).
- ◆ Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau .III.29 : Catégories des dommages résultant des crues.

Dommages élevés	Dommages importants	Dommages faibles
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toutefois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables (dommages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommage au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval).	Pertes économiques appréciables. Dommages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et chemin vicinaux.
Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles.	Réparation possible du barrage. Disponibilité des sources de secours pour la fourniture en eau ou en électricité.	Réparation du barrage possible, pertes indirectes faibles.

Tableau .III.30 : Crues de projet recommandé.

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé
Elevés : - perte de vie - dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants : - pas de pertes de vies - dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles : - pas de perte de vies - dommages légers	1/1000 à 1/100

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficielle–perméabilité...etc.)

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

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r \dots\dots\dots (III-42)$$

I_a : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).

I_d : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).

I_r : représente les risques.

Si le risque est faible (degré 01), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

Si le risque est moyen ou modérée (degré 02), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

Si le risque est élevé (degré 03), la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, et que le risque en aval est faible (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque faible (degré 01) et on opte pour la crue centennale.

D'où :

$$Q_{\text{crue projet}} = 43,13 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour la crue des travaux Nous adoptons crue de période de retour (T = 10 ans)

$$Q_{\text{crue travaux}} = 25,18 \text{ m}^3/\text{s}$$

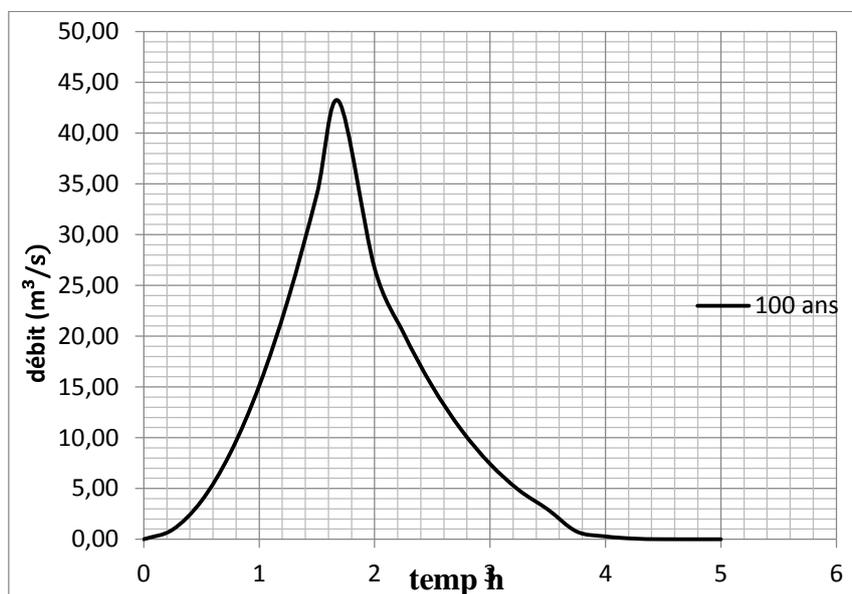


Figure III .15 : L'hydrogramme de la crue de projet (Q1)

III.7.Régularisation de l'écoulement :

La régularisation des débits permet de déterminer la meilleure façon de la restitution des eaux stockées. Le but est donc de satisfaire la demande en aval, que se soit en eau potable, en irrigation, pour la production de l'énergie électrique ou encore pour la navigation (grands barrages).

Différents types de régularisation sont utilisés :

- ◆ La régularisation saisonnière.
- ◆ La régularisation interannuelle.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- ◆ L'apport ($A_{80\%}$ en $M m^3$).
- ◆ La consommation totale ($M m^3$).
- ◆ Les infiltrations et l'évaporation.
- ◆ Les courbes caractéristiques de la retenue .

La régularisation saisonnière est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

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

III.7.1. Répartition des besoins :

La surface irrigable est prise égale 40ha et la dotation d'irrigation est de $5000m^3/ha/an$.

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation donnée au tableau III.31

Tableau .III.31 : Répartition mensuelle de la consommation des eaux d'irrigation

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
$U_{80\%}(\%)$	16	9	0	0	0	0	0	4	8	16	23	24
$U_{80\%}(Mm^3)$	0,022	0,012	0	0	0	0	0	0,005	0,011	0,022	0,032	0,033

III.7.2. Courbes caractéristiques de la retenue :

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

$$\Delta V_i = \frac{S_{i+1} + S_i}{2} \Delta H \dots \dots \dots (III.43)$$

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

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

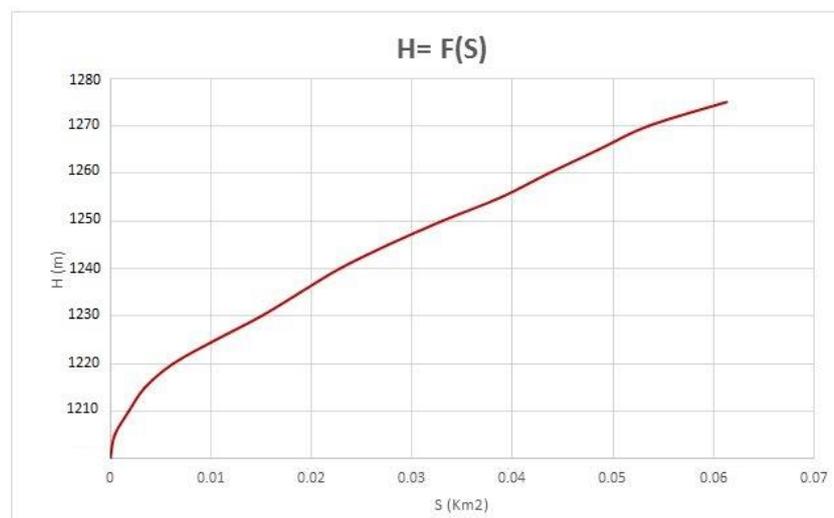
ΔH : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives.

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m^3).

Le tableau donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Tableau III.32: Caractéristiques topographiques de la retenue :

COTE(m)	HAUTEUR(m)	S(m ²)	S _{moy} (m ²)	Δ H(m)	ΔV(m ³)	V _i (m ³)
1240	0	0				0
1240.5	0,5	877.83	253,0565	0,5	126,53	126,53
1241	1,5	27780.64	1399,585	1	1399,585	1526,11
1242.5	2,5	38407	3572,435	1	3572,435	5098,5525
1245	3,5	9080,9	6966,365	1	6966,365	12064,91
1248.5	4,5	31389.62	11988,28	1	11988,28	24053,1976
1253	5,5	23477,95	19186,805	1	19186,805	43240,0025
1258.5	6,5	35053,06	29265,505	1	29265,505	72505,5075
1265	7,5	48013,53	41533,295	1	41533,295	114038,803
1272.5	8,5	61730,47	54871,975	1	54871,975	168910,77
1281	9,5	74558,52	68144,47	1	68144,47	237055,247
1290.5	10,5	88259,95	81409,235	1	81409,235	318464,482
1301	11,5	95671,55	95671,55	1	95671,55	414136,032

**Fig.III.16 :** courbe surface-hauteur

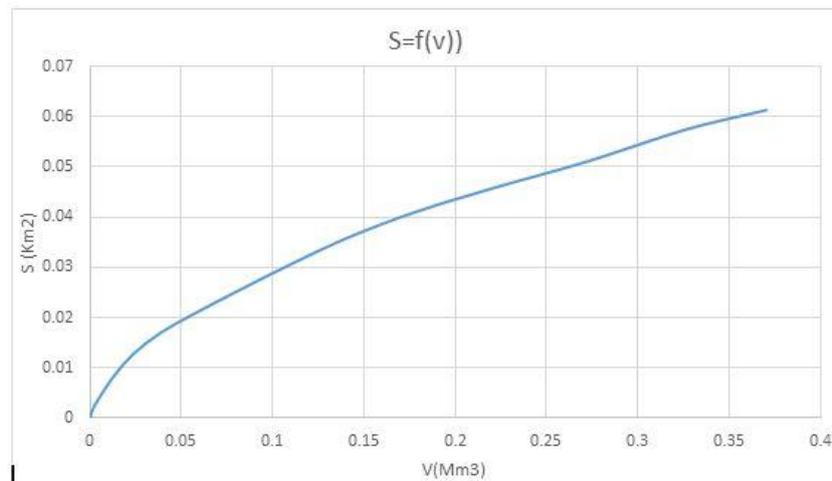


Fig.III.17 : courbe de remplissage

III.7.3. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

Pour calculer le volume utile de la retenue on a besoin de :

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

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

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

La période à bonne hydraulicité est celle du mois de Novembre jusqu'au mois de Mai.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le Tableau III.35 et III.36

$$V_s = 0.1478 \text{ Mm}^3 \quad \text{et} \quad V_d = 0.1277 \text{ Mm}^3.$$

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

$$V_s > V_d \quad \longrightarrow \quad \boxed{V_U = V_d = 0.1277 \text{ Mm}^3}$$

Le volume de la retenue normale sera : $V_{\text{NNR}} = V_m + V_U = 0.0125 + 0.1277 = 0.1402 \text{ Mm}^3$

$$\boxed{V_{\text{NNR}} = 0.1402 \text{ Mm}^3}$$

Tableau .III.33 : Régularisation saisonnière suivant la 1^{ère} consigne.

MOIS	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	(A _{80%} - U _{80%})	1 ^{ère} consigné d'exploitaton		
				Vri(Mm ³)	Vrf(Mm ³)	S(Mm ³)
N	0,004	0	0,004	0,0125		
				0,0125		
D	0,006	0	0,006			
J	0,022	0	0,022	0,020413		
F	0,018	0	0,018	0,042413		
					0.1402	0.004
M	0,019	0	0,019	0,060413		
					0.1402	0,006
A	0,021	0,005	0,016	0,0794		
					0.1402	0,022
M	0,015	0,011	0,004	0,0764		
					0.1402	0,007
J	0,014	0,022	-0,008	0,0644		
J	0,023	0,032	-0,009	0,0524		
A	0,015	0,033	-0,018	0,0434		
S	0,012	0,022	-0,01	0,0254		
O	0,007	0,012	-0,005	0,0154		
				0,0125	0,0125	0,039

Tableau .III.34: Régularisation saisonnière suivant la 2^{ème} consigne.

MOIS	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	(A _{80%} - U _{80%})	2 ^{ème} consigné d'exploitaton		
				Vri(Mm ³)	Vrf(Mm ³)	S(Mm ³)
N	0,004	0	0,004	0,0125	0,0125	
D	0,006	0	0,006	0,0125	0,0064	0,019
J	0,022	0	0,022	0,0125	0,0044	0,016
F	0,018	0	0,018	0,0125	-0,0116	0,004
M	0,019	0	0,019	0,0125	0,0414	0,013
A	0,021	0,005	0,016		0,0034	
M	0,015	0,011	0,004		0,0214	
J	0,014	0,022	-0,008		0,0404	
J	0,023	0,032	-0,009		0,0564	
A	0,015	0,033	-0,018		0,0604	
S	0,012	0,022	-0,01		0,0524	
O	0,007	0,012	-0,005		0,0434	
			0,0125		0,015413	
				0,0125	0,0125	0,039

III.7.4. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :

- Pertes par évaporation.

- Pertes par infiltration

A) Pertes par évaporation :

On a:

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots \dots \dots (III-43)$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

$$V_{moy} : \text{volume moyen} \left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right].$$

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

B) Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots \dots \dots (III-44)$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau III.37.

$$V_{moy} : \text{volume moyenne} \left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right].$$

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

Tableau .III.35 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	δ	
		Année	Mois
Sol a faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméable moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

C) Estimation de l'erreur :

Les volumes des pertes sont considérer comme consommation pour ces calculs on

doit vérifier la condition suivant : $\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100$ Avec $1\% < \varepsilon < 5\%$... (III-

45)

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes. $1\% < \varepsilon < 5\%$

V'_u : volume utile en tenant compte des pertes.

Si cette condition ($1\% < \varepsilon < 5\%$) n'est pas vérifié et on doit faire des itérations.

D'après le tableau III.38 on a :

$$V_s = 0.361113 \text{ Mm}^3 \quad \text{Et} \quad V_d = 0.135 \text{ Mm}^3.$$

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

$$V'_u = V_d = 0.135 \text{ Mm}^3$$

Donc $\frac{V'_u - V_u}{V_u} < 5\%$ donc la condition est vérifiée

$$V_{\text{NNR}} = V_m + V'_u = 0.0125 + 0.135 = 0.1475 \text{ Mm}^3.$$

$V_{\text{NNR}} = 0.1475 \text{ Mm}^3.$

Tableau .III.36 : Régularisation saisonnière en tenant compte les pertes.

MOIS	Vrf(Mm ³),	Vmoy	Smoy(ha)	Es(m)	Vinf(Mm ³)	Vevp(Mm ³)	π(Mm ³)	A(Mm ³)	u(Mm ³)	W-U- Π (Mm ³)	V _{rf} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S(Mm ³)
N	0.0125	0.0263	0.0253	0.07	0.00018	0.0012	0.00138	0,04	0,018	0,02062	0,0156	0,156	
D	0.0376	0.0626	0.1309	0.042	0.00055	0.0013	0.00185	0,05	0	0,04815	0,03622	0,03622	
J	0.1106	0.0991	0.3572	0.03	0.00064	0.0016	0.00224	0,06	0	0,05776	0,08437	0,08437	
F	0.1106	0.1106	0.6966	0.031	0.00064	0.0013	0.00194	0,057	0	0,05506	0,14213	0,12361	0,0018
M	0.1106	0.1106	1.1988	0.046	0.00064	0.0015	0.00214	0,059	0	0,05686	0,17867	0,12361	0,0055
A	0.1106	0.1106	1.9186	0.08	0.00064	0.0016	0.00224	0,059	0	0,05676	0,18047	0,12361	0,0056
M	0.1106	0.1106	2.0265	0.1	0.00064	0.0021	0.00274	0,05	0,008	0,03926	0,18037	0,12361	0,0056
J	0.1106	0.1106	4.1533	0.129	0.00064	0.0027	0.00331	0,046	0,016	0,02666	0,16287	0,12361	0,003
J	0.1085	0.1095	5.4871	0.144	0.00064	0.0038	0.0044	0,03	0,032	-0,00644	0,15027	0,12361	0,002
A	0.0626	0.0855	6.8144	0.162	0.00045	0.0036	0.00405	0,003	0,046	-0,04705	0,11717	0,11717	
S	0.0226	0.0426	8.1409	0.158	0.00043	0.0058	0.00603	0,008	0,048	-0,04623	0,07012	0,07012	
O	0.0226	0.0191	9.5671	0.012	0.0001	0.00119	0.00129	0,025	0,032	-0,00829	0,02389	0,02389	
	0.0125										0,0156	0,0156	0,029

Conclusion :

On maintient les résultats trouvés par la méthode du bilan d'eau pour le calcul de la régularisation, on trouve :

Volume utile : **Vu = 0.135Mm³**

- Volume au niveau normale de la retenue **VNNR = 0.1475Mm³**
- Côte au niveau normal de la retenue **NNR= 1250 m**
- Hauteur au niveau normale de la retenue **HNNR = 11 m**
- Volume au niveau mort de la retenue **VNMR = 0.0125 Mm³**
- Côte au niveau mort de la retenue **NMR = 1244.8 m**

III.8.Laminage des crues:

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots (III-46)$$

Où :

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 :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots (III-47)$$

Où :

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

Il existe plusieurs procédés de laminage, nous opterons pour la méthode de Kotcherine-Hildenblat qui est une méthode grapho-analytique.

Méthode de KOCHERINE:

La méthode se base sur les principes suivants:

- 1-l'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze.
- 2-les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- 3-le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR;
- 4-les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

III 8.1.Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivant:

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q\%}\right) \dots\dots\dots (III-48)$$

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

$$q_{lam} = Q\% \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right) \dots\dots\dots (III-49)$$

Cette relation montre une réduction du débit de pointe de la crue au fur et à mesure que le niveau d'eau augmente dans la cuvette,

III 8.2.Estimation de la charge au-dessus du déversoir :

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

$$q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(III-50)$$

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

$$q = S \cdot V_{moy}$$

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

$$V_{\text{moy}} = \frac{q}{L \cdot (H + P)}$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversant par la même formule qui a dessus et L.

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g}$$

H_o : est la charge globale;

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

P : la hauteur de pelle.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de q_{lam} . Ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée en correspondance à la largeur optimale.

Le débit laminée est calculé pour différentes charges "H" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "b",

Les graphiques de la figure sont accordés à la table de calculs, en faisant varier les variables H et L, Les relations s'ajustent automatiquement.

Tableau .III.37 : Données initiales.

Données initiales	
g	9,81 m ² /s
α	1
Q _{1%}	43.13
V _{crue 1%}	791867 m ³
m	0,49
P	1 m

Tous les calculs et résultats sont illustres ci-après :

Tableau .III.38 : 1 ère étape de calcul.

b(m)	H(m)	Q (M3/S)	V (m/s)	S (m2)	V f(Mm3)
6	0,6	4,604	0,512	9	0,032
8	0,8	11,278	0,806	14	0,0425
9	1	19,534	1,085	18	0,055
10	1,2	30,333	1,348	22,5	0,065
12	1,4	47,848	1,595	30	0,075
14	1,6	70,345	1,827	38,5	0,107
16	1,8	98,222	2,046	48	0,112
18	2	131,854	2,254	58,5	0,12

Tableau .III.39 : 2 ème étape de calcul.

H(m)	v (m/s)	H0(m)	Débits(m3/s)							
			b=6m	b=8m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16m	b=18	b=20m
0,6	0,630328	0,62025	6,36	8,4801	10,6	12,7201	14,8402	16,96	19,0802	21,2002
0,8	0,862625	0,837927	9,98	13,316	16,644	19,9733	23,3022	26,631	29,96	33,2889
1	1,085	1,060001	14,20	18,946	23,682	28,4185	33,1549	37,891	42,6277	47,3641
1,2	1,296609	1,285688	18,98	25,308	31,635	37,9616	44,2885	50,615	56,9424	63,2693
1,4	1,497754	1,514336	24,2	32,351	40,438	48,526	56,6136	64,701	72,789	80,8766
1,6	1,689143	1,745423	30,0236	40,031	50,039	60,0471	70,055	80,063	90,0707	100,079
1,8	1,871589	1,978534	36,2348	48,313	60,391	72,4697	84,548	96,626	108,705	120,783
2	2,045896	2,213338	42,8729	57,164	71,455	85,7457	100,037	114,33	128,619	142,91

Tableau .III.40 : 3 ème étape de calcul.

H(m)	vforcé	q (m3/s)	Débits(m3/s)							
			b=6m	b=8m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16m	b=18	b=20m
0,6	0,032	41,19	6,36007	8,4801	10,6	12,7201	14,8402	16,96	19,0802	21,2002
0,8	0,0425	40,64	9,98666	13,316	16,644	19,9733	23,3022	26,631	29,96	33,2889
1	0,055	39,97	14,2092	18,946	23,682	28,4185	33,1549	37,891	42,6277	47,3641
1,2	0,065	39,44	18,9808	25,308	31,635	37,9616	44,2885	50,615	56,9424	63,2693
1,4	0,075	38,9	24,263	32,351	40,438	48,526	56,6136	64,701	72,789	80,8766
1,6	0,107	37,13	30,0236	40,031	50,039	60,0471	70,055	80,063	90,0707	100,079
1,8	0,112	36,96	36,2348	48,313	60,391	72,4697	84,548	96,626	108,705	120,783
2	0,012	36,53	42,8729	57,164	71,455	85,7457	100,037	114,33	128,619	142,91

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q = f(h)$ comme montre la figure III.16 et III.17.

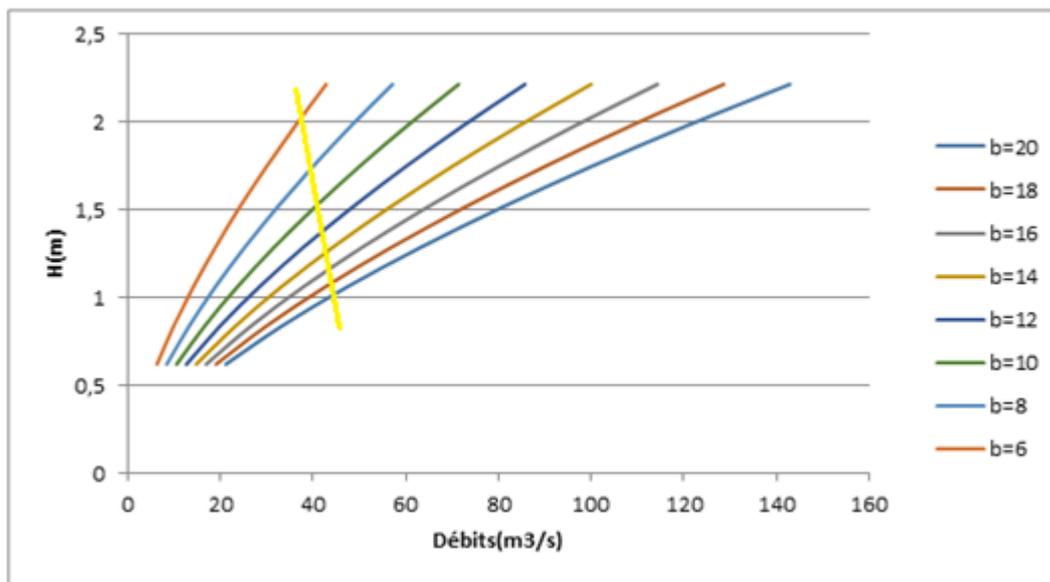


Fig. III.18. La variation de la charge déversant en fonction de (Q, q)

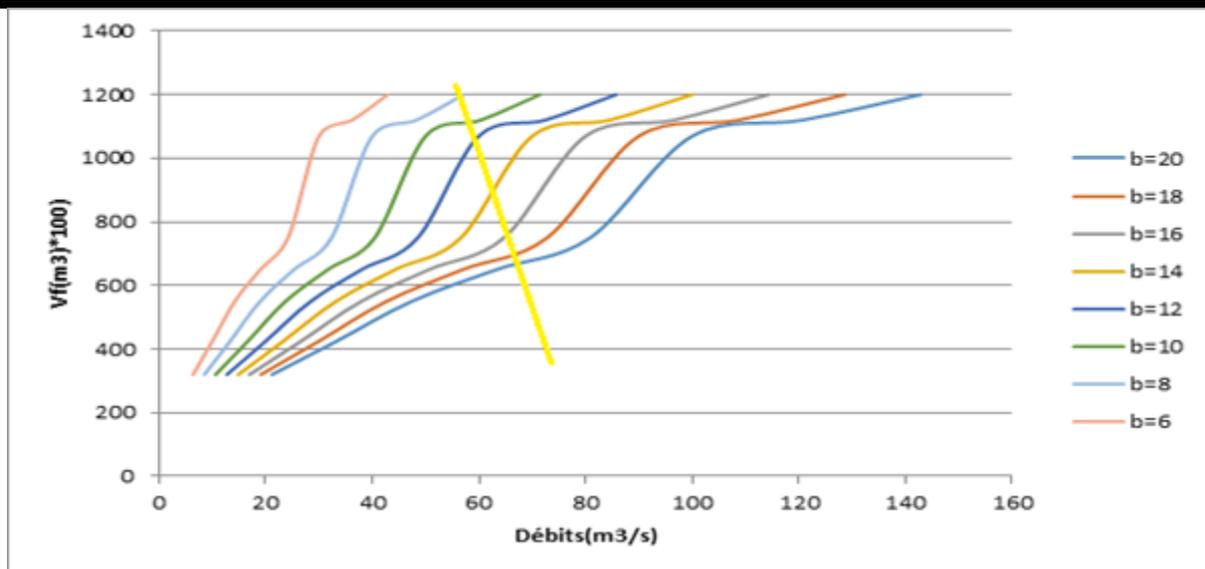


Fig.III.19. La variation du volume force en fonction de (Q, q)

Pour des raisons d'économie, de relief topographique, et de sécurité, nous optons pour:

b= 9m et H=1.6

Tab.III.41 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

b (m)	H (m)	NPHE (m)	q(m³/s)	V_{forcé} (Mm³)
8	1.85	1252.8	35	0.18
9	1.6	1252.6	36	0.14
10	1.15	1251.7	37	0.11

III.9. Etude d'optimisation :

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

III.9.1 Calcul du coût approximatif de la digue :

On calcul en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par

$$V_B = \Sigma V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots (III-51)$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i $\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right]$.

B_i : Largeur de base $[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b]$

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i $[H_i = NNR - Cf + R + h_{dév} + t]$.

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m)

II.9.2.calcul de la revanche :

Plusieurs formulas sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON ET GAILLARD :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (III-52)$$

Avec $H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F}$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [$F = 0.68 \text{ km}$].

A.N:

$$H = 0.75 + 0.34\sqrt{0.68} - 0.26\sqrt[4]{0.68} = 0.8\text{m}$$

D'où :

$$V = 1.5 + 2 \cdot H = 1.5 + 2 \cdot 0.8 = 3.1\text{m/s}$$

Donc : $R = 0.75 \cdot 0.8 + \frac{3.1^2}{19.62} = 1.1\text{m}$

$R = 1.1\text{m}$

b) Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (III-53)$$

Avec $H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F}$.

A.N :

$$H = 0.5 + 0.33\sqrt{0.68}=0.77m \quad V=1.5+2*0.77=3.04$$

$$\text{Donc : } R=0.75*0.77+\frac{3.04^2}{19.62}=1.05m$$

R=1.05m

c) Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (III.54)$$

$$R=1+0.3\sqrt{0.68}=1.25m$$

R=1.25m

Conclusion :

On prend une valeur $R=1.0m$ $H = 1.0 m$

III.9.3 largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPPEN :

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.54)$$

2) Formule de F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (III.55)$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (III.56) \quad .$$

4) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.57)$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

$$H_b = \nabla NNR - \nabla Cf + hdév + R + t = 13m$$

$H_b = 13\text{ m}$

Tableau .III.42 : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	5.9
EF PREECE	4.9
PRATIQUE	5.5
SIMPLIFIEE	6.1
Moyenne	5.6

On adopte pour une largeur de crête égale à :

$b_{cr} = 6m$

III.9.4. Calcul des coûts :

III.9.4.1. Calcul du coût de la digue :

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

Tableau .III.43 : coût de la digue.

Largeur déversant (m)	volume de la digue (m ³)	Coût de la digue (millions de DA)
8	12625	10100000
9	12115	9692000
10	11825	9460000

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètre, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 400 DA

III.9.4.2. Calcul du coût de l'évacuateur de crues :

a) Coût du déversoir :

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversant épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant à la suite l'instabilité de l'ouvrage. Le coefficient de débit est $m = 0.49$

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

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1,85} \dots\dots\dots (III-58)$$

Ou :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dév} = S.L$$

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à vingt-cinq mille dinars Algériens 25000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

Tableau .III.44 : coût de déversoir.

largeur déversants (m)	volume du béton (m ³)	Coût du déversoir (millions de DA)
8	16	400000
9	18	450000
10	19.6	490000

En fixant le mètre cube du béton armé à 42000 DA

b) Calcul du coût du coursier :

On opte pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement.

La longueur approximative du coursier est 45 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \dots\dots\dots \text{(III-59)}$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale respectivement à 0,5 et 0,5 mètre et le coût des terrassements égale à 1000 DA..

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e,\text{max}})^{0,4} \dots\dots\dots \text{(III-60)}$$

Le volume du déblai est donné par :

$$V_{\text{déblai}} = \sum \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots \text{(III-61)}$$

S_i, S_{i+1} : les sections des coupes déterminé après la carte topographique.

d : la distance entre deux coupes.

Le Tableau (III.47) nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau .III.45 : coût de coursier.

largeur déversants (m)	volume du béton (m ³)	Coût de coursier (millions de DA)
8	255	6375000
9	216	6525000
10	310	7750000

Le coût total du barrage :

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

Tableau .III.46 : coût totale du barrage.

largeurs déversants (m)	coût de la digue (millions de DA)	coût de l'évacuateur de crue (millions de DA)		coût total (millions de DA)
		déversoir	coursier	
8	10100000	400000	6375000	16875000
9	9692000	450000	6525000	16667000
10	9460000	490000	7750000	17700000

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure (III.18), la largeur déversante donnant le coût minimum est 9 mètre.

Donc la hauteur du barrage est : $H_b = 13.0$ m

Et le niveau de la crête ▼ Crête = 1252.25 mètre

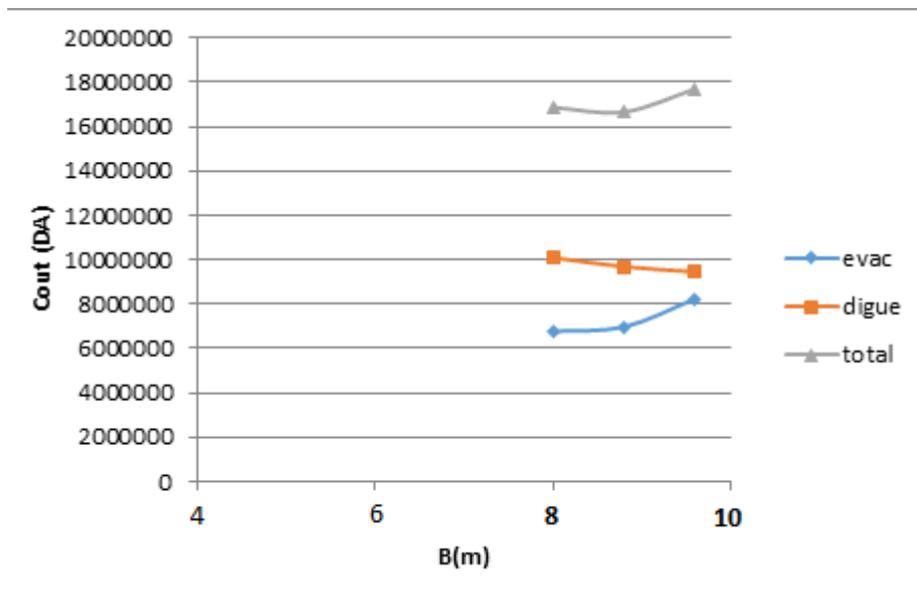


FIG.18. variation des différents coûts en fonction de largeur du déversoir

Tableau .III.47 : Volumes et débits déversants

cote(m)	h(m)	q (m ³ /s)	v(Mm ³)	1/2qT(Mm ³)	v+1/2qt(Mm ³)
1250	0	0	0	0,1236	0,1236
1252,2	0,1	0,82219219	0,00073997	0,129625	0,13036497
1252,4	0,2	1,3255107	0,00209296	0,13465	0,13674296
1252,5	0,3	2,27223595	0,00384501	0,14025	0,14409501
1252,6	0,4	5,57753753	0,00591978	0,14555	0,15146978
1252,7	0,5	9,19238816	0,00827315	0,1514	0,15967315
1252,8	0,6	12,083708	0,01087534	0,157375	0,16825034
1252,9	0,7	13,2272125	0,01370449	0,162975	0,17667949
1253,0	0,8	15,6040856	0,01674368	0,169275	0,18601868
1253,1	0,9	22,1991892	0,01997927	0,17545	0,19542927
1253,2	1	23.635445	0,0234	0,179275	0,202675
1253,3	1,1	25,9959331	0,02699634	0,185875	0,21287134
1253,4	1,2	27,1778876	0,0307601	0,192675	0,2234351
1253,5	1,3	29,5379294	0,03468414	0,199125	0,23380914
1253,6	1,4	31,0690608	0,03876215	0,2059	0,24466215
1253,7	1,5	34,76505	0,04298854	0,212375	0,25536354
1253,8	1,6	37	0,04735827	0,2198	0,30365827

Tableau .III.48 : Le calcul du laminage

	$Q_i(m^3/s)$	$\hat{Q} (m^3/s)$	$(\hat{Q} - q)m^3/s$	$(Q-q)T(m^3)$	$v+1/2qT(m^3)$	$q(m^3/s)$
0	0	1,01	1,01	1818	123600	0
0,25	0,94	5,055	4,555	8199	125418	0,0
0,5	3,78	15,145	11,645	20961	133617	0,25
0,75	8,49	26,295	18,295	32931	154578	1.25
1	15.10	38,5	23,5	42300	187509	3.325
1.25	23,61	53,75	29,75	53550	229809	17.625
1.5	33,89	46,46	12,46	22428	283359	26.685
1.69	43.13	42,6	-0,4	-720	305787	37.00
1.75	26,17	21,735	-4,765	-8577	305067	20.545
2	20,3	11,875	-8,125	-14625	296490	14.321
2.25	15,45	9,02	-5,98	-10764	281865	8.366
2,5	10,59	2,145	-8,855	-15939	271101	4.385
2.75	7,7	1,25	-6,75	-12150	255162	2.315
3.0	4,8	1,405	-6,595	-11871	243012	1.365
3.25	3,01	31,555	-2,945	-10701	231141	0.94
3,5	0,76	26,695	-2305	-11349	220440	0.235
4	0,29	21,86	-1,64	-8352	209091	0.126
4,5	0,06	16,965	-1,035	-16263	200739	0.002
4.75	0,0	12,105	-0,395	-13311	184476	0.00
5.1	0,0	7,28	-5,72	-10296	171165	0

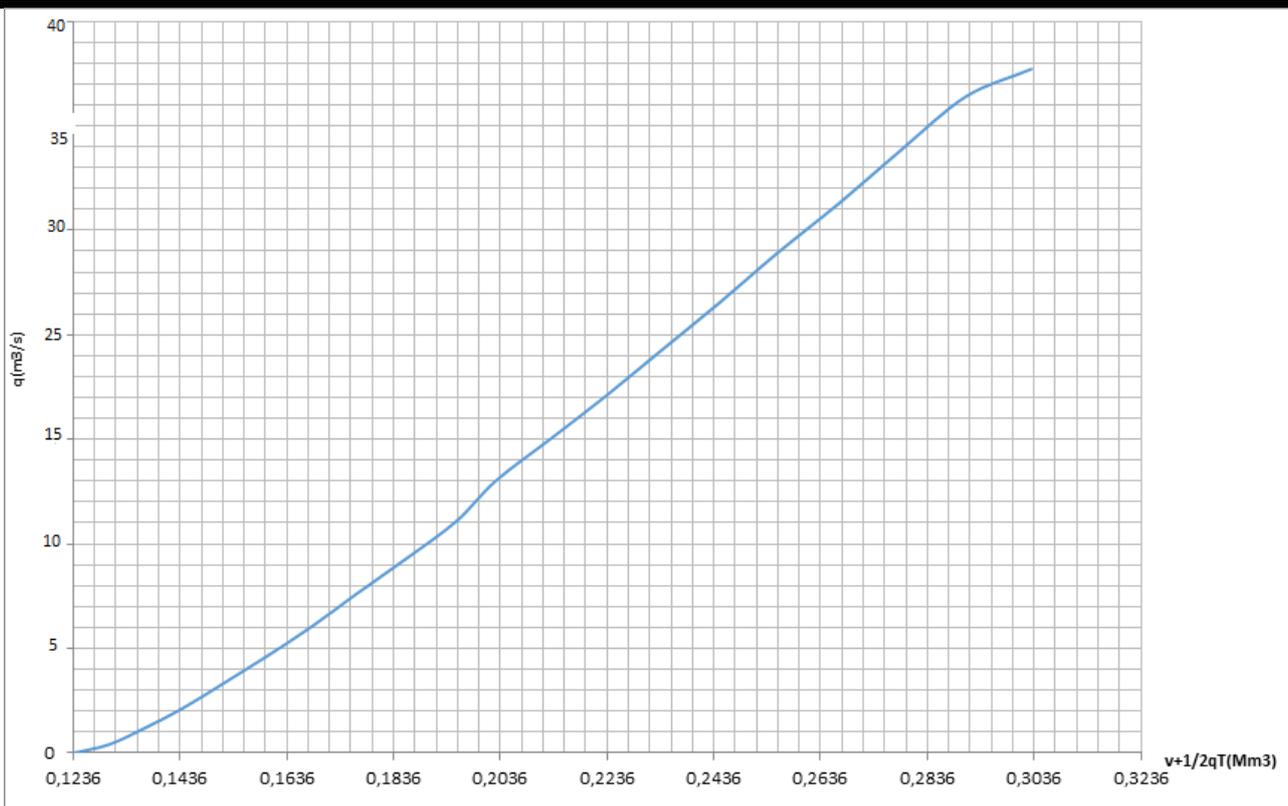


FIG.III.20 Hydrogrammes des débits entrant et sortant

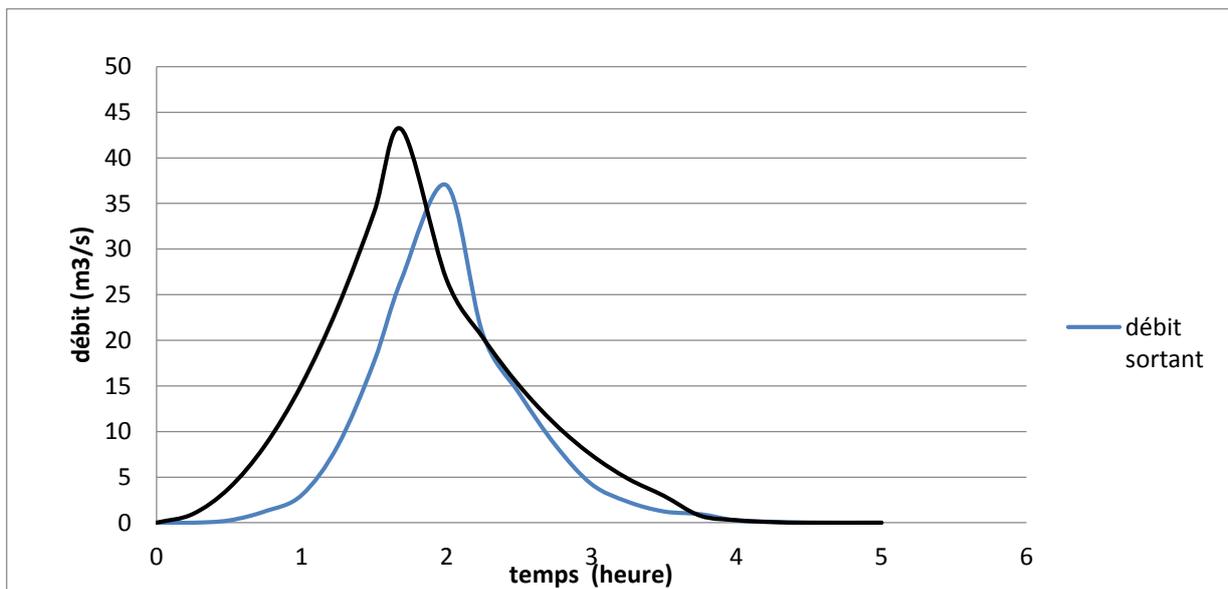


Fig.III.19 courbes des débits déversants

Tableau .III.49 : les caractéristiques du barrage.

Dénomination	Unité	Quantité
Volume mort	M.m ³	0.0125
Volume utile	M.m ³	0.135
Volume au niveau normal de la retenue	M.m ³	0.1475
Cote de fond (▼ fond)	m	1239
Cote au niveau mort (▼NVM)	m	1244.8
Cote au niveau normal de retenue (▼NNR)	m	1250
Cote de plus hautes eaux (▼NPHE)	m	1251
Cote de la crête (▼crête)	m	1252
Largeur de déversoir	m	9.00
La hauteur de charge déversé.	m	1.6
Le débit évacuer	m ³ /s	37

Conclusion:

Dans cette partie, on a déterminé les différents paramètres hydrologiques : La cote du niveau normal de la retenue, la cote du niveau du volume mort, le volume utile, le volume mort, Niveau maximal des eaux PHE et le volume normale de la retenue.

Chapitre IV

Etude des variantes

Introduction :

Avant de lancer toute opération de construction, il faudra savoir qu'un barrage n'est pas un tas de terre à édifier en poussant simplement les matériaux au buteur à la pente naturelle du talus, mais il faut prendre en considération certains paramètres qui sont primordiales pour le choix du site et du type de barrage à réaliser.

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

IV.1. Le choix du site de la retenue:

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

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

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

IV.2. Le choix du type de barrage :

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

➤ IV.2.2 La topographie du site:

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

➤ IV.2.3 La morphologie de la vallée :

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

conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations le permettent.

➤ **IV.2.4 Les conditions géologiques et géotechniques :**

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

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

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

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

➤ **IV.2.5 Les Matériaux de construction :**

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

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

IV.3. Les variantes à choisir :

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géologiques et géotechniques, du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux et on a trois variantes au choix.

IV.3. 1 Barrage en terre homogène :

C'est le plus simple à réaliser, du faite que l'abondance des gisements d'argile dont les propriétés « aptitude au compactage » s'avèrent généralement favorable à la confection des remblais étanches et stables. Mais il faut prévoir un drainage très efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont, pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un

volume très important de matériaux argileux imperméable ayant des caractéristiques identiques dans tout le corps du barrage.

IV.3. 2Barrage zoné :

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone, la fonction d'étanchéité est assurée par un noyau qui s'intercale entre deux recharges (amont – aval). Ce noyau interne a l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuites.

IV.3. 3Barrage en terre à masque :

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

On peut exécuter le masque après l'édification du remblai. Le masque est facilement réparé lorsqu'il y a des altérations extérieures mécaniques ou thermiques.....etc.

IV.4.Fixation du choix définitif du type de barrage :

On dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution barrage en terre homogène (**type 1**) s'impose comme la plus économique. Pour le choix de la variante, on a pris en considération :

- Facilité de la réalisation ;
- Zones d'emprunts;
- Existences de carrière de matériaux de construction ;
- Distance des zones d'emprunts ;
- Conditions climatiques (températures, précipitations,...)
- Sismologie ;
- Volume des matériaux de construction;
- Dispositif d'étanchéité ;

- Technologie de réalisation, coûts,....

Si l'on dispose de matériaux fins en quantité limitée et suffisamment de matériaux grossiers exploitables, on peut envisager la construction d'un barrage en terre zoné (**type 2**) avec noyau ou massif amont assurant l'étanchéité et recharges stabilisatrices grossières. Ce type de solution présente toute fois l'inconvénient d'une mise en œuvre par zone qui sera d'autant plus compliquée et onéreuse que le site est étroit et qu'il peut contrarier l'évolution des engins. Un autre inconvénient est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones. Par contre, surtout pour les ouvrages relativement importants, les matériaux grossiers peuvent permettre un raidissement des talus.

Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir à une étanchéité artificielle (**type 3**).

Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géomembrane et la paroi moulée.

IV.4.1. Etude comparative :

Une étude de comparaison 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.4.2.Cote en crête du barrage :

- **IV.4.2.1 Niveau des plus hautes eaux:**

Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de retenue (NNR = 1250m)

majoré de la charge déversante déjà déterminée (h = 1.0m).

$$NPHE = NNR + h$$

$$NPHE = 1251 \text{ m}$$

- **IV.4.2.2 La revanche:**

La revanche a été calculée préalablement dans l'étude d'optimisation et elle est de 1.05m ce qui fait que la hauteur du barrage est de 13.2 m.

Donc la cote en crête est : NCR=1252.05 m

IV.5. Conception de la digue:**IV.5.1. Largeur en crête :**

La largeur en crête est calculée dans l'étude d'optimisation et elle est de 6m.

IV.5.2. Longueur en crête:

La longueur en crête par rapport à l'axe défini de la digue est:

$L=164$ m

IV.5.3 Pente des talus:

Tableau. IV.01 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

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

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

- Parement amont $m_1 = 3$.
- Parement aval $m_2 = 2,5$.

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

IV.5.4. Volume du corps du barrage :

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

$$V_b = \sum V_i \quad ,$$

$$\text{Tel que : } V_i = \frac{[w_i - w_{i+1}]}{2} L_i$$

V_i : volume du barrage dans la coupe i ;

W_i : section transversale du barrage dans la coupe i ;

L_i : distance entre deux coupes voisines.

$$W_{i1} = \frac{[b + B_{pi}]}{2} H_{bi}$$

b : largeur du couronnement ;

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) H_{bi}$$

m_1 : pente du talus amont ;

m_2 : pente du talus aval

IV.5.5. Variantes envisagées

1^{ère} variante : barrage homogène avec un drain vertical.

2^{ème} variante : barrage en terre de profil zoné.

3^{ème} variante : barrage en enrochement avec noyau limono argileux.

IV.5.6. Protection des talus:

Les talus doivent être protégés contre les dangers naturels: l'érosion provoquée par le batillage des vagues, le ruissellement des eaux de pluie, l'action des vents.

Cette protection prémunit également des dangers externes : les animaux creuseurs de terriers dans le corps de la digue, le piétinement des troupeaux domestiques, et les agissements de l'homme.

Talus aval:

-Pour les barrages en sol homogène la solution la plus répandue et la plus économique consiste à réaliser un enherbement sur une couche de terre végétale d'une épaisseur de 40 cm, ou bien une couche d'enrochement d'épaisseur de 40cm pour plus de sécurité.

Pour les barrages zonés la solution la plus appropriée fut la protection des parements par des enrochements.

Le barrage en enrochement ne nécessite aucune protection car son corps est constitué d'enrochement.

-Talus amont:

Il est protégé contre les effets des vidanges rapides, le batillage des vagues et les averses violentes.

On rencontre différents types de protection :

- en béton ;
- en béton armé ;
- aspartique ;
- en enrochement.

On opte pour une protection en enrochement, cette protection consiste à la réalisation de couches d'épaisseurs prédéterminées de blocs de pierre de dimensions appropriées (rip-rap). Le matériau devra être sain, d'un poids capable de résister à la poussée des vagues.

Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues et de leurs vitesses de propagation par les méthodes suivantes:

IV.5.6. Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement :

Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, on utilise plusieurs méthodes.

La méthode de « U.S.ARMY »

Les ingénieurs de l'USArmy 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.

Les valeurs de l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement et D_{50} min sont données par le tableau IV-02

Tableau IV-02 : L'épaisseur min de la couche d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimum de la couche d'enrochement (m)	D ₅₀ minimum (m)
0 à 30	0,30	0,20
0,30 à 0,60	0,40	0,25
0,60 à 1,20	0,45	0,30
1,20 à 1,80	0,55	0,40
1,80 à 2,40	0,70	0,45
2,40 à 3,00	0,80	0,55

Pour notre cas, $0,6 < H_v < 1,2$ m, on trouve que l'épaisseur min de la couche d'enrochement égale à 0,45m, et le D₅₀min égale à 0,3m.

D'où:

$e = 0,45\text{m}$; $D_{\text{min}} = 0,3\text{m}$.

Conclusion:

En analysant les résultats obtenus, on adopte pour la suite du dimensionnement de la digue une épaisseur de couche $e = 40\text{cm}$ et un diamètre moyen de 30cm. Donc une protection du talus amont d'une épaisseur de 40cm d'enrochement avec 30cm de filtre (lit de gravier et sable).

IV.5.7 Protection de la crête :

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

IV.5.8 Le noyau pour la deuxième variante:

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:

$$I = \frac{\Delta H}{b_{\text{moy}}} \leq I_{\text{adm}} \dots \dots \dots \text{(IV-1)}$$

I_{adm} : gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.

b_{moy} : largeur moyenne du noyau.

ΔH : la charge d'eau.

Le tableau suivant nous permet de choisir les valeurs:

Tableau IV.03 : Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

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

La largeur en crête minimale du noyau est:

$$b_{\text{ine}} = 1/6.H_b$$

$$b_{\text{min}} = 2.2\text{m}$$

Donc on adopte:

$$b_{\text{min}} = 2.0 \text{ m}$$

Le noyau est ancré dans la fondation d'une profondeur égale à 2.5 m La pente de la clé d'étanchéité est : $m = 1$.

De la hauteur du noyau on tire la largeur à la base du noyau, la hauteur du noyau est:

$$H_n = H_b - 1 = 12.2 \text{ m}$$

La largeur en base est:

$$b_{\text{base}} = 2.m_1.H_n + b_{\text{min}} = 14 \text{ m}$$

La profondeur du noyau dans la parafouille est de:

$$H_p = H_f + H_a$$

H_p : profondeur de la parafouille (en m).

H_f : profondeur de la fondation ($H_f = 2\text{m}$).

H_a : profondeur d'ancrage du noyau dans le substratum ($h_a = 0.5\text{m}$).

$$H_p = 2.5\text{m}.$$

La largeur à la base du noyau doit être vérifiée à la condition suivante

$$I = \frac{\Delta H}{b_{\text{base}}} \leq I_{\text{adm}} \dots \dots \dots \text{(IV-2)}$$

Ou :

ΔH : la charge d'eau:

$$\Delta H = H_1 - H_2$$

H_1 : hauteur d'eau correspond au NPHE ($H_1 = 12\text{m}$).

H_2 : hauteur d'eau à l'aval du barrage ($H_2 = 0\text{m}$).

$$\Delta H = 12\text{m}$$

Le gradient admissible pour notre cas égal à 1.95.

A partir de la condition citée ci-dessus on tire $b_{\text{base adm}}$:

$$b_{\text{base adm}} > \Delta H / I_{\text{adm}}$$

$$b_{\text{base}} = 6.15 \text{ m}$$

Et comme pour notre cas b_{base} est supérieure à $b_{\text{base adm}}$, donc la condition est vérifiée.

$$b_{\text{base noyau}} > b_{\text{base admissible}}$$

La largeur moyenne du noyau est:

$$b_{\text{moy}} = (b_{\text{min}} + b_{\text{base}}) / 2 = 8 \text{ m}$$

$$I = 0.81 < I_{\text{adm}}$$

Condition vérifié.

IV.5.9. Etanchéité de la fondation:

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer une bonne liaison entre la fondation et le corps de la digue. Elle doit être réalisée lorsque la fondation imperméable n'est pas atteinte après décapage.

Pour les deux premières variantes une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de l'argile.

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

- La clé d'étanchéité est constituée d'argiles compactées dans les deux variantes.
- La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 2.5m
- La pente des talus de la clé d'étanchéité est $m = 1$.
- Pour la 3ème variante l'étanchéité de la fondation est assurée par l'ancrage du masque amont en géomembrane jusqu'au substratum.

IV.5.10. le drainage du barrage:

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

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

- Variante I :

Un drain vertical (pour protéger au maximum le talus aval contre les pressions interstitielles et les sous-pressions) peut être incorporé au centre de la digue homogène se compose de graviers d'une largeur égale à 1.5 m et une couche de 15 cm de sable. Ce drain vertical à une hauteur de 9 m est relié au pied du talus aval par un drain horizontal (tapis drainant) identique au drain vertical de tout point de vue, il est relié à la restitution (oued) par un drain prisme qui va participer à la stabilité de l'ouvrage.

- Variante II :

Un drain prisme situé au pied du talus aval. Ce drain est constitué d'un massif de forme triangulaire en enrochements et d'une couche de 15 cm de gravier et 15 cm de sable du côté interne. Le noyau est protégé de par et d'autre par des zones de transition.

- Variante III :

La 3ème variante ne nécessite pas de drainage pour la digue car elle est totalement étanche mais il se peut qu'on prévoie des puits drainants sous le massif rocheux pour dissiper les sous pressions de la fondation.

IV.6. Fondation:

L'exigence essentielle pour la fondation d'un barrage c'est de garantir un support stable pour remblai sous toutes les conditions de saturation des charges, et de garantir une résistance suffisante à l'infiltration contre les renards et les pertes d'eau.

IV.7. Dispositif des drains et filtres:**IV.7.1. Les drains :**

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Il y aura abaissement de la ligne de saturation, diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle, et accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir normalement une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée. Ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée (drain vertical). Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et en conséquence soigneusement lavés si nécessaire.

Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

-Dimensionnement du drain prisme:**-Dimensionnement de prisme:**

Hauteur:

$$h_p = (0.15 \div 0.2) h_b \dots \dots \dots (IV-3)$$

h_b : Hauteur du barrage ($h_b = 13m$)

On prend $h_p = 0.19 h_b$

Ce qui nous donne: $h_p = 2.5m$

Largeur en crête:

$$b_p = (1/3 \div 1/4) h_{dr} \dots\dots\dots(IV-4)$$

On prend : $b_p = 1/3 h_{dr} = 0.33 * 2 = 0.82m$

On prend: $b_p = 1 m$

Fruits des talus :

$$m_2 = (1.5 \div 2.5) \text{ on prend } m_2 = 2.5$$

$$m_1 = (1 \div 1.75) \text{ on prend } m_1 = 1.00$$

-Dimensionnement du Drain tapis:

$$L_d = 1/4 L_b \dots\dots\dots (IV-5)$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale du barrage ($L_b = 57.76m$)

On trouve $L_d = 15m$.

IV.8.Evaluation du prix total des différents matériaux:

a) 1ère variante:

Pour un barrage homogène d'une hauteur de 13.0m on prend les pentes des talus: $m_1 = 3$.
 $m_2 = 2,5$.

Les résultats de calcul sont exprimés dans le tableau suivant:

Tableau IV.04: Coût de la digue (1ère variante) :

Désignation	Unité	Quantité (m ³)	P.U (DA)	Montant (DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m ³	761	300	228300
Enrochement	m ³	1476,44065	800	1181152,52
Gravier	m ³	2249,4465	600	1349667,9
Sable	m ³	622,4246	600	373454,76
Remblai en argile compacte	m ³	11891,94	600	7135164
Produit asphaltique	m ³	209	1000	209000
Montant total =10476739DA				

b) 2^{ème} variante:

Pour un barrage à zones on prend les pentes des talus amont et

aval: $m_1=3$, $m_2=2.5$

Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.05: Coût de la digue (2^{ème} variante) :

Désignation	Unité	Quantité (m ³)	P.U (DA)	Montant (DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m ³	761	300	228300
Enrochement	m ³	12821	800	10256800
Gravier	m ³	609	600	365400
Sable	m ³	623	600	373800
Noyau	m ³	3271	600	1962600
Produit asphaltique	m ³	209	1000	209000
Montant total =13395900DA				

c) 3^{ème} variante:

Pour un barrage en enrochements on prend les pentes des talus amont et aval:

$m_1=m_2= 3$; Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.06: Coût de la digue (3^{ème} variante) :

Désignation	Unité	Quantité (m ³)	P.U (DA)	Montant (DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m ³	761	300	228300
Enrochement	m ³	17298,1508	800	13838520,6
Gravier	m ³	631,9683	600	379180,98
Sable	m ³	646,2759	600	387765,54
Géomembrane	m ³	148,93852	1000	148938,52
Produit asphaltique	m ³	209	1000	209000
MONTANT TOTAL=15191705,7DA				

Conclusion:

Les trois variantes sont faisables mais on s'est penché vers la première variante (digue homogène) car on a les matériaux qu'il faut à moindre coût avec facilité de réalisation. Ce dernier remplit les conditions suivantes :

- Une imperméabilité suffisante ;
- Insoluble dans l'eau ;
- Une faible teneur en matière organique (<5%) ;
- Ne pas se fissurer sous l'effet des tassements ;
- Une grande résistance au cisaillement et un maximum de densité sèche.
- Economique....
- L'utilisation optimale des matériaux de la zone d'emprunt

CHAPITRE V

ETUDE LA VARIANTE DE LA RETENUE

Introduction :

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

Le terme terre couvre toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même on utilise des roches altérées facilement compactables, tel que les laterites, des schistes et grès tendres....etc.

Le choix de type de barrage se fait en fonction de caractéristiques locales en particulier de la même nature de sol de fondation et de la forme de vallée, des problèmes de transport d'avoisinement, de l'extraction des matériaux des constructions de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

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

Variante retenue :

Variante : barrage homogène avec un drain vertical.

V.1. Dimensionnement :**V.1.1. la revanche du barrage :**

Un barrage en remblai ne supporte pas la surverse, ni le déferlement de vagues par-dessus la crête, si non le talus aval et la crête du barrage seraient alors assez rapidement érodés, le phénomène pouvant aller jusqu'à l'ouverture d'une brèche, ce risque de déferlement de vagues doit être circonscrit par l'adaptation d'une revanche suffisante entre le PHE et la cote de la crête.

Le dimensionnement de la revanche tient compte de la hauteur potentielle des vagues (elle-même en fonction de la vitesse du vent et de la longueur du plan d'eau) et de l'effet de projection de l'eau vers la crête lorsque les vagues viennent buter contre le talus amont.

$$R=1.05m$$

V.1.2. la hauteur du barrage :

Elle est donnée par la relation :

$$H_{\text{bar}} = h_{\text{NNR}} + h_d + R + t \quad \dots\dots\dots (V-1)$$

H_{NNR} : Hauteur au niveau normal de la retenue déterminée;

h_d : Hauteur d'eau correspond au volume forcé en [m] ;

R : Revanche du barrage en [m];

t : le tassement

$H_b = 11 + 1.0 + 1.05 + 0.15 = 13.2 \text{ m}$

V.1.3. largeur en crête :

La largeur en crête est calculée dans l'étude d'optimisation et elle est de 6 m.

$b_{\text{cr}} = 6 \text{ m}$

V.1.4. Pentes des talus :

Elles varient en fonction de la hauteur du barrage et du type de matériaux et sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. en ce qui concerne le massif, pour déterminer la pente des parements, on se donne en général des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux et on vérifie par une méthode de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes, le Tableau suivant donne les Valeurs indicatives des pentes des talus.

Tableau .V.01 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

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

Dans notre cas : Pour le parement amont la pente du talus est 1/3 et pour le parement aval la pente du talus est 1/2,5.

V.1.5. Protection des talus:

-Talus amont :

Il est protégé contre les effets des vidanges rapides, le batillage des vagues et les averses violentes.

On rencontre différents types de protection :

- en béton ;
- en béton armé ;
- asphaltique ;
- en enrochement.

On opte pour une protection en enrochement, cette protection consiste à la réalisation de couches d'épaisseurs prédéterminées de blocs de pierre de dimensions appropriées (rip-rap).

Le matériau devra être sain, d'un poids capable de résister à la poussée des vagues. Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues et de leurs vitesses de propagation par les méthodes suivantes:

- Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement :

Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, on utilise plusieurs méthodes.

La méthode de « U.S.ARMAY »

Les ingénieurs de l'USArmy 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.

Les valeurs de l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement et D_{50} min sont données par le tableau V-02

Tableau V.02 : L'épaisseur min de la couche d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimum de la couche d'enrochement (m)	D_{50} minimum (m)
0 à 30	0,30	0,20
0,30 à 0,60	0,40	0,25
0,60 à 1,20	0,45	0,30
1,20 à 1,80	0,55	0,40
1,80 à 2,40	0,70	0,45
2,40 à 3,00	0,80	0,55

Pour notre cas, $0,6 < H_v < 1,2$ m, on trouve que l'épaisseur min de la couche d'enrochement égale à 0,45m, et le D_{50} min égale à 0,3m.

D'où:

$e = 0,45\text{m}$; $D \text{ min} = 0,3\text{m}$. et un lit de gravier et sable de 30cm.

1- l'épaisseur d'enrochement =40 cm

2- l'épaisseur de gravier =15 cm

3- l'épaisseur de sable =15 cm

Le talus aval :

Sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement on adopte un épaisseur d'enrochement $e = 0,40\text{cm}$ et un lit de gravier et sable de 30cm.

a- l'épaisseur d'enrochement =40 cm

b- l'épaisseur de gravier =15 cm

c- l'épaisseur de sable =15 cm

Protection de la crête :

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

V.1.6 Etanchéité de la fondation:

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

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

Pour les deux premières variantes une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de l'argile.

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

-La clé d'étanchéité est constituée d'argiles compactées.

- La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 5m

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

V.1.7 les drains :

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Il y aura abaissement de la ligne de saturation, diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle, et accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir normalement une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée. Ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée (drain vertical). Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et en conséquence soigneusement lavée si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

a) Dimensionnement du Drain tapis:

$$L_d = 1/4 L_b \dots \dots \dots (V-2)$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale du barrage ($L_b=57.76m$)

On trouve $L_d = 15m$.

B) Dimensionnement de prisme:**Hauteur:**

$$h_p = (0.15 \div 0.2) h_b \dots \dots \dots (V-3)$$

h_b : Hauteur du barrage ($h_b=13.2m$)

On prend $h_p = 0.19 h_b$

Ce qui nous donne: $h_p = 2.5 m$

Largeur en crête:

$$b_p = (1/3 \div 1/4) h_{dr} \dots \dots \dots (V-4)$$

On prend : $b_p = 1/3 h_{dr} = 1/3 * 2.5 = 0.81m$

On prend: $b_p = 1 m$

Fruits des talus :

$m_2 = (1.5 \div 2.5)$ on prend $m_2 = 2.5$

$m_1 = (1 \div 1.75)$ on prend $m_1 = 1.00$

c) Dimensionnement drain vertical.

Le drain vertical placé au centre du barrage constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 2m.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant pour drainer les fondations, en assurant le collage entre le drain vertical et le drain tapis filtrant. Le niveau du drain vertical est celui le niveau des plus hautes eaux les plus hautes.

$$ND_v = NNR + 1.05 = 1249 + 1.05 = 1250 \text{ m}$$

d) Choix du drain de talus et de la tranchée drainant :

Pour éliminer les effets des affouillements, on a prévu un drain du talus en enrochement (type trapézoïdal) ; le long du talus aval, dans ce cas l'eau s'infiltré à travers la digue passe par le filtre et sera contrôlé par le drain du talus pour pouvoir évacuer les eaux de fondation. On pourra drainer en aval en creusant une tranchée.

e) Drain vertical (ou drain incliné) :

Appelé couramment drain cheminé est placé au centre du barrage, et constitue une solution efficace pour intercepter les eaux d'infiltration.

Ce drain est constitué d'un rideau d'une largeur minimale de 2m en matériau grossier (sables et graviers) dont la granularité est choisie de façon à ce que les conditions de filtre soient satisfaites.

Le drain inclinée peut être également constitué uniquement du gravier, dans ce cas le rôle de filtre est assuré par un tissu synthétique appelé tissu non tissé placé au fond de tranché, le long de la paroi amont, le long de la paroi avale, et au-dessus du drain.

V.2.Calcul des filtres :

Les filtres sont constitués de deux couches successives de matériaux perméables, de granulométrie de plus en plus fins depuis le drain vers le massif, assurant ainsi la transition entre le drain et les éléments fins des terrains drainés;

Dans un ensemble filtrant, chaque couche doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente dans le sens de l'écoulement de l'eau;

Un filtre ne doit ni se colmater ni se dégrader par entraînement de ses éléments.

On désigne par D_p et d_p les diamètres des grains du filtre et du matériau filtré.

- Selon la condition de TERZAGUI, une couche filtrant sous les pierres est

indispensable si $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$

$D_{15} = 20\text{mm}$: (Enrochement) Diamètre des particules à 15%

$d_{85} = 16,50\text{mm}$: (Gravier) Diamètre des particules à 85%

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{20}{16.5} = 1.21 < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée donc malgré ça, on doit prévoir une couche de préparation, c'est à dire une couche de sable de 15cm.

a) Vérification du contact remblai, recharge (gravier):

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

D_{15} : Diamètre des particules (gravier).

d_{85} : Diamètre des particules du corps du remblai (argile).

$D_{15} = 0,4 \text{ mm}$ $d_{85} = 0,06 \text{ mm}$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.4}{0.06} = 6.66 > 4$$

Donc il est nécessaire de prévoir un filtre inversé c.-à-d. une couche de sable de 15cm

b) Détermination de la granulométrie du filtre :

$$D'_{15} = (3 \div 4) \cdot d_{85} = (3 \div 4) \cdot 0.06$$

Avec : $d_{85} = 0,06\text{mm}$ Diamètre à 85% du sol du remblai de la digue (argile)

$$D'_{15} = (0.18 \div 0.24) \quad D'_{15} = 0.20\text{mm}$$

D'après le fuseau granulométrique, on remarque une bonne satisfaction de la condition.

D'_{15} : varie entre $(0.14 \div 0.4) \text{ mm}$

c) Vérification de la condition d'absence de phénomène de renard, dans le filtre choisi :

La condition de l'absence du renard au massif du sol.

$$\frac{D'_5}{D'_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{UF} (1 + 0,05UF) \frac{n}{1-n}$$

UF : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre.

$$UF = \frac{D'_{60}}{D'_{10}} = \frac{1,2}{0,18} = 6,67$$

$$D'_5 = 0,12 \text{ mm} \quad \text{et} \quad D'_{17} = 0,25 \text{ mm}$$

$$n = n_0 - 0,1 \log (UF)$$

$$n^0 = 0,45$$

$$n = 0,45 - 0,1 \log 6,67$$

$$n = 0,32$$

$$\frac{D'_5}{D'_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{6,67} (1 + 0,05 \cdot 6,67) \frac{0,32}{1 - 0,32} = 0,27$$

$$\frac{D'_5}{D'_{17}} = 0,48 > 0,27$$

Il n'y a pas de risque de l'apparition du phénomène du renard dans le filtre.

d) Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre :

$$K_F > (2 + \sqrt[6]{U_F}) \cdot K_N$$

Où : K_F : Coefficient de perméabilité du filtre 10^{-6} m/s

K_N : Coefficient d'infiltrations du remblai de la digue 10^{-7} m/s.

$$(2 + \sqrt[6]{6,67}) 10^{-7} = 3,35 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$$

$$K_F > 1,14 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

V.3. Etude des infiltrations:**V.3.1. Objectif de calcul d'infiltration :**

L'objectif de cette partie est de déterminer :

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

V.3.2. Positionnement de la ligne de saturation:

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ».

Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ;

La zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

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

$$X = \frac{y^2 - y_0^2}{2 \cdot y_0} \quad \dots\dots\dots (V-5)$$

$$\text{Avec } Y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d \quad \dots\dots\dots (V-6)$$

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b (d = 23.1m).

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont b = 33m

(Déterminé graphiquement).

h : La hauteur d'eau en amont (h = 11 m).

On trouve $Y_0 = 2.485\text{m}$.

Donc l'équation est ; $x = 0.2y^2 - 1.24$

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

Tableau. V.03: Coordonnées de la parabole de KOZENY :

Y (m)	0	2	4	5	7	8	9	10	11
X (m)	-1,24	-0,44	1,96	3,76	8,56	11,56	14,96	18,76	22,96

La parabole de base coupe la face aval du massif central en un point qui sera déterminé à partir de l'équation en coordonnées polaires de cette parabole.

$$\frac{\Delta a}{1 + \Delta a} = f(\theta) \dots\dots\dots (V-7)$$

θ : Angle du Drain ($\theta=90^\circ$).

A partir de l'abaque de CASAGRANDE de l'Annexe on trouve :

$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.26$$

Tel que : $a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos(\theta)} \dots\dots\dots (V-8)$

On trouve : $a=1.839 \quad \Delta a=0.646$

La ligne de saturation de la parabole de KOZENY est représentée dans la planche N04

V.3.3.Calcul du débit de fuite par infiltration :

a) digue :

Nous appliquons la loi de Darcy pour le calcul du débit de fuite à travers le barrage.

$$q = K.I.A \dots\dots\dots (V-9)$$

Avec :

q : débit d'infiltration ($m^2 /s/ml$);

I : gradient hydraulique;

K : Coefficient de perméabilité. ($K=10^{-7}$ m/s);

A : section d'infiltration par unité de longueur.

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

Donc : $q = K.y \frac{dy}{dx}$ (V-10)

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

D'où: $q = K.y_0$ m³/s/ml

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

$y_0 = 2.485\text{m}$

$K = 10^{-7}\text{m/s}$

$q = 10^{-7} * 2.485\text{m}^2/\text{s/ml}$

Donc $Q_I = q.L = 10^{-7} * 2.485 * 164 = 4.1 * 10^{-5}\text{m}^3/\text{s}$

$Q_I = 4.1 * 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$

b) Fondation :

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

$q = K.I.A$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité. ($K = 10^{-8}\text{m/s}$)

$I = H_e/L_b$ (V-11)

(H_e = charge de la retenue = 11 mce, L_b = 58m L'emprise du barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. $A = T.1$ ($T = 2.5\text{m}$ Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où $q = K.I.T$

AN $q = 10^{-8} * \frac{11}{58} * 2,5 = 4.7 * 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s/ml}$

Donc $Q_F = q.L = 4.7 * 10^{-9} * 164 = 7.71 * 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_F = 7.71 * 10^{-7}$

Débit total d'infiltration $Q = Q_F + Q_I = 7.71 * 10^{-7} + 4.1 * 10^{-5} = 4.15 * 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q=4.15.10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

V.3.4. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :

1) dispositif d'étanchéité :

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

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{\text{adm}}$$

ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.

δn : épaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau suivant

Tableau .V.04 : Classification des barrages :

Classe de l'ouvrage	Sol de fondation	
	Rocheux	Meuble
I	Hb>100 m	Hb> 50
II	De 50 à 100 m	De 25 à 50 m
III	De 20 à 50 m	De 15 à 25 m
IV	Hb< 20 m	Hb< 15 m

Notre barrage appartient à la classe IV

Tableau .V.05 : Gradient admissible à travers le remblai terreux

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

$$I_{\text{adm}}=1,95$$

Donc: $\Delta H=11$ m; $\delta n=15.6$ m; $I = 0, 71 \leq I_{adm}$

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

2) fondation du barrage :

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

$$I < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (V-12)$$

Avec :

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

Tableau .V.06 : Gradient admissible pour les fondations d'un remblai :

Type de sol	Classe de l'ouvrage
	IV
Argile compactée	1,08
Limon	0,54
Sable moyen	0,48
Limon sableux	0,34
Sable fin	0,26

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

Tableau .V.07 : Détermination de coefficient de sécurité

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

I_f : gradient d’infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d’après la formule

Suivante :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c'} \dots\dots\dots (V-13)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. ($T_c=2.5m$)

H : charge d'eau ($H=11 m$).

L : longueur à la base du barrage ($L=164m$).

On a donc : $I_f = 0,1$

La fondation est en argile ce qui donne ($I_{cr}=1.08$).

Notre barrage appartient à la classe *IV* ce qui donne ($K_s=1.10$).

On a donc : $\frac{I_{cr}}{K_s} = 0,98$

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

V.4. Etude de stabilité :

V.4.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir pour l'essentiel à la définition de la géométrie de l'ouvrage dont les pentes des talus et des principes de drainage à appliquer. Il est évident qu'un barrage mal dimensionné est instable et porte d'une part préjudice à la sécurité des populations, aux exploitations agricoles et aménagements situés à l'aval et d'autre part entraînera sûrement des travaux d'entretien et de reconstruction dont le coût pourrait influencer d'une manière négative sur l'économie locale.

Schématiquement deux formes d'instabilité mécanique sont à signaler au niveau d'un barrage en remblai à savoir :

- Le glissement des talus ;
- L'instabilité mécanique en fondation peu probable car le remblai sollicité moins sa fondation.

L'analyse de la stabilité du barrage consistera en la détermination des actions, combinaisons dont on retient les plus défavorables vis-à-vis du mécanisme de rupture envisagé.

Ici nous étudierons la stabilité vis-à-vis du risque de glissement des talus.

V.4.2. Stabilité des talus :

Il existe plusieurs méthodes de calcul de stabilité au glissement, les plus courantes sont les méthodes dites de calcul à la rupture dont la méthode de FELLENIUS, BISHOP, TAYLOR ...etc. nous utiliserons ici pour notre cas la méthode de FELLENIUS dite méthode suédoise car c'est la plus pessimiste.

Dans les calculs, nous considérerons les cas de sollicitation suivants :

- Cas01 : fin de construction
- Cas02 : fonctionnement normal
- Cas03 : Vidange rapide

V.4.3. Méthode de FELLENIUS

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

- 1-soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et ou déterminer à priori.
- 2- Soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

- Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

a-1. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

a-2. Glissement en cascade.

a-3. Glissement, puit renard :

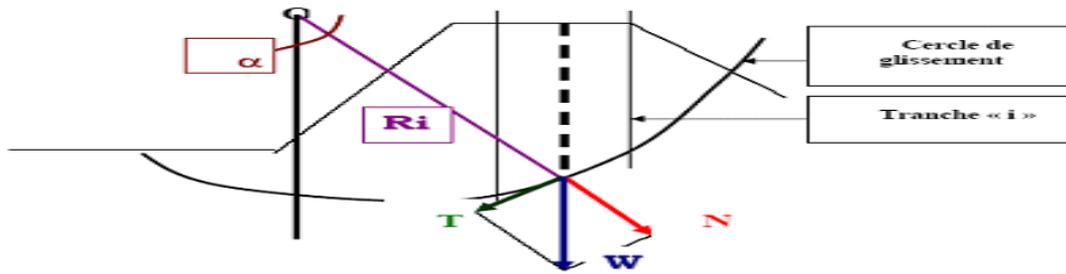


Figure V.01 Forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement (O, Ri)

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

V.4.4. Conséquences de l'instabilité des talus :

- Déformation ou rupture 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).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du 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 amont et talus aval).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau.

Tableau V.08 : Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,3 ÷ 1,2	1,2 ÷ 1,15	1,15 ÷ 1,1	1,1 ÷ 1,50
Spéciales Avec séisme)	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,05

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

- sans séisme : $K_{SS,adm} = 1,1 - 1,5$

- avec séisme : $K_{AS,adm} = 1.05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

V .4.5. Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b = 13.0m$).

($K_1 - K_2$) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau.V.09

Tableau.V.09 les différentes valeurs de K_1 ET K_2

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Pour notre cas :

talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	10.75	24.725
Aval	2,5	0,875	2,025	9.4	21.76

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à côté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0,1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

Composante normale (forces stabilisatrices) : $N= G_n \cos \alpha$ (V-14)

Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T= G_n \sin \alpha$(V-15)

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

V. 4.5.1 Les caractéristiques géotechniques des sols :

Elles sont représentées dans le tableau V-10 suivant :

Tableau V.10: Caractéristique géotechnique

Paramètres	unité	argile
IP	%	6.98
WP	%	19.62
Wopt	%	11.7
γ_d	t/m ³	1.99
WL	%	26.6
γ_s	t/m ³	2.65

La densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$.

V.4.5. 2.Calcul des forces appliquées à chaque tranche :**a) Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :**

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

La formule s'écrit : $G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3)$ (V-16)

h_1 , h_2 , h_3 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation.

γ_2 : densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation.

γ_3 : densité de l'assise.

b : largeur de la tranche.

b) Force de pression interstitielle :

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

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl. \quad \dots\dots\dots (V-17)$$

U : pression interstitielle.

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

γ_w : poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

c) Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl. \quad \dots\dots\dots (V-18)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d) Forces dues au séisme :

$$T = a. G_n \dots\dots\dots(V-19)$$

a : Coefficient de séisme.

G n : Poids de la tranche.

V.4.5. 3. Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ **Les forces stabilisatrices :**

a. Force de frottement :

$$F_1 = N_n \operatorname{tg} \varphi - U \operatorname{dl} \operatorname{tg} \varphi. \dots\dots\dots (V-20)$$

Φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b. Force de cohésion :

$$F_c = c \operatorname{dl} \dots\dots\dots(V-21)$$

Avec :
$$dl = \frac{2.\pi.R.B_i}{360}$$

R : rayon de la courbe de glissement.

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U \operatorname{dl}) \operatorname{tg} \varphi + c \operatorname{dl}] R.$$

➤ **Les forces motrices :**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (N_t), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (V-22)$$

Remarque que :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$$

$$\operatorname{Cos} \alpha = \sqrt{1 - \operatorname{Sin}^2 \alpha} .$$

V.4.6. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

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

a) Retenue pleine :

$$K_{ss} = \frac{\sum (Nn - pi)tg \varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum GnSin \alpha_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots(V-23)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (Nn - pi)tg \varphi_i + \sum Ci.dl}{(1/R) \sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V-24)$$

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction) :

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg \phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots (V-25)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots (V-26)$$

c) Vidange rapide :

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K_{ss} = \frac{\sum Nntg \varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V-27)$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nntg \varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R) \sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V-28)$$

Le tableau v.11 représente les Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Tableau V.11 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

cas de sollicitation		coefficient de sécurité	
		sans séisme $K_{SSadm}=(1.15-1.1)$	avec séisme $K_{AS}=(1.1-1.05)$
Fin de Construction	Talus aval		
	R ₁ =20.1m	2.411	1.451
	R ₂ =22.49m	2.66	1.321
	R ₃ =25.4m	2.23	1.521
	Talus amont		
	R ₁ =19.5m	3.01	1.68
	R ₂ =25m	3.21	1.541
	R ₃ =28.89m	3.425	1.71
Fonctionnement Normal	Talus aval		
	R ₁ =16.6m	2.21	1.88
	R ₂ =21.15m	2.321	1.82
	R ₃ =25.15m	2.412	1.72
<i>Vidange Rapide</i>	Talus amont		
	R ₁ =21.88m	2.594	1.914
	R ₂ =25.36m	3.414	2.32
	R ₃ =28.54m	3.443	1.821

Conclusion :

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

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

Chapitre
VI
Etude des variantes
des
Ouvrages annexes

Introduction :

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

Les ouvrages annexes prévus pour le retenu sont :

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

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

VI.1. L'évacuateur de crues:

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux.

Un barrage s'il retient l'écoulement, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles, mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge.

On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crue.

VI.1.1. Différents types d'évacuateurs de crue:**VI.1.1.1. Evacuateur de crues en puits (tulipe) :**

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

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

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

- a) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

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

VI.1.1.2. Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral :

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

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

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

VI.1.1.3. Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal :

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

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

⊕ VI-1.1.4. Evacuateur de crues en siphon :

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

- ⊕ Aucune exigence topographique.
- ⊕ Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- ⊕ L'amorçage et le désamorçage.
- ⊕ Entretien indispensable.
- ⊕ Débit faible à évacuer.
- ⊕ Dispositif sur le corps de la digue.

VI.1.2. Choix de l'évacuateur de crue:

Près de la moitié des cas de destruction des barrages en en terre provient des submersions dus à une insuffisance ou à une absence d'évacuateur de crue. Pour cela il faudra prendre plusieurs facteurs en considération

- a) **topographie** : l'oued présente des rives avec une pente plus ou moins douce alors que ce dernier se dirige vers la rive gauche en aval ainsi qu'il y a un talweg qui véhicule les eaux déversées vers ce dernier ce qui favorise l'implantation de l'axe de l'évacuateur de crues sur la rive gauche ceci va diminuer les travaux d'excavation ainsi que ces conditions nous permettent d'implanter un évacuateur latéral à entonnement frontal.
- b) **Géologie** : d'après les sondages implantés sur l'axe de la digue notamment sur la rive gauche de l'oued on remarque que la formation géologique de la dite rive pourra supporter un ouvrage en béton aussi qu'on remarque la présence des alluvions ainsi que l'absence des roches dans la fondation du barrage ce qui défavorise la réalisation d'un tunnel ou d'une galerie.
- c) **Fonctionnement** : au contraire de l'évacuateur tulipe l'évacuateur à ciel ouvert ne représente aucun danger lors de l'évacuation en plus il est plus facile à entretenir.
- d) **Réalisation** : dans notre cas le type le plus adapté du point de vue réalisation est l'évacuateur latéral.
- e) **Conclusion** :

Le type d'évacuateur choisi est un évacuateur latéral à entonnement frontal.

VI.1.3- Dimensionnement de l'évacuateur de crue:

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.

- Un chenal.
- Un convergeant.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de restitution.

a) Dimensionnement et calcul hydraulique des éléments constituant l'évacuateur de crue:

a.1. Canal d'approche: Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

H: la charge d'eau sur le déversoir $H=1,6$ m.

$H+P=2,6$ m

Vitesse d'approche:

La vitesse est donnée par la relation suivante:

$$V = \frac{Q}{(P+H)b}$$

b: largeur du déversoir ($b=9$ m).

Q: débit évacué ($Q=37$ m³/s).

On trouve: $V=1.58$ m/s.

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est ($4,4 \div 10$) m/s, $V < V_{adm}$, donc pas de risque d'érosion.

Hauteur du mur du canal d'approche:

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

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

$R_e=0,69$ m.

$R_e=0,69$ m.

D'où la hauteur de mur est:

$$H_m = H+P+ R = 3.3$$
m..... (VI-2)

Pour des raisons de sécurité on prend:

$H_m=4$ m.

Longueur du canal d'approche:

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 23m.

a-2. Le déversoir:

Le profil du seuil déversant est de type Creager, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression est égale à la pression atmosphérique, tout profil situé au-dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.

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

$$y = \frac{(x^{1.85})}{(2H^{0.85})} \dots\dots\dots (VI-3)$$

H: la charge sur le déversoir.

Tableau VI-1: Coordonnées de la nappe déversante.

Y(m)	X(m)
0	0
0.1	0.52
0.2	0.67
0.3	0.94
0.4	1.1
0.5	1.25
0.6	1.37
0.7	1.49
0.8	1.61
0.9	1.71
1	1.81

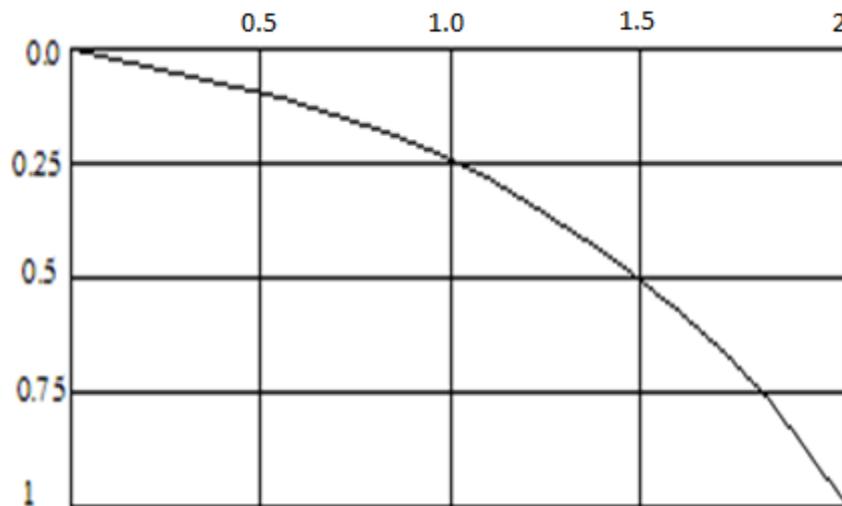


Fig.VI.1.PROFIL DE DEVSOIR

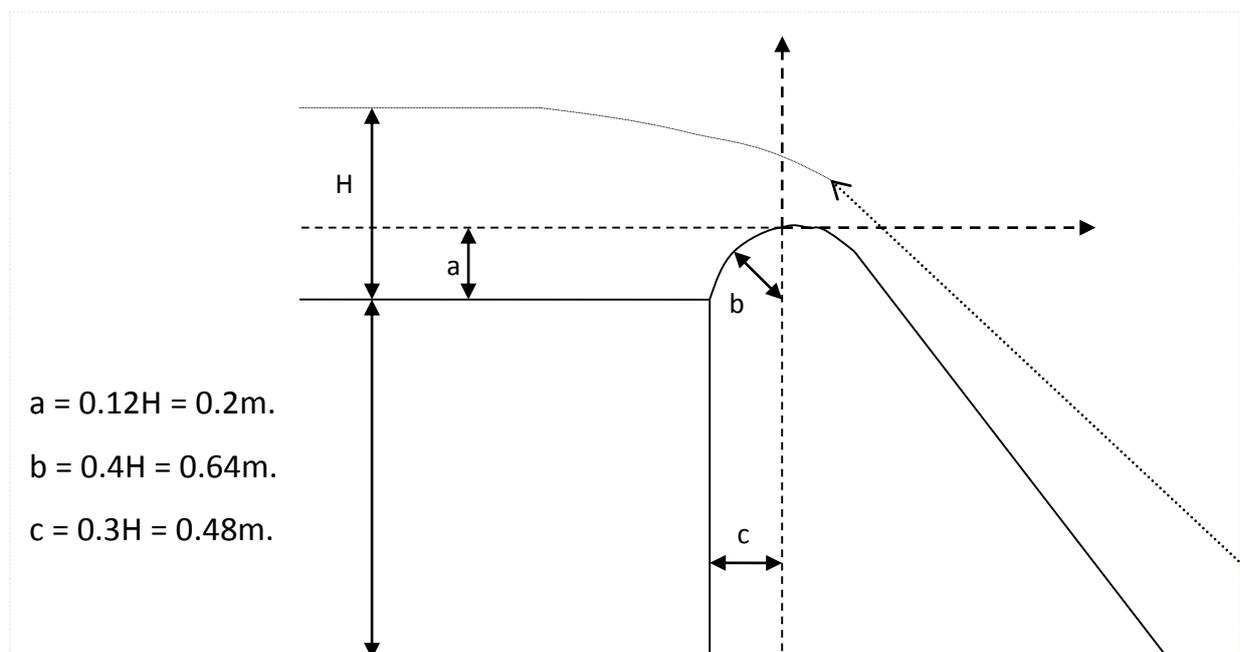


Fig.VI-2 Dimensions du déversoir

a.3. Chenal d'écoulement:

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieure à la pente critique) pour que le régime soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire, sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier.

La longueur du chenal est déterminée en fonction de la topographie elle est égale à 6.1m et une pente de 0,1%. On détermine la profondeur critique y_c pour un canal de forme rectangulaire:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \dots\dots\dots (VI-4)$$

Avec:

Q: débit de projet lamine ($Q= 37\text{m}^3/\text{s}$).

b: largeur du canal ($b=12.4\text{m}$).

g: l'accélération de pesanteur ($g=9,81\text{m}^2/\text{s}$).

$y_c = 0.97 \text{ m.}$

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour ($h=h_{cr}$).

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

Avec:

R: rayon hydraulique (en m).

I: la pente en (m/m).

S: section mouillée

K: coefficient de Manning-Strickler ($K=71$).

Pour une section rectangulaire:

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

$I_{cr} = \left[\frac{37 \cdot (12.4 + 0.97)^{2/3}}{71 \cdot (12.4 \cdot 0.97)^{5/3}} \right]^2 * 100 = 0.117\%$

($0,1\% < 0,117\% \Rightarrow I < I_{cr}$), La condition est vérifiée.

a.4. Calcul du convergent :

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2) \dots\dots\dots (VI.6)$$

Ou : l_1 : est la largeur au plafond du bief amont $l_1=12.0$ m

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle $l_2=3.$ m

La longueur du convergent est de 22.5m.

a.5.Le coursier :

En général, le coursier commence par un convergent amenant à la section de contrôle (section où atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente, sa largeur est calculée est estimée à:

$$L_2=3m$$

a-5.1 La profondeur critique :

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1.$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}}$$

B : est la largeur du coursier égale à 3 m.

A.N :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{37^2}{9.81 \cdot 3^2}} = 2.49m$$

$$h_{cr}=2.49 \text{ m}$$

a.5.2.La pente critique :

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer I_{cr} on associera donc la relation du régime uniforme

$$Q = S_c \cdot C \cdot \sqrt{R_c \cdot I_{cr}} \dots\dots\dots (VI.7)$$

Avec celle du régime critique.

$$\frac{Q^2 \cdot b}{g \cdot S_c^3} = 1 \quad \dots\dots\dots (VI.8)$$

L'élimination de Q entre les deux expressions pour une section rectangulaire ($S=h \cdot b$) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C_c^2 \cdot R_c} \quad \dots\dots\dots (VI.9)$$

Avec :

I_{cr} : pente critique ;

S_c : section critique $S_c = b \cdot h_{cr}$

R_c : rayon critique $R_c = S_c / P_c$

P_c : périmètre critique $P_c = 2 \cdot h_{cr} + b$

C_c : coefficient de Chézy $C_c = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité $n = 0,014$ (revêtement en béton).

Ce qui donne :

- $S_c = 7.5 \text{ m}^2$;
- $P_c = 7.98 \text{ m}$;
- $R_c = 0.94 \text{ m}$;
- $C_c = 71$

La pente critique est:

$$\text{AN. } I_{cr} = \frac{9.81 \cdot 2.49}{71^2 \cdot 0.94} = 0.51 \%$$

$I_{cr} = 0,51\%$

a.5.3 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).

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

Avec : S : section du coursier $S = b \cdot h_n$;

I : pente du coursier $I = 19\%$;

C_n : coefficient de Chézy $C_n = R^{1/6} / n$

$$R : \text{rayon hydraulique } R = \frac{S}{P} = \frac{b \cdot h_n}{2 \cdot h_n + b};$$

En substituant De la même manière que pour le chenal d'écoulement, on aura:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n + b)^{-3/2}$$

$$\text{On aura : } h_n = 0.92\text{m}, V_n = \frac{Q}{b \cdot h_n}, V_n = 13\text{m/s}$$

On constate que $I_{cr} > I$ ($h_n < h_{cr}$) donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal est à forte pente.

a.5.4. Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

Le calcul de la ligne d'eau est effectué à l'aide d'un logiciel appelé « CANALP ».

Sur le tableau suivant on présente les différents paramètres de calcul suivant des sections distantes de 5m (le pas).

Les données de départ sont:

- Largeur du canal $b=3\text{m}$.
- Débit à évacuer: $Q=37\text{m}^3/\text{s}$.
- La pente du coursier: $I=19\%$
- La longueur du coursier: $L=31\text{m}$.

Coefficient de Strickler (71).

Tableau VI.2: les données de départ

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Y _n (m)	Y _c (m)	L bief (m)
37	71	0.19	2.22	2.49	31

Les résultats de calculs sont illustrés dans le tableau VI-3:

Tableau VI.3: Ligne d'eau a pas d'espace de 5 m.

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)
Amont	0.00	5.00	2.49	0.97	3.46
1	5.00	5.00	1.96	1.45	3.70
2	10.00	5.00	1.64	1.95	4.29
3	15.00	5.00	1.46	2.36	4.94
4	20.00	5.00	1.26	3.04	6.19
5	25.00	5.00	1.01	4.56	9.5
Aval	30	5.00	0.84	5.11	11.3

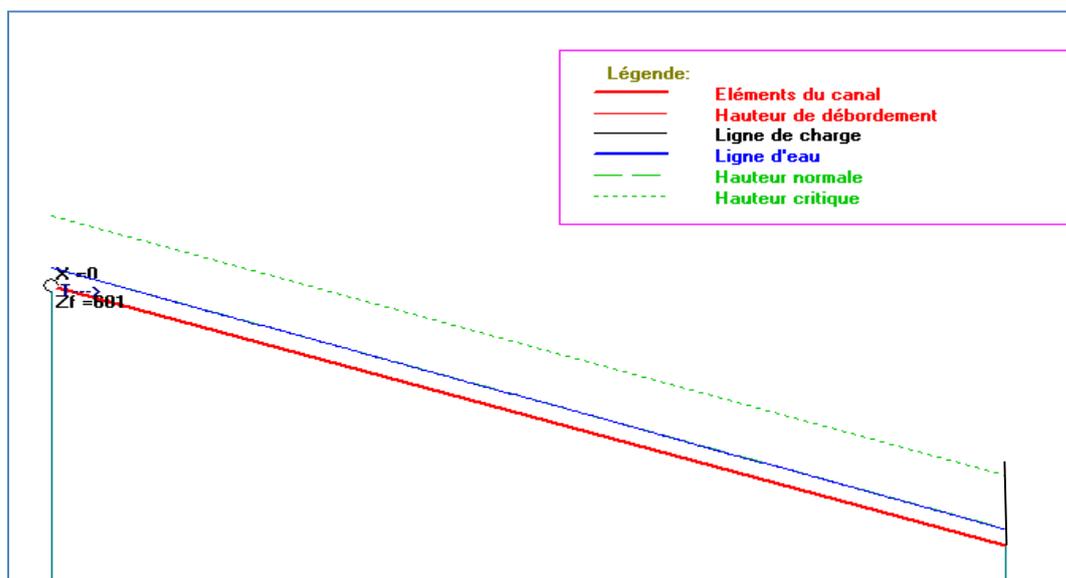


Fig.VI.3.la ligne d'eau dans le coursier

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est : $y=0.84\text{m}$.

La vitesse à la fin coursier est:

$$V = \frac{Q}{b \cdot y} = 14.68 \text{ m/s}$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gy}} \dots\dots\dots (\text{VI-10})$$

$$\text{Donc : } Fr = \frac{V}{\sqrt{gy}} = 5.11$$

$Fr = 5.11$

a.6 Dissipateur d'énergie :

Il permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les instituer à l'oued, la forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude d'après les tests réalisés par (USBR) "The bureau Of Réclamation».

- ❖ $1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.
- ❖ $1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.
- ❖ $2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.
- ❖ $4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).
- ❖ $Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent)

Froude est supérieur à 4.5, donc il y'aura formation d'un ressaut stable.

Pour la dissipation de cette énergie on a opté pour un bassin à ressaut, la mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée est inférieure à 15m/s. Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes.

$V < 15 \text{ m/s}$ et $Fr > 4,5$ alors le bassin qui convient est de type II.

Détermination des caractéristiques du bassin :

On a $F = 5.11$, $y_1 = 0.84 \text{ m}$

Donc de l'abaque (Annexe D) $\frac{y_2}{y_1} = 6.5$ d'où

$y_2 = 5.46 \text{ m.}$

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

Longueur du bassin On a; de l'abaque (Annexe D) $\frac{L}{y_2} = 2.35$

Donc : $L = 12.8\text{m}$. On prend : $L = 13\text{ m}$

a.6.1 Dimensionnement des blocs Chicanes :

- ◆ La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 0,84\text{m}$.
 - ◆ La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 0,84\text{m}$.
 - ◆ Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 0,84\text{ m}$.
 - ◆ Hauteur du seuil denté : $h_2 = 0,2 Y_2 = 1.09\text{ m}$.
 - ◆ La largeur d'une dent : $l_2 = 0,15 Y_2 = 0.9\text{ m}$.
- Espacement entre deux dents : $e_2 = 0,15 Y_2 = 0,9\text{ m}$.

a.7 Canal de restitution :

Le canal de restitution a pour but d'acheminer les eaux évacuées vers le l'oued après la dissipation de son énergie; selon les conditions topographiques, cette partie est constituée par un tronçon de 10 m de longueur environ, de forme trapézoïdale avec un fruit de talus de 1/1, a une pente du canal de $I_c=0,8\%$ il est en enrochement.

a.7.1 La hauteur critique :

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante (Agraskine) :

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{Z'}{3} + 0,105 Z'^2\right) \dots\dots\dots(\text{VI.11})$$

$$\text{Avec : } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \dots\dots\dots (\text{VI.12})$$

$$\text{Et } Z' = \frac{K \cdot m}{b} \dots\dots\dots (\text{VI.13})$$

m : fruit des talus du canal de fuite $m=1$.

Ce qui donne : $K=2.49$, $Z' = 0,83$ d'où

$$h_{cr} = 1.98\text{ m}$$

a.7.2 La pente critique :

Elle est donnée par : $I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C^2 \cdot R_c}$

Avec : I_{cr} : pente critique

S_c : section critique $S_c = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$;

R_c : rayon critique $R_c = S_c / P_c$;

P_c : périmètre critique $P_{cr} = b + 2 \cdot h_{cr} \sqrt{1 + m^2}$

C_c : coefficient de Chezy $C_c = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité $n = 0,02$

Ce qui donne :

◆ $S_c = 9.86 \text{ m}^2$;

◆ $P_c = 8.6 \text{ m}$;

◆ $R_c = 1.15 \text{ m}$;

◆ $C_c = 51.2 \text{ m}$.

La pente critique est

$I_{cr} = 0.64\%$

a.7.3 Profondeur normale dans le canal :

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

Pour la hauteur normale on a :

◆ $S_c = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n$

◆ $P_n = b + 2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2}$

◆ $R = S_n / P_n$

◆ $C_n = R^{1/6} / n$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (m h_n^2 + b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (VI.14)$$

Le résultat du calcul par itération donne :

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

a-7.4. Vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m.h_n^2 + b.h_n} \quad \text{D'où}$$

$$V=4.36 \text{ m/s}$$

b) Hauteurs des murs bajoyers:

b.1. Canal d'approche et chenal d'écoulement :

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue.

b.2.Le coursier :

b.2.1. Hauteur au début du 1^{er} tronçon :

$$H_m = h_e + r, \text{ Ou :}$$

h_m : hauteur du mur bajoyer ;

h_e : hauteur d'eau $h_e = 2.49 \text{ m}$;

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0,61 + 0,14V^{1/3}$ (VI.16)

V : la vitesse ou niveau de la section de contrôle $V = 4.36 \text{ m/s}$;

Ce qui donne : $r = 0,84 \text{ m}$, $H_m = 3.33 \text{ m}$

b.2.2. Hauteur à la fin du 1^{er} tronçon :

On procède de même manière que précédemment.

$h_e = 0.84 \text{ m}$ on aura $V = 13 \text{ m/s}$, $r = 0.94$, $H_m = 1.8 \text{ m}$

b.3.Le bassin de dissipation :

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du canal de restitution

b.4.Le canal de restitution :

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du bassin de dissipation)

Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :

Vagues roulantes :

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$b/h < (10 \div 12) \text{ et } Fr^2 < 40.$$

Avec : b : largeur du coursier, Fr : Nombre de Froude $F_r^2 = \frac{V^2}{g.h}$.

h : profondeur d'eau minimale dans le coursier

$$b/h = 3/0.84 = 3.57 \text{ et } Fr^2 = (5.1)^2 = 26.1$$

Les deux conditions sont vérifiées donc pas d'apparition de vagues roulantes.

VI.2 Ouvrage de vidange:

Un dispositif de vidange est absolument indispensable pour tout barrage de retenue qui représente un investissement notable.

La conduite de vidange est généralement disposée sous le barrage.

Exceptionnellement, pour les gros ouvrages, il peut être intéressant de prévoir une galerie latérale. Elle peut fonctionner sous pression si son diamètre est petit ou moyen, ou en écoulement à surface libre lorsqu'elle est de gros diamètre.

Se basant sur la capacité du déversoir, le gabarit et les dimensions du barrage et pour des raisons d'économie, l'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la conduite de vidange de fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l'ouvrage d'entrée ne soit réalisé qu'après l'achèvement des travaux de la digue.

La capacité de la conduite doit permettre la vidange en dix (10) jours.

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{Vu}{T} + Q_r \dots \dots \dots \text{(VI-17)}$$

Où:

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (pris égal au débit moyen annuel).

V: volume utile ($V=0.135 \text{ Mm}^3$).

T: temps de vidange ($10 < T < 15$) égal 10 jours = 864000 secondes

$$Q_{vf} = \frac{0.135 * 10^6}{864000} + \frac{0.139 * 10^6}{31.56 * 10^6} = 0,16 \text{ m}^3/\text{s}$$

$Q_{vf}=0,16 \text{ m}^3/\text{s}$

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet.

Dans notre cas la meilleure des solutions est une vidange de fond en acier.

L'axe de la vidange de fond est choisi suivant l'axe de la dérivation provisoire et le plan d'aménagement hydraulique compte tenu de la vidange maximale de la retenue, et la possibilité de passage des débits de chantier.

VI.2.1. Calcul hydraulique :

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ} \dots\dots\dots (VI-18)$$

Q_{vf} : débit de vidange (en m³/s).

μ : coefficient de débit.

S : section de la conduite (en m²).

Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (en m).

Alors que:

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \dots\dots\dots (VI-19)$$

Avec: $Z = 11$ m

Préalablement on prend: $\mu = 0,80$.

On trouve : $S = 0.014$ m².

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots (VI-20)$$

D'où: $d = 0,132$ m.

On prend :

$d = 140$ mm

Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \dots\dots\dots (VI-21)$$

$\sum \xi_s$: somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille}$$

$$\xi_{va} = 0,5$$

$$\xi_{ent} = 0,1$$

$$\xi_{sor} = 1$$

Donc: $\xi_{grille} = 0,25$
 $\sum \xi_s = 1,85$

$\sum \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d} \dots\dots\dots (VI-22)$$

L: longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 157m.

d: diamètre de la conduite de vidange 140mm.

λ : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler:

$$\lambda = \frac{158n^2}{d^{1/3}} \dots\dots\dots (VI-23)$$

n: rugosité de la conduite en acier (n=0,013).

On trouve: $\lambda = 0,05 \Rightarrow \sum \xi_L = 25$.

Ce qui nous donne: $\mu = 0,19$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à d=270mm

On adopte la valeur de: $D_{vf} = 300\text{mm}$.

La conduite étant en acier d'un diamètre de 300mm. Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes: $V_s = Q_{vf} / S_{con}$

Ça donne $V_s = 2,26 \text{ m/s}$

VI.3 La prise d'eau:

Le but de cet ouvrage est d'assurer un débit exigé à l'aval mais aussi une eau qui soit compatible à sa destination (de qualité).

La variante choisie pour la prise d'eau est celle prise d'eau et vidange de fond son tracé sera implanté dans la galerie de dérivation provisoire.

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.

La consommation maximale est en mois de Aout : $V_{max} = 48000 \text{ m}^3$.

Si nous considérons que la distribution se fait durant 31 jours et à chaque jour en œuvre la vanne de prise pendant 8 heures donc le débit maximal de la prise d'eau sera égale :

$$\text{Donc : } Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{48000}{31 * 3600 * 8} = 0,0537 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = \mu S \sqrt{2g.H} \quad (\text{m}^3/\text{s}).$$

μ : coefficient de débit $\mu=0,3$.

S : section de la conduite en m^2 .

H : charge d'eau minimale $H=5,8\text{m}$.

On trouve : $S=0,017\text{m}^2$ le diamètre de la prise d'eau sera égal à $d=146\text{mm}$

Donc On prend : $d=150\text{mm}$

- Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}} \quad \dots\dots\dots (\text{VI.29})$$

$\sum \xi$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

On suppose que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda.L}{D} \quad \dots\dots\dots (\text{VI.30})$$

Avec $\lambda = 0,02$.

$$\text{AN : } \sum \xi = 24,1.$$

$\mu=0,2$ Donc : $S=0,025 \text{ m}^2$. On trouve : $d = 179\text{mm}$.

On prend d=200mm

VI-3.1 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

On a: $V=Q/S$

$$\text{V= 1,71m/s.}$$

Conclusion:

Finalement la conduite de prise d'eau aura un diamètre de 250 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

Introduction :

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient ;

VII.1.Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.

On peut distinguer les installations suivantes :

VII.1.1. Installations destinées au personnel :

En général, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII.1.2.Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciment nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

VII.1.3. Installations destinées à la réparation des engins :

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.1.4. Installation destinée pour la préfabrication :

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VII.2. les moyens de chantier :

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci-après :

- a) les compacteurs à pneus ;
- b) les rouleaux à pieds dameurs pour le compactage des sols fins ;

Les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- 1) la décapeuse automotrice (motor scraper) ;
- 2) la pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloigné du barrage ou à un relief très marqué.

VII.3. Planification :**VII .3.1. Définition :**

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- installation des postes de travail ;
- observations instantanées ;
- analyse des tâches ;
- le chronométrage ;

- définition des objectifs et des attributions ;
- simplification des méthodes ;
- stabilisation des postes de travail.

VII.3.2. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

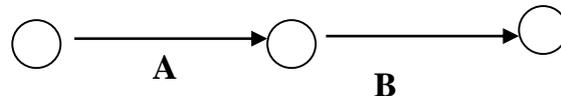
VII.3.2.1 méthodes basées sur le réseau :

VII.3.2.1.1. Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

➤ Réseau à flèches :

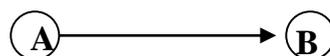
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

➤ Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

VII.3.2.1.2. Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

◆ Etablissement d'une liste des tâches :

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

◆ détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- ◆ Construction des graphes partiels ;
- ◆ Regroupement des graphes partiels ;
- ◆ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- ◆ Construction du réseau ;

VII.3.2.1.3. 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.

VII.3.2.2. les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VII.3.2.2.1. collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VII.3.2.2.2. décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VII.3.2.2.3. relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VII.3.3. les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

IX.3.3.1. 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 :

$$\mathbf{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.P} \end{cases}$$

VII.3.3.2. Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$\mathbf{T = \frac{Q \cdot N}{n}}$$

$$\text{Avec :} \quad \begin{cases} \mathbf{Q = Quantité de travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VII.3.4. les plannings :

Il existe trois types de plan de travail :

VII.3.4.1. plan de travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VII.3.4.2. plan de travail au plus tard : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VII.3.4.3. plan de travail intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date u plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

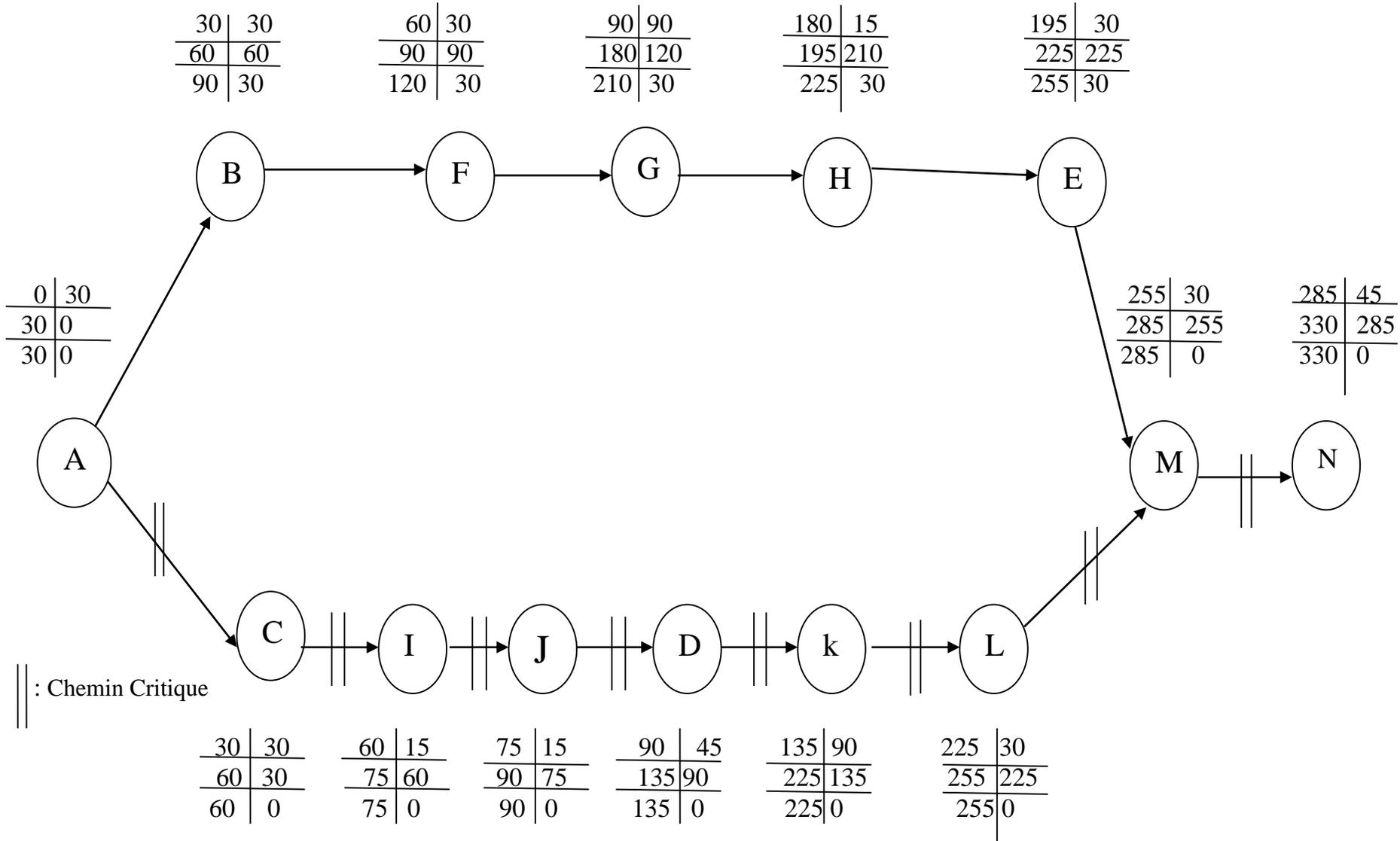
VII.4. Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.01 : symboles des opérations

Tavaux	Opérations	Duré (mois)
Installation de chantier	A	1
Réalisation de la galerie de dérivation	B	1
Réalisation du batardeau	C	1
Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	D	1.5
Exécution du bassin d'amortissement	E	1
Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	F	1
Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue	G	2
Bétonnage de l'évacuateur de crue	H	0.5
Excavation du tranché de la clé d'encrage	I	0.5
Remblais de la clé d'encrage	J	0.5
Remblais du barrage, et prisme de drainage	K	3
Revêtement sur les talus (amont, aval)	L	1
Équipements hydromécaniques	M	1
Travaux de finitions	N	1.5

FIG. VII.01 : RESEAU A NŒUDS



$$DTR = \sum TR = 30+30+15+15+45+90+30+30+45 = 330 \text{ jours}$$

VII.5. Détermination des chemins critiques par la méthode de Tableau :

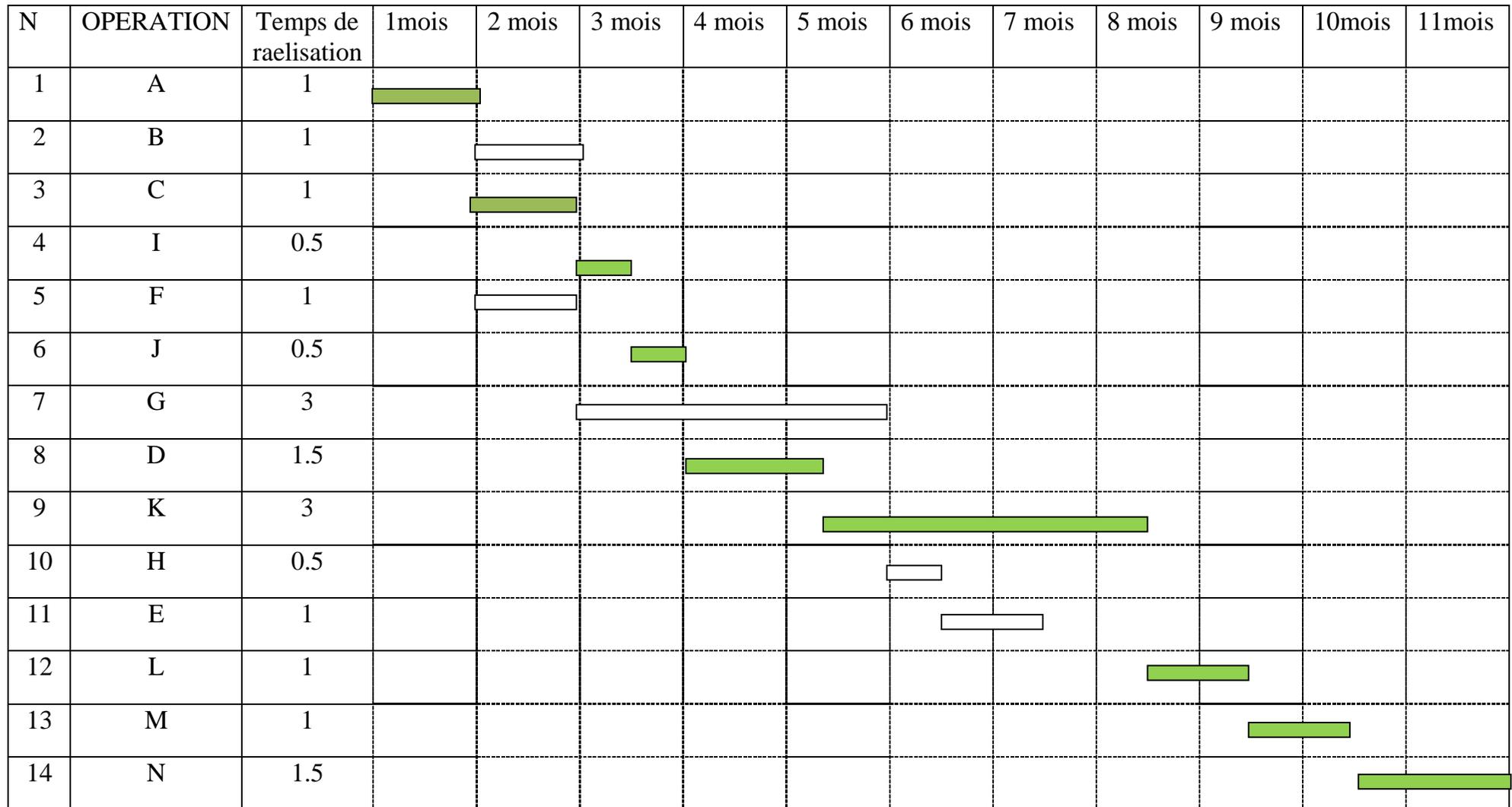
C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau N°VII.02 : Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	30	0	30	0	30	0
B	30	30	60	65	95	35
C	30	30	60	30	60	0
I	15	60	75	60	75	0
F	30	60	90	95	135	45
J	15	75	90	75	90	0
G	90	90	180	135	225	45
D	45	90	135	90	135	0
K	90	135	225	135	225	0
H	15	180	195	210	225	30
E	30	195	225	225	255	30
L	30	225	255	225	255	0
M	30	255	285	255	285	0
N	45	285	330	285	330	0

$$DTR = \sum TR = 30+30+15+15+45+90+30+30+45 = 330 \text{ jours}$$



: Chemin Critique

FIG VII.2: DIAGRAMME DE GANT

VII.6. Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes :

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et la dérivation provisoire.

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages:

Tableau VII.3 : Devis estimatif de la digue

Désignation	Unité	Quantité (m ³)	P.U (DA)	Montant (DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m ³	761	300	228300
Enrochement	m ³	1476,44065	800	1181152,52
Gravier	m ³	2249,4465	600	1349667,9
Sable	m ³	622,4246	600	373454,76
Remblai en argile compacte	m ³	11891,94	600	7135164
Produit asphaltique	m ³	209	1000	209000
Montant total =10476739DA				

Tableau VII.4 : Devis estimatif de l'évacuateur de crue

Désignation	Unité	Quantité (m ³)	P.U (DA)	Montant (DA)
déblai	m ³	1200	800	960000
Remblai	m ³	754	500	377000
beton arme 350 kg/m ³	m ³	600	25000	15000000
sable	m ³	78	600	46800
Béton de propreté 250 kg/m ³	m ³	65	10000	715000
Water stop	ml	30	300	9000
Enrochements	m ³	50	800	40000
Montant total =16147800DA				

Tableau VII.5 vidange de fond et prise d'eau:

Désignation	Unité	Quantité (m ³)	P.U (DA)	Montant (DA)
déblai	m ³	400	800	320000
Remblai	m ³	300	500	150000
béton arme 350 kg/m ³	m ³	35	40000	1400000
Conduite métallique 300 mm	ml	87	42000	3654000
Conduite métallique 200 mm	ml	84	27000	2286000
Vannes 300mm	u	2	40000	80000
Vannes 200mm	u	2	25000	50000
Montant total =7940000 DA				

Le coût total de l'ouvrage est de = cout (digue+ l'evc+vidange+prise)
 $=10476739+16147800 +7940000 =34564539\text{DA}$

Montant total de la retenue =34564539DA

Conclusion ;

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude d'organisation d'un chantier .

Conclusion générale

Cette étude a été faite sur la base des rapports géologiques, hydrologiques et topographiques bien détaillés.

De point de vue hydrologique nous estimons que l'apport est suffisamment important pour remplir la future retenue qui est destiné à l'irrigation.

En analysant les résultats de notre travail, on voit que:

La disponibilité des matériaux de construction (principalement l'argile) en quantité et en qualité sur le gîte d'emprunt qui est situé dans la rive droite de la cuvette constitue un critère favorable pour la variante (digue homogène).

Les conditions topographiques nous obligent à projeter un évacuateur de crues à surface libre à entonnement frontal en rive droite dans le sens de l'écoulement, le tracé envisagé permet d'avoir un volume de terrassement minimal.

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet, dans notre cas la solution est une vidange de fond tubulaire en acier, la prise d'eau sera effectuée par simple piquage sur la conduite de vidange dans la chambre des vannes.

On peut citer quelques impacts du présent barrage sur son environnement voir :

- La région va bénéficier de l'eau pour l'irrigation qui aidera les gens à faire de l'agriculture.
- La sur exploitation de la nappe sera limité en présence de l'eau de surface.
- Vis-à-vis la grandeur de la surface du lac artificiel proportionnellement à la surface ce dernier va créer un microclimat optimal pour cultiver les maraîchères.
- A l'aval le rechargement de la nappe diminuera en stockant de l'eau dans le barrage.
- Par conséquent il y a des espèces animales et végétales qui vont subir ce changement, ce dernier va déstabiliser leurs modes de vie.
- Les riverains qui se serviraient de l'eau de cet oued à l'aval vont perdre ce trésor vital.

Références bibliographiques

[1] CARLIER.M , 1992 Hydraulique Générale et appliquée .Edition Eyrolles .Paris .France

[2] DURAND.Y , 1997 Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et équatoriale .Edition Cemagref .France

[3] ROLLEY.R , Technique des barrages en aménagement rural .Paris .France

[4] POCHAT.R , 1980 Evacuateurs de crues .C.T.G.R.E.F. France

[5] TOUAIBIA.B , 2001 Les Retenues et régularisation des débits .ENSH .Blida .Algérie

[6] TOUAIBIA.B, Manuel pratique de l'hydrologie ,ENSH. Blida. Algérie.

[7] VOLKOV.G , 1986 Guide de la thèse de fin d'étude .ENSH .Blida .Algérie

[8] VOLKOV.G , 1986 Guide de la thèse de fin d'étude .ENSH .Blida .Algérie

ANNEXE HYDROLOGIQUE;I

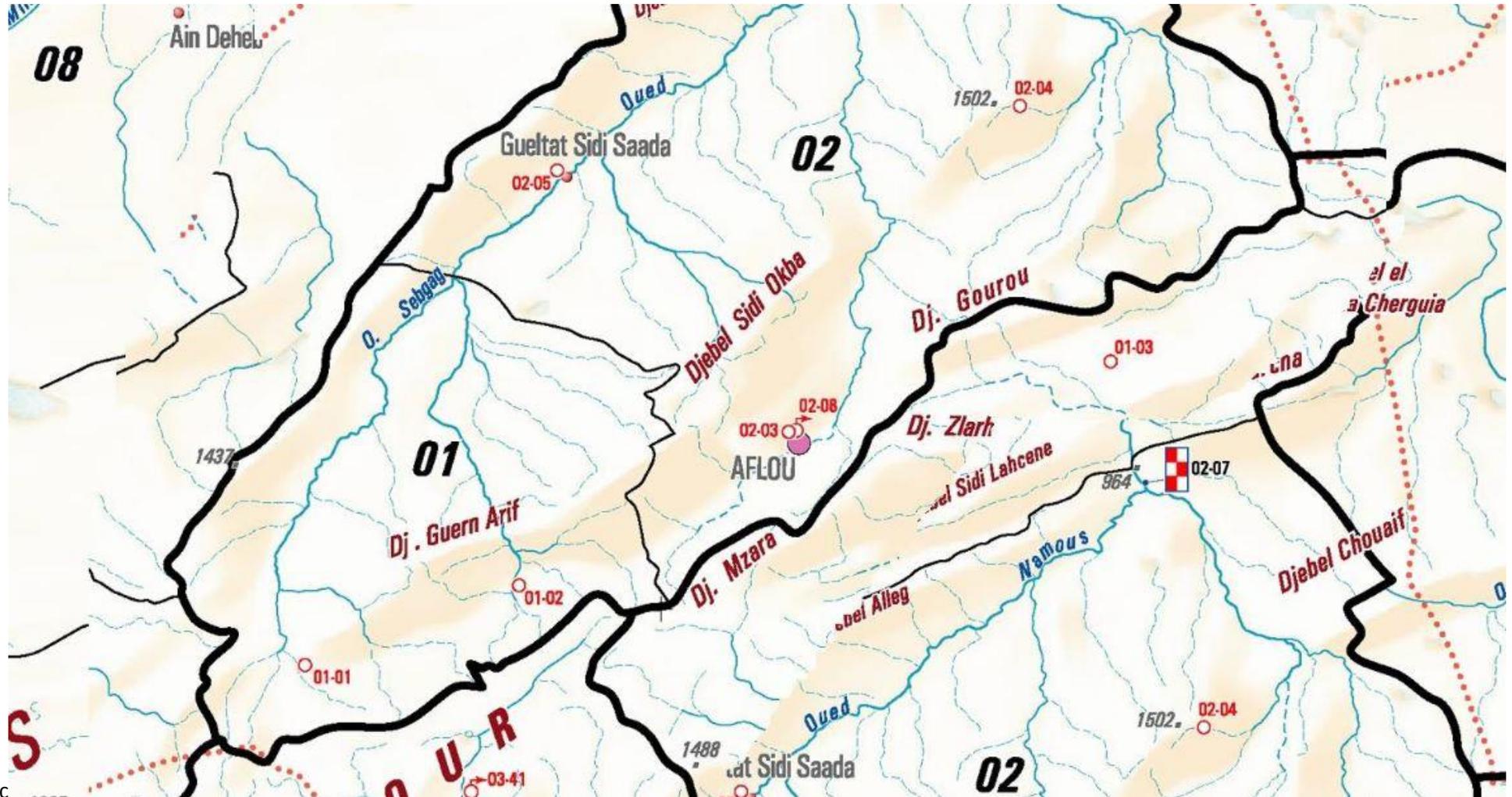
Série pluviométrique ;

Code station : 010101

Nom station :RAS EL AIN

	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Anuel
1966	16,4	17,4	16,7	17,8	14,1	15,7	26,5	23,5	18,6	17,6	8	6,2	198,5
1967	37	15,5	28,2	76,5	19,3	42,1	70,4	7,8	21,3	42,1	12,7	51,2	424,1
1968	16	0	92,1	74,3	45	26,1	75,5	28,2	27	0	5,5	15,5	405,2
1969	70,1	86,6	15	33	18	0	16,3	62,8	14,9	8,2	0	0	324,9
1970	11,9	0	1	18,1	20,3	0	55,8	14	3,5	0	10,6	8	143,2
1971	46,6	16,4	59,7	45,7	11	15,4	30,9	6,2	3	14,4	0,2	8,2	257,7
1972	12,7	43,5	15,7	15,2	37,4	19	65,3	5	0	2	0	0	215,8
1973	0,8	0	10,6	45,4	0	29,6	37,2	33,8	6,3	2,3	0	0	166
1974	0,8	27,3	49,1	51,4	6	11	21	69,5	17,9	0	0	0	226,7
1975	22,7		20,9	12,2	0	38,8	40,9	12,6	0	3,8	9	12,5	173,4
1976	16,4	17,4	16,7	17,8	14,1	0	0,1	8,5	27,5	8,5	0,6	8,2	135,8
1977	9,4	4,4	17,6	3,5	9,3	0	0	9,5	8,2	0,5	27	0,4	89,8
1978	44,8	16	0,5	6,2	21,8	46,1	7,6	11,7	2,1	8,9	0	9,5	175,2
1979	28,6	15,4	9,1	11,3	11,6	18,4	60,9	0,8	6,2	0	0	6,6	168,9
1980	10	0,3	17,7	16,5	0,4	9,6	19,6	46,1	0	24	0	0	144,2
1982	5	30,4	57,1	0	6,6	0	0	0	58,1	5,2	0	6,6	169
1984	21,4	0	2,3	0	12,6	8,3	3,7	0	20,8	0	0	0	69,1
1985	18,2	18,5	15,7	4,9	27	27,5	30,4	0	4	0	0	0	146,2
1986	3,5	30	39,5	31	3,2	8	12,8	13,5	0	0	11,3	0	152,8
1987	2,3	4,4	11,3	4,4	12,8	16,8	8,1	4,2	5,6	9,5	0	0	79,4

1988	0	15,8	2,3	0	13,5	1,2	5,3	11,7	0	23,2	0	7,3	80,3
1989	1	4,2	4,6	6,5	33,2	0	3,7	23,6	52,8	2,6	0	0,3	132,5
1990	2,3	0,3	6,4	16,3	7,3	24	43,1	12,8	13,4	0	2,3	5,4	133,6
1991	9,8	45,7	0	24,9	21,2	7,8	25,5	2,2	34,2	2,2	16,2	0,1	189,8
1992	1,5	0	7,3	8,8	0,1	10,5	17,2	2,1	0	3,3	3,3	0	54,1
1993	6,3	0	15	15	7,3	28,1	0	0	2,3	0	1	0,5	75,5
1994	30,5	54,2	10	0	8	5,6	18,9	1,2	0	29,9	0	0,3	158,6
1995	1,8	28,9	0,1	1,6	8,8	30,2	34,4	10,6	5,2	4,4	0,2	0	126,2
1996	13,9	0	0	0,4	14,5	0	3,2	9,5	0,2	0	0	12	53,7
1998	65,9	27,1	36,7	0,3	13,6	2	22,3	8,5	5,2	0	0	2,7	184,3
1999	29,8	7	31,7	50	0	0	2,3	0,9	0	9,5	0,5	1	132,7
2000	39,9	2,2	0,6	0,5	1,8	5,4	0	1	1,1	0	0	6,6	59,1
2001	57,5	4,6	9,5	19,6	4,4	0	0	18,9	0	10	0,5	17,9	142,9
2002	17,7	11,1	12,4	0	41,9	17,4	0	3,5	0	0	0	1	105,0
2003	3	61,2	13,8	16,9	0	5	10,2	33,6	16,4	9,2	0	15,8	185,1
2004	3,5	12	8,7	61,5	0	6	0	6	6	16,7	12,2	0	132,6
2005	87,8	9,1	5		42,6	11		21,9	22	0	4,5	8,2	212,1



Carte des stations pluviométriques dans la région d'étude

Tableau II-03 : Caractéristiques géotechniques du site:

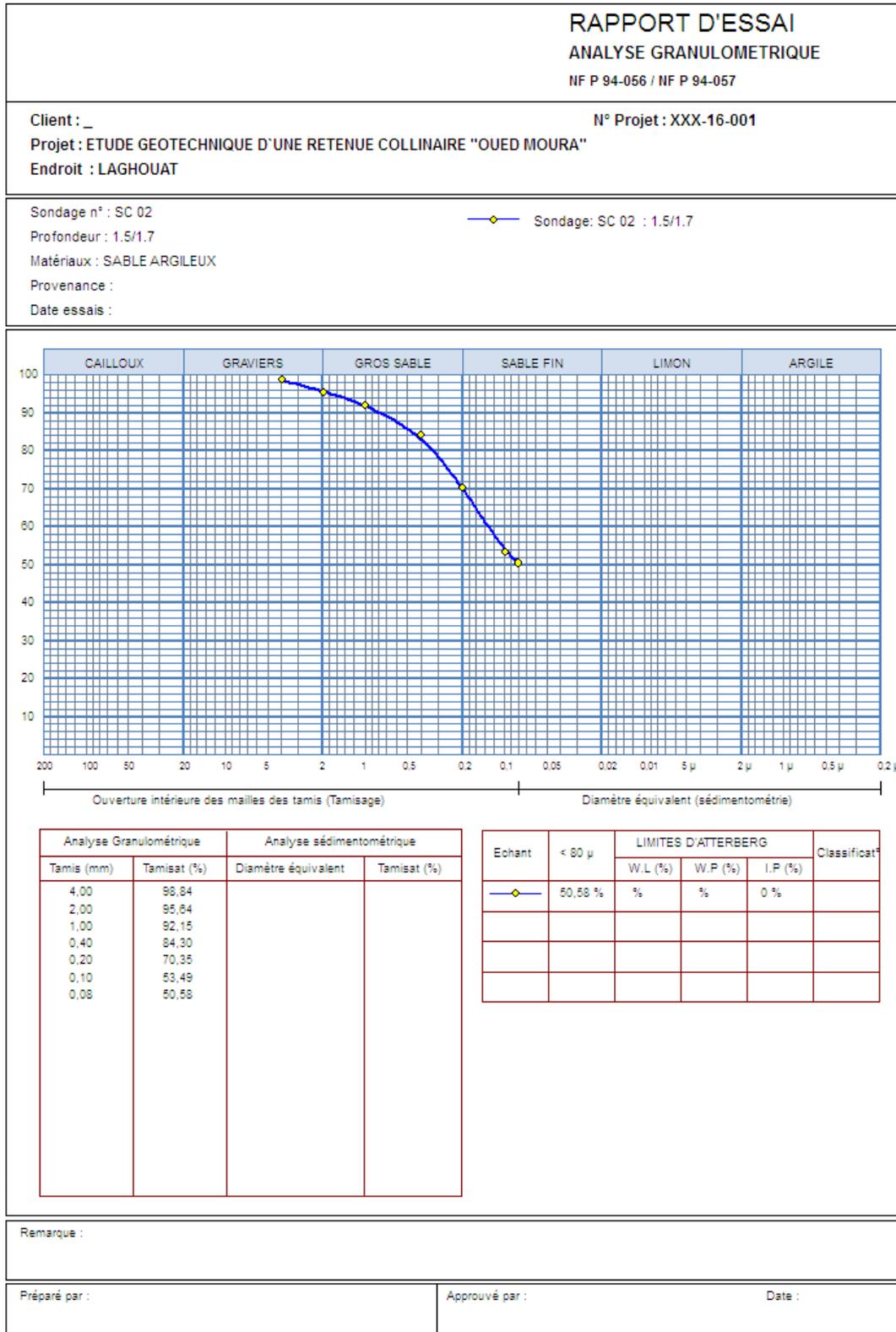
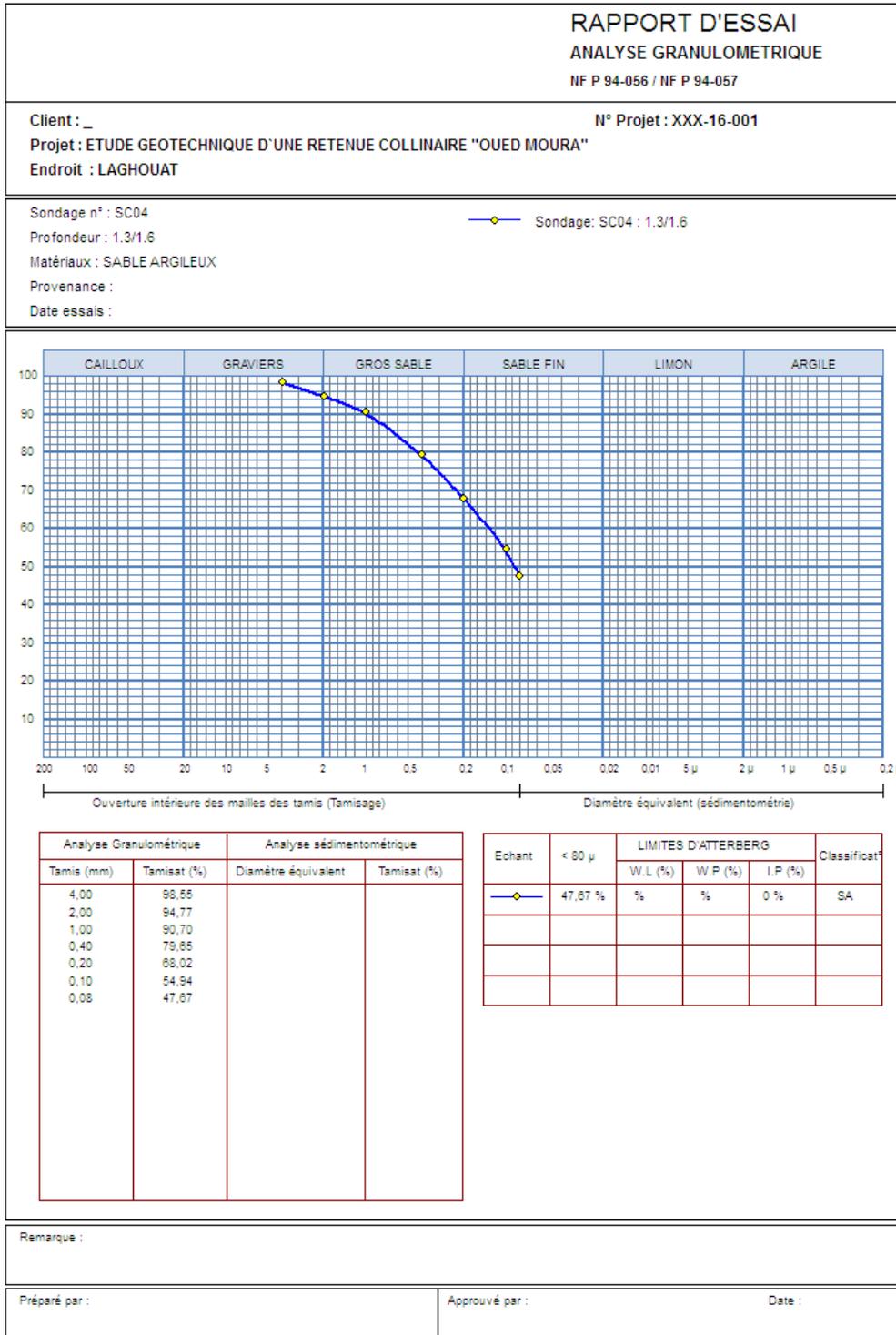


Tableau II-04 : Caractéristiques géotechniques du site:



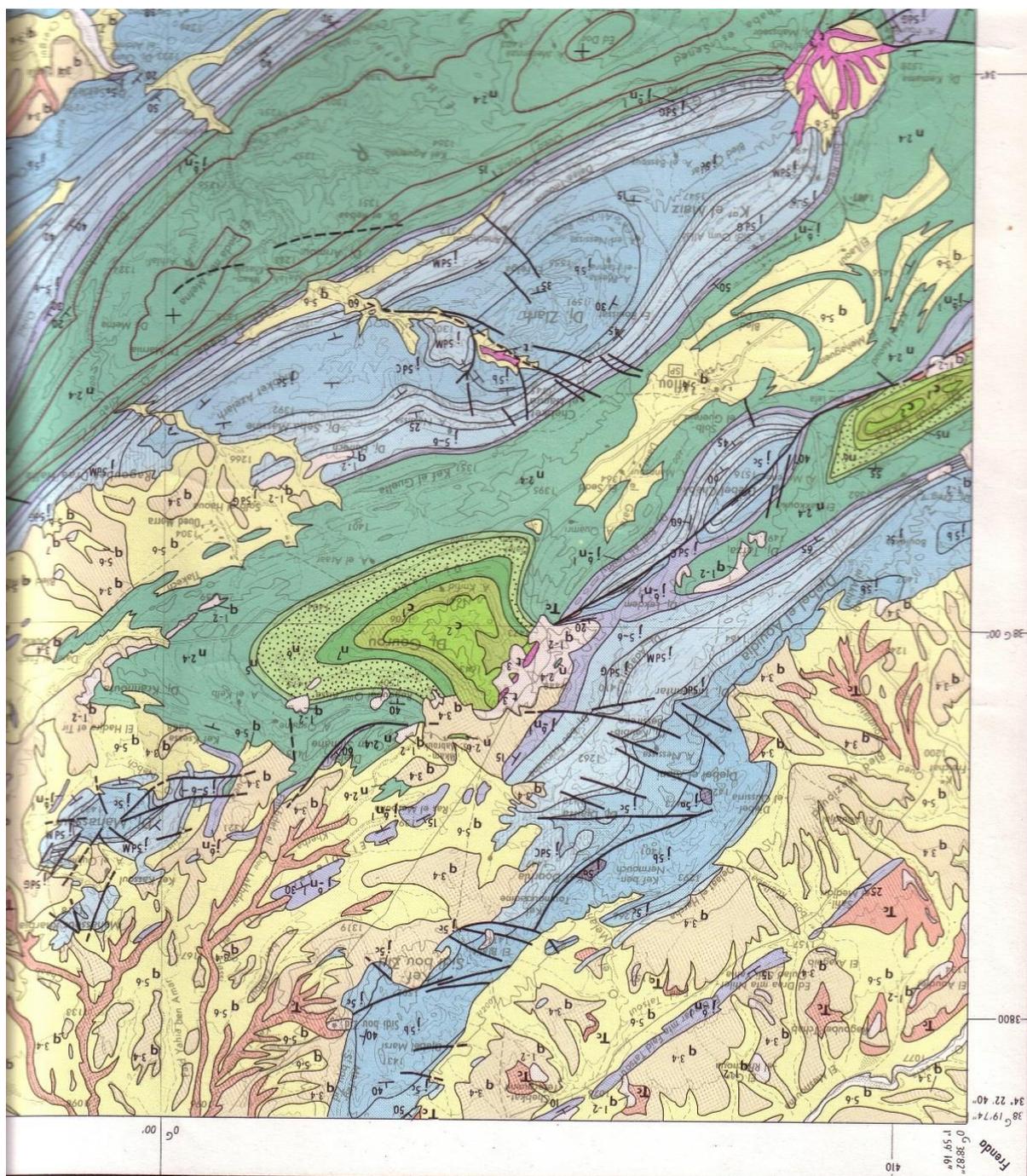


Fig.II.1 Extrait de la carte géologique de Ras El Ain

qt	Quaternaire continental: <i>alluvions, regs, terrasses</i>
qm	Quaternaire marin: <i>plages anciennes et formations dunaires consolidées qui les accompagnent</i>
qC	Calabrien: <i>grès marins et formations dunaires associées</i>
qV	Villafranchien: <i>calcaires lacustres, argiles à lignite, couches rouges</i>
pV	Pliocène continental et Villafranchien non séparés (pV)
pc	Pliocène continental: <i>poudingues, calcaires lacustres</i>
p	Pliocène marin <i>conglomérats, marnes bleues, mollasses, grès et formations dunaires subordonnées</i>
mp	Pontien (<i>localement équivalent du mc</i>)
ms	Miocène terminal marin et lagunaire: <i>couches à Tripoli, marnes à gypse</i>
mm	Miocène supérieur marin: <i>calcaires, grès, argiles</i>
mc	mc Miocène continental antépontien
mi	Miocène inférieur marin (Burdigalien)
oa	Aquitainien continental (<i>pouvant inclure localement la base du Burdigalien</i>)
oc	Oligocène continental (<i>pouvant inclure localement l'Éocène sup. continental</i>)
o	Oligocène marin <i>incluant localement l'Éocène supérieur</i>)
em	Éocène moyen marin
ec	ec Éocène moyen et inférieur continental
ei	Éocène inférieur marin
cs	cs Crétacé supérieur marin
csc	csc Crétacé supérieur continental
esm	esm Crétacé supérieur marin non subdivisé
cm	cm Crétacé moyen (marin ou lagunaire)
ct	ct Turonien
cn	cn Cénomannien
c	c Crétacé marin non subdivisé
ci	Crétacé inférieur <i>ci faciès marins normaux</i>
cir	<i>cir " récifaux ou subrécifaux</i>
cic	<i>cic " continentaux ou lagunaires</i>
cj	Crétacé et Jurassique non séparés

Légende de la carte géologique

Calcul de stabilité pour R =19.5m talus amont fin de construction

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-4	1.66	0.74	0	0	2.247972	-0.33	0.94202899	2.11765478	0.74183076	5	0.46	0.9741212	2.07	10.35
-3	1.66	2.11	0	0	6.409758	0.31	0.95588235	6.12697456	1.98702498	5	0.46	2.8184083	2.04	10.2
-2	1.66	3.26	0	0	9.903228	-0.24	-0.9798995	9.70416814	2.37677472	5	0.46	4.46391734	1.99	9.95
-1	1.66	4.21	0	0	12.789138	-0.14	0.99489796	12.7238873	1.79047932	5	0.46	5.85298816	1.96	9.8
0	1.66	4.78	0	0	14.520684	0	1	14.520684	0	5	0.46	6.67951464	1.95	9.75
1	1.66	5.5	0	0	16.7079	0.1	0.99489796	16.6226556	1.67079	5	0.46	7.64642158	1.96	9.8
2	1.66	5.85	0	0	17.77113	0.24	0.9798995	17.4139214	4.2650712	5	0.46	8.01040382	1.99	9.95
3	1.66	6	0	0	18.2268	0.31	0.95588235	17.4226765	5.650308	5	0.46	8.01443118	2.04	10.2
4	1.66	5.9	0	0	17.92302	0.41	0.91981132	16.4857967	7.3484382	5	0.46	7.58346648	2.12	10.6
5	1.66	5.58	0	0	16.950924	0.51	0.86666667	14.6908008	8.64497124	5	0.46	6.75776837	2.25	11.25
6	1.66	4.49	0	0	13.639722	0.61	0.79918033	10.9005975	8.32023042	5	0.46	5.01427485	2.44	12.2
7	1.66	3.91	0	0	11.877798	0.7	0.71167883	8.45317741	8.3144586	5	0.46	3.88846161	2.74	13.7
8	1.66	2.27	0	0	6.895806	0.8	0.60747664	4.18904103	5.5166448	5	0.46	1.92695887	3.21	16.05
					165.86388			151.372036	46.8088526			69.6311364		143.8

K_{ss} =3.01

K_{as} =1.68

Calcul de stabilité pour R =25 m talus amont fin de construction

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-3	2.5	1.66	0		7.055	-0.31	0.95419847	6.73187023	-2.18705	5	0.466	3.13705153	2.62	13.1
-2	2.5	2.49	0.78	0	14.0925	-0.19	0.98039216	13.8161765	-2.677575	4.52293578	0.35484404	4.90258783	2.55	11.5334862
-1	2.5	3.32	1.17	0	19.375	-0.14	0.99206349	19.2212302	-2.7125	4.47884187	0.34457016	6.62306227	2.52	11.2866815
0	2.5	4.15	1.29	0	23.4425	0	1	23.4425	0	4.52573529	0.35549632	8.33372256	2.56	11.5858824
1	2.5	4.98	1.17	0	26.43	0.24	0.9765625	25.8105469	6.3432	4.6195122	0.37734634	9.73951543	2.5	11.5487805
2	2.5	5.81	0.79	0	28.2475	0.2	0.98039216	27.6936275	5.6495	4.76060606	0.41022121	11.3605134	2.55	12.1395455
3	2.5	6.64	0	0	28.22	0.31	0.95419847	26.9274809	8.7482	5	0.466	12.5482061	2.62	13.1
4	2.5	6.68	0	0	28.39	0.41	0.91575092	25.9981685	11.6399	5	0.466	12.1151465	2.73	13.65
5	2.5	6.25	0	0	26.5625	0.51	0.8650519	22.9779412	13.546875	5	0.466	10.7077206	2.89	14.45
6	2.5	5.44	0	0	23.12	0.6	0.79872204	18.4664537	13.872	5	0.466	8.60536741	3.13	15.65
7	2.5	4.12	0	0	17.51	0.64	0.75987842	13.3054711	11.2064	5	0.466	6.20034954	3.29	16.45
8	2.5	2.06	0	0	8.755	0.8	0.59665871	5.22374702	7.004	5	0.466	2.43426611	4.19	20.95
					251.2			229.615214	70.43295			96.7075093		165.444376

$K_{ss} = 3.21$

$K_{as} = 1.54$

Calcul de stabilité pour R =28.89 m talus amont fin de construction

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-3	2.88	0.69	0.73	0	7.16256	-0.62517101	0.7804878	5.59029073	4.47782484	3.97183099	0.22643662	1.26584654	3.69	14.6560563
-2	2.88	1.64	1.47	0	15.64992	-0.2009971	0.97959184	15.3305339	-3.1455885	4.05466238	0.24573633	3.7672692	2.94	11.9207074
-1	2.88	2.6	1.91	0	22.63104	-0.08311704	0.99653979	22.5527319	1.88102504	4.15299335	0.26864745	6.05873392	2.89	12.0021508
0	2.88	3.56	2.05	0	28.05696	0	1	28.05696	0	4.26916221	0.2957148	8.29685817	2.88	12.2951872
1	2.88	4.51	1.41	0	29.3904	0.08311704	0.99653979	29.2887031	2.44284303	4.52364865	0.35501014	10.3977865	2.89	13.0733446
2	2.88	5.47	1.48	0	34.45344	0.2009971	0.97959184	33.7503086	6.92504146	4.57410072	0.36676547	12.3784477	2.94	13.4478561
3	2.88	6.43	0.74	0	35.31744	0.30094219	0.95364238	33.6802077	10.6285078	4.79358438	0.41790516	14.0751326	3.02	14.4766248
4	2.88	7.05	0	0	34.5168	0.39843297	0.91719745	31.658721	13.7526312	5	0.466	14.752964	3.14	15.7
5	2.88	6.57	0	0	32.16672	0.49748971	0.86746988	27.9036607	16.0026121	5	0.466	13.0031059	3.32	16.6
6	2.88	5.56	0	0	27.22176	0.59701723	0.80222841	21.8380693	16.2518598	5	0.466	10.1765403	3.59	17.95
7	2.88	4.16	0	0	20.36736	0.6958321	0.71820449	14.6279294	14.1722629	5	0.466	6.81661509	4.01	20.05
8	2.88	1.42	0	0	6.95232	0.69397406	0.72	5.0056704	4.82472976	5	0.466	2.33264241	4	20
					293.88672			269.283787	75.4960497			103.321942		182.171927

K_{ss} =3.48

K_{as} =1.71

Calcul de stabilité pour R =20.1m talus aval fin de construction

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-3	2	0	0	1.02	3.264	-0.29029304	0.9569378	3.12344498	0.94751648	4	0	0	2.09	8.36
-2	2	0.66	0	1.63	7.46	-0.19705638	0.98039216	7.31372549	1.47004063	4.28820961	0.13430568	0.98227485	2.04	8.7479476
-1	2	0.23	0.23	1.76	7.242	-0.09962679	0.99502488	7.20597015	-0.7214972	4	0.08693586	0.62645718	2.01	8.04
0	2	2.25	0.33	1.75	14.438	0	1	14.438	0	4.44341801	0.27042263	3.90436197	2	8.88683603
1	2	3.05	0.23	1.76	16.83	0.09962679	0.99502488	16.7462687	1.67671884	4.55952381	0.29903127	5.00765798	2.01	9.16464286
2	2	3.85	0	1.68	18.466	0.19705638	0.98039216	18.1039216	3.6388432	4.69620253	0.32443038	5.87346215	2.04	9.58025316
3	2	4.64	0	1.17	19.52	0.29029304	0.9569378	18.6794258	5.66652013	4.79862306	0.37215835	6.95170426	2.09	10.0291222
4	2	5.45	0	0	18.53	0.39789447	0.91743119	17	7.37298447	5	0.466	7.922	2.18	10.9
5	2	6.68	0	0	22.712	0.49381812	0.86956522	19.7495652	11.2155971	5	0.466	9.20329739	2.3	11.5
6	2	5.18	0	0	17.612	0.59569213	0.80321285	14.1461847	10.4913298	5	0.466	6.59212209	2.49	12.45
7	2	4.29	0	0	14.586	0.69457069	0.71942446	10.4935252	10.1310081	5	0.466	4.88998273	2.78	13.9
8	2	2.82	0	0	9.588	0.79541847	0.60606061	5.81090909	7.62647229	5	0.466	51.9533206	3.3	16.5
					170.248			152.810941	54.6804196			207.491361		128.058802

K_{ss} =2.41

K_{as} =1.45

Calcul de stabilité pour R =22.49m talus aval fin de construction

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-2	2.24	2.08	0	0	7.92064	-0.51869092	0.85496183	6.77184489	-	5	0.466	3.15567972	2.62	13.1
-1	2.24	1.2	0.22	1.76	11.76448	-0.47786852	0.87843137	10.3342883	-	4.3081761	0.20166239	2.08403728	2.55	10.9858491
0	2.24	2.09	0.4	1.76	15.87936	0.45812285	0.88888889	14.1149867	7.27469762	4.39764706	0.26427953	3.73030203	2.52	11.0820706
1	2.24	2.49	0.37	1.75	17.24576	0.48412292	0.875	15.09004	8.34906766	4.45986985	0.28147722	4.24750256	2.56	11.4172668
2	2.24	3.88	0	0	14.77504	0.44405405	0.896	13.2384358	6.56091636	5	0.466	6.1691111	2.5	12.5
3	2.24	4.47	0	0	17.02176	0.47786852	0.87843137	14.952448	8.13416328	5	0.466	6.96784077	2.55	12.75
4	2.24	5.68	0	0	21.62944	0.51869092	0.85496183	18.4923456	11.218994	5	0.466	8.61743307	2.62	13.1
5	2.24	5.83	0	0	22.20064	0.57162812	0.82051282	18.2159097	12.6905102	5	0.466	8.48861394	2.73	13.65
6	2.24	5.52	0	0	21.02016	0.63185513	0.77508651	16.2924424	13.281696	5	0.466	7.59227814	2.89	14.45
7	2.24	4.24	0	0	16.14592	0.698454	0.71565495	11.5549076	11.2771824	5	0.466	5.38458694	3.13	15.65
8	2.24	1.05	0	0	3.9984	0.73242189	0.68085106	2.72231489	2.9285157	5	0.466	1.26859874	3.29	16.45
					169.6016			141.779964				57.7059843		145.135186

K_{ss} =2.66

K_{as} =1.32

Calcul de stabilité pour R =25.4m talus aval fin de construction

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-2	2.54	0	0.38	1.03	5.92328	-0.19554374	0.98069498	5.80893097	1.15826033	3.73049645	0.05884879	0.34184858	2.59	9.66198582
-1	2.54	0	0.75	2.04	11.71956	-0.12475562	0.9921875	11.6280009	1.46208098	3.7311828	0.11625806	1.35184888	2.4	8.95483871
0	2.54	1.24	0.86	1.76	16.43888	0	1	16.43888	0	4.0984456	0.23282984	3.82746188	2.54	10.4100518
1	2.54	2.26	0.74	1.76	20.2946	0.08847462	0.99607843	20.2150133	1.79555704	4.31932773	0.27925815	5.64520725	2.55	11.0142857
2	2.54	3.27	0	1.76	21.2725	0.24522715	0.96946565	20.622958	5.21659457	4.6500994	0.30294632	6.24764928	2.62	12.1832604
3	2.54	4.29	0	1.74	25.59558	0.29696869	0.95488722	24.4408922	7.60108578	4.71144279	0.33153234	8.10294613	2.66	12.5324378
4	2.54	5.3	0	0.52	24.99868	0.39896189	0.91696751	22.9229773	9.97352055	4.91065292	0.42436426	9.72769234	2.77	13.6025086
5	2.54	5.6	0	0	24.1808	0.55359372	0.83278689	20.1374531	13.386339	5	0.466	9.38405315	3.05	15.25
6	2.54	5.06	0	0	21.84908	0.59831386	0.80126183	17.5068338	13.0726075	5	0.466	8.15818456	3.17	15.85
7	2.54	3.77	0	0	16.27886	0.69861994	0.71549296	11.6474097	11.3727363	5	0.466	5.42769292	3.55	17.75
8	2.54	1.62	0	0	6.99516	0.7559415	0.65463918	4.57930577	5.28793174	5	0.466	2.13395649	3.88	19.4
					195.54698			175.948655	65.0860311			60.3485415		146.609369

$K_{ss} = 2.23$

$K_{as} = 1.52$

Calcul de stabilité pour R = 16.6m talus aval fonctionnement normal

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-4	1.4	0.84	0	0.35	2.7832	-0.30491068	0.95238095	2.65066667	-0.8486274	4.70588235	0.32894118	0.87191341	1.47	6.91764706
-3	1.66	1.5	0	0.98	6.83588	-0.15384343	0.98809524	6.75450048	1.05165522	4.60483871	0.28185484	1.90378864	1.68	7.73612903
-2	1.66	2.23	0	1.42	10.06458	-0.44142673	0.8972973	9.03092043	4.44277466	4.6109589	0.28470685	2.5711649	1.85	8.53027397
-1	1.66	2.83	0	1.76	12.66082	-0.10927118	0.99401198	12.5850067	1.38346278	4.61655773	0.2873159	3.61587258	1.67	7.70965142
0	1.66	3.49	0	1.66	14.25774	0	1	14.25774	0	4.6776699	0.31579417	4.50251124	1.66	7.76493204
1	1.66	4.16	0	1.68	16.2016	0.10927118	0.99401198	16.1045844	1.770368	4.71232877	0.33194521	5.34583959	1.67	7.86958904
2	1.66	4.82	0	1.42	17.37356	0.21565062	0.97647059	16.9647704	3.746619	4.7724359	0.35995513	6.10655609	1.7	8.11314103
3	1.66	5.49	0	0.79	17.59102	0.29973344	0.95402299	16.7822375	5.27261701	4.87420382	0.40737898	6.8367308	1.74	8.48111465
4	1.66	6.15	0	0.34	18.25834	0.40999468	0.91208791	16.6532112	7.48582233	4.94761171	0.44158706	7.35384253	1.82	9.00465331
5	1.66	6.3	0	0	17.7786	0.51011935	0.86010363	15.2914383	9.06920787	5	0.466	7.12581027	1.93	9.65
6	1.66	5.83	0	0	16.45226	0.61729744	0.78672986	12.9434842	10.155938	5	0.466	6.03166362	2.11	10.55
7	1.66	5.01	0	0	14.13822	0.71943414	0.69456067	9.81985155	10.1715181	5	0.466	4.57605082	2.39	11.95
8	1.66	3.76	0	0	10.61072	0.8213346	0.57044674	6.05285058	8.71495145	5	0.466	2.82062837	2.91	14.55
9	1.66	0.86	0	0	2.42692	0.80373897	0.59498208	1.44397391	1.95061017	5	0.466	0.67289184	2.79	13.95
					177.43346			157.335236	50.6111319			60.3352647		132.777132

$K_{ss} = 2.21$

$K_{as} = 1.88$

Calcul de stabilité pour R = 21.15m talus aval fonctionnement normal

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-3	2.16	0	0	0.93	3.21408	-0.50349181	0.864	2.77696512	1.61826295	4	0	0	2.5	10
-2	2.16	0.76	0	1.58	8.2512	-0.16495335	0.98630137	8.13816986	1.36106308	4.32478632	0.15135043	1.23171549	2.19	9.47128205
-1	2.16	1.53	0	1.76	11.70072	-0.13514605	0.99082569	11.5933739	1.58130613	4.46504559	0.21671125	2.51241452	2.16	9.64449848
0	2.16	2.39	0	1.76	14.85864	0	1	14.85864	0	4.57590361	0.26837108	3.98762933	2.16	9.88395181
1	2.16	3.26	0	1.59	17.46576	0.16495335	0.98630137	17.226503	2.88103563	4.67216495	0.31322887	5.395838	2.19	10.2320412
2	2.16	4.12	0	1.13	19.03392	0.24858586	0.96860987	18.4364427	4.73156332	4.7847619	0.36569905	6.74218953	2.23	10.670019
3	2.16	4.9	0	0	17.9928	0.33213619	0.94323144	16.9713747	5.97606004	5	0.466	7.9086606	2.29	11.45
4	2.16	5.32	0	0	19.53504	0.47193629	0.88163265	17.2227291	9.21929437	5	0.466	8.02579178	2.45	12.25
5	2.16	4.9	0	0	17.9928	0.56133864	0.82758621	14.8905931	10.1000539	5	0.466	6.93901639	2.61	13.05
6	2.16	4.08	0	0	14.98176	0.66436887	0.74740484	11.19744	9.953415	5	0.466	5.21800704	2.89	14.45
7	2.16	2.73	0	0	10.02456	0.767583	0.64094955	6.42523727	7.69468188	5	0.466	2.99416057	3.37	16.85
8	2.16	0.19	0	0	0.69768	0.23091902	0.97297297	0.67882378	0.16110758	5	0.466	0.31633188	2.22	11.1
					155.74896			140.416293	46.1565796			51.2717551		139.051793

$$K_{ss} = 2.32$$

$$K_{as} = 1.82$$

Calcul de stabilité pour R = 25.15m talus aval fonctionnement normal

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq.l}
-2	2.54	0	0.75	1.73	10.45972	-0.1517625	0.98841699	10.3385649	1.58739328	3.69758065	0.11091532	1.14670527	2.59	9.57673387
-1	2.54	0	1.14	2.15	13.94968	-0.08813036	0.99610895	13.8954011	1.22939036	3.65349544	0.15793678	2.19459488	2.55	9.31641337
0	2.54	1.41	1.27	1.76	19.04746	0	1	19.04746	0	4.03153153	0.25471225	4.85162144	2.56	10.3207207
1	2.54	2.43	1.6	1.14	22.4409	0.08813036	0.99610895	22.3535813	1.97772466	4.16054159	0.2938236	6.56800969	2.57	10.6925919
2	2.54	4.46	0	0.76	22.34692	0.1517625	0.98841699	22.0880754	3.39142449	4.85440613	0.39815326	8.79443914	2.59	12.5729119
3	2.54	4.48	0	1.76	26.49728	0.27161492	0.96240602	25.5011417	7.19705646	4.71794872	0.3345641	8.53176657	2.66	12.5497436
4	2.54	5.48	0	0.92	27.40152	0.38193854	0.92418773	25.3241484	10.4656965	4.85625	0.3990125	10.1046518	2.77	13.4518125
5	2.54	6.13	0	0	26.46934	0.48642895	0.87372014	23.1267954	12.8754533	5	0.466	10.7770866	2.93	14.65
6	2.54	5.47	0	0	23.61946	0.58977039	0.80757098	19.0743904	13.9300582	5	0.466	8.88866593	3.17	15.85
7	2.54	4.32	0	0	18.65376	0.69490544	0.71910112	13.4139398	12.9625993	5	0.466	6.25089594	3.56	17.8
8	2.54	1.05	0	0.83	7.90702	0.80448902	0.59396752	4.69651304	6.3611108	4.55851064	0.26026596	1.22234246	4.31	19.6471809
								198.860011	66.3443401			69.3307797		146.428109

K_{ss} = 2.41

K_{as} = 1.52

Calcul de stabilité pour R =21.88 m talus amont vidange rapide

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq.l}
-3	2.18	1.17	0	0	4.33602	-0.09545454	0.99543379	4.31622082	0.41389281	5	0.466	2.0113589	1.8	9
-2	2.18	2.46	0	0	9.11676	-0.18897457	0.98198198	8.95249405	1.72283578	5	0.466	4.17186223	2.22	11.1
-1	2.18	3.51	0	0	13.00806	-0.09545454	0.99543379	12.9486625	1.24167843	5	0.466	6.03407671	2.19	10.95
0	2.18	4.34	0	0	16.08404	0	1	16.08404	0	5	0.466	7.49516264	2.18	10.9
1	2.18	4.96	0	0	18.38176	0.09545454	0.99543379	18.297825	1.7546225	5	0.466	8.52678646	2.19	10.95
2	2.18	5.24	0	0	19.41944	0.18897457	0.98198198	19.0695402	3.66978027	5	0.466	8.88640572	2.22	11.1
3	2.18	5.52	0	0	20.45712	0.29290891	0.95614035	19.5598779	5.99207272	5	0.466	9.1149031	2.28	11.4
4	2.18	5.47	0	0	20.27182	0.401255	0.91596639	18.5683057	8.13416923	5	0.466	8.65283046	2.38	11.9
5	2.18	5.15	0	0	19.0859	0.50163502	0.86507937	16.5108183	9.57415581	5	0.466	7.69404131	2.52	12.6
6	2.18	4.35	0	0	16.1211	0.59803419	0.80147059	12.9205875	9.64096903	5	0.466	6.02099378	2.72	13.6
7	2.18	3.22	0	0	11.93332	0.69937585	0.7147541	8.52938938	8.34587581	5	0.466	3.97469545	3.05	15.25
8	2.18	1.48	0	0	5.48488	0.79958648	0.60055096	3.29394997	4.38563589	5	0.466	1.53498069	3.63	18.15
					173.70022			159.051711	48.1188743			74.1180974		146.9

K_{ss} =2.59

K_{as} =1.92

Calcul de stabilité pour R =25.36 m talus amont vidange rapide

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-4	2.52	0.68	0.68	0	5.9976	-0.40034696	0.91636364	5.49598255	2.40112091	4	0.233	1.28056393	2.75	11
-3	2.52	1.52	1.25	0	12.18168	-0.29806539	0.95454545	11.6279673	3.63093717	4.09747292	0.25571119	2.97340136	2.64	10.8173285
-2	2.52	2.36	1.89	0	18.68328	-0.19629569	0.98054475	18.3197921	3.66744739	4.11058824	0.25876706	4.74055871	2.57	10.5642118
-1	2.52	3.2	2.44	0	24.77664	-0.08882294	0.99604743	24.6787086	2.20073413	4.13475177	0.26439716	6.52498055	2.53	10.460922
0	2.52	4.87	2.25	0	31.06908	0	1	31.06908	0	4.36797753	0.31873876	9.90292016	2.52	11.0073034
1	2.52	5.71	1.87	0	32.94396	0.08882294	0.99604743	32.8137467	2.92617954	4.50659631	0.35103694	11.5188372	2.53	11.4016887
2	2.52	6.59	1.87	0	36.71388	0.19629569	0.98054475	35.9996022	7.20677651	4.55791962	0.36299527	13.0676854	2.57	11.7138534
3	2.52	7.27	7.38	0	64.62036	0.29806539	0.95454545	61.6830709	19.2610926	3.99249147	0.23125051	14.2642417	2.64	10.5401775
4	2.52	7.34	0	0	31.44456	0.40034696	0.91636364	28.8146513	12.5887339	5	0.466	13.4276275	2.75	13.75
5	2.52	7.35	0	0	31.4874	0.5000797	0.86597938	27.2674392	15.7462097	5	0.466	12.7066267	2.91	14.55
6	2.52	6.39	0	0	27.37476	0.6	0.8	21.899808	16.424856	5	0.466	10.2053105	3.15	15.75
7	2.52	3.08	0	0	13.19472	0.70026701	0.71388102	9.41946017	9.23982716	5	0.466	4.38946844	3.53	17.65
8	2.52	3	0	0	12.852	0.89502414	0.4460177	5.73221947	11.5028503	5	0.466	105.002222	5.65	28.25
					343.33992			314.821528	82.9962861			210.004444		177.455485

K_{ss} =3.41

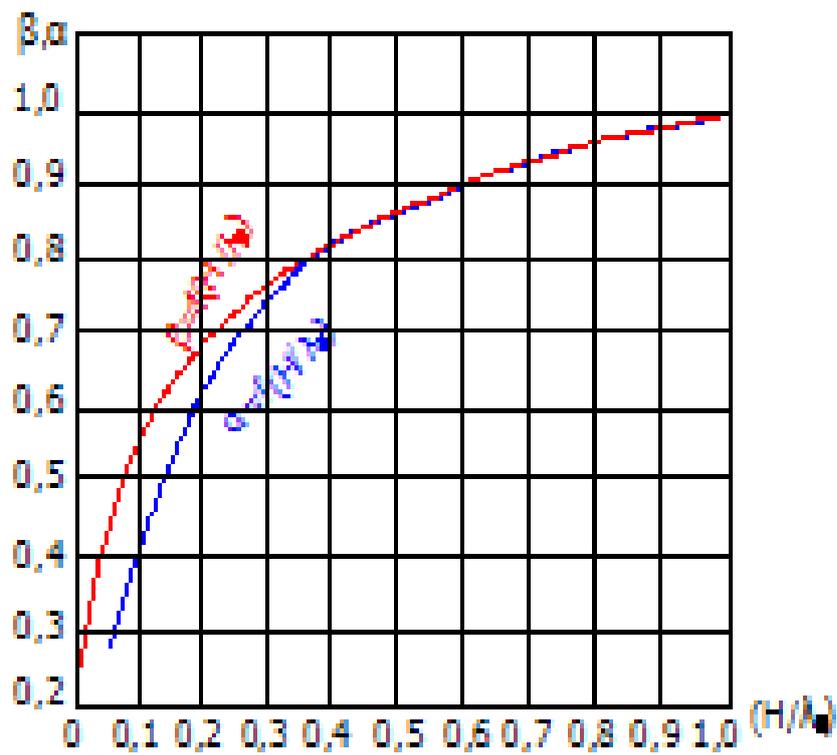
K_{as} =2.32

Calcul de stabilité pour R =28.54 m talus amont vidange rapide

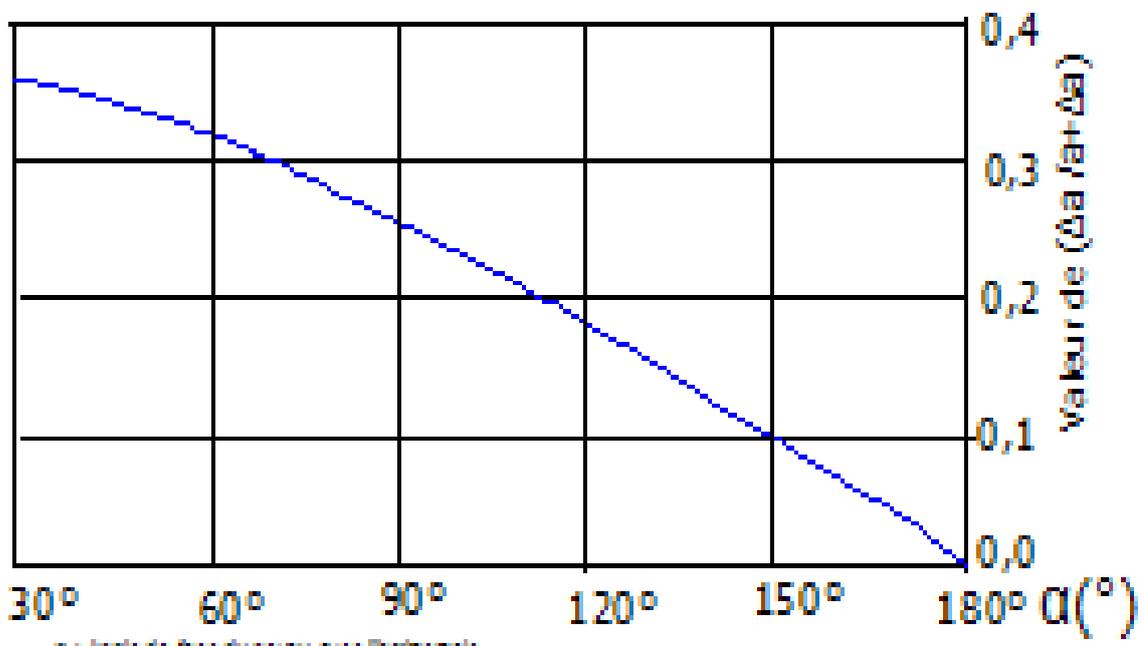
N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-3	2.84	0.56	0.59	0	5.71976	-0.49098923	0.87116564	4.9828584	2.80834054	3.97391304	0.22692174	1.1307189	3.26	12.9549565
-2	2.84	1.51	1.32	0	14.03812	-0.20236415	0.97931034	13.7476761	-2.8408122	4.06713781	0.24864311	3.41826494	2.9	11.7946996
-1	2.84	2.45	1.75	0	20.7746	-0.08369727	0.99649123	20.7017067	1.73877723	4.16666667	0.27183333	5.62741393	2.85	11.875
0	2.84	3.39	1.89	0	26.0286	0	1	26.0286	0	4.28409091	0.29919318	7.78757965	2.84	12.1668182
1	2.84	4.39	1.74	0	30.0898	0.08369727	0.99649123	29.9842218	2.518434	4.43230016	0.33372594	10.0065125	2.85	12.6320555
2	2.84	5.82	1.31	0	34.79568	0.20236415	0.97931034	34.0757694	7.04139815	4.63253857	0.38038149	12.9617918	2.9	13.4343619
3	2.84	6.22	0	0	30.03016	0.30290696	0.95302013	28.6193471	9.09634434	5	0.466	13.3366158	2.98	14.9
4	2.84	6.68	0	0	32.25104	0.40088352	0.91612903	29.5461141	12.9289104	5	0.466	13.7684892	3.1	15.5
5	2.84	6.21	0	0	29.98188	0.50029735	0.86585366	25.9599205	14.9998552	5	0.466	12.0973229	3.28	16.4
6	2.84	5.27	0	0	25.44356	0.59697494	0.80225989	20.4123476	15.1891676	5	0.466	9.51215397	3.54	17.7
7	2.84	3.8	0	0	18.3464	0.69875072	0.71536524	13.1243768	12.8195603	5	0.466	6.1159596	3.97	19.85
8	2.84	1.37	0	0	6.61436	0.68733272	0.72634271	4.80429217	4.54626604	5	0.466	2.23880015	3.91	19.55
					274.11396			251.987231	71.7520061			98.0016233		178.757892

K_{ss} =3.44

K_{as} =1.82



Abaque de L'ABOZOVSKY



alpha : angle de fide du noyau avec l'horizontale

Abaque de CASAGRANDE