

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE  
ARBAOUI Abdellah**

**DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU**

# **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 de faisabilité d'une retenue collinaire sur  
oued Hadhria (W.MEDEA)**

**Présenté par :  
M<sup>elle</sup> BOUKHEDIMI FATIMA**

**Promoteur :  
M<sup>r</sup> BEN LAOUKLI.B**

**Devant le Jury composé de :  
Président : M<sup>r</sup> M.K. MIHOUBI**

**Examineurs: M<sup>r</sup> M .BACHIR CHERIF  
M<sup>r</sup> A . AMMARI  
M<sup>me</sup> N .HADJ SADOK**

**Octobre2010**

# Remerciement

*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 Mr : Benlaoukfi Bachir ainsi que Mr: Hassane pour ces orientations et son compréhension.*

*Mes remerciements également à :*

*Monsieur Ammari.A, M<sup>eme</sup> Hadj Bachir et M<sup>eme</sup>N.Hadj Sadok 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.*

*Fatima*

# Dédicace

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

*À mes parents qui ont toujours été les étoiles de mon ciel et ont illuminé mon Chemin depuis ma naissance, je ne les remercierai jamais assez (ma mère Hadda et mon père Ali que Dieu me les garde);*

*À mes frères : Amine, et Imane ;*

*À mon cher oncle Belkacem et sa femme Souad ;*

*À mes chères tantes Zohra et Razika ;*

*À mes cousines : Ouahiba, Hassiba, Fatima z, Fella, Meriem, Hadjer, Ouafia et les petites Lina et Amira ;*

*À tous mes amis: Amina<sup>2</sup>, Fz<sup>3</sup>, Farida, Meriem, Fatiha, Rachida, Alia, Khaled, Mohamed Tayeb et Ahmed ;*

*En fin qu'ils trouvent ici mes sincères excuses, tous ceux dont leurs noms ne figurent guère.*

*Fatima*

# Sommaire

Page

Introduction générale

## Chapitre I : Etude topographique

	Introduction.....	01
I-1	Généralités sur les barrages.....	02
	* Définition.....	02
	* But des barrages.....	02
I.2	Situation géographique du site .....	03
I.3	Documentation topographique.....	04
I.4	Choix du site du barrage.....	04
I.5	Caractéristiques morphologiques.....	05

## Chapitre II : Etudes géologiques et géotechniques

	Introduction.....	06
II.1	Etude géologique .....	07
II.1.1	Reconnaissance géologiques et géotechniques.....	07
II.1.1.1	Situation géologique régionale .....	07
II.1.1.2	Géologie du site.....	08
II.1.1.3	Perméabilité du massif .....	08
II.1.2	Stratigraphie générale .....	08
II.1.3	Stratigraphie régionale .....	09
II.1.4	Tectonique et paléogéographie .....	11
II.2	La sismicité .....	12
II.3	Matériaux de construction .....	12
II.4	Etude géotechnique .....	13
II.4.1	Prospection géotechnique du terrain.....	13
II.4.2	Essais au laboratoire .....	13
II.4.2.1	Les essais d'identification .....	14
II.4.2.2	Les essais mécanique .....	14
II.4.3	Résultats de l'étude géotechniques .....	15
II.4.3.1	Pour la digue .....	15
II.4.3.2	Pour la zone d'emprunt .....	18
II.4.4	Conclusion géotechnique.....	22
II.5	Recommandations.....	22

## Chapitre III : Etudes hydrologiques et de régularisation

	Introduction .....	23
III.1	Le bassin versant .....	23
III.1.1	Caractéristiques générales du bassin versant.....	23
III.1.2	Caractéristiques physico-géographique du bassin versant.....	24

III.1.2.1	Caractéristiques physiques du bassin versant.....	24
	<u>A- Caractéristiques géométriques.....</u>	24
	<b>B- CARACTERISTIQUES hydro</b>	24
	1- Indice de la forme.....	24
	2- coefficient d'allongement.....	25
	3- Rectangle équivalent .....	25
	<u>C- Caractéristiques hydrographiques.....</u>	26
	<u>1.1- Le relief.....</u>	26
	1.2- Courbe hypsométrique.....	27
	2- Détermination des altitudes.....	30
	3- Les indices.....	33
	<b>D- Caractéristiques physiographiques.....</b>	36
	1- Densité de drainage.....	36
	2- Densité du thalweg élémentaire.....	36
	3- Coefficient de torrencialité.....	36
	<u>4-Temps de concentration du bassin</u>	36
	5- Vitesse de ruissellement.....	37
III.1.3	Caractéristiques climatiques du bassin versant.....	39
III.1.3.1	Température.....	39
III.1.3.2	Répartition mensuelle du vent.....	40
III.1.3.3	<u>L'évaporation.....</u>	40
III.1.3.4	La pluviométrie.....	41
III.2	Les précipitations maximales journalières.....	42
III.2.1	Choix de la loi d'ajustement.....	43
III.2.2	La pluie de courte durée.....	48
III.3	<u>Etude des apports.....</u>	49
III.3.1	Estimation de l'apport moyen annuel $A_0$ .....	49
	a- Formule de l'ANRH.....	49
	b- Formule de DERIE	49
	c- Formule de MEDINGEER.....	50
	d- Formule de TURC.....	50
	e- Formule de SAMIE.....	50
III.3.2	Caractéristiques de l'écoulement.....	51
III.3.3	Coefficient de variation.....	52
	1- Formule de SOKOLOVSKY.....	52
	2- Formule de OURKGUIPROVODKHOZ.....	52
	3- Formule de l'ANTONOV.....	52
	4- Formule de KRISTEKLY MENKEL.....	53
III.4	Irrégularité des apports.....	53
III.4.1	Estimation fréquentielle des apports.....	53
III.4.2	Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.....	54
III.5	Etude des crues.....	55
III.5.1	Formules empiriques pour la détermination de la crue.....	55
	1- Formule de MALLE T GAUTHIER.....	55
	2- Formule de SOKOLOVSKY.....	56

	3- Formule de POSSENTI.....	57
	4- Formule de TERRAZA.....	57
III.5.2	Hydrogramme de crue.....	59
III.5.3	Estimation de la crue de projet.....	61
III.5.4	Apport solide et l'estimation du volume mort.....	64
III.5.5	Formules empiriques.....	65
	a- Formule de TIXERONT.....	65
	b- Formule de FOURNIER.....	65
III.5.6	Calcul du volume mort.....	66
III.6	Régularisation .....	67
III.6.1	Répartition des besoins.....	67
III.6.2	Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ .....	68
III.6.3	Courbe Capacité- Hauteur -Surface.....	68
III.6.4	Calcul du volume utile.....	72
III.6.4.1	Régularisation saisonnière (sans tenir compte des pertes).....	72
III.6.4.2	Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes).....	74
	A- Pertes par évaporation.....	74
	B- Pertes par Infiltration.....	74
	C- Estimation de l'erreur.....	75
III.7	Laminage des crues.....	77
	A- Méthode de KOTCHERINE.....	78
	A.1- Estimation de débit de crue laminée.....	78
	A.2- Estimation de la charge au dessus du déversoir.....	79
III.8	Etude d'optimisation.....	85
III.8.1	Calcul de coût approximatif de la digue.....	85
III.8.1.1	Calcul de la revanche.....	86
III.8.1.2	Largeur en crête.....	87
III.8.1.3	Calcul du coût de la digue.....	89
III.8.1.4	Calcul du coût de l'évacuateur de crue.....	90
III.8.1.5	Calcul du coût total du barrage.....	92
III.8.2	Laminage pour un déversoir de largeur $b=22m$ par la méthode de HILDENBLAT....	94

#### Chapitre IV : Etude des variantes

	Généralités .....	97
IV.1	Choix du site de barrage .....	97
IV.2	Le choix du type de barrage.....	98
IV.3	Les variantes à choisir.....	98
	* Barrage en terre homogène .....	99
	* Barrage zoné.....	99
	* Barrage en enrochement avec masque en béton.....	99
IV.4	Définition de profil général du barrage.....	99
IV.4.1	Hauteur de barrage.....	99
IV.4.1.1	Calcul de la revanche.....	99
IV.4.2	La largeur en crête.....	101
IV.5	Fixation du choix définitif du type de barrage.....	102

IV.5.1	Etude comparative.....	103
IV.5.2	Pentes des talus.....	107
	A. Volume de la digue.....	107
IV.5.3	Conclusion sur le choix du type de barrage.....	108
IV.6	Etude de la variante retenue.....	108
IV.6.1	Pentes des talus.....	108
IV.6.2	Protection des talus .....	109
IV.6.3	Diamètre moyen de l'enrochement.....	110
IV.6.4	Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement.....	112
IV.6.5	Les bermes.....	112
IV.6.6	Protection de la crete.....	113
IV.6.7	Clé d'étanchéité.....	113
IV.7	Etude des infiltrations.....	113
IV.7.1	Ligne de saturation.....	114
IV.7.2	Calcul du débit de fuite par infiltration.....	116
	a-Digue .....	116
	b- Fondation.....	116
IV.7.3	Dispositifs de drainage.....	117
	1- Rôle des filtres et drains.....	117
	2- Drain prisme.....	118
	3- Drain tapis.....	119
	4- Choix du drain de talus et de la tranchée drainant.....	120
IV.7.4.1	Calcul des filtres.....	121
IV.7.4.2	Détermination de la courbe granulométrique des filtres.....	122
IV.7.4.3	Vérification de l'absence de renard dans le sol des	123
IV.7.5	Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage.....	124
	1- Dispositif d'étanchéité.....	124
	2- Fondation du barrage.....	125
IV.8	Calcul de stabilité.....	126
IV.8.1	Généralité sur la stabilité des barrages.....	126
IV.8.2	Conséquence de l'instabilité des talus.....	127
IV.8.3	Ordre de calcul (Méthode de tranche).....	128
IV.8.4	Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	129
VI.8.5	Classement des forces.....	130
VI.8.6	Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement.....	131
	a- Retenue pleine.....	131
	b- Retenue vide (fin de construction).....	131
	c- Vidange rapide.....	131
	Conclusion.....	132

## Chapitre V : Dérivation provisoire

	Introduction .....	133
V.1	TYPE D'OUVRAGE DE DERIVATION	133
	1- Galerie de dérivation.....	133

	2- Conduite de dérivation.....	134
	3- Canal de dérivation.....	134
V.2	Choix de la crue de dimensionnement.....	134
V.3	Succession des travaux.....	134
V.4	Dimensionnement de la dérivation provisoire.....	135
V.4.1	Dimensionnement de la galerie .....	135
	1- Laminage de crue de chantier .....	136
V.4.2.1	Le batardeau .....	139
V.4.2.2	Calcul d'optimisation de la dérivation.....	140
V.4.3	Construction du batardeau.....	145
V.4.4	ouvrage de restitution .....	146

### Chapitre VI : Etude des variantes des ouvrages annexes

	Introduction .....	148
VI.1	Ouvrage de prise d'eau .....	148
	1- Prise d'eau en charge.....	148
	2- Prise d'eau flottante.....	149
	3- Tour de prise.....	149
VI.2	Ouvrage de vidange.....	149
VI.2.1	Conduite de vidange en charge.....	149
VI.2.2	Conduites à écoulement libre.....	149
VI.2.3	Choix de la variante .....	150
VI.3	Ouvrage de l'évacuateur de crue.....	151
VI.3.1	Critères de choix de l'évacuateur de crue.....	152
VI.3.2	Différents types de l'évacuateur de crue.....	152
	1- Evacuateur de crues en puit (tulipe).....	152
	2- Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral.....	153
	3- Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal.....	153
	4- Evacuateur de crue en siphon.....	153
VI.3.3	Choix de la variante.....	153
VI.4	Dimensionnement de l'ouvrage de vidange.....	154
VI.4.1	Calcul de débit de vidange.....	154
VI.5	Dimensionnement de la prise d'eau.....	156
	1- Choix de type de la prise d'eau.....	156
	2- Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite.....	157
	Conclusion.....	157

### Chapitre VII : Etude de la variante choisie de l'évacuateur de crue

	Introduction .....	158
VII.1	Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues.....	158
VII.2	Dimensionnement hydraulique.....	159
VII.2.1	Le canal d'approche.....	159
VII.2.2	Le déversoir .....	159
VII.2.3	Chenal d'écoulement.....	160
VII.2.4	Calcul du convergent .....	161



VII.2.5	Le coursier.....	162
	* La profondeur critique.....	162
	* La pente critique .....	162
	* Calcul de la ligne d'eau dans le coursier.....	163
VII.2.6	Dissipateur d'énergie.....	165
VII.2.7	Canal de restitution.....	166
VII.2.8	Hauteur des murs bajoyers.....	167

### Chapitre VIII : Organisation de chantier

	Introduction .....	169
VIII.1	Travaux préparatoires et installation de l'entreprise .....	169
VIII.1.1	Installations destinées au personnel .....	169
VIII.1.2	Installations destinées au stockage des matériaux .....	170
VIII.1.3	Installations destinées à la réparation des engins .....	170
VIII.1.4	Installations destinées pour la préfabrication .....	170
VIII.1.5	Réalisation de la galerie de dérivation, la vidange de fond et la prise d'eau.....	170
VIII.1.6	Réalisation de l'évacuateur de crue .....	171
VIII.1.7	Réalisation du corps du barrage.....	171
VIII.1.8	Recommandation pour l'exécution de la digue .....	171
VIII.1.9	Contrôle de compactage .....	172
VIII.1.10	Les engins utilisés .....	172
VIII.2	Planification .....	172
VIII.2.1	Définition .....	172
VIII.2.2	Techniques de la planification.....	173
VIII.2.21	Méthodes basées sur le réseau.....	173
VIII.2.221	Définition du réseau .....	173
VIII.2.212	Construction du réseau .....	173
	Méthode C.P.M.....	174
	Méthode P.E.R.T .....	174
	Méthode P.D.M .....	174
VIII.2.2.2	Méthodes basées sur le graphique.....	174
VIII.2.2.3	Les étapes de la planification.....	175
VIII.2.2.3.1	Collection des informations.....	175
VIII.2.2.3.2	Décomposition des projets.....	175
VIII.2.3	Les paramètres de la méthode C.P.M.....	175
VIII.2.3.1	Chemin critique.....	176
VIII.2.4	Les plannings.....	176
VIII.2.4.1	Plan de travail au plutôt.....	176
VIII.2.4.2	Plan de travail au plus tard .....	177
VIII.2.4.3	Plan de travail intermédiaire.....	177
VIII.3	Délai de construction et programme des travaux.....	177
VIII.4	Symboles des différentes opérations.....	178
VIII.9	Déterminations des chemins critiques par la méthode de tableau .....	180
	Conclusion.....	181

## Chapitre IX : Protection et sécurité de travail

	Introduction .....	182
IX.1	Causes des accidents de travail .....	182
IX.1.1	Causes humains.....	182
IX.1.2	Causes techniques.....	182
IX.2	Condition dangereuses dans le chantier.....	183
IX.3	Actions dangereuses.....	183
IX.4	Mésures préventifs .....	183
IX.5	Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation .....	185
	Conclusion.....	186
	Conclusion générale	187

# Liste des tableaux

Tab II.01	<i>Détermination de la teneur en eau naturelle et de la densité</i>	15
Tab II.02	<i>Détermination des limites d'Atterberg</i> .....	16
Tab III.01	Calcul des surfaces cumulées... ..	28
Tab III.02	Détermination de l'altitude moyenne .....	31
Tab III.03	Détermination des altitudes.....	31
Tab III.04	Détermination de la pente.....	33
Tab III.05	Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant.....	38
Tab III.06	Différents types de températures (1970-2000).....	39
Tab III.07	Répartition mensuelle du vent.....	40
Tab III.08	Répartition mensuelle de l'évaporation.....	40
Tab III.09	Station pluviométrique.....	41
Tab III.10	Répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	41
Tab III.11	Caractéristiques de la série .....	43
Tab III.12	Résultat de l'ajustement à la loi normale .....	45
Tab III.13	Résultat de l'ajustement à la loi de Galton.....	46
Tab III.14	Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel.....	47
Tab III.15	Intensité pour les différentes fréquences.....	48
Tab III.16	Récapitulatif des résultats .....	51
Tab III.17	Récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.....	53
Tab III.18	Les apports fréquentielles.....	54
Tab III.19	Répartition mensuelle des apports.....	54
Tab III.20	Récapitulatif des résultats de la formule de MALLET GAUTHIER	55
Tab III.21	Valeur de $\alpha$ en fonction de la fréquence.....	56
Tab III.22	Valeur de $\gamma$ en fonction du bassin versant.....	56
Tab III.23	Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.....	57
Tab III.24	Récapitulatif des résultats de la formule de POSSENTI.....	57
Tab III.25	Récapitulatif des résultats de la formule de TERRAZA.....	58
Tab III.26	Débits fréquentielles calculés .....	58
Tab III.27	Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue.....	60
Tab III.28	Catégories des dommages résultant des crues.....	62
Tab III.29	Crues de projet recommandé.....	62
Tab III.30	Choix de la crue de projet.....	63
Tab III.31	Répartition mensuelle des besoins .....	68
Tab III.32	Répartition mensuelle des apports .....	68
Tab III.33	Courbes topographiques et volumétriques .....	69
Tab III.34	Régularisation saisonnière sans tenir compte de pertes.....	73
Tab III.35	Valeur de $\delta$ en fonction des conditions hydrogéologiques .....	75
Tab III.36	Régularisation saisonnière en tenant compte les pertes... ..	76
Tab III.37	Données initiales.....	80
Tab III.38	1 <sup>er</sup> étape de calcul .....	81

Tab III.39	2 <sup>ème</sup> étape de calcul .....	82
Tab III.40	3 <sup>ème</sup> étapes de calcul.....	83
Tab III.41	Récapitulatif des résultats de la méthode de KOTCHERINE.....	85
Tab III.42	Récapitulatif des résultats de calcul du largeur en crête .....	88
Tab III.43	Récapitulatif des résultats.....	89
Tab III.44	Cout de la digue.....	89
Tab III.45	Cout de déversoir.....	90
Tab III.46	Cout du canal d'approche.....	91
Tab III.47	Récapitulatif des prix totaux.....	92
Tab III.48	Les caractéristique du barrage.....	93
Tab III.49	Volumes et débit déversant.....	94
Tab III.50	Le laminage.....	95
Tab IV.01	Récapitulatif des résultats de calcul du largeur de crete.....	101
Tab IV.02	Valeur de $I_{adm}$ en fonction du type d'ouvrage.....	103
Tab IV.03	Valeurs indicatives des pentes des talus.....	107
Tab IV.04	Etude comparative de différentes variantes.....	108
Tab IV.05	Résultats de calcul .....	111
Tab IV.06	Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.....	112
Tab IV.07	Coordonnées de la parabole de KOZENY.....	115
Tab IV.08	Gradient hydraulique admissible.....	124
Tab IV.09	Détermination du gradient d'infiltration admissible.....	125
Tab IV.10	Détermination de coefficient de sécurité.....	125
Tab IV.11	Coefficient de stabilité admissible admissible au talus.....	128
Tab IV.12	Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	132
Tab V.01	Coefficient de débit.....	137
Tab V.02	$Q=f(D)$ .....	138
Tab V.03	$H_{dev}=f(T)$ .....	138
Tab V.04	Résultats du laminage.....	139
Tab V.05	Récapitulatif des hauteurs et largeurs en crete du batardeau.....	140
Tab V.06	Paramètres de calcul d'optimisation.....	142
Tab V.07	Résultats de calcul d'optimisation.....	143
Tab VI.01	Type de vidange de fond en fonction de fonction de $H^2 \cdot \sqrt{v}$ .....	151
Tab VII.01	Coordonnées de profil de Greaguer.....	160
Tab VII.02	Calcul de la ligne d'eau.....	163
Tab VII.03	Calcul de la ligne d'eau.....	164
Tab VIII.01	Symboles des opérations.....	178
Tab VIII.02	Détermination des chemins critiques.....	180
Tab IX.01	Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation	185

# Liste des figures

Fig I.01	Plan de situation de l'ouvrage.....	03
Fig III.01	Topographie du bassin versant.....	28
Fig III.02	La courbe hypsométrique .....	29
Fig III.03	Réctangle équivalent.....	32
Fig III.04	Réseau hydrographique du bassin versant.....	35
Fig III.05	Répartition mensuelle de la température.....	39
Fig III.06	Répartition mensuelle de l'évaporation.....	40
Fig III.07	Répartition mensuelle de la précipitation.....	42
Fig III.08	Ajustement avec la loi de Normale.....	46
Fig III.09	Ajustement avec la loi de Galton.....	46
Fig III.10	Ajustement avec la loi de Gumbel .....	47
Fig III.11	La comparaison graphique entre les trois lois.....	47
Fig III.12	Hydrogramme de crue .....	60
Fig III.13	Courbe Capacité Hauteur.....	71
Fig III.14	Courbe Surface Hauteur.....	71
Fig III.15	Courbes $q=f(h)$ .....	84
Fig III.16	Courbes $q=f(V_{forcé})$ .....	84
Fig III.17	Courbes d'optimisation.....	92
Fig III.18	Courbe des débits déversants.....	94
Fig IV.01	Forces exercées par une tranche de sol sur le cercle de glissement.....	127
Fig V.01	Schéma explicatif.....	135
Fig V.02	Schéma de calcul.....	141
Fig V.03	Courbe d'optimisation.....	144
Fig V.04	Construction du batardeau.....	145
Fig VIII.01	R éseau à neuds.....	179
Fig VIII.02	Diagramme de Gantt.....	181

# *Introduction générale*

Les ressources en eau de l'Algérie et surtout celle qui coulent en surface constituent l'une des principales richesses sur les quelles reposent la prospérité du pays dans l'avenir, ainsi que la réussite de son développement économique.

Au plan de l'édification, l'exploitation rationnelle des ressources hydrauliques de tout le temps figure parmi les principales préoccupations de la direction politique du pays.

Dans ce cadre la wilaya de MEDEA a bénéficié par un projet de construction d'une dizaine de retenue collinaire afin de combler le déficit en ressources en eau surtout pour l'irrigation, et parmi ces retenues, on a la retenue collinaire de l'oued Hadhria qui va faire l'objet d'une étude de faisabilité et qui va être destinée pour irriguer un périmètre dans la région.

Le projet du barrage comporte deux éléments, la digue et les ouvrages annexes, ces derniers nécessaires à la protection et l'exploitation du barrage, se composent de la dérivation provisoire, l'évacuateur de crues, l'ouvrage de prise d'eau et l'ouvrage de vidange de fond.

*Chapitre 01 :*

*Etude Topographique*

# Chapitre 1: Etude topographique

## Introduction :

Avant de commencer l'étude de l'avant projet qui permet en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

Les données topographiques nécessaires concernent le bassin versant de la retenue, la vallée de la rivière à l'amont et l'aval du barrage, le site de barrage et celui de la retenue et les zones d'emprunts des matériaux de construction de la digue.

Dans ce chapitre, nous décrivons les méthodes utilisées pour la recherche de sites et ses résultats.

D'une manière générale, le choix de l'emplacement d'un barrage se fait par étapes en opérant une sélection parmi les sites candidats de moins en moins nombreux selon la procédure suivante :

- Analyse des cartes topographiques.
- Reconnaissance du terrain par des études géologique et topographique.
- Estimation de la structure du terrain au moyen de la prospection géologique ou d'autres techniques possibles
- Vérification de la structure du terrain au moyen du test de forage, de l'essai de perméabilité ou d'autres techniques possibles
- Estimation du mécanisme d'écoulement des eaux à partir des résultats de l'observation des oueds.
- A cela s'ajoute au besoin, les données hydrologiques et météorologiques, telles que la pluviométrie et le débit du cours d'eau, est également collectées pour déterminer la nécessité et la faisabilité du barrage.

D'autre part, la gestion et l'entretien du barrage nécessite une participation active de la communauté locale. Il faut donc mener une étude socio-économique afin de déterminer la



possibilité de la participation des habitants. Une fois l'emplacement fixé, il est également important de promouvoir la participation de la communauté locale dès le stade de l'avant-projet.

### **I-1- Généralités sur les barrages :**

#### **Définition :**

Les barrages sont des ouvrages destinés à retenir et à stocker de l'eau pour la restituer à des utilisateurs divers.

Ce sont des ouvrages hydrauliques, souvent importants, très délicats du point de vue de leur conception, et de leur réalisation et de leur exploitation et qui nécessitent un entretien très soutenu et soigné.

En effet, la ruine partielle ou totale d'un tel ouvrage se traduit par une catastrophe, la plus part de temps.

Si on veut une définition complète, on peut se rapporter de celle donnée par le professeur **H.PRESS** de **Berlin** : « un barrage est un ouvrage fixe de retenue qui partant de la section du cours d'eau, ferme complètement la vallée et réalise un bassin de retenue utilisé comme réservoir ».

#### **But des barrages :**

Le but principal du barrage d'après sa définition, est l'accumulation. Cette accumulation sert à compenser l'inégalité des apports de la rivière et à adopter l'utilisation et la consommation de l'eau aux besoins.

Un but secondaire (parfois primordial dans notre pays) est la protection contre les crues.

Enumérons les divers buts d'utilisation d'un barrage que l'on peut associer dans le même ouvrage :

1. protection contre les crues
2. alimentation en eau potable
3. amélioration de la navigation
4. irrigation
5. production de l'énergie électrique
6. besoins industriels
7. autres buts (dilution des eaux usées, amélioration de la nappe phréatique, protection contre le charriage et l'envasement)

## I.2. Situation géographique du site :

Le site de la retenue collinaire de HADHRIA se situe dans la ville de SIDI ZIANE qui est une commune de la daïra de SOUAGUI, elle est limitée au nord la commune de SOUAGUI au sud la commune de Kef lakhdar à l'est la commune de Tafraout et Sidi Zahar à l'ouest la commune de Rebia

Les coordonnées Lambert selon la carte 1/50000 sont :

$$X = 549,82 \text{ Km}$$

$$Y = 297,79 \text{ Km}$$

$$Z = 951,74 \text{ m NGA}$$

Le plan de situation de l'ouvrage est montré de la figure (I.1).

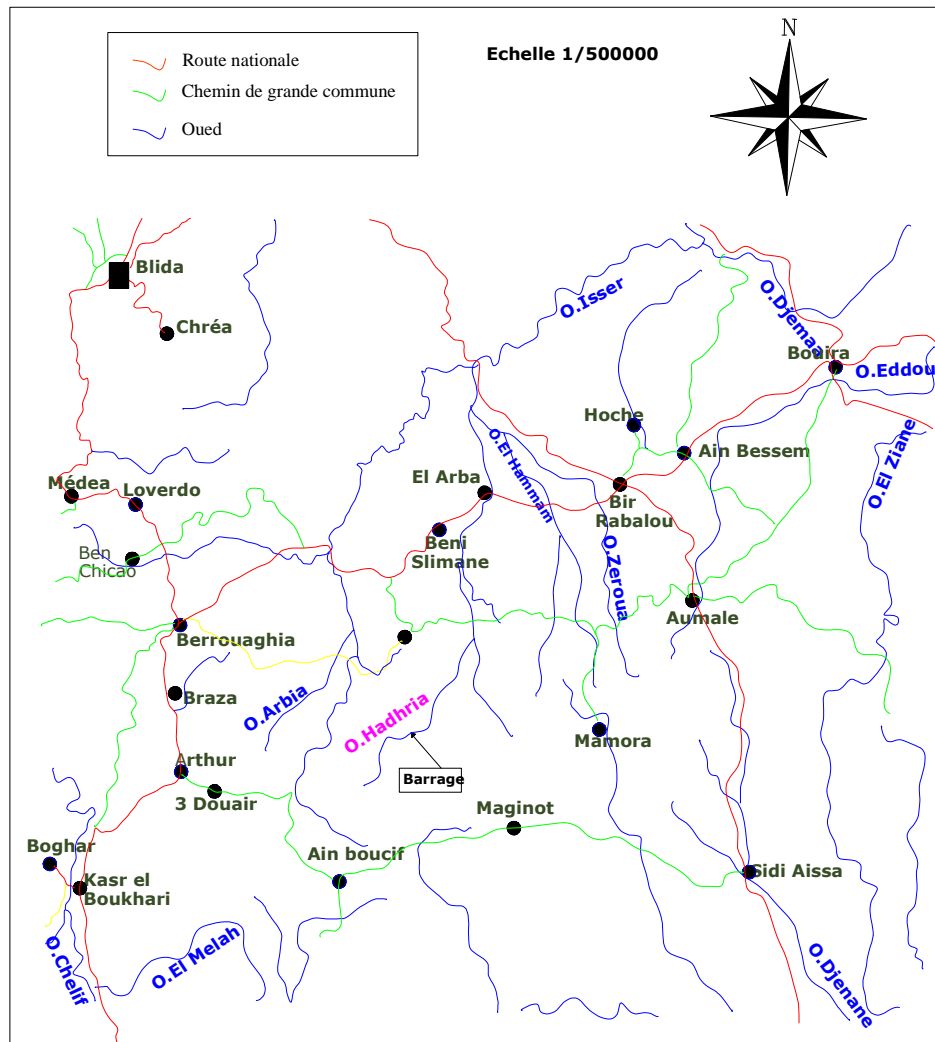


Figure I.1 Plan de situation de l'ouvrage

### **I.3. Documentation topographique.**

Un intérêt particulier doit être accordé à la collecte des données fiables, dont la consistance dépend principalement de l'approche méthodologique. La présente étude nécessite des données cartographiques, hydrologiques et pluviométriques de la région où se trouve le bassin versant.

La documentation topographique pour des travaux sur l'étude de faisabilité du barrage et pour justifier les conceptions de l'étude, on a reçu les documents cartographiques suivant:

- 2 Cartes topographique Ech 1 :50 000 ;
- Levé topographique du site du barrage Ech 1 :500 ;

### **I.4. Choix du site du barrage :**

Le choix d'un site apte pour la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions techniques et économiques est basé essentiellement sur les connaissances et les conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques du site.

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

- Garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans la retenue ;
- Bonne géologie pour l'emplacement du barrage et de la retenue ;
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume du barrage sera minimum.
- Choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter la création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

Lors de la préparation d'un inventaire de sites possibles des barrages dans la région, et sur la base des résultats géologiques et des conditions topographiques, nous avons choisi l'axe le plus économique et le plus stable.

Ses coordonnées sont:

$$\mathbf{X = 549,82 \text{ Km}}$$

$$\mathbf{Y = 297,79 \text{ Km}}$$

$$\mathbf{Z = 951,74 \text{ m}}$$

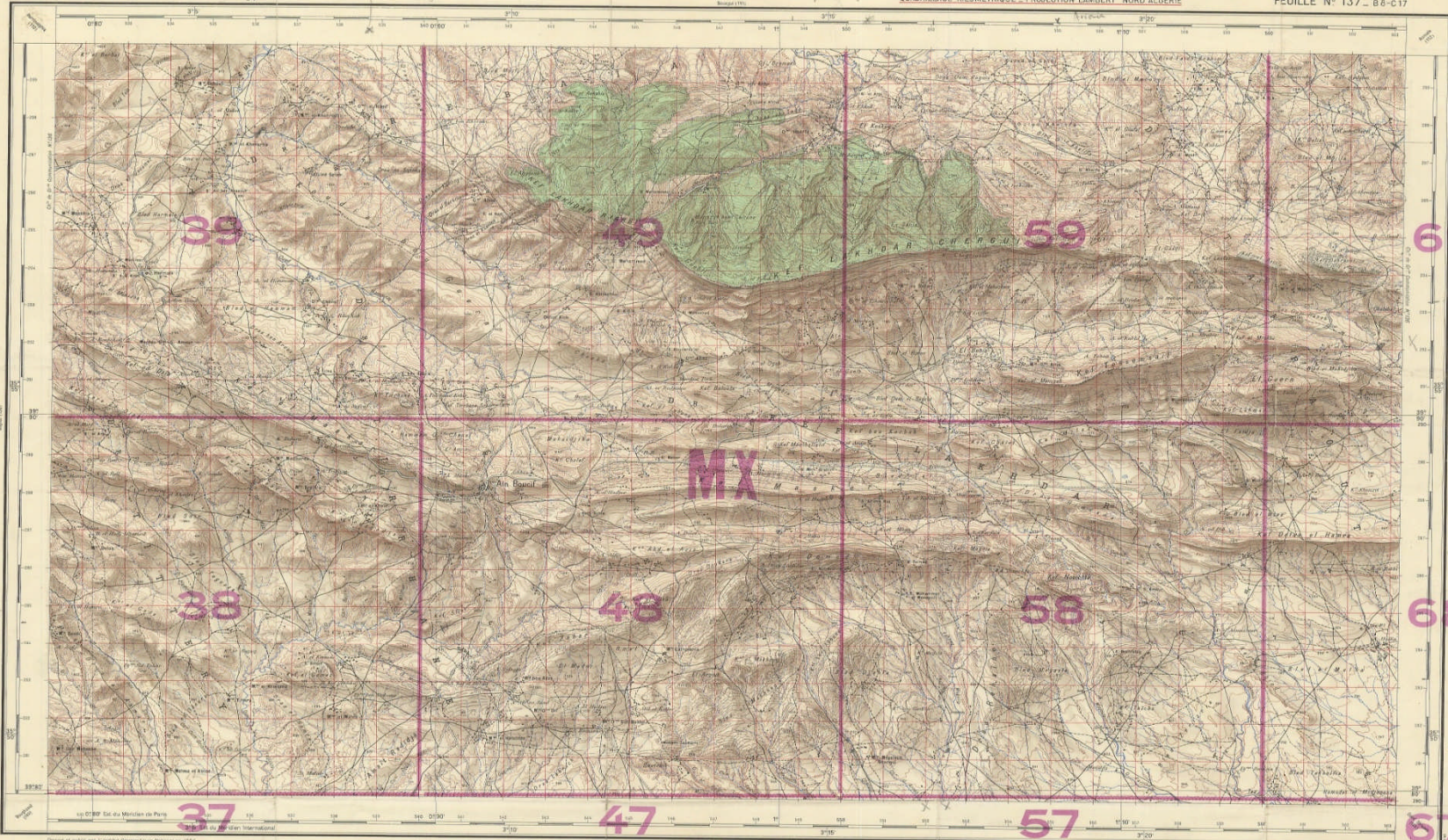
### **I.5.caractéristiques morphologiques :**

Le site d'Oued Hadhria est caractérisé surtout par des chaînes montagneuses qui dominent la région sud du bassin versant offrant ainsi des passages à l'oued qui s'achemine vers le nord.

Le sous bassin de l'oued hadhria auquel nous nous intéressons est une partie intégrante du grand bassin de l'oued chelif code 01 par l'ANRH (agence nationale de ressource hydraulique). La détermination de sous bassin fut établie sur la base des cartes état major de AIN BOUCIF à l'échelle 1/50000 feuille N° 137-B8-C17 ont permet délimiter le bassin de site.

540,50 / 28,52 / 1922

El Taba  
X=548,70  
Y=28,70



SERIE P-711  
FEUILLE 137 - AÏN BOUCIF  
Edition 2 - IGNAF - Juillet 1957



Department of Alger  
Arrondissement of Bougie  
1. Arrondissement de Bougie  
2. Arrondissement de Bougie  
3. Arrondissement de Bougie  
4. Arrondissement de Bougie  
5. Arrondissement de Bougie  
6. Arrondissement de Bougie



IDENTIFICATION DES CARTES DE 1:50,000

LY	MY
LX	MX

SERIE P-7  
FEUILLE 137 - 1  
Edition 2 - IGNAF -

Échelle 1:50,000

Point isolé	.....
Point de grande construction	.....
Point de construction ordinaire	.....
Point de construction de moyenne importance	.....
Point de construction de faible importance	.....
Point de construction de très faible importance	.....
Point de construction de très très faible importance	.....
Point de construction de très très très faible importance	.....
Point de construction de très très très très faible importance	.....
Point de construction de très très très très très faible importance	.....

Église - Chapelle - Clocher	.....
Mosquée - Koubba - Minaret	.....
Fort - Bastion - Bâti - Fortin	.....
Fortin (Bâti) - Fortin - Bâti - Fortin	.....
Fortin - Bâti - Fortin - Bâti	.....
Fortin - Bâti - Fortin - Bâti	.....
Fortin - Bâti - Fortin - Bâti	.....
Fortin - Bâti - Fortin - Bâti	.....
Fortin - Bâti - Fortin - Bâti	.....
Fortin - Bâti - Fortin - Bâti	.....

Échelle 1:50,000

Voie principale	.....
Voie secondaire	.....
Voie tertiaire	.....
Voie quaternaire	.....
Voie quinaire	.....
Voie sextaire	.....
Voie septaire	.....
Voie octaire	.....
Voie nonaire	.....
Voie décenaire	.....

Échelle 1:50,000

Point de vue	.....
Point de vue de grande importance	.....
Point de vue de moyenne importance	.....
Point de vue de faible importance	.....
Point de vue de très faible importance	.....
Point de vue de très très faible importance	.....
Point de vue de très très très faible importance	.....
Point de vue de très très très très faible importance	.....

Échelle 1:50,000

Point de vue	.....
Point de vue de grande importance	.....
Point de vue de moyenne importance	.....
Point de vue de faible importance	.....
Point de vue de très faible importance	.....
Point de vue de très très faible importance	.....
Point de vue de très très très faible importance	.....
Point de vue de très très très très faible importance	.....

MINISTRE DES TRAVAUX PUBLICS ET DES TRANSPORTS  
INSTITUT GÉOGRAPHIQUE NATIONAL - 356<sup>ter</sup> Rue de Grenelle - Paris 7<sup>me</sup>

*Chapitre 02 :*  
*Etude géologique et*  
*géotechnique*

# Chapitre2: Etude Géologique et Géotechnique

## **Introduction:**

Une étude géologique et géotechnique est indispensable pour l'élaboration d'un projet de construction hydrotechnique, elle permet d'aborder:

- Les diverses techniques possibles;
- L'identification et choix du site du barrage;
- Les travaux de reconnaissance autorisent l'adaptation du projet au site choisi, avec notamment le choix du type de barrage le mieux adapté au site;
- Le suivi géologique des travaux de construction du barrage.
- La qualité géotechnique des sols sur lesquels seront implantés la digue et les ouvrages annexes, la perméabilité des sols, de la cuvette et les zones d'emprunts des matériaux de construction.

En effet, l'importance primordiale de la connaissance du contexte géologique et géotechnique dans lequel va être intégré l'ouvrage étudié, alliée à la très grande variété des fondations rencontrées, qui fait de chacun d'eux un objet unique, ne permettent pas de définir a priori l'importance et la nature des reconnaissances nécessaires.

L'étude géologiques du barrage sur l'oued Hadhria de wilaya de Médea est basée sur la recherche et l'exploitation de la documentation de la région ; le levé géologique du site et sa notice ainsi que les résultats de la reconnaissance géologique et géotechnique exécutés sur site et au laboratoire.

## **II.1) Etude géologique :**

### **Généralité sur la région d'étude:**

Le site du barrage se trouve dans la commune de Sidi Ziane, Daira de Souagui, Wilaya de Médea. Le site à étudier se trouve à 120 km de la wilaya de Médea, il est localisé sur la carte d'état major de Ain Boucif n° 137 au 1/ 50 000ème dont les coordonnées Lambert sont les suivantes :

$$\begin{aligned} X &= 549.82 \text{ km} \\ Y &= 297.79 \text{ km} \\ Z &= 951.74 \text{ m NGA} \end{aligned}$$

### **Etude et reconnaissance du site :**

#### **Base topographique et ouvrages consultés**

- Carte d'état major de Ain Boucif N°137 au 1/50.000ème;
- Carte géologique N°137 de Ain Boucif au 1/50.000ème;
- Notice explicative de la carte géologique de Ain Boucif.

### **II.1.1) Reconnaissance géologiques et géotechniques :**

#### **II.1.1.1) Situation géologique régionale:**

Concernant la géologie, la région appartient au domaine des nappes Telliennes, c'est un ensemble de terrains allochtones, qui repose en discordance sur des terrains appelés autochtones.

Ces événements géologiques très importants sont caractérisés par des charriages de terrains anciens sur des terrains plus récents.

Ces ensembles nappes sont constitués par des terrains qui sont individualisés en plusieurs unités de nature et d'âges différents.

D'après la carte géologique de Ain Boucif au 1/50 000ème établie par P.Chevilly et Guillemot en 1964, plusieurs unités tectoniques s'empilent les unes aux autres, séparées par des contacts anormaux souvent soulignés par des niveaux gypseux ayant servi de semelle de nappe.

Le mouvement de charriage étant venu du nord vers le sud, les contacts entre ces différentes unités se trouvent automatiquement redressés.



### **II.1.1.2) Géologie du site :**

Le site est constitué de couche horizontale à subhorizontale de grés massifs, souvent en bancs métriques et d'argiles verdâtres à grisâtres.

Nous n'avons pas remarquées de fractures majeures.

Les sondages approfondis ont été réalisés sur l'axe du barrage et à coté de l'évacuateur de crue et montrent l'existence des sables fins jaunâtres, argiles sableuses grisâtres ainsi que les alluvions et les argiles grisâtres.

L'épaisseur des alluvions sur la rive droite sous l'emprise de la digue a été estimée de 1,0 à 4 mètres. Elles sont constituées par les cailloutis de la marne gréseuse avec un petit détail d'argile, de limon et de sable et par des schistes décomposés.

Sur la rive gauche, sous l'emprise de la digue, il a été observé une couche d'argile limoneuse de 4,7mètres et des argiles grisâtres de 5 mètres. L'épaisseur des tout-venants dans le lit de la rivière est très inégale, il faut compter sur une profondeur d'entre 1,5 et 5 mètres du substratum. Ils sont constitués par des cailloux, gravies emballés dans une matrice argileuse, limoneuse et sableuse.

### **II.1.1.3) Perméabilité du massif :**

Les mesures de perméabilité effectuées donnent des valeurs très faibles correspondant à des sols pratiquement imperméables.

### **II.1.2) Stratigraphie générale :**

La région de Ain boucif est située au nord tell, en bordure des hautes plaines et constituée le cœur de la région naturelle de Titteri. Le relief est accidenté avec de longues crêtes gréseuses dont l'altitude s'échelonne entre 1100 m et 1400 m, culminant à 1464 m au Kef lakhdar chergui, l'altitude moyenne du fond de vallée est d'environ 900 m. Les eaux de ruissellement de la partie nord de la feuille sont collectées par l'oued Malah et son effluent l'oued Boutouil, et drainées vers la méditerranée par l'oued Isser.

Les cours d'eau de la partie sud de la feuille se perdent dans les dépressions plus au moins fermées des hautes plaines. A l'est, l'oued el Annasseur Tekhlifia est un effluent de l'oued slisseb, tributaire du chott el Hodna.

A l'ouest, l'oued Ttaghaza et toutes une série de petits ravins descendant de Djebel Mezelech, se perdent dans la plaine d'el Kalkra, ou dans la région d'el Krachem (Daiet el Fircenia).

Ce secteur des hautes plaines n'est pas tellement fermé puisque la cluse du chélif lui ouvre une communication avec la méditerranée; mais, malgré l'absence de la barrière topographique, les cours d'eau issus de la région de Ain Boucif n'atteignent pas le Chélif.

Les voies d'accès empruntent les combes marneuses est-ouest allongées entre les Kef gréseux (route de toute des Donaires à Maginot par Ain Boucif). Et au sud de Ain Boucif une rupture des lignes de crête gréseuse, dues à des causes tectoniques, facilite la pénétration sud nord (route de Ain Boucif à Birine). Par contre le massif compact du Kef lakhdar est un obstacle à la pénétration et n'est accessible que par une route escarpée, créée pour les besoins par le service des eaux et des forêts.

### **II.1.3) Stratigraphie régionale :**

- **Alluvions récentes:** Limons fins et cailloutés qui forment les basses terrasses des principaux cours d'eau.
- **Alluvions anciennes:** Limons et cailloutés qui forment les terrasses situées à 20m à 40m au dessus du niveau actuel des oueds.

Ces terrasses anciennes sont plus nettement observables sur les bassins versant tributaires des dépressions fermés du sud. Dans la partie nord, drainée directement vers la méditerranée, la distinction des deux niveaux d'alluvionnement bien tranchée est beaucoup plus rare.

- **Eboulis de pente :** Très abondant le long des Kef gréseux oligocène et miocène.
- **Pliocène :** Placage de grés grossier et de conglomérats continentaux situées dans L'angle sud-ouest de la feuille, à une altitude de 800 à 900m à peine supérieure à celle des hautes terrasses quaternaires voisines.

Cette formation est attribuée au pliocène car on peut la rapprocher, par l'intermédiaire d'une série d'affleurement discontinus (pliocène de la feuille Er-Rahla), du pliocène continental daté de Sersou.

- **Miocène inférieur marin :** Au Djebel Mezelech, il débute par 20m de marnes brunes, plus au moins sableuses, à micro faune miocène pauvre. au dessus viennent 80m de grés grossiers et marnes sableuses admettant plusieurs niveaux de conglomérats fins et deux horizons pétris de turritelles ; puis 600 à 700m de marnes à l'intercalation gréseuse.

Plus au nord, les grés deviennent dominants dans la série miocène. Ce sont des gés fins, tendres, ou modelé arrondi. Le miocène est très transgressif sur l'oligocène et l'éocène, mais la transgression n'est pas démontrable sur la feuille de

Ain Boucif où les contacts biseautés, oligocène-miocène et les rares contacts directs, éocène-miocène visibles, sont des surfaces de décollement. La transgression est observable sur les feuilles voisines: El Kelkre, Maginot, l'oued Sbisseb.

- **Oligocène, faciès de Boghari:** On distingue:

Oligocène faciès grés et marnes de Boghari sensu stricts définis dans les Hannachas près de Boughari, ce faciès est représenté sur la feuille par les grands kef qui s'étendent d'ouest au l'est de part et d'autre de Ain Boucif : kef Diaba, kef Ed-Daia, kef Maskar, il débute par 100m d'environ de marnes sombres, gypseuses, puis viennent des grés grossiers, claires, tendres, à l'intercalation marneuses. L'épaisseur visible diminue rapidement, mais les contacts anormaux suffisent à expliquer cette diminution apparente et on ne sait rien de la variation de l'épaisseur vraie.

Au kef lakhdar, le faciès est un peu différent. La base de la série est toujours constituée de marnes, mais sans gypse et avec des passées de grés grossiers à huîtres. Ces marnes, très riches en microfaune, témoignent d'un milieu plus franchement marin. Leur épaisseur est plus grande, probablement plusieurs centaines de mètres, mais ne peut être évaluée exactement car elles sont séparées des grés sous-jacents par une surface de décollement, des grés qui les surmontent sont massifs, grossiers, en bancs épais, avec peu d'intercalation marneuse. L'épaisseur de la seule série gréseuse est de l'ordre de 1000m au Kef lakhdar chergui. Dans l'angle nord-est de la feuille, les marnes redeviennent dominantes et semblent superposées aux grés, mais par l'intermédiaire d'un contact anormal. Faciès à couche rouge de Kef Negailou, au djebel Mezeghlech l'étage comprend, à la base 250m de grés grossiers, massifs, forment des crêtes dans la topographie. Des dépressions correspondent à des grés plus argileux. Au dessus viennent 180 m de grés grossiers plus marneux, alternant avec des argiles et des sables argileux rouges.

La série azoïque est attribuée à l'oligocène du fait de sa position normale entre le lutétien supérieur- bartonnien, daté de la boutonnière de Ain Boucif et le miocène inférieur, date du djebel Mezeghlech. De plus, elle a beaucoup d'analogie avec les faciès oligocènes précédents.

Il hautement vraisemblable qu'elle en constitue une variation latérale vers un type moins marin et plus lagunaire. Cette hypothèse est confirmée par l'appauvrissement progressif en niveaux rouges vers le nord (Kef Zehar). Vers l'ouest au contraire, les niveaux rouges envahissent même la base de la série (Kef Gomes). Plus à l'ouest encore, sur la feuille de Boughar.ils se chargent en bancs de gypses massifs (Kef Negailou) ces deux faciès de l'oligocène sont dans le cadre de synthèse plus vastes) groupés sous la dénomination de « grés et marnes de Boughari »

#### **II.1.4) Tectonique et paléogéographie**

L'Autochtone certain n'est représenté, sur la feuille Ain Boucif que par les marnes du Sénonien supérieur et du Paléocène, situées dans l'angle nord-ouest de la feuille, prolongeant la combe de Tleta des Douaires, pourraient également être autochtone, le petit affleurement Miocène perçant le placage Pliocène à Koudiat el Daoura, mais d'une façon plus hypothétique encore, une partie du Sénonien de la boutonnière d Ain Boucif'.

Ces hypothèses n'ont pas été retenues pour l'établissement de la planche de coupe ci-jointe, mais on peut voir que les adopter n'introduirait que des modifications mineures, sur la paléogéographie et la tectonique de l'autochtone, on ne peut donc que faire des hypothétiques. Sur la paléogéographie et la tectonique de l'autochtone, on ne peut donc que faire des hypothèses découlant des observations faites à l'échelle régionale; Crétacé supérieur, marneux infranéritique, témoignant d'une subsidence forte et continue, affecté d'ondulations anticlinales et synclinales et de grands décrochements SO-NE ; Méocène inférieur marin du Hodna transgressif sur ce Crétacé, généralement sur le Sénonien, mais parfois sur le Turonien le Cénomaniens. L'absence, même à l'échelle régionale, de Nummulitique autochtone ne permet pas de reconstituer le processus qui a amené cette transgression du Miocène sur le Crétacé. Après le dépôt du Miocène

et l'écoulement des nappes, on peut noter que les grands décrochements SO-NE ont rejoué, car ils se représentent sur le modelé définitif de l'allochtone. Certains mouvements sont même post-pliocène car le pliocène est redressé à la verticale à Koudiat Er- Reguig, enfin, l'observation des terrasses d'alluvions au sud de la feuille, permet de supposer, bien que le phénomène soit beaucoup moins net ici qu'au Chott et Hodna, que la subsidence des petits bassins des hautes plaines, s'est poursuivie à une époque très récente.

Dans un bassin subsidient sensiblement avec la même disposition relative que celle qu'on observe actuellement dans les séries charriées. La subsidence généralisée, continue et forte au Crétacé supérieur, était plus irrégulière, coupée d'interruptions à l'Eocène et évoluait vers un régime de bassins résiduels à l'Oligocène.

Après une transgression au Miocène inférieur, les unités sont mises en place, venant du nord et se sont superposées dans l'ordre de la numération adoptée suivant des plans de contacts anormaux à faible pendage nord. On ne note pas, sur la feuille Ain Boucif, de déferlement d'une unité plus tardive et d'origine plus septentrionale par-dessus et au-delà d'une unité antérieure. Mais l'étude de la paléogéographie et de l'origine de l'allochtone est incomplète sur les seules données de la feuille Ain Boucif. C'est un problème de synthèse régionale déjà traité pour la zone allant de Boghari à Sidi Aissa. Des synthèses plus vastes restent utiles et nécessaires.

## **II.2) la sismicité:**

En Algérie, l'analyse des différents catalogues de sismicités réalisés durant ces dernières décennies a montré que la sismicité sur le territoire nationale n'est pas partout identifiée et que nous pouvons considérer actuellement quatre zones d'activité sismique différentes qui sont:

1. La bordure tellienne est la région où la sismicité est la plus fréquente et où d'importants séismes ont lieu. Cette importance sismique s'explique par le fait que cette région est directement impliquée dans l'affrontement des plaques européennes et africaines.
2. La région des hauts plateaux se caractérise par une sismicité pratiquement nulle.
3. La région de l'Atlas saharien présente une sismicité réduite. Quelques séismes ont pu être observés dans les monts des Ksour, Babors, Bibans et d'autre.
4. La région saharienne qui correspond à la plate forme africaine stable, sismicité quasiment nulle.

Cette répartition actuelle n'empêche cependant pas qu'un séisme important se produise dans les trois régions citées précédemment.

Pour notre site se trouve sur la bordure sud tellienne à la limite des hauts plateaux, donc la fréquence d'avoir un séisme de forte amplitude est presque nulle.

## **II.3) matériaux de construction:**

### **Matériaux d'étanchéité:**

Les matériaux d'étanchéité et de recharge destinés pour le remblai de la digue sont disponibles en quantité suffisante à partir des argiles qui se trouvent dans la cuvette à proximité du site.

### **Matériaux d'enrochement:**

Les matériaux qui vont servir à la construction du rip-rap doivent être des matériaux rocheux, aucune carrière n'existe dans un rayon de 10 km du site. Néanmoins les affleurements de dolomies et de cargneules du Trias peuvent être exploités temporairement pour les besoins du

rip-rap. Ce sont des roches très massives et très dures qui affleurent à environ de 500m à l'Est de la digue. Les quantités sont importantes et suffiront à la construction du rip-rap.

### **Matériaux sableux:**

Il n'existe pas de matériaux sableux en grande quantité dans le lit de l'oued Hadhria.

### **II.4) Etude géotechnique:**

L'étude géotechnique de cette retenue collinaire, basée essentiellement sur l'ensemble des reconnaissances effectuées sur terrain, durant lesquelles établi un programme des travaux de terrain (exécution des puits, tranchées et sondage suivi des prélèvements des échantillons de sol en différents endroits de la retenue : zone d'emprunt argileuses et zone d'emprises de la digue) a fin d'évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction de la digue ainsi que la détermination de la structures géo mécanique du sous sol de fondation à différents niveaux pour des essais géotechnique et chimique de laboratoire.

#### **II.4.1) prospection géotechnique du terrain :**

Des sondages de reconnaissance ont été réalisés sur l'axe et sur les deux rives du site jusqu'à une profondeur de 10m. (Voir la planche 6)

Des fouilles à l'aide de la pelle mécanique et main d'œuvre ont été réalisé pour la recherche des zones d'empreints aux alentours immédiats et sur l'axe de la digue, ceux sont six puits de reconnaissance qui ont été effectués le long de la cuvette afin de préciser les caractéristiques géologiques et hydrogéologiques du terrain et sa constitution. Un ensemble de mesure géotechnique a été effectuée sur les échantillons remaniés.

#### **II.4.2) Essais au laboratoire:**

La connaissance des caractéristiques physiques et du comportement mécanique et hydraulique des matériaux constituant la fondation de l'ouvrage étudié, et de ceux dont on envisage l'utilisation pour sa construction, est nécessaire au projeteur pour concevoir le barrage le mieux adapté à son contexte géotechnique.

Cette connaissance est acquise pour partie grâce à la réalisation d'essais géotechniques en laboratoire.

La réalisation des ces essais requiert la mise en œuvre de procédures normalisées et de matériels spécifiques. Elle ne peut être confiée qu'à des Laboratoires de Mécanique des Sols et des Roches expérimentés et parfaitement équipés.

Les essais de laboratoire se divisent en deux grandes catégories:

##### **II.4.2.1) Les essais d'identification:**

L'analyse granulométrique qui étudie a répartition des grains, constituant le sol selon leur taille.

Limite d'Atterberg : caractérisant les différents états de consistance d'un sol fin (limite de plasticité ; limite de liquidité ; indice de plasticité)

##### **II.4.2.2) Les essais mécaniques:**

Les essais de compressibilité: le but de l'essai est de déterminer en laboratoire sur des échantillons intacts, les caractéristiques nécessaire au calcul des tassements au sols en place sous le poids d'une charge verticale et au suivi de l'évolution dans temps, de ses même tassements.

L'essai triaxial : pour la détermination de l'angle de frottement interne et la cohésion spécifique et éventuellement les contraintes normales et tangentielles admissibles.

L'essai Proctor normale, pour déterminer la densité max requise correspondant à une teneur en eau optimum définie par l'énergie de compactage.

### **II.4.3 Résultats de l'étude géotechniques:**

#### **II.4.3.1) pour la digue:**

##### **1°- Essais d'identification :**

**Tableau II.1 :** Détermination de la teneur en eau naturelle et de la densité humide et sèche:

Sondage	Prof	Teneur en eau (W%)	Densité humide ( $\gamma_h$ )	Densité sèche ( $\gamma_s$ )
S1	1.50 m	12.68 %	1.67	1.48
	3.00 m	17.04 %	2.05	1.75
	4.50 m	19.81 %	1.98	1.65
	6.00m	10.62%	.....	.....
S2	1.50 m	10.30 %	1.69	10.53
	3.00 m	10.85 %	1.66	1.50
	4.50 m	12.63%	1.75	1.55
	6.00 m	6.89%	.....	.....
S3	1.50 m	11.12 %	1.71	1.53
	3.00 m	12.33 %	1.69	1.50
	4.50 m	12.96 %	1.66	1.46
	6.00m	12.42%	1.70	1.51

Les résultats obtenus indiquent un sol de faible humidité et de faible à moyenne compacité.

**Tableau II.2 :** Détermination des limites d'Atterberg :

Sondage	Prof	Limite de liquidité (WL)	Limite de plasticité (WP)	Indice de plasticité (IP)
S1	1.50m	49%	21%	28
	3.00 m	51 %	25 %	26
S2	4.50 m	40 %	20 %	20
S3	1.50 m	36 %	21 %	15

Il s'agit d'un sol peu plastique.

**2°- Essais mécanique :**

- **Oedomètre:**

L'essai Oedomètre est destiné à l'étude de la consolidation et la compressibilité des sols argileux en fonction de la contrainte verticale, il permet de prévoir l'importance et la durée du tassement des terrains.

**Tableau II.3 :** Détermination de la pression de consolidation et de coefficient de compressibilité et de gonflement :

Sondage	Prof	Pression de consolidation (Pc)	Coefficient de compressibilité (Cc)	Coefficient de gonflement (Cg)
S1	1.50 m	0.499 bar	0.168	0.025
S3	3.00m	3.194 bar	0.094	0.018

Il s'agit d'un sol moyennement compressible et peu gonflant

- **Cisaillement:**

**Tableau II.4 :** Détermination de la cohésion et de l'angle de frottement :

Sondage	Prof	Cohesion (c)	Angle de frottement	Terme de portance		
				N $\gamma$	N $q$	N $c$
S1	3.00 m	0.78 bar	19°	4.29	5.60	13.9
S3	3.00 m	0.82 bar	25°	10.4	10.7	20.7

Il s'agit d'un sol de moyenne à bonne cohésion.

### 3° - Analyses chimiques:

**Tableau II.5 : Détermination de la Ph:**

Sondage	Prof	Ph	Sulfates (SO4-)	Carbonates
S1	1.50 m	7.75	0%	32%
	3.00 m	7.80	0%	34%
	4.50 m	7.85	0%	30%
	6.00m	7.82	0 %	22 %
S2	1.50 m	7.83	0 %	12 %
	3.00 m	7.85	0%	14%
	4.50 m	7.80	0 %	32%
	6.00 m	7.79	0 %	21 %
S3	1.50 m	7.81	0%	22%
	3.00 m	7.85	0 %	24 %
	4.50 m	7.85	0%	26%
	6.00m	7.82	0 %	23 %

#### Interprétations :

- Le pH est proche de la neutralité.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- Le taux de carbonates est moyen.
- ❖ Les résultats obtenus montrent que l'agressivité du sol est nulle.



### II.4.3.2) pour la zone d'emprunt:

#### 1°- Essais d'identification :

**Tableau II.6 :** Détermination de la teneur en eau naturelle et de la densité humide et sèche:

Sondage	Prof	Teneur en eau (W%)	Densité humide ( $\gamma_h$ )	Densité sèche ( $\gamma_s$ )
S4	1.50 m	15.29 %	1.76	1.52
	3.00 m	16.88 %	1.79	1.53
	4.50 m	17.63 %	1.89	1.60
	6.00m	17.89 %	1.90	1.61
S5	1.50 m	16.59 %	1.85	1.58
	3.00 m	17.96 %	1.82	1.54
	4.50 m	18.29 %	1.75	1.47
	6.00 m	18.55 %	1.85	1.56
S6	1.50 m	15.91 %	1.81	1.56
	3.00 m	16.32 %	1.79	1.53
	4.50 m	17.25 %	1.92	1.63
	6.00m	18.96 %	1.94	1.63

Les résultats obtenus indiquent un sol de faible humidité et de faible à moyenne compacité.

**Tableau II.7 :** Détermination des limites d'Atterberg :

Sondage	Prof	Limite de liquidité (WL)	Limite de plasticité (WP)	Indice de plasticité (IP)
S1	1.50 m	54 %	26 %	28
	3.00 m	54 %	27 %	27
S2	1.50 m	51 %	25 %	26
	3.00 m	47%	24%	23
S3	1.50 m	48 %	25 %	23
	3.00 m	54 %	27 %	27

Il s'agit d'un sol peu plastique.

## 2°- Essais mécanique :

- **Oedomètre:**

**Tableau II.8 :** Détermination de la pression de consolidation et de coefficient de compressibilité et de gonflement :

Sondage	Prof	Pression de consolidation (Pc)	Coefficient de compressibilité (Cc)	Coefficient de gonflement (Cg)
S1	1.50 m	0.574 bar	0.172	0.029
S3	1.50 m	0.313 bar	0.190	0.029
	3.00m	1.384 bar	0.174	0.024
S6	1.50 m	0.973 bar	0.182	0.020
	3.00m	0.803 bar	0.165	0.024

Il s'agit d'un sol moyennement compressible et peu gonflant

- **Cisaillement:**

**Tableau II. 9 :** Détermination de la cohésion et de l'angle de frottement :

Sondage	Prof	Cohesion (c)	Angle de frottement	Terme de portance		
				N <sub>γ</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>
S4	3.00 m	0.70 bar	20°	4.97	6.40	14.8
S5	3.00 m	0.80 bar	22°	6.68	7.83	16.9
S6	3.00 m	0.68 bar	18°	3.69	5.25	13.1

Il s'agit d'un sol de moyenne à bonne cohésion.

- **Essai Proctor normale:**

**Tableau II.10 :** Détermination de la densité optimale et la teneur en eau optimale :

Sondage	Prof	Densité optimale	Teneur en eau optimale
S1	1.50 m	1.98	14.8 %
	3.00 m	2.01	15.2 %
S2	1.50 m	1.98	75.8 %
	3.00 m	2.12	15.4 %
S3	1.50 m	1.68	14.6 %
	3.00 m	1.78	15.4 %

La densité optimale varie de 1.78 à 2.11 correspondants aux teneurs en eau optimale 14.6% et 15.8%, indiquant ainsi un sol de bon compactage.

- **Essai de perméabilité:**

**Tableau II.11 :** Détermination du coefficient de perméabilité:

Sondage	Prof	Coefficient de perméabilité
S4	3.00 m	$2.6 * 10^{-8}$ m/s
S5	3.00 m	$3.1 * 10^{-8}$ m/s
S6	3.00 m	$2.1 * 10^{-9}$ m/s

Il s'agit d'un sol imperméable

**3°- Analyses chimiques:**

**Tableau II.12 :** Détermination de la Ph:

Sondage	Prof	Ph	Sulfates (SO4-)	Carbonates
S4	1.50 m	7.90	0 %	34 %
	3.00 m	7.95	0%	33%
	4.50 m	7.92	0%	33%
	6.00m	7.95	0 %	30 %
S5	1.50 m	7.88	0 %	32 %
	3.00 m	7.85	0 %	34 %
	4.50 m	7.92	0 %	32%
	6.00 m	7.95	0%	36%
S6	1.50 m	7.88	0 %	33 %
	3.00 m	7.85	0 %	34 %
	4.50 m	7.82	0%	35%
	6.00m	7.83	0%	36%

**Interprétations :**

- Le pH est proche de la neutralité.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- Le taux de carbonates est moyen.

#### **II.4.4 Conclusion géotechnique :**

##### **1° Digue :**

Les investigations géotechniques nous permettent d'attribuer à la partie digue une couche de fondation de nature hétérogène qui varie d'une argile de couleur grisâtre peu plastique, à des sables fins, à des argiles sableuses et à des alluvions.

Le sol est de faible humidité, de faible à moyenne compacité, moyennement compressible, peu gonflant, de moyenne à bonne cohésion.

##### **2° zone d'emprunt :**

Les investigations géotechniques nous permettent d'attribuer à la zone d'emprunt une couche de nature argileuse de couleur jaunâtre.

Le sol est de faible humidité, de faible à moyenne compacité, moyennement compressible, peu gonflant, de moyenne à bonne cohésion et imperméable et constitue un bon matériau pour la digue après compactage.

#### **II.5 Recommandations :**

Afin d'éviter les dommages des travaux nous recommandons les mesures préventives suivantes :

- Le décapage de la couche alluvionnaire afin d'éviter la perte des eaux du barrage.

Le décapage de la couche altérée au niveau de la zone d'emprunt et faire en sorte que ces matériaux soient le plus homogènes possibles.

*Chapitre 03 :*

*Etude hydrologique*

# Chapitre 3: Etude hydrologique

## **Introduction:**

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et à pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles sont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région. A défaut, on appliquera les méthodes déterministes.

## **III-1-Le bassin versant :**

### **III.1 .1- Caractéristiques générales du bassin versant :**

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant par l'exutoire, on trace à main

levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

Les différents paramètres du bassin versant (forme, altitude, pente, relief.....etc.) interviennent dans les différents écoulements.

### **III.1.2- Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant :**

Les caractéristiques physico-géographiques du bassin versant ont été déterminées sur la base de la carte d'état major de AIN BOUCIF à l'échelle 1/50 000, Ses coordonnées au système LAMBERT sont :

$$X = 549823.48 \text{ m}$$

$$Y = 297791.23 \text{ m}$$

#### **III.1.2.1 Caractéristiques physiques du bassin versant :**

##### **A- les caractéristiques géométriques :**

1-Par planimétrie sur la carte d'état major de AIN BOUCIF à l'échelle 1/50.000, la surface du bassin est:

$$S = 19.54 \text{ km}^2$$

2-La longueur du thalweg principal est mesurée par curvimètre

a partir du profil de l'oued, soit : **L = 6.185 km**

3-par curvimètre on mesure le périmètre P du bassin versant ; est :

$$P = 17.79 \text{ km}$$

##### **B- Caractéristiques hydro morphologiques :**

###### **1-Indice de forme :**

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire plus importants. Ce phénomène est lié à la notion de temps de concentration.

En revanche, les bassins en forme d'éventail, présentant un temps de concentration plus court, auront les plus forts débits de pointe.

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux. Citons à titre d'exemple l'indice de compacité de Gravelius (1914)  $K_C$ , défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface :

$$K_C = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad P_c = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} \dots\dots\dots (III.1)$$

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

$P$  : périmètre du bassin versant (Km)

$S$  : surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>)

$K_C$  : indice de Gravelius

Cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface. Il est proche de 1 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieur à 1 lorsque le bassin est de forme allongée.

Soit :

**$K_C = 1.13$**

Si  $K_C = 1 \Rightarrow$  bassin ramassé

Si  $K_C > 1 \Rightarrow$  bassin allongé

Selon la valeur de  $K_C$  on pourra dire que notre bassin est de forme allongé.

**2-Coefficient d'allongement :**

Il est donné par la formule suivante :  $K_p = \frac{P^2}{S} \dots\dots\dots (III.3)$

Soit :  **$K_p = 16.20$**

**3-Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius :**

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



Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2*(L+l) \quad \text{et} \quad S = L*l \quad \rightarrow (1) \dots\dots\dots(III.4)$$

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

$$K_C = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \rightarrow (2) \dots\dots\dots(III.5)$$

De (1) et (2) on obtient une Equation de 2<sup>ème</sup> degré admet deux solutions L<sub>r</sub> ; l<sub>r</sub> :

$$L_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,12} \left( 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right) ; \dots\dots\dots (III.6)$$

$$l_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,12} \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.7)$$

Avec L<sub>r</sub> : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l<sub>r</sub> : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient : L<sub>r</sub> = 5.05 km et l<sub>r</sub> = 3.83 km

### C. Caractéristiques hydrographiques :

#### 1 Le relief :

Le relief est un facteur essentiel, il est caractérisé par :

La courbe hypsométrique.

L'altitude moyenne

L'indice de pente globale I<sub>g</sub>.

L'indice de pente roche I<sub>p</sub>

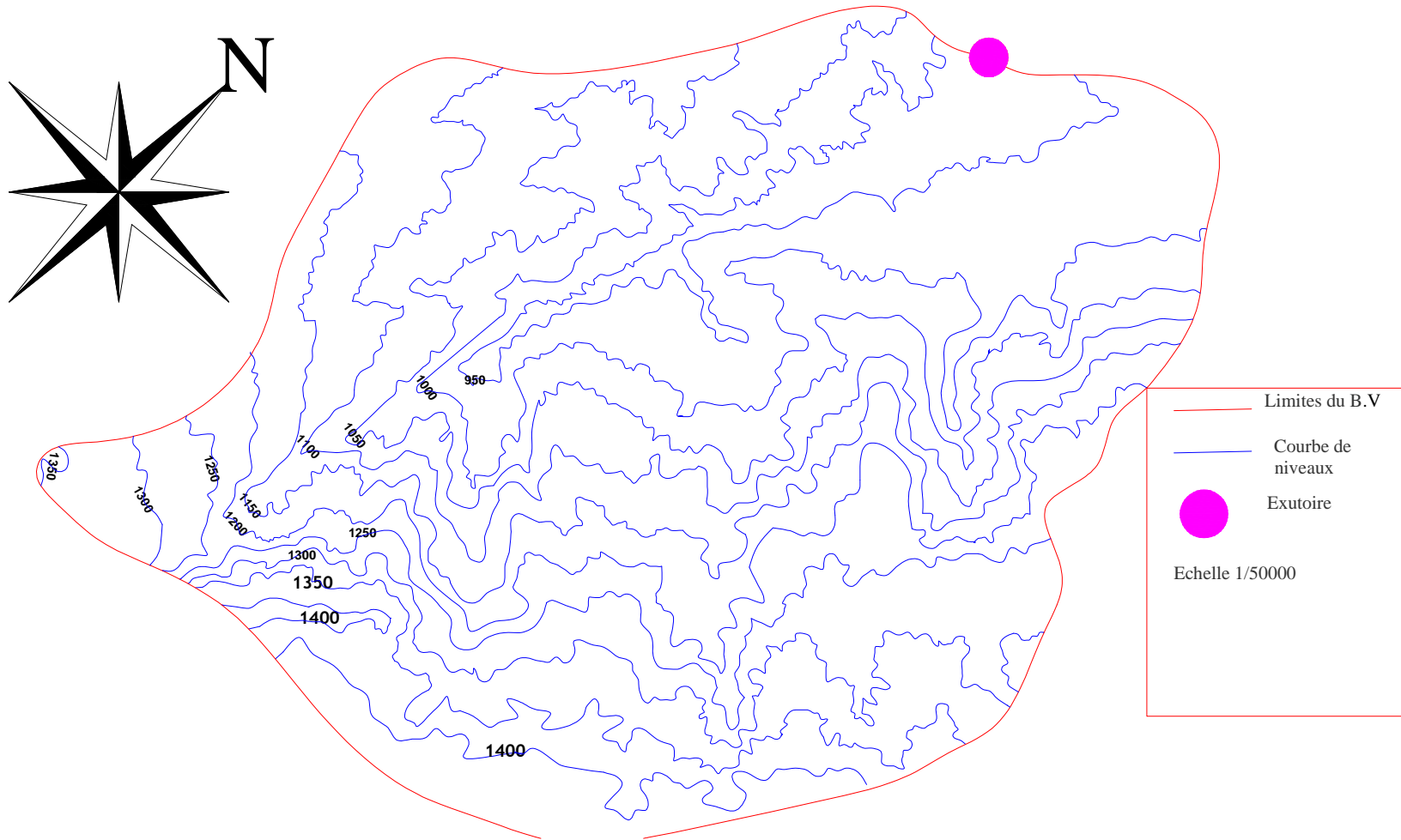
L'indice de pente moyenne du bassin versant I<sub>m</sub>

Densité de drainage D<sub>g</sub>.

## **2 Courbe hypsométrique :**

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles, cette courbe fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

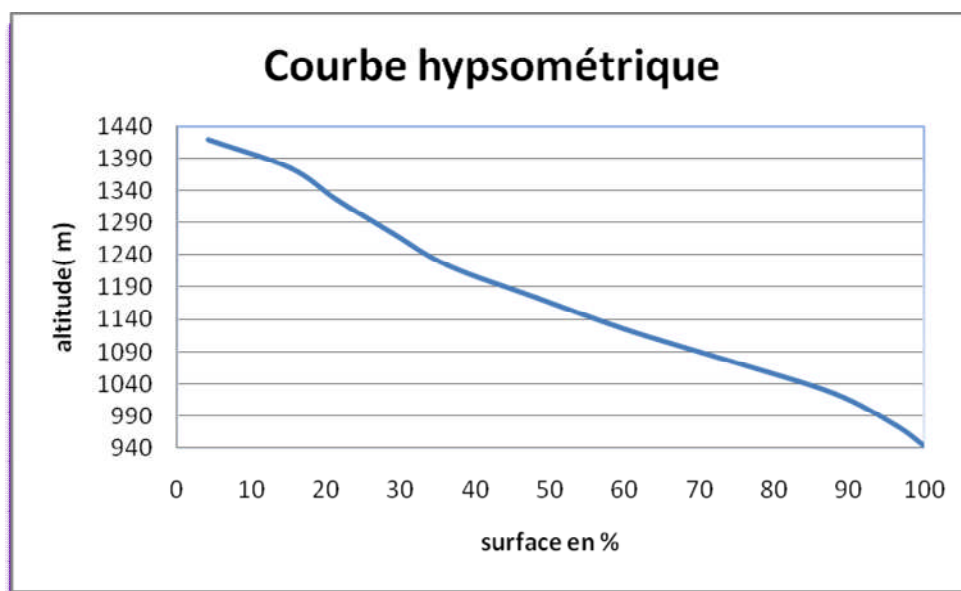
Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.



**Figure III.1 : Topographie du bassin versant**

**Tableau III.1. Calcul des surfaces cumulées**

Altitude (H)	Altitude moyenne	Surfaces partielles (S)	Surfaces partielles (S)	Surfaces cumulées	Surfaces cumulées
(m)	(m)	(km <sup>2</sup> )	(%)	(km <sup>2</sup> )	(%)
1437-1400	1418,5	0,081	4,10	0,081	4,10
1400-1350	1375	2,18	11,06	2,261	15,16
1350-1300	1325	2,26	6,39	4,521	21,55
1300-1250	1275	1,34	7,29	5,861	28,84
1250-1200	1225	1,35	7,34	7,211	36,16
1200-1150	1175	2,23	11,84	9,441	48,01
1150-1100	1125	2,38	12,05	11,821	60,07
1100-1050	1075	2,69	14,17	14,511	74,24
1050-1000	1025	2,66	13,81	17,171	88,05
1000-950	975	1,6	8,15	18,771	96,20
950-937,5	943,75	0,75	3,80	19,54	100
		$\Sigma=19,54$			



**Figure III.2 courbe hypsométrique**

## **2. Détermination des altitudes :**

### **L'altitude maximale et minimale :**

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente, donc d'après la carte topographique on a :

$$H_{\max} = 1437 \text{ NGA} \qquad H_{\min} = 937.50 \text{ m NGA}$$

### **L'altitude moyenne :**

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

$$H_{\text{moy}} = \frac{S_i \cdot H_i}{S}$$

Avec :

$H_{\text{moy}}$  : altitude moyenne du bassin [m] ;

$S_i$  : aire comprise entre deux courbes de niveau [km<sup>2</sup>] ;

$H_i$  : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;

$S$  : superficie totale du bassin versant [km<sup>2</sup>].

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou dans la mise en œuvre de modèles hydrologiques.

**Tableau III.2. Détermination de l'altitude moyenne**

Altitude (H)	Hi	Si	Si.Hi
(m)	(m)	(km <sup>2</sup> )	(km <sup>2</sup> .m)
1437-1400	1418,5	0,081	114,90
1400-1350	1375	2,18	2997,5
1350-1300	1325	2,26	2994,5
1300-1250	1275	1,34	1708,5
1250-1200	1225	1,35	1653,75
1200-1150	1175	2,23	2620,25
1150-1100	1125	2,38	2677,5
1100-1050	1075	2,69	2891,75
1050-1000	1025	2,66	2726,5
1000-950	975	1,6	1560
950-937,50	943,75	0,75	707,8125

Donc :

$$H_{\text{moy}} = 1159,31 \text{ NGA}$$

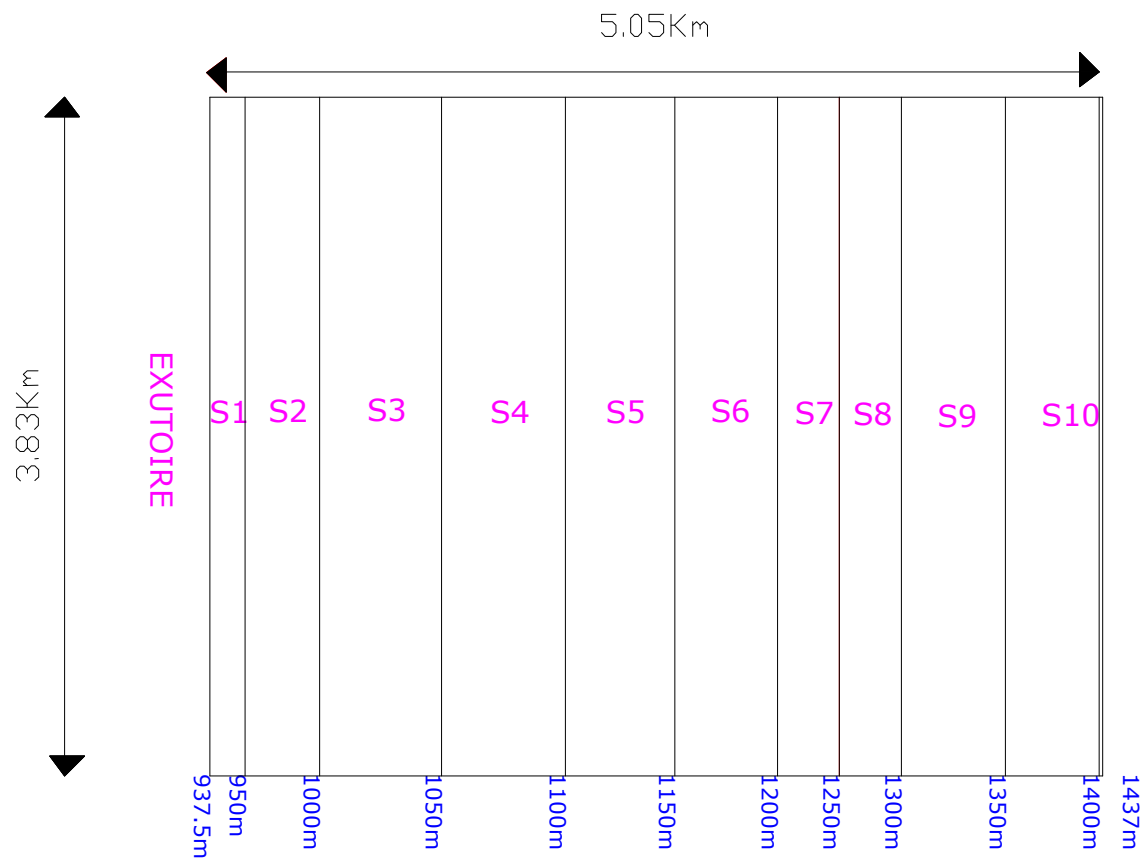
**L'altitude médiane :**

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

$$H_{\text{méd}} = 1173,5 \text{ m NGA.}$$

**Tableau III.3 Détermination des altitudes.**

Altitude	Valeur (m)
<b>H<sub>moyenne</sub></b>	<b>1159,81</b>
<b>H<sub>médiane</sub></b>	<b>1173,5</b>
<b>H<sub>95</sub></b>	<b>980</b>
<b>H<sub>5</sub></b>	<b>1415</b>
<b>H<sub>max</sub></b>	<b>14 37</b>
<b>H<sub>min</sub></b>	<b>937,5</b>



**Figure III.3. Rectangle équivalent**

### 3. les indices :

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et de permettre des comparaisons et des classifications. Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin.

#### Indices de pente :

##### Indice de pente de Roche $I_p$ :

##### 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 donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots(III.8)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

**Tableau III.4 : détermination de la pente M.Roche  $I_p$**

$H_i - H_{i-1}$	$D_i = H_i - H_{i-1}$	$S_i$ (Km <sup>2</sup> )	$A_i = S_i / S$ (%)	$\sqrt{A_i * D_i}$
1437-1400	37	0,081	0,41	3,92
1400-1350	50	2,18	11,16	23,62
1350-1300	50	2,26	11,57	24,05
1300-1250	50	1,34	6,86	18,52
1250-1200	50	1,35	6,91	18,59
1200-1150	50	2,23	11,41	23,89
1150-1100	50	2,38	12,18	24,68
1100-1050	50	2,69	13,77	26,24
1050-1000	50	2,66	13,61	26,09
1000-950	50	1,6	8,19	20,23
950-937,5	12,5	0,75	3,84	6,93
Somme		19,54	100	216,74



AN :Ip= 3.40

**Indice de pente globale I<sub>g</sub> : (P.Dubreuil, 1974)**

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots(III.9)$$

Ou D = Dénivelée entre H<sub>5%</sub> et H<sub>95%</sub>

On prend :

D = H<sub>05</sub> – H<sub>95</sub> pour notre bassin versant, on a donc

D = 1415 – 980 = 435m avec ;

H<sub>5%</sub> et H<sub>95%</sub> : sont les altitudes correspondantes à S<sub>5%</sub> et S<sub>95%</sub>

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

Soit : **I<sub>g</sub> = 86.14m/km ⇒ I<sub>g</sub> = 8.61 %**

relief		I <sub>g</sub>
<b>1</b>	Très faible	<b>I<sub>g</sub> &lt; 0.002</b>
<b>2</b>	Faible	<b>0.002 &lt; I<sub>g</sub> &lt; 0.005</b>
<b>3</b>	Assez faible	<b>0.005 &lt; I<sub>g</sub> &lt; 0.01</b>
<b>4</b>	Modéré	<b>0.01 &lt; I<sub>g</sub> &lt; 0.02</b>
<b>5</b>	Assez modéré	<b>0.02 &lt; I<sub>g</sub> &lt; 0.05</b>
<b>6</b>	Fort	<b>0.05 &lt; I<sub>g</sub> &lt; 0.1</b>
<b>7</b>	Très fort	<b>0.05 &lt; I<sub>g</sub></b>

**Indice de pente moyenne I<sub>pm</sub> :**

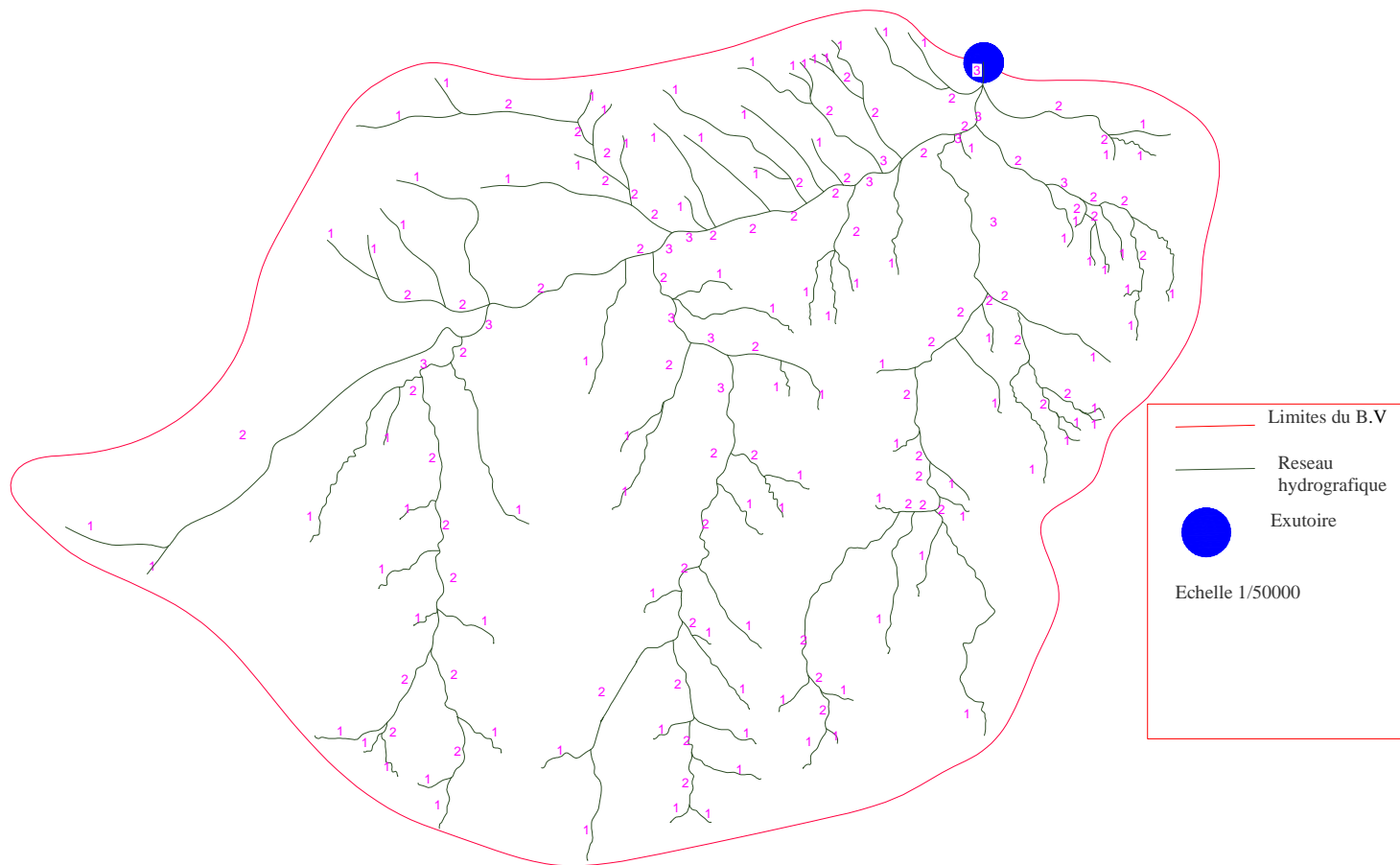
L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_m = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots(III.10)$$

⇒ I<sub>m</sub> = 9.89%.

**Conclusion:**

L'indice de pente moyenne est très fort, donc on assistera à un écoulement rapide.



**FigureIII.4. Réseau hydrographique du bassin versant.**

## D. Caractéristiques physiographiques :

### 1) Densité de drainage Dd :

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs «  $L_i$  » du bassin versant, à la surface «  $S$  » Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface .Elle est exprimée en  $Km/Km^2$ .

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

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$  : La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 64.385 Km.

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

Soit :  $D_d = 3.30 km/km^2$

### 2. Densité du thalweg élémentaire:

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

$N_1$  : Nombre de thalwegs d'ordre 1,  $N_1=97$ .

$S$  : Superficie du bassin versant.

Soit :  $F_1 = 4,97 thalweg/km^2$

### 3. Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant :

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

AN:  $C_t = 16.4 Km^{-3}$

D'après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure que le chevelu hydrographique est dense, ce qui traduit que notre bassin est bien drainé.

### 4) Temps de concentration du bassin versant $t_c$ :

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire .Il existe plusieurs formules .Dans le contexte algérien et pour les grands bassins versants, il peut être notamment calculé par l'ancienne formule de **GIANDOTTI** (1937) soit :

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III.14)$$

Avec :

S : surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>) ;

L<sub>cp</sub> : longueur de cours d'eau principal (Km) ;

L<sub>cp</sub> = 6.185 Km.

T<sub>c</sub> : temps de concentrations exprimé en heure

H<sub>moy</sub> : altitude moyenne (m) ;

H<sub>min</sub> : altitude minimale (m) ;

Soit :  $t_c = 1.94$  heures

**5) Vitesse de ruissellement :**

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain, et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météoriques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel.

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (III.15)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T<sub>c</sub> : Temps de concentration (h)

Soit :  $V_r = 3.19$  Km/h

**Tableau III.5. Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant**

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km <sup>2</sup>	19.54
Périmètre		P	km	17.79
Longueur du thalweg principal		L	km	6.185
Indice de compacité		K <sub>C</sub>		1,13
Coefficient d'allongement		K <sub>P</sub>		16.20
Rectangle équivalent	longueur	L <sub>r</sub>	km	5.05
	largeur	l <sub>r</sub>	Km	3.83
Altitudes	maximale	H <sub>max</sub>	m	1437
	moyenne	H <sub>moy</sub>	m	1140.39
	médiane	H <sub>med</sub>	m	1140
	minimale	H <sub>min</sub>	m	837.5
Indice de pente de Roche		I <sub>P</sub>	m/Km	3.40
Indice de pente globale		I <sub>g</sub>	m/Km	9.89
Indice de pente moyenne		I <sub>m</sub>	m/Km	11.87
Densité de drainage		D <sub>d</sub>	Km/Km <sup>2</sup>	3.30
Coefficient de torrentialité		C <sub>t</sub>	Km <sup>-3</sup>	16.4
Temps de concentration		T <sub>c</sub>	h	1.94
Vitesse de ruissellement		V <sub>r</sub>	Km/h	3.19

### **III.1.3. Caractéristiques climatiques du bassin versant :**

Les conditions climatiques du bassin jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont :

La précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température le vent qui a une influence sur l'évaporation et la transpiration.

#### **III.1.3.1. Température :**

Par sa situation géographique, la région délimitant l'oued Hadhria jouit d'un climat méditerranéen à nuance continentale.

Le caractère essentiel de ce climat réside en l'alternance d'une saison sèche et chaude en été et d'un hiver pluvieux et humide.

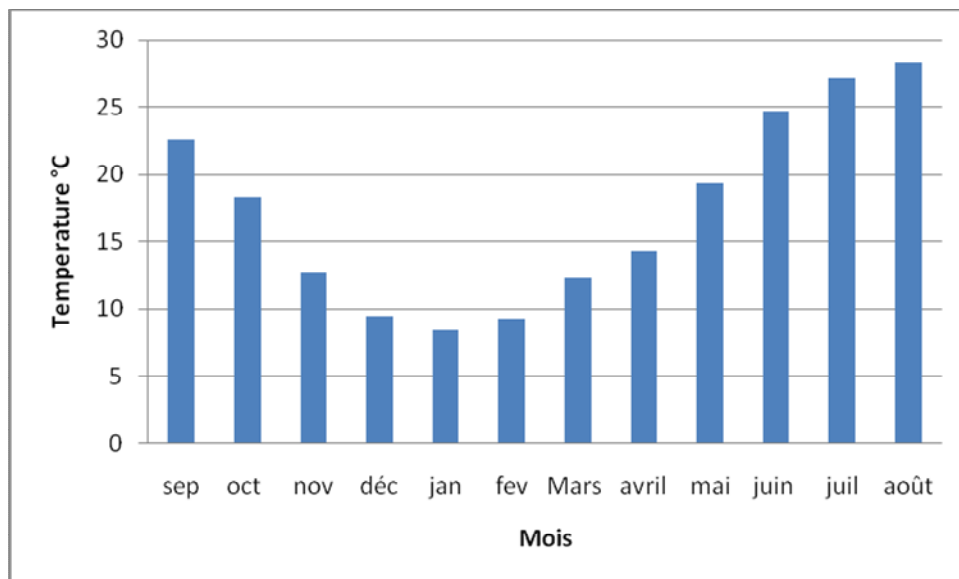
Les différents types de la température pour une période d'observation allant de 1970 à 2000 sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.6. Différents types de températures (1970-2000) :**

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fev	Mars	avril	mai	juin	juil	août
T(°c)	22,57	18,29	12,67	9,43	8,35	9,21	12,24	14,32	19,36	24,64	27,14	28,25

La répartition mensuelle de température figure dans la figure (III.6)

Comme le montre le tableau (III.6), la température moyenne annuelle pour notre région d'étude est de 17c°. Le climat de cette région se caractérise par un été sec et chaud et un hiver humide. Le mois le plus chaud est Août, par contre le mois le plus froid est Janvier.



**Figure III.5. Répartition mensuelle de la température**

### III.1.3.2.répartition mensuelle du vent :

D'après le tableau la vitesse moyenne de vent est de 3.61km/h.

**Tableau (III.7) Répartition mensuelle du vent :**

**(1970-2000)**

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	Juin	juill	Août
V(m/s)	3.4	3.49	3.66	3.85	3.25	3.31	3.38	3.85	3.71	3.92	3.67	3.63

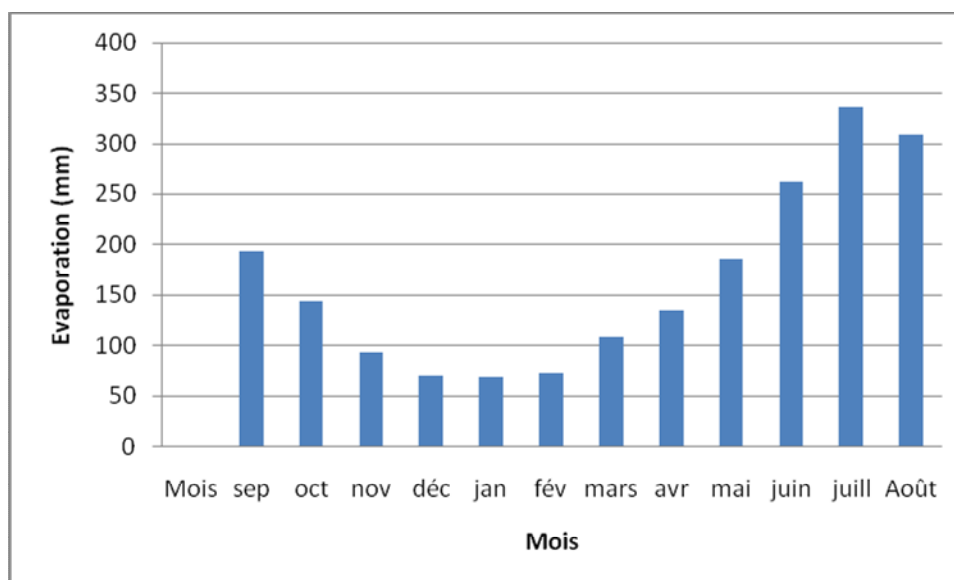
### III.1.3.3L'évaporation

L'évaporation totale mesurée dans la région peut atteindre 2000mm/an, la répartition mensuelle de l'évaporation est donnée dans le tableau suivant :

**Tableau III.8. répartition mensuelle de l'évaporation :**

**(1970-2000)**

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juill	Août
Evaporation (mm)	193	143	93	70	69	72	108	135	186	261	337	309
Evaporation (%)	9,77	7,22	4,69	3,56	3,49	3,65	5,48	6,82	9,44	13,2	17,0	15,62



**Figure III.6 : répartition mensuelle de l'évaporation.**

### III.1.3.4 la pluviométrie:

#### a- Données disponibles :

Vu l'absence des données pluviométriques dans le secteur d'étude, il était nécessaire d'utiliser d'autre station proche de notre sous bassin t'elle que la station de Souagui .

Les caractéristiques de cette station sont indiquées dans le tableau suivant :

**Tableau III.9.: Station pluviométrique :**

Station	Code	Source	Coordonnées			Année de service	N
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
Souagui	090104	A.N.R.H	548,95	312,4	810	1975-2008	34ans
Mongorno	011404	A.N.R.H	513,5	312,6	932	1975-2008	34ans

La station de Mongorno a été choisie pour son altitude qui se rapproche relativement bien de celle de notre bassin versant.

Dans le tableau (III.10) reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

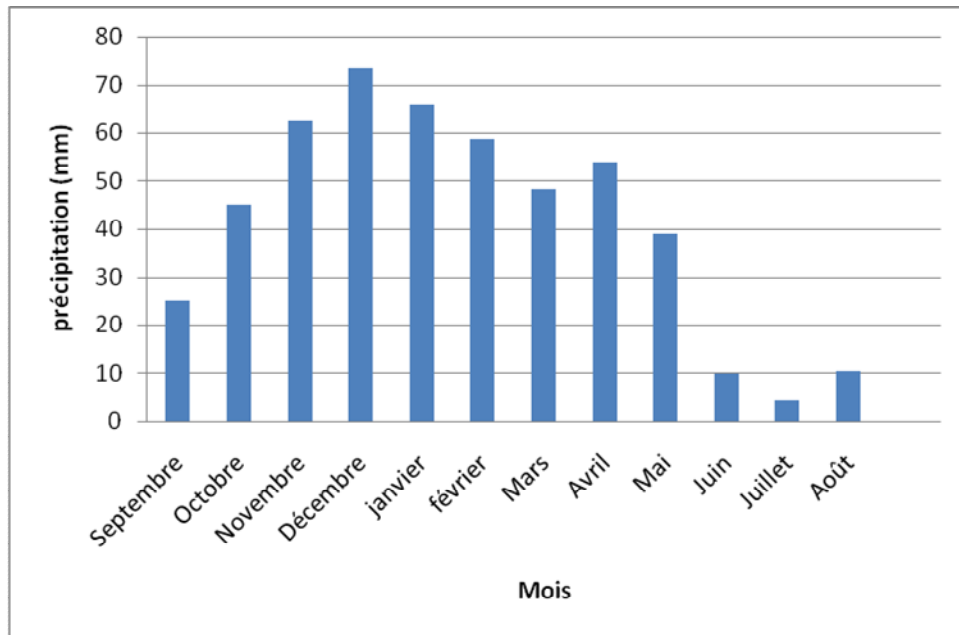
**Tableau .III.10. Répartition mensuelle de la pluie annuelle :**

Mois	P (mm)	P (%)
Septembre	25,2	5,08
Octobre	45,06	9,09
Novembre	62,37	12,58
Décembre	73,29	14,78
janvier	65,94	13,30
février	58,63	11,83
Mars	48,19	9,72
Avril	53,81	10,86
Mai	38,85	7,84
Juin	9,81	1,98
Juillet	4,19	0,84
Août	10,35	2,09
Total	495,70	100

La répartition mensuelle de la précipitation est présentée en figure .III.8.

Nous remarquerons que les lames précipitées durant les mois de **Novembre** à **Avril** sont à peu près de même ordre de grandeur et représente environs **80 %** du total pluviométrique annuel néanmoins, on note une pointe en **Décembre**.





**Figure .III.7 : répartition mensuelle de la précipitation**

### **III.2. Les précipitations maximales journalières :**

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage.

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour.

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

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau (III.11):

**Tableau.III.11 : Caractéristiques de la série avec N=34ans**

caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=34} Xi$	1367,5mm
la moyenne des $P_{\max j}$ en ( mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=34} Xi}{n}$	40,22mm
L'écart type « $\bar{\sigma}_x$ » ; Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \left[ \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{34} (X_i - 34 \cdot 32)^2}{34}} \right]$	19,29 mm
Coefficient de variation « Cv » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,48
<i>L'exposant climatique :</i>	$b=0.36$	

**Remarque :**

L'exposant climatique pour notre région ( $b=0.34$ ) est donné par l'ARNH de BLIDA.

**III.2.1 : Choix de la loi d'ajustement.**

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques.

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide de logiciels "Hyfran".

**Ajustement comparatif avec "Hyfran" :**

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

• **Ajustement a la loi de GUMBEL:**

L'équation de la droite de GUMBEL:

$$P_{\max j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots\dots\dots(III.16)$$

y:variable de la droite de GUMBEL:

$$y = -[ \ln ( -\ln ( F(x) ))] \dots\dots\dots(III17)$$

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{N} \dots\dots\dots(III18)$$

Ou :

m: l'ordre de classement;

n: taille de l'échantillon;

: sont déterminés par la méthode des moindres carrées.

• **Ajustement a la loi normale:**

Calcul des fréquences expérimental (au non dépassement):

$$T = \frac{1}{1-q} \quad \text{et:} \quad q = F(x_i) = \frac{m - 0.5}{N} \dots\dots\dots(III19)$$

M:numéro d'ordre de la valeur.

N : taille de l'échantillon.

Paramètres d'ajustement a la loi normale:

$$X_{p\%} = X_{\text{moy}} + \delta U_{p\%} \dots\dots\dots(III-20)$$

X<sub>moy</sub>: hauteur de pluie moyenne.

δ : écart-type.

U<sub>p%</sub>:variable réduite de GAUSS.

- Ajustement a la loi log normale:

Paramètres d'ajustement à la loi Log normale :

$$\overline{\text{Log}P_{\max j}} = \frac{\sum (\log P_{j\max} - \overline{\log P_{j\max}})^2}{N} \dots\dots\dots(\text{III-21})$$

$$\text{Log}P_{j\max} = \overline{\log P_{j\max}} + \sigma_{\log} U_{P\%} \dots\dots\dots(\text{III-22})$$

Avec : UP% : variable de GAUSS pour différentes fréquences.

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

La série est homogène, et la loi de Gumbel donne un ajustement satisfaisant, cela est tiré d'après le test d'adéquation et on à :

$P(x2) > 5 \%$  donc l'ajustement est satisfaisant

**Tableau .III.12 : résultat de l'ajustement a la loi normale :**

T	Q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	109	9.09	91.5	127
2000.0	0.9995	101	8.18	85.3	117
1000.0	0.9990	97.6	7.76	82.4	113
200.0	0.9950	88.0	6.70	74.9	101
100.0	0.9900	83.4	6.21	71.2	95.6
50.0	0.9800	78.3	5.68	67.2	89.5
20.0	0.9500	70.7	4.93	61.1	80.4
10.0	0.9000	64.0	4.33	55.5	72.5
5.0	0.8000	55.8	3.72	48.5	63.1

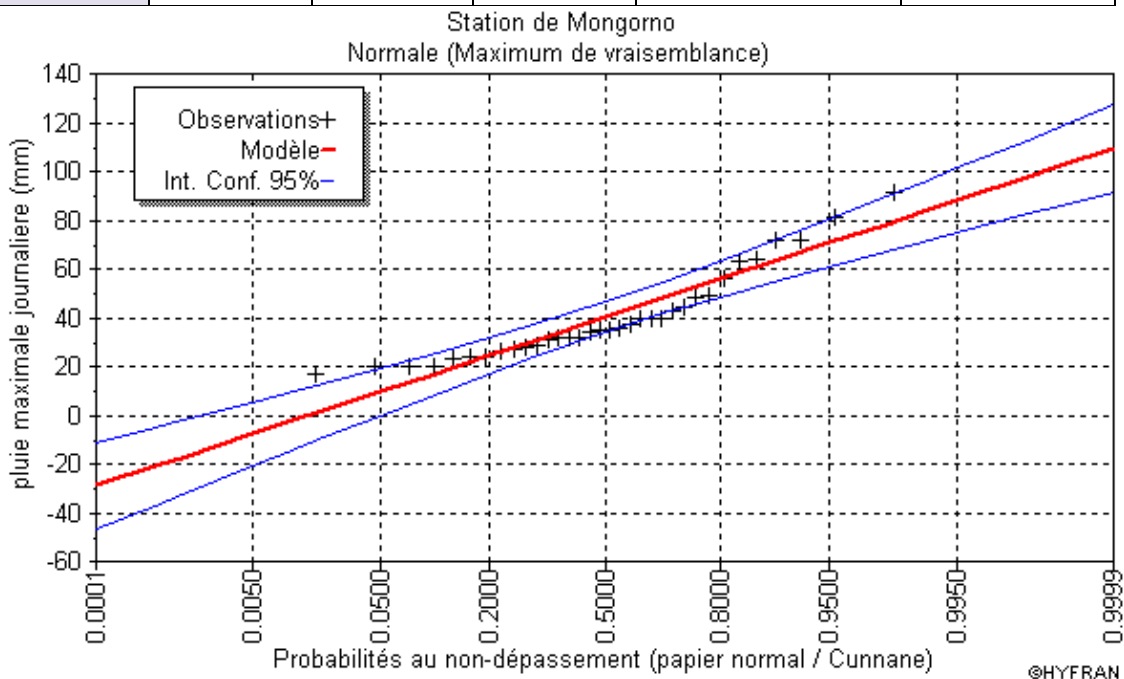


Figure (III.08) l'ajustement avec loi normale

Tableau .III.13 : résultat de l'ajustement a la loi de Galton :

T	Q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	181	38.0	106	255
2000.0	0.9995	150	28.4	94.7	206
1000.0	0.9990	138	24.7	89.5	186
200.0	0.9950	111	17.1	77.1	144
100.0	0.9900	99.4	14.3	71.5	127
50.0	0.9800	88.4	11.6	65.7	111
20.0	0.9500	74.2	8.46	57.6	90.7
10.0	0.9000	63.5	6.35	51.0	75.9
5.0	0.8000	52.5	4.52	43.7	61.4

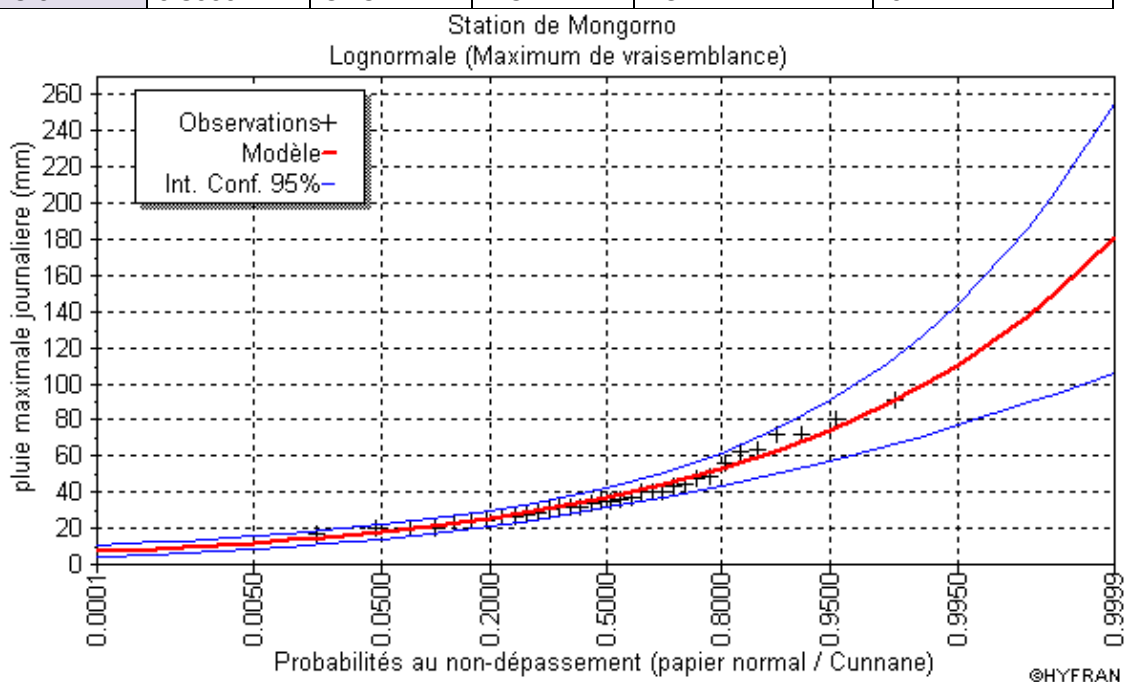
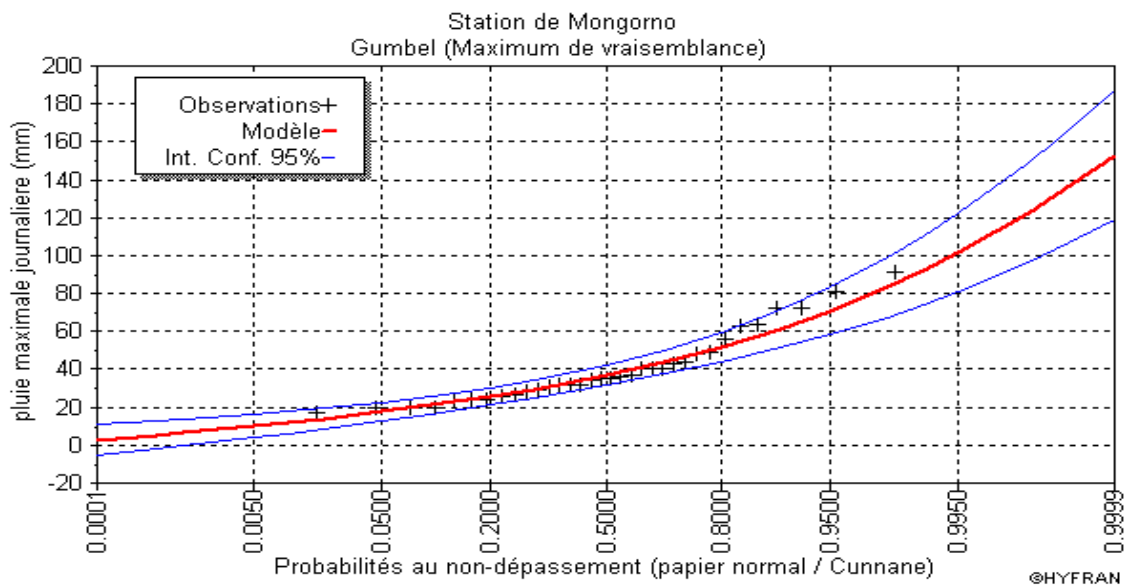


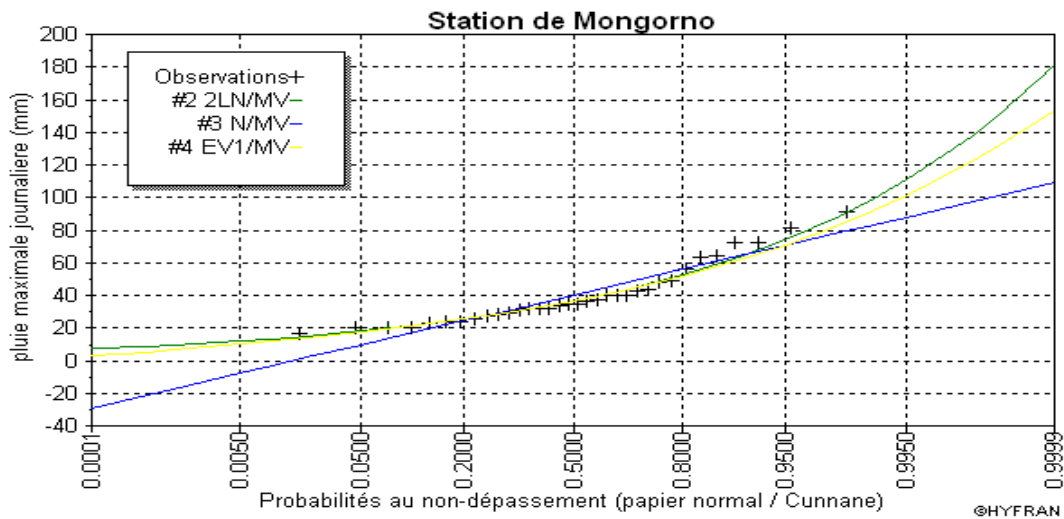
Figure (III.09) l'ajustement avec loi de Galton

Tableau .III.14 : résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel :

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	153	17.4	119	187
2000.0	0.9995	132	14.5	103	160
1000.0	0.9990	123	13.3	96.5	149
200.0	0.9950	101	10.5	80.9	122
100.0	0.9900	92.3	9.25	74.2	110
50.0	0.9800	83.2	8.04	67.4	98.9
20.0	0.9500	70.9	6.45	58.3	83.6
10.0	0.9000	61.5	5.26	51.2	71.8
5.0	0.8000	51.6	4.08	43.7	59.6



**Figure (III.10) l'ajustement avec loi Gumbel**



- #2 : ajustement avec loi Galton
- #3 : ajustement avec loi normale
- #4 : ajustement avec loi Gumbel
- + : observation

**Figure (III.11) la comparaison graphique entre les trois lois**

D'après la comparaison graphique des deux graphiques d'ajustement Fig. (III.12), on a remarqué que la série s'ajuste mieux à la loi de Galton.

**III.2.2 La pluie de courtes durées :**

$$P_{\max,t,p\%} = P_{\max,j,p(\%)} \left( \frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III.23)$$

t = Tc = 1.94 h. (Déjà calculé)

b : Exposant climatique (pour notre région b = 0.34)

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées au tableau

**Tableau III.15: Intensité pour les différentes fréquences**

Période	5		10		20		50		100	
Fréquence (%)	20		10		5		2		1	
$P_{maxi,p}(\%)$ (mm)	52,5		63,5		74,2		88,4		99,4	
T(h)	$P_{maxi,p}(\%)$ (mm)	$I_0$ (mm/h)	$P_{maxi,p}(\%)$ (mm)	$I_0$ (mm/h)	$P_{maxi,p}(\%)$ (mm)	$I_0$ (mm/h)	$P_{maxi,p}(\%)$ (mm)	$I_0$ (mm/h)	$P_{maxi,p}(\%)$ (mm)	$I_0$ (mm/h)
<b>0,5</b>	13,03	26,06	15,76	31,52	18,41	36,83	21,94	43,88	24,67	49,34
<b>1</b>	16,72	16,72	20,22	20,22	23,63	23,63	28,16	28,16	31,66	31,66
<b>1,5</b>	19,35	12,90	23,40	15,60	27,35	18,23	32,58	21,72	36,64	24,42
<b>1,94</b>	21,23	10,94	25,67	13,23	30,00	15,46	35,74	18,42	40,19	20,72
<b>4</b>	27,54	6,88	33,31	8,33	38,93	9,73	46,38	11,59	52,15	13,04
<b>8</b>	35,35	4,42	42,76	5,34	49,96	6,24	59,52	7,44	66,93	8,37
<b>12</b>	40,91	3,41	49,48	4,12	57,81	4,82	68,88	5,74	77,45	6,45
<b>16</b>	45,37	2,84	54,88	3,43	64,12	4,01	76,39	4,77	85,90	5,37
<b>20</b>	49,16	2,46	59,47	2,97	69,49	3,47	82,78	4,14	93,08	4,65
<b>24</b>	52,5	2,19	63,5	2,65	74,2	3,09	88,4	3,68	99,4	4,14

### III.3 Etudes des apports :

#### III.3.1. Estimation de l'apport moyen annuel ( $A_0$ ) :

Pour l'évolution des apports, nous signalons que nous ne disposons d'aucune station de mesure au niveau du site à étudier.

D'autre part, vu la faible étendue du bassin, le recours à l'analogie ne peut être envisagé ; nous avons donc utilisé les formules empiriques les plus employées en Algérie (B.Touaibia, 2001) et qui donnent d'assez bons résultats dans le cas des petits bassins versants semblables au notre :

##### **a) Formule de l'A.N.R.H :**

On a :

$$A_{\text{moy}} = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (III.24)$$

P : Pluie moyenne annuelle (mm).

S : Superficie du bassin versant ( $\text{Km}^2$ ).

AN :

$$A_0 = 0,915 \cdot 496^{2.684} \cdot 19,54^{0.842} = 1.7 \text{ Hm}^3$$

$$A_0 = 1.7 \text{ Hm}^3$$

$$Le = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (III.25)$$

Soit :  $Le = 87.12 \text{ mm}$

##### **b) Formule de Derie II :**

On a :

$$A_0 = 0.513 \cdot P^{2.603} \cdot Dd^{0.5} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (III.26)$$

P : Pluie moyenne annuelle (mm).

S : Superficie du bassin versant ( $\text{Km}^2$ ).

Dd : Densité de drainage ( $\text{Km}/\text{Km}^2$ )

AN :

$$A_0 = 0,513 \cdot 496^{2.683} \cdot 3,30^{0.5} \cdot 19,54^{0.842} = 1,73 \text{ Hm}^3$$

$$A_0 = 1,73 \text{ Hm}^3 \quad Le = \frac{A_0}{S} = 88.79 \text{ mm} \dots\dots\dots Le = 88.79 \text{ mm}$$



c) **Formule de MEDINGEER:**

On a:

$$\mathbf{Le = 1,024 (P_{moy} - 0.26)^2} \dots\dots\dots \text{(III.27)}$$

Le : Lame d'eau écoulée (mm).

P : Pluie moyenne annuelle (m).

$$\mathbf{AN : \qquad \qquad \qquad Le = 57 \text{ mm}}$$

On a encore :

$$A_0 = Le * S = 57.10^{-3} . 19,54.10^6 = 1,31 \text{Hm}^3$$

**Soit :**

$$\mathbf{A_0 = 1,11 \text{ Hm}^3}$$

d) **Formule de TURC :**

$$\mathbf{Le = P_{moy} - D} \dots\dots\dots \text{(III.28)}$$

P<sub>moy</sub> : Pluie moyenne annuelle (mm).

D : Déficit de l'écoulement (mm) .

$$\mathbf{D = \left[ \frac{P_{moy}}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{P_{moy}}{L}\right)^2}} \right] \text{(mm)} \dots\dots\dots \text{(III.29)}}$$

L : Variable théorique

$$L = 300 + 25 \text{ T}_{moy} + 0.05 (\text{T}_{moy})^3 .$$

T<sub>moy</sub> : Température moyenne annuelle

$$L = 300 + 25.17 + 0.05(17)^3 = 970,65$$

$$D = 460,30 \text{ mm}$$

$$\mathbf{L_e = 35.70 \text{ mm}}$$

$$\mathbf{A_0 = 0,70 \text{ Hm}^3}$$

e) **Formule de SAMIE :**

$$\mathbf{Le = P_{moy}^2 (293 - 2.2\sqrt{S})} \dots\dots\dots \text{(III.30)}$$

$$\mathbf{Le = 69,69 \text{ mm}}$$

$$A_0 = Le. S$$

$$\mathbf{Soit : \qquad \qquad \qquad A_0 = 1,36 \text{ Hm}^3}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau (III.16) :

**Tableau (III.16) Récapitulatif des résultats :**

Formules	$A_0$ (Hm <sup>3</sup> )	$L_e$ (mm)
A.N.R.H	1,7	87.12
MEDINGUER	1,11	57
TURC	0,70	35.70
SAMIE	1,36	69,69
DerieII	1,73	88.79

**Conclusion :**

On opte pour la valeur moyenne entre les 4 méthodes "Medinguer, Samie, A.N.R.H et Deri II " par ce que la méthode de Turc est loin de ces 4 valeurs et on prend la valeur proche de moyenne :

$$A_{\text{moy}} = \frac{1,7 + 1,11 + 1,36 + 1,73}{4} = 1,48 \text{ Hm}^3$$

$A_0 = 1,48 \text{ Hm}^3$
---------------------------

**III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement :**

**a) Module de l'écoulement :**

Il est donné par :  $Me = A_0 / T$  ..... (III.31)

$A_0$  : Apport moyen annuel (mm).

T : Temps d'une année en secondes  $T = 3.1536.10^7$  s

**Soit :** **Me=46.93 l/s**

**b) Module de l'écoulement relatif :**

On a :  $M_0 = Me / S_{bv}$ ..... (III.32)

Me: Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km<sup>2</sup>).

**Soit :**  $M_0=2.40 \text{ l/s/Km}^2$

**c) lame d'eau écoulée :**

$$L e = A_0/S_{BV}$$

**Soit :**  $Le=75.74\text{mm}$

**d) Coefficient de l'écoulement:**

Il est donné par :  $Ce = Le / P_{moy}$

**Soit :**  $Ce=0.153$

**III.3.3 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.

**1. Formule de SOKOLOVSKY :**

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log M_0 - 0.063 \log (S + 1) \dots\dots\dots (III.33)$$

$M_0$  : Module de l'écoulement relatif

**Soit :**  $C_v=0.58$

**2. Formule de OURKGUIPROVODKHOZ:**

$$C_v = \frac{0.7}{M_0^{0.125}} \dots\dots\dots (III.34)$$

**Soit :**  $C_v=0.62$

**3. Formule de L'ANTONOV :**

$$C_v = 0.7 / (S + 1000)^{0.097} \dots\dots\dots (III.35)$$

**AN:**  $C_v=0.36$

#### 4. Formule de KRISTEKLY MENKEL:

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \dots\dots\dots (III.36)$$

$M_0$  : module de l'écoulement relatif

Soit:  $C_v=0.55$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau N° III.17.

Tableau III.17 : récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.

Formule	$C_v$
SOKOLOVSKY	0.58
OURKGUIPROVODKHOZ	0.62
L'ANTONOV	0.36
KRISTEKLY MENKEL	0.55

Coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc :

$$C_{v,moy} = \frac{0,58 + 0,62 + 0,36 + 0,55}{4} = 0,53$$

#### Conclusion :

Le coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc :  $C_v=0,53$

### III.4. Irrégularité des apports :

#### III.4.1 Estimation fréquentielle des apports :

Les apports fréquentiels ou de période de retour donnée sont nécessaires pour le dimensionnement de la cuvette et de la digue de l'ouvrage et la régularisation et gestion

rationnelles de la capacité en eau (Industrie, Irrigation).

Les apports annuels s'ajustent bien à la loi de distribution PEARSON III dont l'équation est :

$$A_{P\%} = \bar{A}(F_{P\%} * C_V + 1) \dots \dots \dots (III.37).$$

$A_{P\%}$  : Apport de fréquence donnée ;

$\bar{A}$  : Apport moyen annuel ( $Hm^3$ ) ;

$F_{P\%}$  : Fonction RYBKINE-FAUSTER qui tabulée en fonction de  $C_V, C_S$  et  $P\%$  ;

$C_V$  : Coefficient de variation ;

$C_S$  : Coefficient d'asymétrie.

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

**Tableau (III.18): les apports fréquentiels**

Période de retour	5/4	10	50	100
Fréquence (%)	80	10	2	1
Fonction	-0,84	1,28	2,05	2,33
apport (%) ( $Hm^3$ )	0,93	2,75	3,41	3,65

**III.4.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel:**

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on à donc :

**Tableau (III.19): Répartition mensuelle des apports**

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
pluies mens (mm)	25,2	45,06	62,37	73,29	65,94	58,63	48,19	53,81	38,85	9,81	4,19	10,35
Pluies mens (%)	5,08	9,09	12,58	14,78	13,3	11,83	9,72	10,86	7,84	1,98	0,84	2,09
apport mens $A_{80\%}$ ( $hm^3$ )	0,042	0,074	0,103	0,121	0,109	0,097	0,080	0,089	0,064	0,016	0,007	0,017

**III.5. Etude des crues:**

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes.

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

Les paramètres définissant une crue est :

- 1- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- 2- Le volume de la crue.
- 3- Le temps de base.

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul, par manque d'observation.

### **III.5.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue:**

#### **1. Formule de MALLET-GAUTHIER :**

On a:

$$Q_{\max p\%} = 2K \log(1+20.P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4\log T - \log S} \quad \dots\dots\dots \text{(III.38)}$$

P<sub>moy</sub> : Pluie moyenne annuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (19.54Km<sup>2</sup>).

L : Longueur du talweg principal (6.185 Km).

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

On prend K = 2.

T : Période de retour (an).

Le tableau (III.20) nous donne tous les résultats de calcul.

**Tableau (III.20) : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour  
(Formule de MALLET-GAUTHIER)**

Période de retour	5	10	20	50	100
Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	51.65	62.84	72.33	83.22	90.60

#### **2. Formule de SOKOLOVSKY :**

On a :

$$Q_{\max\%} = \frac{0.28 * (P_{ct} - H_0) * \alpha_{p\%} * F * \bar{S}}{T_m} \dots\dots\dots (III.39)$$

H<sub>0</sub> : pertes initiales en mm. H<sub>0</sub> = 7mm

α<sub>p</sub>% : coefficient de ruissellement de la crue probable pour une période donnée ;

P<sub>ct</sub> : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{P_{ct\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{ct\%}} + \sqrt{H_0}}$$

**Tableau (III.21) Valeur de α en fonction de la fréquence :**

Fréquence (%)	1	2	5	10	20
α	0,41	0,39	0,35	0,31	0,27

F : Coefficient de forme de la crue :  $F = \frac{12}{4 + 3\gamma}$

**Tableau (III.22) Valeur de γ en fonction du bassin versant**

condition	γ
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km <sup>2</sup>	γ = 2
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	2 ≤ γ ≤ 2.5
Pour un bassin boisé	3 ≤ γ ≤ 4.

On prend :            γ = 2                    D'où :            F = 1.2

S : Superficie du bassin (Km<sup>2</sup>).

T<sub>m</sub>=T<sub>c</sub>=1.94h.

Les résultats de calcul sont inscrits dans le tableau (III.23)

**Tableau (III.23) : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour  
(Formule de SOKOLOVSKY).**

Fréquence (%)	1	2	5	10	20
Pct(mm)	40,19	35,74	30,00	25,67	21,23
$\alpha_p$ %	0,41	0,39	0,35	0,31	0,27
$Q_{max p}$ (m <sup>3</sup> /s)	46	37,88	27,21	19,56	12,99

### 3. Formule de POSSENTI:

On a:

$$Q_p\% = \frac{\mu * P_{max j\%} * S}{L_p} \dots\dots\dots(III.40)$$

$P_{max j\%}$  : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

$\mu$ : Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend  $\mu = 750$ .

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

On obtient les résultats ci-après le tableau suivant:

**Tableau (III.24): Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de POSSENT)**

période de retour	100	50	20	10	5
Fréquence (%)	1	2	5	10	20
$P_{max j}$ (mm)	99,4	88,4	74,2	63,5	52,5
$Q_{max p}$ (m <sup>3</sup> /s)	235,52	209,46	175,81	150,46	124,40

### 4. Formule de TERRAZA:

On a:

$$Q_{max p\%} = \frac{C * I_t * S}{3.6} \dots\dots\dots(III.41)$$

$S$  : Superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

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



$I_{tc}$  : Intensité des pluies pendant une durée égale au temps de concentration pour une fréquence donnée (mm/h).

**Tableau (III.25): Débit maximum de crue pour différents périodes de retour  
(Formule de TERRAZA:)**

Fréquence (%)	1	2	5	10	20
C	0,41	0,39	0,35	0,31	0,27
$I_{tc}$	20,72	18,42	15,46	13,23	10,94
Qmax (m <sup>3</sup> /s)	46,11	38,99	29,37	22,26	16,03

Sur la lumière de ces formules on opte les résultats de la formule de « SOKOLOVSKI » pour les simples raisons suivantes :

- ✓ La formule de « SOKOLOVSKI » est d'usage très répandue chez les hydrologues du Nord d'Afrique, celle-ci tient compte de tous les paramètres caractéristiques du bassin versant, le temps de montée de la crue, ainsi que de la pluie fréquentielle génératrice de celle-ci.

Le tableau (III.26) donne les débits probables calculés.

**Tableau (III.26) : Débits fréquentielles calculés :**

Période de retour.	100	50	20	10	5
Qmax (m <sup>3</sup> /s)	46	37,88	27,21	19,56	12,99

### III.5.2. Hydrogramme de crue:

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crue tel que:

- ❖ Le volume de la crue.
- ❖ La durée de la crue.
- ❖ Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui divise l'hydrogramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue.

**a) Pour le temps de montée:**

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left( \frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots(\text{III.42})$$

$T_m = T_c$  : Temps de montée.

**b) Pour la décrue:**

$$Q_{\text{déc.}} = Q_{\text{max}} \left( \frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \dots\dots\dots(\text{III.43})$$

Avec:  $T_d = \delta T_m$  (Sokolovski)

$\delta$  : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2 — 4) , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin ,on prend  $\delta=2$ .

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes période de retour (100; 50; 20; 10 ;5) dans, sont donnés dans le tableau (27)

**Tableau III.27:** débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue

Temps (h)	Qmax(1%)	Qmax (2%)	Qmax (5%)	Qmax(10%)	Qmax (20%)
0	0	0	0	0	0
0,2	0,4888936	0,40259326	0,2891912	0,2078861	0,1380593
0,4	1,9555744	1,75831651	1,1567648	0,8315443	0,55223722
0,6	4,4000425	3,95621214	2,6027208	1,8709746	1,24253374
0,8	7,8222978	7,03326602	4,6270592	3,3261771	2,20894888
0,94	10,79966	9,7103029	6,38823361	4,5922032	3,04973005
1,94	46	37,88	27,21	19,56	12,99
2	43,8988096	36,14971538	25,9671002	18,6665373	12,3966421
2,4	31,5022064	25,94138217	18,63423993	13,395286	8,895949164
2,8	21,6911953	17,86222775	12,83081354	9,22347346	6,125404922
3,2	14,1633677	11,66322537	8,377939869	6,02251025	3,999611867
3,6	8,61631521	7,095348263	5,096737757	3,66380708	2,43317249
3,8	6,49107703	5,345260827	3,839613176	2,76011884	1,83302371
3,94	5,2328249	4,309117548	3,095329685	2,22508815	1,477704249
5,82	0	0	0	0	0

Les hydrogrammes de crues sont représentés par la Figure\_ (III.12) :

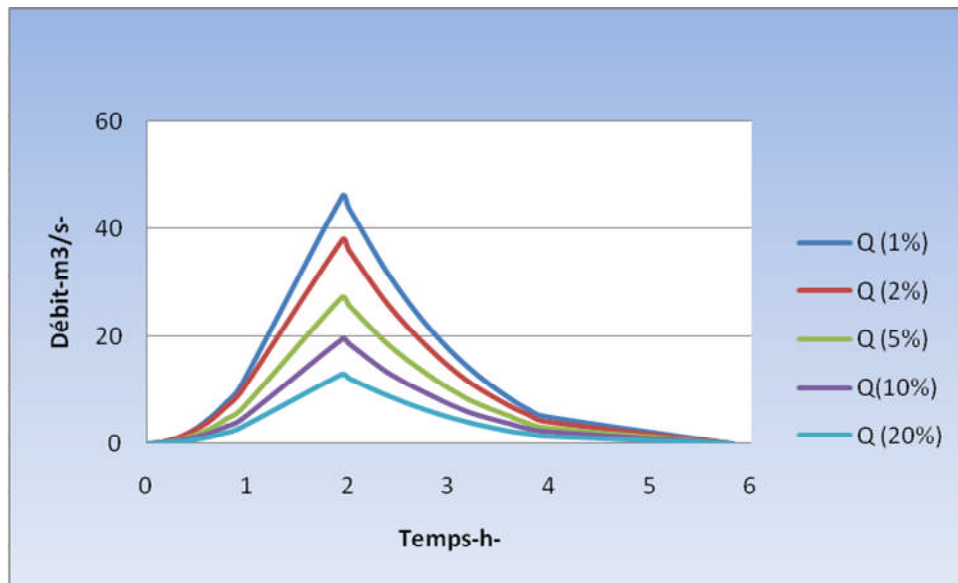


Figure (III.12) hydrogramme de crues

### III.5.3.Estimation de la crue de 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.28 : Catégories des dommages résultant des crues.**

<b>Dommages élevés</b>	<b>Dommages importants</b>	<b>Dommages faibles</b>
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 toute fois. 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.29 : Crues de projet recommandé.**

<b>Catégorie des dommages</b>	<b>Crue de projet recommandé</b>
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...)

✚ On doit calculer l'indice global "I<sub>g</sub>" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

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

I<sub>a</sub> : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).

I<sub>d</sub> : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).

I<sub>r</sub> : représente les risques.

✚ **SI** :

1/ Le risque est faible (I<sub>g</sub> = 1), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2/ Le risqué est moyen (I<sub>g</sub> =2), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

3/ Le risqué est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

**Tableau.III.30 : Choix de la crue de projet.**

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modéré)	Risque Important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	Q <sub>max</sub> (1%)+revanche	Q <sub>max</sub> (1%) +revanche majorée avec vérification pour Q <sub>max</sub> (0.1%) et Q <sub>max</sub> (0.2%)	Q <sub>max</sub> (0.1%)

Pour notre cas, on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque moyen ( $I_g = 2$ ) et on opte pour la crue centennale :

$$D'où \quad Q=46 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour la crue des travaux on adopte une crue de période de retour  $T=50$  ans :

$$D'où \quad Q=37,88 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### **III.5.4. Apport solide et l'estimation de 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.

### **III.5.5 Formules empiriques :**

#### **a) Formule de TIXERONT:**

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit.  $T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15}$  ..... (III.44)

**Avec :**

- **T<sub>s</sub>** : le transport solide en (t/Km<sup>2</sup>/an).
- **L<sub>0</sub>** : la lame écoulée en (mm).

**α** : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, α=350(faible à moyenne).

**Soit : T<sub>s</sub>=669,83 (t/Km<sup>2</sup>/an).**

#### **b) Formule de Fournier :**

$$T_a = \frac{1}{36} \left( \frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2,65} \left( \frac{h^2}{S} \right)^{0,46} \dots\dots\dots (III.45)$$

**Avec :**

**T<sub>a</sub>** : Taux d'abrasion en (t/Km<sup>2</sup>an)

**P<sub>m</sub>** : Pluie mensuelle moyenne annuelle du mois le plus pluvieux =73,29mm;

**P<sub>A</sub>**: Pluie moyenne annuelle = 495,70 mm;

**h**= 45% (H<sub>max</sub> - H<sub>min</sub>) [m];

**H<sub>max</sub>** : Altitude maximale =

**H<sub>min</sub>** : Altitude minimale =

**S** : Surface du bassin versant = 19,54Km<sup>2</sup>.

**D'où T<sub>a</sub>=674,23 t/Km<sup>2</sup>an**

On remarque que le taux d'abrasion est important, d'où il est nécessaire d'effectuer quelques travaux de protection contre l'envasement de la retenue collinaire, ces travaux portent sur :

☒ Les digues de décantations ;

☒ La bande forestière.



La digue de décantation sera construite en gabions et implantée dans le lit de l'oued en amont de la retenue .Il est recommandé de réaliser plusieurs digues de décantations en aval de l'embouchure de chaque branche importante.

La bande forestière est à réaliser sur deux cotés de la cuvette sur une largeur de 50 m environ.

Les rangs d'arbres doivent être plantés le long des courbes de niveau des rives de la vallée.

La distance entre le lac et la bande forestière doit de 50 m environ.

### **III.5.6.Calcul du volume mort :**

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits (B.Touaibia,2001)

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

#### **1. Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple) :**

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{T_s.T.S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III.46)$$

AN:

T : Durée de vie de la retenue(10 ans);

$\gamma_s$ : Poids spécifique des sédiments (1,6 t/m<sup>3</sup>);

S : Surface du bassin versant 19,54Km<sup>2</sup>

D'où **Vm=81803m<sup>3</sup>**Pour 10 ans d'exploitation.

#### **2. Formule de TIXERONT :**

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 - 1.10) \frac{Q_s T}{\delta_s} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots (III.47)$$

Qs : Le débit solide (t/an)

$\delta_s$  : Poids spécifique de la vase humide ( $\delta_s = 1.6 \text{ t/m}^3$ ).

$$Q_s = T_s * S.$$

S : Superficie du bassin versant.



Hm <sup>3</sup>	0.071	0	0	0	0	0	0	0,041	0,073	0.115	0.155	0.115
-----------------	-------	---	---	---	---	---	---	-------	-------	-------	-------	-------

### III.6.2. Répartition mensuelle de l'apport A<sub>80%</sub> (Hm<sup>3</sup>):

L'apport A<sub>80%</sub> est déjà calculé (voir tableau.III.18) et nous avons la répartition mensuelle des précipitations donc avec la règle de trois nous pouvons calculé l'apport mensuel à (80%).

La répartition mensuelle de l'apport A<sub>80%</sub> est donnée dans le tableau .III.32 :

**Tablrau.III.32. répartition mensuelle des apports**

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
pluies mens (mm)	25,2	45,06	62,37	73,29	65,94	58,63	48,19	53,81	38,85	9,81	4,19	10,35
Pluies mens (%)	5,08	9,09	12,58	14,78	13,3	11,83	9,72	10,86	7,84	1,98	0,84	2,09
apport mens (hm3)	0,042	0,074	0,103	0,121	0,109	0,097	0,080	0,089	0,064	0,016	0,007	0,017

### III.6.3. Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface » :

La cote minimale relevée est de 937.75m et la cote maximale de 957.00m, soit hauteur près de 20mètres.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (III. 48)$$

S<sub>i</sub> : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H<sub>i</sub> en m<sup>2</sup>

S<sub>i+1</sub> : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H<sub>i+1</sub> en m<sup>2</sup>

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

ΔV<sub>i</sub> : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m<sup>3</sup>)

Le tableau donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

**Tableau. III.33. Courbes topographiques et volumétriques**

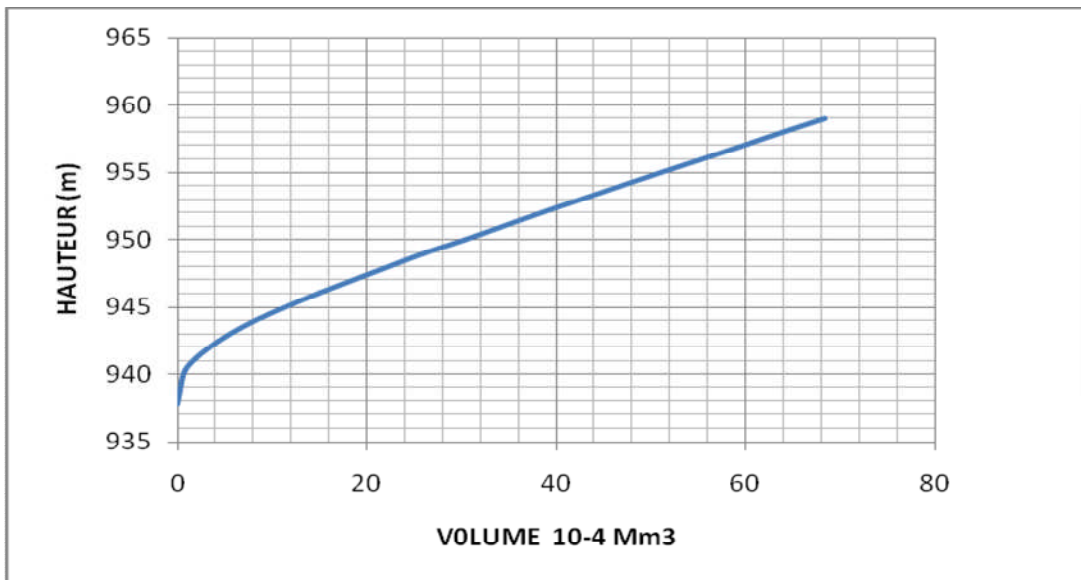
Cotes m	S10 <sup>4</sup> m <sup>2</sup>	S <sub>moy</sub>	Hauteur	V <sub>part</sub> 10 <sup>4</sup> m <sup>3</sup>	Vol <sub>cum</sub> 10 <sup>4</sup> m <sup>3</sup>	Scum
						10 <sup>4</sup> m <sup>2</sup>
937,75	0	***	2,25	0,65	0	0
940	0,32				0,65	0,325
		1,052	1	1,052		
941	1,779				1,702	2,104
		1,758	1	1,758		
942	1,737				3,46	3,841
		2,1545	1	2,1545		
943	2,572				5,6145	6,413
		2,644	1	2,644		
944	2,716				8,2585	9,129
		3,157	1	3,157		
945	3,598				11,4155	12,727
		3,395	1	3,395		
946	3,192				14,8105	15,919
		3,7135	1	3,7135		
947	4,235				18,524	20,154
		3,792	1	3,792		
948	3,349				22,316	23,503
		3,792	1	3,792		
949	4,235				26,108	27,738
		4,309	1	4,309		
950	4,383				30,417	32,121
		4,0395	1	4,0395		
951	3,696				34,4565	35,817
		4,0435	1	4,0435		
952	4,391				38,5	40,208
		4,0234	1	4,234		
953	4,077				42,734	44,285
		4,1505	1	4,1505		
954	4,224				46,8845	48,509
		4,2155	1	4,2155		
955	4,207				51,1	52,716
		4,2805	1	4,2805		
956	4,354				55,3805	57,07

		4,285	1	4,285		
957	4,216				59,6655	61,286
		4,2255	1	4,2255		
958	4,235				63,891	65,521
		4,416	1	4,416		
959	4,597				68,307	70,118
		4,835	1	4,835		

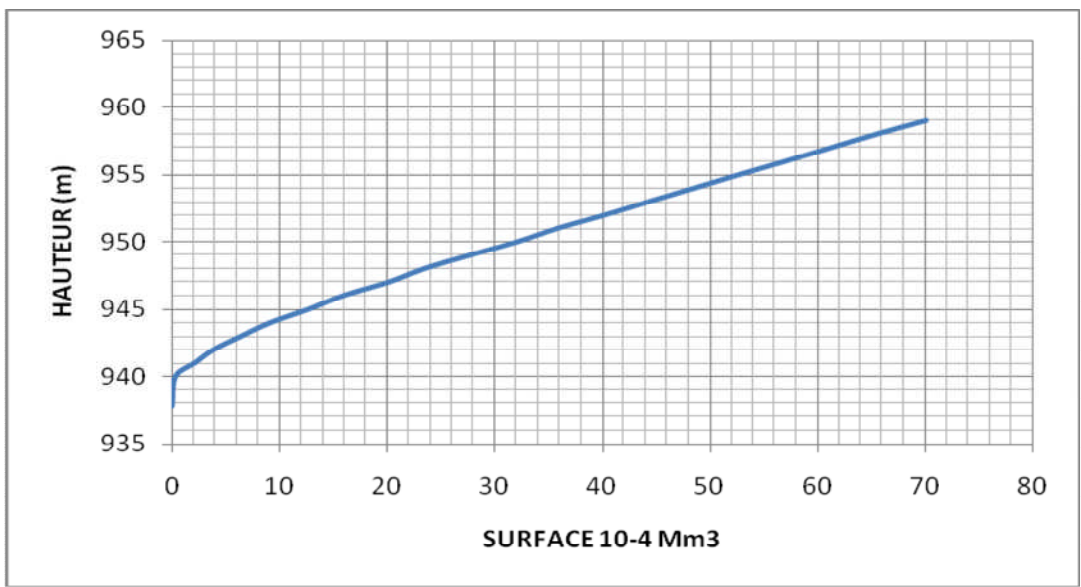
**Remarque :**

$$\Delta V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H = \frac{2}{3} \cdot 0,054 \cdot 2,25 = 0,081 \cdot 10^4 \text{ m}^3.$$

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est dans la figure (III.13.14)



**Figure III.13. Courbe Capacité-Hauteur**



**Figure III.14. Courbe Surface-Hauteur**

### III.6.4. Calcul du volume utile :

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".

#### **Procédé de calcul:**

- 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 Septembre jusqu'au mois d'avril.

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

#### III.6.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes:

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau Du tableau (III.34) on a :

$$V_s = 0.517 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 0.068 \text{ Mm}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$  *D'ou* :  $V_u = V_d$  *Alors* :

$$V_u = 0.068 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m \dots\dots\dots(III.49)$$

D'où :

$$V_{NNR} = 0.158 \text{ Mm}^3 \dots\dots NNR = 949,5 \text{ m NGA}$$

**Tableau .III.34. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Hm<sup>3</sup>)  
suivant la 1<sup>ère</sup> consigne..**

Mois	A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	U <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	A-U (Mm <sup>3</sup> )	1 <sup>ère</sup> consigne d'exploitation		
				V <sub>rf</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S (Mm <sup>3</sup> )
Oct	0,074	0,04	0,034	<b>0,09</b>	<b>0,09</b>	
Nov	0,103	0,05	0,053	<b>0,124</b>	<b>0,124</b>	<b>***</b>
Dec	0,121	0,02	0,101	<b>0,177</b>	<b>0,177</b>	<b>***</b>
Jan	0,109	0,02	0,089	<b>0,258</b>	<b>0,258</b>	<b>***</b>
Fev	0,097	0,02	0,077	<b>0,246</b>	<b>0,158</b>	<b>0,088</b>
Mar	0,080	0,02	0,06	<b>0,234</b>	<b>0,158</b>	<b>0,076</b>
Avr	0,089	0,03	0,059	<b>0,217</b>	<b>0,158</b>	<b>0,059</b>
Mai	0,064	0,02	0,044	<b>0,216</b>	<b>0,158</b>	<b>0,058</b>
Juin	0,016	0,02	-0,004	<b>0,201</b>	<b>0,158</b>	<b>0,043</b>
Juil	0,007	0,03	-0,023	<b>0,153</b>	<b>0,153</b>	<b>***</b>
Août	0,017	0,04	-0,023	<b>0,13</b>	<b>0,13</b>	<b>***</b>
Sep	0,042	0,06	-0,018	<b>0,107</b>	<b>0,109</b>	<b>***</b>
				<b>0,089</b>	<b>0,09</b>	<b>***</b>

Avec :

V<sub>rf</sub> : Volume de remplissage final

V<sub>ri</sub> : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer



### III.6.4.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes):

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ◆ Pertes par évaporation.
- ◆ Pertes par infiltration.

#### A) Pertes par évaporation :

On a:  $V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots(III.50).$

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

$E_s$  : Evaporation mensuelle (m).

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

$V_{moy}$  : volume moyenne  $\left[ V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right] \dots\dots\dots(III.51).$

$V_{rf,i}$  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 :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots(III.52)$$

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

$\delta$  : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau IV.32.

$V_{moy}$  : 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 successives.

**Tableau III.35: valeurs de  $\delta$  en fonction des conditions hydrogéologiques**

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	$\delta$	
		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 considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivant :

$V_u$  : volume utile sans tenir compte des pertes.

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

Si cette condition ( $1\% < \varepsilon < 2\%$ ) n'est pas vérifié on doit faire des itérations.

D'après le tableau IV.33 on a :

$$V_s = 0.496 \text{Mm}^3 \quad \text{Et} \quad V_d = 0.069 \text{Mm}^3.$$

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

$$V_u = V_d = 0.069 \text{Mm}^3$$

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \quad \text{Avec} \quad 1\% < \varepsilon < 2\% .$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m$$

D'où :

$$V_{\text{NNR}} = 0.159 \text{Mm}^3 \quad \dots \dots \text{NNR} = 949,88 \text{m NGA}$$

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

Mois	$V_{rf,i}$	$V_{mov}$	$S_{mov}$	$E_s$	$V_{inf}$	$V_{evp}$	$\pi$	W (Mm <sup>3</sup> )	U (Mm <sup>3</sup> )	W-U- $\pi$ (Mm <sup>3</sup> )	1 <sup>ère</sup> consigne d'exploitation		
	(Mm <sup>3</sup> )	(Mm <sup>3</sup> )	(ha)	(mm)	(Mm <sup>3</sup> )	(Mm <sup>3</sup> )	(Mm <sup>3</sup> )				$V_{rf}$ (Mm <sup>3</sup> )	$V_{ri}$ (Mm <sup>3</sup> )	S(Mm <sup>3</sup> )
Oct	0,09	0,107	2,95	143	0,000535	0,0042185	0,0017	0,074	0,04	+0,032	0,09		---
	0,124												
Nov	0,177	0,1505	3,46	93	0,0007525	0,0032178	0,0001	0,103	0,05	+0,052	0,122		---
	0,258												
Dec	0,258	0,2175	4,24	70	0,0010875	0,002968	0,002	0,121	0,02	+0,10	0,174	0,158	0,016
	0,246												
Jan	0,246	0,252	4,64	69	0,00126	0,0032016	0,0015	0,109	0,02	+0,087	0,258	0,158	0,1
	0,234												
Fev	0,234	0,24	4,525	72	0,0012	0,003258	0,0015	0,097	0,02	+0,075	0,245	0,158	0,087
	0,217												
Mar	0,217	0,2255	4,34	108	0,0011275	0,0046872	0,0028	0,08	0,02	+0,057	0,233	0,158	0,075
	0,216												
Avr	0,216	0,2165	4,23	135	0,0010825	0,0057105	0,0038	0,089	0,03	+0,055	0,215	0,158	0,057
	0,201												
Mai	0,201	0,2085	4,13	186	0,0010425	0,0076818	0,0057	0,064	0,02	+0,038	0,213	0,158	0,055
	0,153												
Juin	0,153	0,177	3,75	261	0,000885	0,0097875	0,0077	0,016	0,02	-0,016	0,196	0,158	0,038
	0,13												
Juil	0,13	0,1415	3,39	337	0,0007075	0,0114243	0,0091	0,007	0,03	-0,025	0,151		---
	0,107												
Août	0,107	0,1185	3	309	0,0005925	0,00927	0,0069	0,017	0,04	-0,028	0,129		---
	0,09												
Sep	0,09	0,0985	2,75	193	0,0004925	0,0053075	0,0028	0,042	0,06	-0,02	0,104		---
											0,0885332	0,09	---

### III.7.Laminage des crues :

Dans les petits bassins versants, les débits de crue instantanés sont souvent relativement élevés, mais le volume des crues est en général assez faible et les crues peuvent être laminées de façon appréciable par stockage dans la tranche disponible entre la cote du déversoir et celle des plus hautes eaux. Le débit qui passe dans l'évacuateur de crue ( $Q_e$ ) est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée de la retenue ( $Q_c$ ). L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'hydrogramme de la crue entrant dans la retenue, de la capacité d'évacuation du déversoir de crue et de la forme de la partie supérieure de la retenue.

L'étude de laminage consiste soit à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue, les dimensions du déversoir de crue (longueur déversante) étant fixées à priori, soit à déterminer les dimensions de l'évacuateur de crue, la hauteur maximale du plan d'eau au-dessus de l'évacuateur de crue étant fixée à priori.

En général, pour des raisons d'hydraulique, on adopte une hauteur du plan d'eau au-dessus du seuil des évacuateurs de crue à système de contrôle déversant comprise entre 0.60 et 1.50m.

L'étude doit être effectuée pour des crues de forme et de durée diverses afin de déterminer la cote maximale du plan d'eau et le débit maximale correspondant de l'évacuateur de crue dans les conditions les plus défavorables de laminage.

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots \dots \dots (III.53)$$

Ou:

Q: le débit entrant de la crue.

q : le débit déverse 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 :  $Q-q= S.dh/dt$

Ou :

Dh/dt : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

IL existe plusieurs procédés de calcul comme Hildenblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, patapove, Step bye step et d'autre méthodes nous retenons quatre méthodes celles de :

1. Méthode de Kotcherine.
2. Méthode Step bye step.
3. Méthode graphique.
4. Méthode de Eier-Cieh..
5. Méthode de Hidenblat.

#### **A- Méthode de KOTCHERINE :**

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

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

#### **A.1- Estimation du débit de crue laminée :**

Le volume stocké est exprime selon la relation suivant :

$$V_F = V_C \cdot \left( 1 - \frac{q_{lam}}{Q\%} \right) \dots\dots\dots(III.54).$$

Où :

$V_F$  : le volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

$V_C$  : le volume de la crue correspondant au  $Q_{\%}$  en  $m^3$ .

$Q_{\%}$  : le débit de la crue en  $m^3/s$

$q_{lam}$  : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

$$q_{lam} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right) \dots\dots\dots(III.55)$$

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.

### **A.2- Estimation de la charge au dessus du déversoir :**

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

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(III.56).$$

Où :

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

$g$  : l'accélération de pesanteur; [ $g = 9,81 m^2/s$ ];

$L$  : la largeur de déversoir,

$H$  : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 à 3 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

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

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

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

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversante par la même formule qui a dessus et  $L$  compris entre 10 et 40 mètres.

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

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

Ou :

$H_o$  : la charge globale.

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

P : la hauteur de pelle.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de  $q_{\text{lam}}$ . 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 calcule pour différentes charges "H" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "b",

Les graphiques de la figure sont accordes a 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 <sup>2</sup> /s
α	1
Q <sub>1%</sub>	46 m <sup>3</sup> /s
V <sub>crue 1%</sub>	321264m <sup>3</sup>
m	0,49
P	1,5 m

Tous les calculs et résultats sont illustres ci

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

<b>b</b> <b>-m-</b>	<b>H</b> <b>-m-</b>	<b>Débit</b> <b>-m<sup>3</sup>/s-</b>	<b>Surface</b> <b>-m<sup>2</sup>-</b>	<b>Vitesse</b> <b>-m/s-</b>	<b>V<sub>forcé</sub></b> <b>-Mm<sup>3</sup>-</b>
4	0.3	1.43	7.2	0.20	0.005
8	0.5	6.14	16	0.38	0.012
12	0.7	15.25	26.4	0.58	0.019
16	0.9	29.65	38.4	0.77	0.026
20	1.1	50.08	52	0.96	0.033
24	1.3	77.21	67.2	1.15	0.040
28	1.5	111.65	84	1.33	0.047
32	1.7	153.95	102.4	1.50	0.054
36	1.9	204.63	122.4	1.67	0.061



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

H -m-	V <sub>moy</sub> -m/s-	H <sub>0</sub> -m-	Débit m <sup>3</sup> /s								
			b=4m	b=8m	b=12m	b=16m	b=20m	b=24m	b=28m	b=32m	b=36m
0.3	0.20	0.30	1.44	2.88	4.32	5.76	7.21	8.65	10.09	11.53	12.97
0.5	0.38	0.51	3.14	6.27	9.41	12.55	15.69	18.82	21.96	25.10	28.24
0.7	0.58	0.72	5.27	10.55	15.82	21.09	26.36	31.64	36.91	42.18	47.45
0.9	0.77	0.93	7.79	15.58	23.37	31.16	38.95	46.73	54.52	62.31	70.10
1.1	0.96	1.15	10.66	21.33	31.99	42.66	53.32	63.99	74.65	85.31	95.98
1.3	1.15	1.37	13.88	27.76	41.65	55.53	69.41	83.29	97.17	111.06	124.94
1.5	1.33	1.59	17.41	34.82	52.23	69.63	87.04	104.45	121.86	139.27	156.68
1.7	1.50	1.81	21.22	42.45	63.67	84.89	106.11	127.34	148.56	169.78	191.01
1.9	1.67	2.04	25.34	50.67	76.01	101.34	126.68	152.02	177.35	202.69	228.02

**Tableau III.40.3ème étape de calcul**

H -m-	V <sub>forcé</sub> Mm <sup>3</sup>	q <sub>laminé</sub> -m <sup>3</sup> /s-	Débit m <sup>3</sup> /s								
			b=4m	b=8m	b=12m	b=16m	b=20m	b=24m	b=28m	b=32m	b=36m
0.3	0.005	45,28	1.44	2.88	4.32	5.76	7.21	8.65	10.09	11.53	12.97
0.5	0.012	44,28	3.14	6.27	9.41	12.55	15.69	18.82	21.96	25.10	28.24
0.7	0.019	43,28	5.27	10.55	15.82	21.09	26.36	31.64	36.91	42.18	47.45
0.9	0.026	42,28	7.79	15.58	23.37	31.16	38.95	46.73	54.52	62.31	70.10
1.1	0.033	41,27	10.66	21.33	31.99	42.66	53.32	63.99	74.65	85.31	95.98
1.3	0.040	40,27	13.88	27.76	41.65	55.53	69.41	83.29	97.17	111.06	124.94
1.5	0.047	39,27	17.41	34.82	52.23	69.63	87.04	104.45	121.86	139.27	156.68
1.7	0.054	38,27	21.22	42.45	63.67	84.89	106.11	127.34	148.56	169.78	191.01
1.9	0.061	37,27	25.34	50.67	76.01	101.34	126.68	152.02	177.35	202.69	228.02

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.15 et III.16.

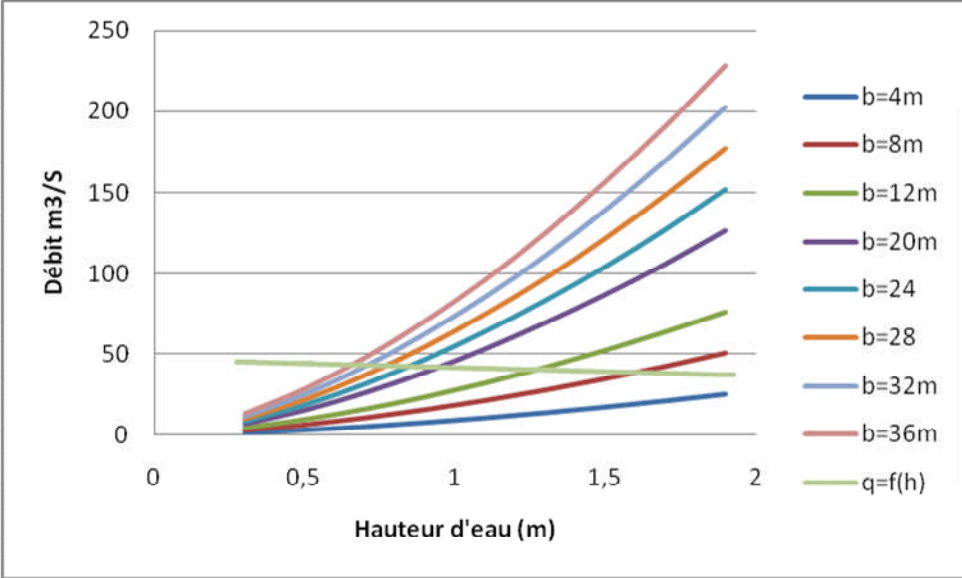


Figure III.15 Courbes  $q=f(H)$

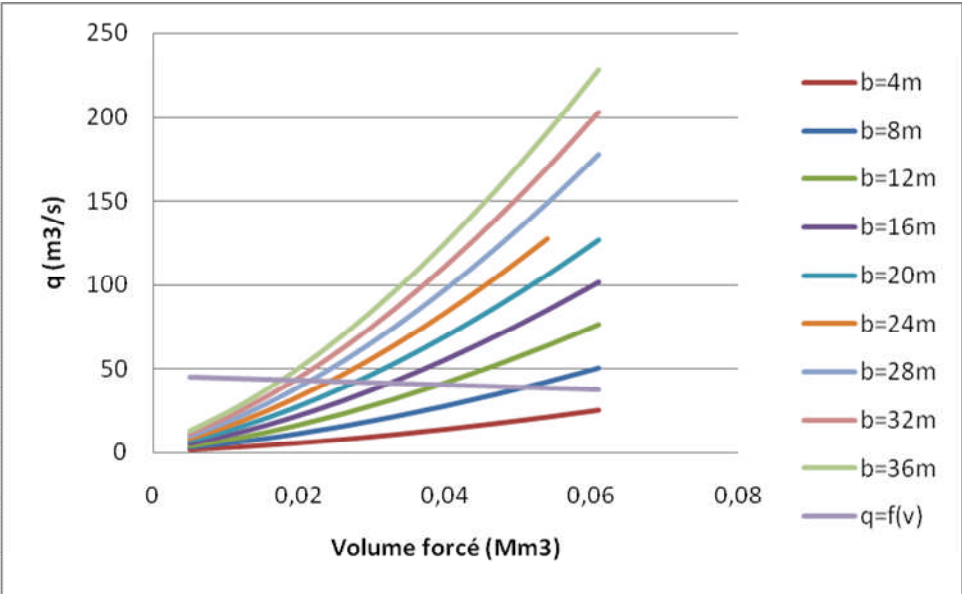


Figure III.16 Courbes  $q=f(V_{forcé})$

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

**Tableau III.41 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.**

<b>b</b> <b>-m-</b>	<b>H</b> <b>-m-</b>	<b>NPHE</b> <b>-m-</b>	<b>q</b> <b>-m<sup>3</sup>/s</b>	<b>V<sub>forcé</sub></b> <b>-Mm<sup>3</sup>-</b>
4	2,46	952,34	33,6	0.036
8	1,63	951,51	36	0.026
12	1,29	951,17	38	0.020
16	1,10	950,98	40	0,017
20	0,96	950,84	41	0,015
24	0,86	950,74	41,8	0,013
28	0,78	950,66	42	0,011
32	0,72	950,60	42,4	0,01
36	0,67	950,55	43	0,009

### **III.8 Etude d'optimisation :**

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

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

#### **III.8.1 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 :

$$V_B = \Sigma V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L$$

$V_i$  : 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).

### III.8.1.1. calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

#### a- Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(III.57)$$

Avec :  $H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(III.58)$

$V$  : 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 kilomètres [ $F = 0,72$  km].

#### A.N :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{0,62} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{0,62} = 0,77 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,77 = 3,05 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.75 \cdot 0,77 + \frac{3,05^2}{2 \cdot 9,81} = 1,05 \text{ m}$$

**b- Formule de MALLET et PAQUANT :**

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (III.59)$$

Avec :  $H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(III.60)$

**A.N :**

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{0.62} = 0,74 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,74 = 2,98 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.75 \cdot 0,74 + \frac{2,98^2}{2 \cdot 9,81} = 1,01 \text{ m}$$

**c- Formule Simplifiée :**

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(III.61)$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,62} = 1,23 \text{ m}$$

**d-Formule de Molitor :**

$$H_v = 0,75 + 0,032 \sqrt{Fu} - 0,27 \cdot 4 \sqrt{F} \dots\dots\dots(III.62)$$

u (vitesse du vent) = 60 km/h

D'où :  $R=0.73 \text{ m}$

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1.00m à 2 m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur, et pour notre cas on opte une valeur de **1.00 m** (R.Rolley, 1977).

**IV.8.1.2 largeur en crête :**

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

**1- Formule de KNAPEN :**

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

**2- Formule de F-PREECE :**

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

**3-Formule Anonyme (simplifiée) :**

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots(III.65)$$

**4- Formule pratique :**

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(III.66)$$

H<sub>b</sub> : Hauteur du barrage [m];

Pour une charge moyenne de 1m on a :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t = 949,88 - 937,50 + 1 + 1 + 0,50 = 14,88m$$

On admet une valeur de t =0,5 mètre pour le tassement du barrage, le tableau IV.45 nous donne les résultats du calcul.

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

Formule	b <sub>cr</sub> -m-
KNAPPEN	6,63
PREECE	5,24
SIMPLIFIÉE	5,85
PRATIQUE	6,43
<b>Moyenne</b>	<b>6.04</b>

On opte pour une largeur de crête égale à:

$$b_{cr} = 6m$$

### III.8.1.3. calcul du coût de la digue :

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

**Tableau III.43 : récapitulatif des résultats**

<b>b-m -</b>	<b>Q<sub>e</sub> -m<sup>3</sup>/s -</b>	<b>H -m -</b>	<b>NPHE</b>	<b>H<sub>b</sub> -m-</b>
<b>27</b>	<b>41,95</b>	<b>0,8</b>	<b>950,68</b>	<b>14,68</b>
<b>22</b>	<b>41,48</b>	<b>0,9</b>	<b>950,78</b>	<b>14,78</b>
<b>19</b>	<b>40,71</b>	<b>1</b>	<b>950,88</b>	<b>14,88</b>

**Tableau III.44: coût de la digue.**

<b>Largeur déversante -m-</b>	<b>Volume de la digue - m<sup>3</sup> -</b>	<b>Coût de la digue - millions de DA -</b>
27	17253,304	12,08
22	17410,68	12,19
19	19320 ,06	13,53

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 700 DA.



#### **IV.8.1.4. calcul du coût de l'évacuateur de crue :**

##### **IV.8.1.4.1. 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 déversante 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 :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left( \frac{X}{H} \right)^{1,80} \dots\dots\dots(III.67)$$

Ou :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S \cdot L$$

S : Section transversale (m<sup>2</sup>).

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à 25000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

**Tableau III.45: coût de déversoir.**

<b>Largeur déversante</b> <b>- m -</b>	<b>Volume du béton</b> <b>- m<sup>3</sup> -</b>	<b>Coût du déversoir</b> <b>- millions de DA -</b>
27	319,60	7,99
22	218,18	5,45
19	172,46	4,31

### **III-8.1.4.2 Coût de 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. Il est de forme rectangulaire avec une charge d'eau « H » est une hauteur de pelle égale à 1,5 m.

D'où la hauteur totale du mur :  $H_{ca} = P + H + R \dots \dots \dots (III.68)$

Avec P : hauteur de pelle ;

H : la lame déversante ;

R : la revanche.

La longueur du canal d'approche « L » est déterminée d'après la topographie est égal à 32m

L'épaisseur du mur « e » est prise égale à (0,3m).

D'où le volume du canal d'approche est estimé par  $V = S \cdot e = L \cdot H_{ca} \cdot e \dots \dots \dots (III.69)$

**Tableau.III.46 : coût du canal d'approche**

<b>Largeur déversante (m).</b>	<b>Volume du béton (m<sup>3</sup>).</b>	<b>Coût du canal d'approche (millions de DA).</b>
27	283.2	0.2
22	235.2	0.17
19	206.4	0.15

### III-8.1.5 Calcul du coût total du barrage:

Le coût total est donné ci-dessous.

Tableau III.47 : Récapitulatif des prix totaux

				coût total du barrage (million de DA)			
b (m)	q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	h <sub>der</sub> (m)	cote en crête (m)	digue	Evacuateur de crue		global
					déversoir	canal d'approche	
27	41,95	0,8	952,18	12,08	7,99	0.2	20.27
22	41,48	0,9	952,28	12,19	5,45	0.17	17.81
19	40,71	1	952,38	13,53	4,31	0.15	17.99

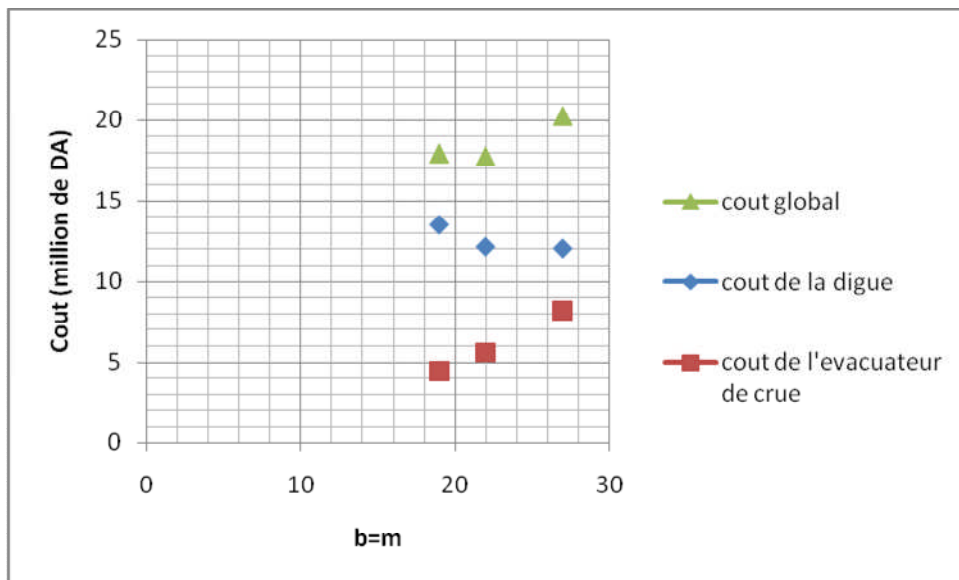


Figure III.17. Courbe d'optimisation

D'après la courbe d'optimisation représentée par la figure III.18, la largeur déversante donnant le coût minimum est **22 mètre**.

Donc la hauteur de barrage est : **H<sub>b</sub> = 14,78m**

Et le niveau de crête est 952,28 m.

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

**Tableau III.48 : les caractéristiques du barrage.**

Définition	Unité	Valeur
VOLUME MORT	M.M <sup>3</sup>	0,09
VOLUME UTILE	M.M <sup>3</sup>	0,069
VOLUME AU NIVEAU NORMAL DE LA RETENUE	M.M <sup>3</sup>	0,159
COTE DE FOND (▼FOND)	M	937,5
COTE AU NIVEAU MORT (▼NVM)	M	947,7
COTE AU NIVEAU NORMAL DE RETENUE (▼NNR)	M	949,88
COTE DE PLUS HAUTES EAUX (▼NPHE)	M	950,88
COTE DE LA CRETE (▼CRETE)	M	952,28
LARGEUR DE DEVERSOIR	M	22
LA HAUTEUR DE CHARGE DEVERSER.	M	0,88
LE DEBIT EVACUER	M <sup>3</sup> /S	40,57

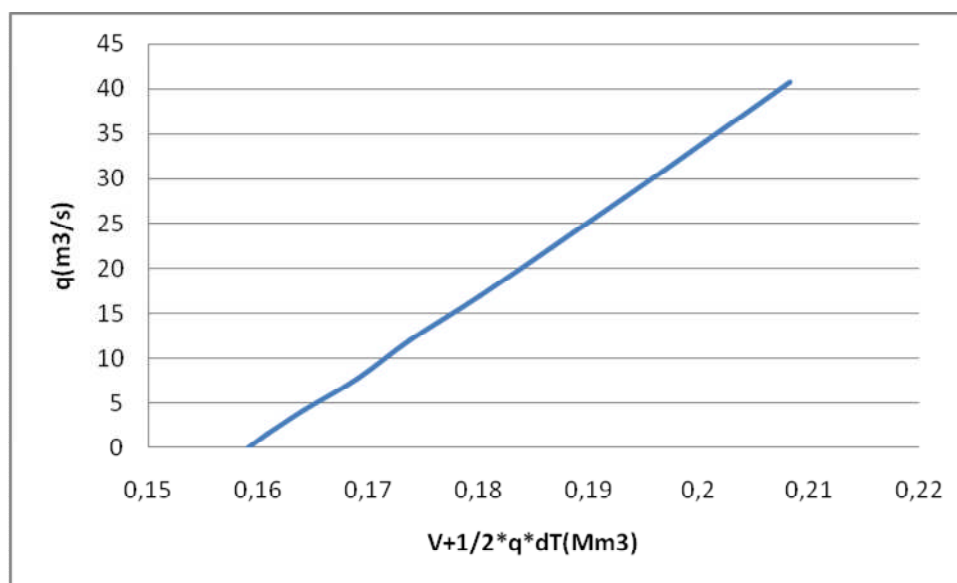
**III.8.2.Laminage pour un déversoir de largeur b=22m.**

Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au dessus du déversoir est calculé et tracée.

**Tableau III.49 : Volumes et débit déversant**

Cote -m-	H <sub>d</sub> -m-	q -m <sup>3</sup> /s-	1/2.q.Δt -Mm <sup>3</sup> -	V -Mm <sup>3</sup> -	V+1/2.q.Δt --Mm <sup>3</sup> -
949,88	0	0	0	0,1590	0,159
949,98	0,1	1,51	0,0016	0,1592	0,161
950,08	0,2	4,27	0,0045	0,1600	0,164
950,18	0,3	7,85	0,0082	0,1608	0,169
950,28	0,4	12,08	0,0126	0,1616	0,174
950,38	0,5	16,88	0,0177	0,1624	0,180
950,48	0,6	22,19	0,0232	0,1632	0,186
950,58	0,7	27,96	0,0293	0,1640	0,193
950,68	0,8	34,17	0,0358	0,1648	0,201
950,78	0,9	40,77	0,0427	0,1656	0,208

On trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au dessus du déversoir Figure (III.18).



**Figure III.18. Courbe des débits déversants**

**Tableau IV.50 : Le laminage**

Temps	Q	Qmoy	Qm-q	(Qm-q)Δt	V+1/2.q.Δt	q
0	0					
		0,9778	0,9778	1408,0136	159000	0
0,4	1,96					
		4,8889	3,8010	5473,492	160408	5.2506
0,8	7,82					
		12,7112	7,4606	10743,313	165881,5	14.12
1,2	17,60					
		24,4447	10,3266	14870,276	176624,8	18.73
1,6	31,29					
		38,6446	19,9133	24373,874	191495,1	39.05
1,94	46					
		24,4381	-14,6149	-21045,43	215869	21.47
2,34	2,88					
		2,0215	-19,4448	-28000,52	194823,5	13.757
2,74	1,17					
		0,7429	-13,0137	-18739,68	166823	12.27
3,14	0,32					
		0,1750	-2,6250	-3779,95	14808,3	10277
3,54	0,03					
		0,0154	-3,1846	-4585,836	144303,4	9.984
3,94	0					
		-0,0384	-2.8384	-4087.314	139717.6	7.547

4,34	0					
4,74	0	-0,2888	-31,7069	-45657,91	135630,2	5.511
5,14	0	-1,0381	-3,8081	-5483,699	89972,34	4.062
5,54	0	-2,5888	-5,3388	-7687,943	84488,64	3.175
5,94	0	-5,2433	-7,9734	-11481,65	76800,7	2.728
6,34	0	0	-2,7	-3888	65319,05	1.397
6,74	0	0	-2,68	-3859,2	61431,05	1.094
7,14	0	0	-2,65	-3816	57571,85	0.874
7,54	0	0	-2,62	-3772,8	53755,85	0.711
7,94	0	0	-2,58	-3715,2	49983,05	0.588
8,34	0	0	-2,56	-3686,4	46267,85	0.491
8,74	0	0	-2,53	-3643,2	42581,45	0.416
9,14	0	0	-2,46	-3542,4	38938,25	0.35
9,54	0	0	-2,41	-3470,4	35395,85	0.3
9,94	0	0	-2,31	-3326,4	31925,45	0.26
10,34	0	0	-2,24	-3225,6	28599,05	0.23
10,74	0	0	-2,13	-3067,2	25373,45	0.2
11,14	0	0	-2,01	-2894,4	22306,25	0.14
11,54	0	0	-0,49	-705,6	19411,85	0.12
11,94	0	0	-0,17	-244,8	18706,25	0.07
12,34	0	0	-0,05	-72	18461,45	0.05
12,74	0	0	-0,013	-18,72	18389,45	0.03
13,14	0	0	-0,004	-5,76	18370,73	0.02
		0	0	0	18364,97	0.01

*Chapitre 04 :*

*Etude des variantes*

# Chapitre4: Etude des variantes

## **Généralité**

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

Le 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, tels que les latérites, des schistes et grès tendres...etc.

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

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

## **IV-1- Le choix du site du barrage :**

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 :

- La projection de l'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau



- La projection de l'axe doit 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

##### **➤ 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.

##### **➤ 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 permettent.

##### **➤ Les conditions géologiques et géotechniques :**

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

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

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

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

##### **➤ Les matériaux de construction :**

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site ai, si 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, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux et on a trois variantes au choix :

#### **1. Barrage en terre homogène :**

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

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

#### **2. Barrage 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 étanche réaliser en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci.

Le noyau interne a le gros avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite.

#### **3. Barrage en enrochement avec masque en béton :**

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenable, difficulté de mise en oeuvre,....

Le masque en béton est une paroi étanche plaqué sur le talus amont du barrage.

Le masque en béton présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique.....etc.

### **IV.4. Définition de profil général du barrage :**

#### **IV.4.1. Hauteur de barrage :**

##### **IV.4.1.1. Calcul de la revanche :**

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

##### **a) Formule de STEVENSON GAILLARD :**

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :  $H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (IV.2)$

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

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

**A.N :**

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,62} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,62} = 0,77$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,77 = 3,05$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,77 + \frac{3,05^2}{2 \cdot 9,81} = 1,05 \text{ m}$$

**b- Formule de MALLET et PAQUANT :**

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.3)$$

Avec :  $H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (IV.4)$

**A.N :**

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{0,62} = 0,74 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,74 = 2,98 \text{ m/s}$$

Donc :  $R = 0,75 \cdot 0,74 + \frac{2,98^2}{2 \cdot 9,81} = 1,01 \text{ m}$

**c- Formule Simplifiée :**

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (IV.5)$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,62} = 1,23 \text{ m}$$

**d-Formule de Molitor :**

$$H_v = 0,75 + 0,032 \sqrt{Fu} - 0,27 4\sqrt{F} \dots\dots\dots (IV.6)$$

u (vitesse du vent) = 60 km/h

D'où :

<b>R=0.73 m</b>
-----------------

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1.00m à 2 m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur, et pour notre cas on opte une valeur de **1.16 m** (R.Rolley, 1977).

Donc :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t = 949,88 - 937,5 + 0,9 + 1 + 0,5 = 14,78m.$$

On admet une valeur de t = 0,5 mètre pour le tassement du barrage.

**IV.4.2. Largeur en crête :**

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

**1) Formule de KNAPPEN T :**

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (IV.7)$$

**2) Formule de E- F-PREECE :**

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (IV.8)$$

**3) Formule Anonyme (simplifiée) :**

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (IV.9)$$

**4) Formule pratique :**

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (IV.10)$$

Avec H<sub>b</sub> : Hauteur du barrage [m];

**Tableau IV.01 : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.**

formule	b <sub>cr</sub> -m-
KNAPPEN	6,63
EF PREECE	5,24
PRATIQUE	6,43
SIMPLIFIEE	5,85
<b>MOYENNE</b>	<b>5,98</b>

On opte pour une largeur de crête égale à : 6 m

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

$$L = 124\text{m.}$$

#### **IV.5. - 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 ou pseudo-zoné s'impose comme la plus économique. Le barrage pseudo-zoné est une variante du barrage homogène qui consiste à répartir les matériaux dans le corps du barrage en fonction de leur granularité ou de leur humidité, mais sans que des filtres de séparation ne soient nécessaires. Il ne s'agit donc pas de véritables zones délimitées avec précision.

Par exemple, on pourra réaliser un barrage homogène où les matériaux les plus fins sont placés à l'amont et les plus grossiers à l'aval ; ou bien où les matériaux les plus humides sont placés au centre. Les barrages pseudo-zonés sont drainés exactement comme les barrages homogènes, le drain ne constituant pas une séparation entre deux zones réputées différentes, contrairement à la plupart des barrages zonés.

Si l'on dispose de matériaux fins en quantité limitée et de suffisamment de matériaux grossiers exploitables, on peut envisager la construction d'un barrage en terre zoné avec noyau ou massif amont assurant étanchéité et recharges stabilisatrices grossières. Ce type de solution présente toutefois l'inconvénient d'une mise en oeuvre 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. Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géomembrane et la paroi moulée.

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,....

**IV-5.1. 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.

• **Prédimensionnement du noyau :**

L'étanchéité du barrage de la variante II est assurée par un noyau imperméable qui empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite.

Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité. Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

La largeur en crête du noyau est de 3m.

Les pentes des talus du noyau préalable :

- Talus amont est 0,50
- Talus aval est aussi 0,50

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

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots\dots\dots(IV-11)$$

I<sub>adm</sub>: gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.

b<sub>moy</sub>: largeur moyenne du noyau.

ΔH: la charge d'eau.

Le tableau suivant nous permet de choisir les valeurs:

**Tableau IV-2:** Valeur de I<sub>adm</sub> 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<sup>ème</sup> classe alors on prend  $I_{adm}=1,95$ .

La largeur en crête minimale du noyau est:

$$b_{min} = 1/6.H_b$$

$$b_{min} = 2.46 \text{ m}$$

Donc on adopte:

$$b_{min} = 3.0 \text{ m}$$

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:

$$H_n = H_b - 1 = 13.78 \text{ m}$$

La largeur en base est:

$$b_{base} = 2.m_1.H_n + b_{min} = 16.78 \text{ m}$$

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:

$$I = \frac{\Delta H}{b_{base}} \leq I_{adm} \dots\dots\dots(\text{IV-12})$$

Ou :

$\Delta H$ : la charge d'eau:

$$\Delta H = H_1 - H_2$$

$H_1$ : hauteur d'eau correspond au NPHE ( $H_1 = 13.38\text{m}$ ).

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

$$\Delta H = 13.38\text{m}$$

Le gradient admissible pour notre cas égal a 1,35.

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

$$b_{base adm} \geq \Delta H / I_{adm}$$

$$b_{base} = 9.91\text{m}$$

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

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

La largeur moyenne du noyau est:

$$b_{\text{moy}} = (b_{\text{min}} + b_{\text{base}}) / 2 = 9.89\text{m}$$

$$I = 0.80 < I_{\text{adm}}$$

Condition vérifié

- **Les drains :**

Le choix du type de drain s'est fait sur la base de deux réalités :

Un sol homogène imperméable marneux ou argileux pouvant renfermer des pressions interstitielles considérables.

Le talus aval du barrage est toujours sous menace des déformations dues aux pressions (sous-pressions et pressions interstitielles), et aux infiltrations

Afin d'éviter le danger qui peut être causé par ces deux réalités, on prévoit un dispositif drainant qui permet à la fois de dissiper les pressions interstitielles renfermées par la fondation et les matériaux fins de la digue et d'intercepter le débit de fuite sans dégâts.

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

Variante I :

Un drain cheminé de fruit  $m=0.35$  (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 2.0m et une transition de filtre. Le rôle du filtre est assuré par le géotextile de type tissu non tissé.

Ce drain cheminé est relié au caniveau du situé au pied du talus aval par un drain horizontal (tapis drainant) identique au drain vertical de tous points de vue. Le caniveau est relié à la restitution (oued) par un drain prisme qui va participer à la stabilité de l'ouvrage. Le dispositif drainant du talus amont est constitué d'une couche de 30 cm en graviers et de par et d'autre par une transition de filtre.

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 drainante de 20 cm en graviers de la cote intérieur concomitante à la recharge avale. Le noyau est protégé de par et d'autre par des zones de transition en sable d'une épaisseur égale à 1.0m. Le dispositif drainant du talus amont a les mêmes caractéristiques géotechniques que celui du drain de la digue. Ce talus est constitué en plus d'une couche de 30 cm en graviers.



**1) Dimensionnement du Drain tapis:**

$$L_d = 1/4 L_b \dots \dots \dots (IV-13)$$

$L_d$  : longueur du drain tapis en m

$L_b$  : largeur transversale du barrage ( $L_b=93.5m$ )

On trouve  $L_d = 23.37m$ .

**2) Dimensionnement de prisme:**

*Hauteur:*

$$h_p = (0.15 \div 0.2) h_b \dots \dots \dots (IV-14)$$

$h_b$  : Hauteur du barrage ( $h_b=14.78m$ )

On prend  $h_p = 0.175 h_b$

Ce qui nous donne:  $h_p = 2.6m$

*Largeur en crête:*

$$b_p = (1/3 \div 1/4) h_{dr} \dots \dots \dots (IV-15)$$

On prend :  $b_p = 1/3 h_{dr}$

Ce qui donne:  $b_p = 0.87 m$  on prend :  $b_p = 1 m$

*Fruits des talus :*

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

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

**Variante III :**

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

L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivant :

$$e = 0,3 + 0,001 \cdot H \dots \dots \dots (IV-16)$$

H : hauteur de barrage égale 14.78m

**A.N:**

$$e=0,3+0,001.14,78=0.32m$$

**IV-5.2. Pentes des talus :**

Il n'existe des formules théoriques qui permettent de calculer directement ces pentes. En pratique on se donne des pentes d'après le tableau ci-joint pour les calculs préalables, qui pourraient être optimales compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie ces pentes par une étude de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes.

**Tableau IV.03: Valeurs indicatives des pentes des talus.**

Hauteur du barrage (m)	Type de barrage	Fruit des talus	
		Amont (m <sub>1</sub> )	Aval (m <sub>2</sub> )
H<5	❖ Homogène	2,5	2
	❖ Zoné	2	2
5<H<10	❖ Homogène, granularité étendue	2	2
	❖ Homogène à fort pourcentage d'argile	2,5	2,5
	❖ Zoné	2	2,5
10<H<20	❖ Homogène, granularité étendue	2,5	2,5
	❖ Homogène à fort pourcentage d'argile	3	2,5
	❖ Zoné	3	3

**a) Volume de la digue**

Pour le calcul du volume de la digue, on aura à procéder de la manière suivante :

On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections à travers le barrage et sur chaque coupe, on détermine l'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i". Le volume total du barrage s'obtient en sommant les volumes partiels des différentes sections de coupe.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \quad \text{Avec : } V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * L_i \quad \dots\dots\dots(IV.17)$$

Li : Distance horizontale séparant deux sections successives Si et Si+1.

**a.1) barrage homogène**

Pour un barrage homogène en argile ou en limon d'une hauteur de 14,78m, on prend les pentes de talus amont et aval : m1=3 et m2=2,5

**a.2) barrage zoné**

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 14,78m on prend les pentes des talus amont et aval

( $m_1=3$  et  $m_2= 2,5$ ),

### a.3) barrage en terre avec masque en béton

Pour un barrage avec un masque en béton d'une hauteur de 14,78m on prend les pentes des talus amont et aval ( $m_1=3$  et  $m_2=3$ ) ainsi que l'épaisseur du masque est prise égale à 0,32m

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.04 : Etude comparative de différentes variantes**

Type de barrage	Destination	Volume m <sup>3</sup>	Le coût (10 <sup>6</sup> DA)	Le coût total (10 <sup>6</sup> DA)
Barrage homogène	Recharges	$V_r=72108,05m^3$	28,85	40,66
	Filtre et drain	$V_f=14761,95m^3$	11,81	
Barrage zoné	Recharges	$V_r=61891,91m^3$	24,76	41,79
	Noyau	$V_n=21135,02m^3$	10,15	
	Filtre et drain	$V_f=8590,73m^3$	6,88	
Barrage en terre avec masque en béton	Recharges	$V_r=91508,15m^3$	38,44	79,01
	Masque en béton	$V_{m.b}=1622,75m^3$	40,57	

### IV-5.3. Conclusion sur le choix du type de barrage :

En tenant compte de ces conditions, nous avons opté pour un barrage en terre homogène vu les avantages qu'il présente.

Ce barrage en terre homogène qu'a la rigueur remplit les conditions suivantes :

- avoir une imperméabilité suffisante ;
- insoluble dans l'eau ;
- avoir une faible teneur en matière organique (<5%) ;
- ne pas se fissurer sous l'effet des tassements ;
- avoir une grande résistance au cisaillement et un maximum de densité sèche.
- Economique....

### IV-6- Etude de la variante retenue

#### IV-6-1- Pentes du talus :

Vu le tableau IV.02, notre barrage est constitué d'un massif homogène à fort pourcentage d'argile de hauteur supérieure à 10m.

Donc :  $m_1=3$  et  $m_2=2,5$

#### **IV-6-2- Protection des talus :**

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluie, au renard provoqué par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, et ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues ainsi que la vidange rapide.

##### **Talus aval :**

On prévoit une risberme parallèle à la ligne de crête (avec une légère pente vers la digue pour pouvoir évacuer les eaux de pluie,...), qui intercepte les eaux de ruissellement avant qu'elles ne parviennent au pied de talus avec une vitesse élevée et a pour rôle aussi pour le passage, stabilité de l'ouvrage, la saturation du talus et la formation de renards seront évités grâce au dispositif drainant qui interceptent les eaux de saturation au sein du massif.

On fait un enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,4m).

##### **Remarque :**

On a évité d'enherber le parement du talus aval car les racines de la végétation risquent de favoriser des fissures au niveau du talus, on peut attendre à des glissements d'argile

##### **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 un enrochement en vrac, car il présente des avantages tels que :

- l'économie de l'exécution ;
- le court temps d'exécution ;
- Le faible prix

Cette enrochement qui est un revêtement perméable (béton bitumineux ouvert, dalles de béton préfabriquées,...) qui repose sur un filtre (couche drainante de gravier et de sable).

Cette protection est destinée à éviter l'érosion des matériaux terreux qui se forme dans la partie supérieure de la retenue, d'autre part le filtre à pour but de faciliter le drainage du massif tout en arrêtant les éléments qui pourraient être entraînés à travers les vides de l'enrochement lors de vidange.

L'épaisseur du filtre est en fonction de la pente ( $m_1$ ) et de l'angle de frottement du

matériau constituant la digue.

L'épaisseur de cet enrochement varie de 0,3m à 1,0m à condition que les éléments de celui-ci doivent être valable que 50% des pierres aient un diamètre >20cm et les éléments les plus petits n'ayant pas un diamètre <10cm, et les coefficients d'hétérogénéité ne devra pas dépasser une valeur supérieur à 50 c'est-à-dire  $\frac{d_{60}}{d_{10}} < 50$ .

La qualité de ces matériaux extraits de la carrière doit répondre aux principaux critères suivants :

- insoluble dans l'eau ;
- avoir une forte résistance au cisaillement ;
- avoir une forte densité.

**IV-6-3- Diamètre moyen de l'enrochement :**

Le diamètre moyen de la pierre réduite en une sphère est déterminé à partir de la formule suivante :

$$D_P = \left[ \frac{Q}{0.524\gamma_p} \right]^{1/3} \dots\dots\dots(IV.18)$$

$D_P$  : diamètre moyen de la pierre en m.

$\gamma_p$  : Poids volumique de la pierre  $\gamma_p = 25 \text{ KN/m}^3$

Q : poids d'une pierre séparée en KN, calculer par l'expression suivante.

$$Q = \frac{0.025 \cdot \gamma_p \cdot h^2 \cdot \lambda}{\left( \frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1 \right)^3 \sqrt{1 + m^2}} \dots\dots\dots(IV.19)$$

**Avec :**

m : pente du talus amont ;

$\lambda$ : Longueur d'onde de la vague en m. ;

h : hauteur des vagues en m ;

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau  $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ .

Selon LABZOVSKI

$$h = \beta h_0$$

$$\lambda = \alpha \lambda_0$$

$\alpha, \beta$  : Coefficients qui sont déterminés graphiquement.

$\lambda_0, h_0$  : Respectivement la hauteur et la longueur calculer en eau profonde, ces expressions sont données par :

$$h_0 = 0.073KV\sqrt{F\xi} \dots\dots\dots(IV.20)$$

et  $\lambda_0 = 0.073V\sqrt{\frac{F}{\xi}} \dots\dots\dots(IV.21)$

$K, \xi$  : des coefficient caractérisant l'intensité d'accroissement de la vague donnée par les relation :

$$K = 1 + e^{0.40.F/V} \dots\dots\dots(IV.22)$$

$$\xi = \frac{1}{9 + 19e^{-14/V}} \dots\dots\dots(IV.23)$$

$F$  : Longueur de l'élan ou longueur du fetch qui devra vérifier la condition suivante [ $F < F_{cr} = 30 V^2 \varepsilon$ ].

$V$  : Vitesse des vagues en m/s

**Tableau IV.05: résultats de calcul.**

Formules	Valeurs
$\varepsilon = \frac{1}{9 + 19e^{-\frac{14}{V}}}$	0,11
$K = 1 + e^{0,40 \cdot \frac{F}{V}}$	2,09
$\lambda_0 = 0,073 \cdot K \cdot V \cdot \sqrt{\frac{F}{\varepsilon}}$	1,05
$h_0 = 0,073 \cdot K \cdot V \cdot \sqrt{F \cdot \varepsilon}$	0,11
$h_0 / \lambda_0$	0,10
$\alpha = f(h_0 / \lambda_0)$	0,44
$\beta = f(h_0 / \lambda_0)$	0,56
$h = \beta \cdot h_0$	0,06
$\lambda = \alpha \cdot \lambda_0$	0,46

Ainsi :

$$Q_p = \frac{0,025 \cdot 25 \cdot 0,06^2 \cdot 0,46}{\left(\frac{25}{10} - 1\right)^3 \sqrt{1+3^2}} = 0,0018 \text{ KN}$$

Et  $D_p = 0,3 \text{ m}$

**IV.6.4 Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'encrochement :**

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

- **La méthode de « T. V.A. » (Tennessee-Valley- Authority)**

On a :  $e = CV^2$  .....(IV.24)

V : vitesse de propagation des vagues (V= 3,32 m/s) (étude d'optimisation).

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

$\gamma_P = 2,6 \text{ g/cm}^2$

La valeur de «C » est donnée par le tableau IV.05

**Tableau IV.06 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.**

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

Nous obtenons une épaisseur d'encrochement  $e=0,26\text{m}$ , mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,30m, donc Pour la raison de la mise en place et pour une bonne protection. La protection du parement amont sera constituée par 0,30m d'encrochement et de 0,30m du filtre (lit de gravier et sable).

**IV.6.5. Les bermes :**

Sur le talus amont on peut prévoir une berme pour permettre d'effectuer des contrôles sur la digue et de procéder à d'éventuelles réparations sur le talus et d'augmenter la stabilité du parement, aussi pour protéger le talus aval contre l'érosion due au ruissellement des eaux pluviales et du fond de la neige.

Les bermes sont exécutées pour des hauteurs de (10÷15) m, leur largeurs varient de (2 ÷ 3)

m, avec des pentes de l'ordre de (3%).

Les cotes du bermes amont et aval sont:  $CB_{am} = 943m$ .

$CB_{av} = 943m$ .

La berme aval doit avoir une pente de 1% dans le sens du talus amont dont il est conçu un collecteur des eaux de ruissellements.

#### **IV-6-6- Protection de la crête :**

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toutes stagnation des eaux (infiltration dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de (3 à 4) % qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

#### **IV.6.7. Clé d'étanchéité :**

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméables.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui de la digue. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 3m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.30m. La largeur en base est de 4.0m, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est :  $m=1,0$ .

#### **IV-7- Etude des infiltrations :**

##### **Généralités :**

Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours infiltrations d'eau du fait qu'on crée une charge hydraulique derrière la digue.

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considérées sous deux aspects différents, d'une part elles réduisent le volume emmagasiné, d'autre part elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage sous l'influence des renards qui est un processus d'érosion régressive souterraine et l'eau s'infiltrant sous une certaine pression permet l'apparition de cheminements à travers la digue ou la fondation avec entraînement des particules fines et des pressions de filtration.

Les infiltrations doivent permettre de déterminer les éléments suivants :

- la ligne de saturation du massif du barrage ;
- le débit de fuite ;



- la pression de l'eau interstitielle dans le massif.
- La zone submergée du corps de la digue

**Hypothèse de calcul :**

Afin de pouvoir effectuer les calculs de filtrations, d'une manière plus aisée, nous serons amenés:

- à admettre la filtration dans un seul plan ;
- à prendre comme valeurs nulles, les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan ;
- à supposer que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope et que la couche imperméable ait un coefficient de filtration nul ;
- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terre homogènes, elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

**IV-7-1- 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 et 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 :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2.Y_0} \dots\dots\dots(IV.25)$$

En se reportant à la figure on a :  $Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots(IV.26)$

Et  $a = \frac{Y_0}{2}$  d'où  $Y = \sqrt{2XY_0 + Y_0^2} \dots\dots\dots(IV.27)$

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

**Niveau de la retenue normale, h = 12,38m :**

On procède de la même manière que précédemment (1<sup>er</sup> cas). Et on aura :

$$b = m_1 \cdot h + d \text{ où } \quad \mathbf{b = 37,14m}$$

$$\text{L'emprise de barrage : } \quad \mathbf{L_b = 93,5m}$$

$$d = L_b - 0,7 \cdot b \text{ d'où } \quad \mathbf{d = 67,502m}$$

$$\text{On aura donc : } \quad \mathbf{Y_0 = 1,13m}$$

$$a = 0,56m$$

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

$$\mathbf{Y^2 = 2,26 \cdot X + 1,28} \quad \dots\dots\dots(\text{IV.28})$$

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

**Tableau IV.07 : Coordonnées de la parabole de KOZENY :**

X	Y
0	1,13
5	3,55
10	4,89
15	5,93
20	6,82
25	7,60
30	8,31
35	8,96
40	9,57
45	10,15
50	10,69
55	11,21
60	11,70
65	12,17
70	12,63
70,20	12,65

La parabole coupe le plan d'eau amont en un point A situé à une distance horizontale du talus :  $AB = 0,3 b$ .

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

En aval, on fait aboutir la ligne de saturation en un point D sensiblement situé au 2/3 de OC. (Voir annexe).

**IV-7.2. Calcul du débit de fuite par infiltration :**

**a)- digue :**

Le débit de fuite est estimé à partir de la loi de DARCY traduite par l'expression suivante :

$$q = K \cdot i \cdot A \dots \dots \dots (IV.29)$$

q : Débit de fuite en m<sup>2</sup>/s ;

i : Gradient hydraulique adimensionnel ;

A : Longueur mouillée sur le parement aval du barrage en m ;

K : Coefficient de perméabilité (m/s).

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

Donc :  $q_n = K \cdot y \frac{dy}{dx} \dots \dots \dots (IV.30)$

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

D'où :  $q_n = K \cdot y_0$  m<sup>3</sup>/s/ml.

Le débit total a travers le barrage sera :  $Q = q \cdot L$

Y <sub>0</sub> (m)	K (m/s)	q (m <sup>3</sup> /s/ml)	Q (m <sup>3</sup> /s)
1,13	2,6.10 <sup>-8</sup>	2,94.10 <sup>-8</sup>	2,75.10 <sup>-6</sup>

**b)- Fondation :**

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy (IV.29):

$$q_n = K \cdot I \cdot A$$

Avec : K : Coefficient de perméabilité.

I : gradient hydraulique.  $I = H_b / L_b \dots \dots \dots (IV.31)$

(H<sub>b</sub>= charge de la retenue, L<sub>b</sub>= 71m L'emprise de barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur.  $A = T \cdot 1$  (T=1m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où  $q_n = K \cdot I \cdot T$

H <sub>b</sub> (m)	I	K (m/s)	q (m <sup>3</sup> /s/ml)	Q (m <sup>3</sup> /an)
12,38	0,132	2,6.10 <sup>-8</sup>	3,43.10 <sup>-9</sup>	3,21.10 <sup>-7</sup>

### **Barrage (digue+fondation).**

Le débit total d'infiltration (en  $m^3/s$ ) à travers le barrage est donné dans le tableau suivant :

Digue	fondation	Barrage
$2,75.10^{-6}$	$3,21.10^{-7}$	$3,07.10^{-6}$

### **IV.7.3. Dispositifs de drainage :**

#### **1. rôle des filtres et drains :**

L'eau s'infiltré dans le massif du barrage et à travers les fondations du fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage.

Le choix des matériaux de construction et de l'emplacement de la digue aura été fait de tel sorte que les débits d'infiltrations soit négligeables, toutes fois, ceux-ci ne sont jamais nuls, et il est importe de s'assurer que les urgences à l'aval des eaux infiltrées ne nuisent pas la stabilité du barrage.

Pour ce qu'il, faut d'une part que ses eaux nous causent des destructions locales en entraînant des particules de terre du talus aval, d'autre part les sous pressions en aval tendent à soulever le pied de la digue.

Vu notre situation ; il faudrait un tapis filtrant, drain de pied, un drain vertical et une tranchée drainante.

Ce tapis filtrant est formé d'une où plusieurs couches de matériaux. Chaque couche jouant le rôle d'un filtre vis-à-vis de la précédente. Ce rôle est de laisser passer l'eau sans entraîner des particules, soit de la couche précédente, soit de terrain ou de la digue pour la première. Si les vides d'une couche sont beaucoup plus gros que les grains fins de la précédente, ces derniers risquent d'être entraînés à l'aval. S'ils sont de même ordre de grandeur, il y a risque de colmatage, et le filtre ne joue plus son rôle.

La granulométrie de chaque couche ne peut être donc quelconque. Les règles appliquées sont assez différentes dans le détail, mais donnent des résultats satisfaisants. Ce tapis est constitué de gravier perméable.

En ce qui concerne la qualité des matériaux, les principaux essais, outre la granulométrie, sont :

- Mesure du coefficient de friabilité des sables.
- Essai Los Angeles (chocs) et l'essai Micro-Deval (usure) pour les graviers.
- Equivalent de sable (la présence d'argile peut entraîner une cohésion et donc la fissuration du matériau).

- Les matériaux calcaires sont à éviter pour les organes de drainage.

Les prismes de drainages permettent de :

- Recevoir et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps du barrage et sa fondation.
- Rabattre la ligne phréatique le plus basse possible.
- Réduire les pressions interstitielles dans certaines parties du corps du barrage.

Le choix du type de drain s'est fait sur la base de deux réalités :

1. Une fondation assez plastique renfermant des pressions interstitielles considérables.
2. Le talus aval du barrage est toujours sous menace des déformations dues aux pressions (sous-pressions et pressions interstitielles) et aux infiltrations si certaines mesures ne sont pas prises.

### **2) Drain prisme :**

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

La section transversale du drain prisme a une forme trapézoïdale avec des fruits des parements du côté amont du barrage pas moins de 1,25 et du côté aval pas moins de 1,5.

La largeur en crête du drain prisme doit être fixée selon les normes de construction, mais ne pourra en aucun cas être utilisée comme route ou piste. La largeur en crête du drain prisme est de l'ordre de  $1/4$ - $1/3$  de sa hauteur, mais pas moins de 1.

Approximativement on considère que la hauteur du drain prisme atteint 0,15-0,20 fois la hauteur du barrage.

#### **Dimensions du drain prisme :**

Fruit du côté amont :  $m_1=2$ .

Fruit du côté aval :  $m_2=2,5$ .

La hauteur :  $H=2,8m$ .

La largeur en crête :  $l=2,5m$ .

### **3) Drain tapis :**

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain tapis filtrant.

Ce drain s'étend sur  $1/4$  à  $1/3$  de l'emprise du barrage. Le dispositif d'étanchéité étant choisi, il emporte de réaliser un dispositif de drainage efficace.

L'avantage du drain tapis est sa capacité de drainer les fondations du barrage. Ce drain est destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif.

En considérant la mise en place, et le nivelage des filtres avec des engins, l'épaisseur de chaque couche ne doit pas être inférieure à 0,2m.

### Choix des granulats du tapis :

Afin de déterminer le fuseau des granulats du filtre, nous utilisons les règles établis à la suite des essais effectués initialement par Terzagui, puis ultérieurement par « le bureau of réclamation et « corps of ingénieur ».

- $5 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 10$
- $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5$
- $4 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 20$

Avec :  $D_{50}$  et  $D_{15}$  sont respectivement les diamètres du tamis laissant passer 50% et 15% du poids des grains les plus fins du filtre.

$d_{85}$ ,  $d_{50}$  et  $d_{15}$  sont respectivement diamètres du tamis laissant passer 85%, 50% et 15% des grains les plus fins constituant le matériau à protéger.

Un filtre ne doit ni se dégrader par entraînement de ses éléments, ni se colmater. Alors il est conseillé d'utiliser des sables dont le coefficient d'uniformité :  $\frac{D_{60}}{D_{10}} < 2$

Avec la courbe granulométrique du matériau constituant chaque couche du filtre doit être à peu près parallèle à celle du matériau de la couche précédente, et l'épaisseur de chaque couche doit être au moins de 20 à 30cm (d'autre façon :  $>50$  fois le diamètre  $D_{15}$ ).

### Calcul de l'épaisseur du tapis filtrant :

Pour des raisons constructif, l'épaisseur de tapis doit être au moins égale à 30cm et doit être telle que la capacité drainant du tapis soit égale à 2 fois le débit qui traverse le barrage (la digue).

On a :  $3,17.10^{-9} \text{ m}^3/\text{s/ml}$

Appliquant la loi de Darcy :

$$q = K.I.A$$

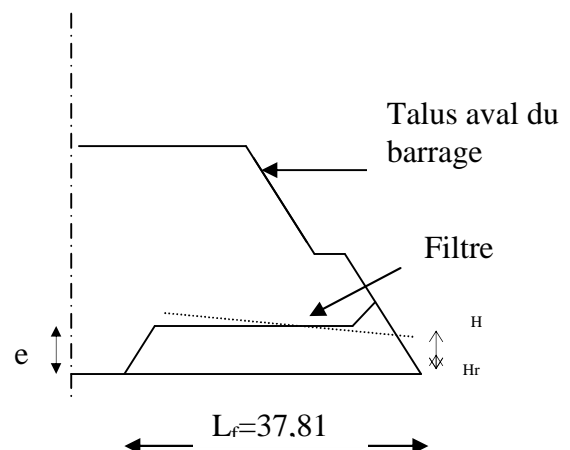
Avec :  $K$ =perméabilité du drain (gravier sableux) ;

$I$ =gradient hydraulique

$$I = \frac{\Delta H}{L_f} = \frac{e - H_r}{L_f}$$

$A$ = section moyenne d'écoulement

$$A = \left( \frac{H_r + e}{2} \right) . l$$



$$Q_{\text{filtre}} = 2.q = K \left( \frac{e - H_r}{L_f} \right) \times \left( \frac{e + H_r}{2} \right) \dots \dots \dots \text{(IV.32)}$$

Avec :  $H_r=0$  par approximation

$$\text{Donc } Q = \frac{K.e^2}{2.L_f} \quad \text{d'où } e = 2.\sqrt{\frac{q.L_f}{K}} \dots \dots \dots \text{(IV.33)}$$

A.N :  $e = 1,58\text{m}$  on prend  $e = 1,6 \text{ m}$

**4) 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.

**Drain vertical (ou drain incliné) :**

Appelé couramment drain cheminé est place au centre du barrage, et constitue une solution efficace pour intercepter les eaux d'infiltration, et de dissiper les pressions d'eau interstitielles.

Ce drain est constitué d'un rideau d'une largeur minimale de 1m en matériau grossier (sables et graviers) dont la granularité est choisie de façon à ce que les conditions de filtre soient satisfaites.

Ce rideau doit être mis en œuvre par déversement du matériau convenable dans une tranchée d'une profondeur de 1,2m à 2,0m, recréusée dans le massif du barrage déjà compacté au fur et à mesure de l'avancement du terrassement du barrage. Il peut pratiquement remonter jusqu'à la cote moyenne du plan d'eau dans la retenue.

L'eau de percolation par le drain cheminée est évacuée par un drain tapis lorsqu'on draine également les fondations.

Le drain inclinée peut être également constitué uniquement des graviers, dans ce cas le rôle de filtre est assuré par un tissu synthétique appelé tissu non tissé place en fond de tranché, le long de la paroi amont, le long de la paroi avale, et au dessus du drain.

**IV.7.4.1. Calcul des filtres :**

Les filtres sont une succession de couches de granulométrie très variée .Ils sont situés :

- Au pied aval du barrage
- A la protection du talus amont (zone de transition entre l'eau et les recharges)
- Entre le tapis filtrant et les recharges.

- L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard.

*Condition 1 :*

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n}$$

Où:

$\eta$  : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre,  $\eta = D_{60}/D_{10}$ .

$n$  : Porosité du sol en fonction d'unité  $n = n_0 - 0,1 \text{Log}\eta$ .

$n_0 = 0,4$  pour les sols caillouteux.

$n_0 = 0,45$  pour les sols argileux.

*Condition 2 :*

Vérification des suffisances de perméabilité :

$$K_F \geq (2 + \sqrt[6]{\eta})K \text{ (m/s)}$$

Où :

$K$  : Coefficient d'infiltration du sol protégé (m/s) ;

$K_F$  : Coefficient de perméabilité du filtre (m/s).

*Condition 3 :* (zone de transition)

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

#### **IV.7.4.2 Détermination de la courbe granulométrique des filtres :**

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

$D_{15}$  : Diamètre du sol protégeant.

$d_{15}$  : Diamètre du sol à protéger.

Granularité de sol protégé :

$$d_{15} = 0.0008 \text{ mm ;}$$

$$d_{50} = 0.0168 \text{ mm ;}$$



$$d_{85} = 0.116 \text{ mm.}$$

La première couche de filtre est entre des terres du corps du barrage et la première couche de drain a les limites suivantes :

$$0.0096 \text{ mm} < D_{15} < 0.032 \text{ mm} ;$$

$$0.216 \text{ mm} < D_{50} < 1.044 \text{ mm.}$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0.02 \text{ mm} ;$$

$$D_{50} = 0,63 \text{ mm.}$$

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

$$0.24 \text{ mm} < D_{15} < 0.8 \text{ mm} ;$$

$$7.56 \text{ mm} < D_{50} < 36.54 \text{ mm.}$$

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

$$D_{15} = 0.52 \text{ mm} ;$$

$$D_{50} = 22.05 \text{ mm.}$$

#### **IV.7.4.3 Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres :**

##### **a). Filtre N° 1 :**

*Condition 1 :*

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

D'après la courbe granulométrique de F<sub>1</sub> :

$$d_5 = 0.015 \text{ mm} ; d_{10} = 0.018 \text{ mm} ; d_{15} = 0.02 \text{ mm} ;$$

$$d_{17} = 0.022 \text{ mm} ; d_{50} = 0.63 \text{ mm} ; d_{60} = 0.67 \text{ mm} ;$$

$$d_{85} = 19 \text{ mm.}$$

$$\eta = D_{60}/D_{10} = 37.22 \text{ Coefficient d'hétérogénéité ;}$$

$$n_0 = 0,45 \text{ d'où } n = 0,29 ;$$

$$D_5/D_{17} = 0.68 > 0,58.$$

Condition vérifiée donc pas de phénomène de renard dans le sol.

*Condition 2 :*

$$K_F > (2 + \sqrt[6]{\eta})K$$

$$K = 2 \cdot 10^{-7} \text{ m/s} ;$$

$$K_F > 2.24 \cdot 10^{-7} \text{ m/s.}$$

Condition 3 : (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.02}{19} = 0.001 < 4$$

Condition vérifiée donc pas de zone de transition.

**b). Filtre N°2 :**

$$d_5 = 0.30 \text{ mm ; } d_{10} = 0.40 \text{ mm ; } d_{15} = 0.52 \text{ mm ;}$$

$$d_{17} = 0.80 \text{ mm ; } d_{50} = 22.05 \text{ mm ; } d_{60} = 25 \text{ mm ;}$$

$$d_{85} = 110 \text{ mm.}$$

$$\eta = D_{60}/D_{10} = 62.5 \text{ Coefficient d'hétérogénéité ;}$$

$$n_0 = 0,40 \text{ d'où } n = 0.22 ;$$

Condition 1 :

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

$$D_5/D_{17} = 0.38 > 0,17.$$

La condition est vérifiée donc non-existence du phénomène de renard.

Condition 3 : (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.52}{110} = 0,005 < 4$$

Condition vérifiée donc pas de zone de transition.

**Conclusion :**

On prévoit :

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur =20 cm ou bien une couche de géotextile (tissus non tissés);
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur =20cm ;
- L'enrochement d'épaisseur = 0 cm.

#### **IV-7.5- Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :**

##### **1. dispositif d'étanchéité :**

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

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \quad \dots\dots\dots(IV.34)$$

$\Delta H$  : perte de charge dans le corps de la digue.

$\delta n$  : épaisseur moyenne de la digue.

$I_{adm}$  : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau

**Tableau IV.8: Gradient hydraulique admissible.**

Sol du corps du barrage.	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.6	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.0
Limon sableux	0.55	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la IV classe, alors on prend  $I_{adm}=1.95$

Donc :  $\Delta H=14,78m$ ;  $\delta n=51,1m$ ;  $I = 0,29 \leq I_{adm}$

D'où la résistance à l'infiltration du sol du noyau 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 :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \quad \dots\dots\dots(IV.35)$$

Avec :

$I_{cr}$  : gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation.

Il est donné par le tableau :

**Tableau IV.9 : Détermination du gradient d'infiltration admissible.**

Sols de fondation	$I_{cr}$
<i>Argile</i>	1.2
<i>Limon</i>	0.65
<i>Sable gros</i>	0.45
<i>Sable moyen</i>	0.38
<i>Sable fin</i>	0.29

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

**Tableau IV.10 : Détermination de coefficient de sécurité**

Classe du barrage	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 :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \dots\dots\dots (IV.36)$$

$T_c$  : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. ( $T_c=1,05m$ )

$\Delta H$  : charge d'eau ( $H=13,38m$ ).

$L$  : longueur à la base du barrage ( $L=93,5m$ ).

On a donc :  $I_f = 0,14$

Notre barrage appartient à la IV classe ce qui donne ( $K_s=1.1$ ).

La fondation est argileuse, donc:  $I_{cr}=1.2$ .

On a donc :  $\frac{I_{cr}}{K_s} = 1,09$

On remarque que  $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$ , donc la condition est vérifiée et la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée.

## **IV-8- Calcul de stabilité :**

### **IV-8-1- 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 (Pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

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

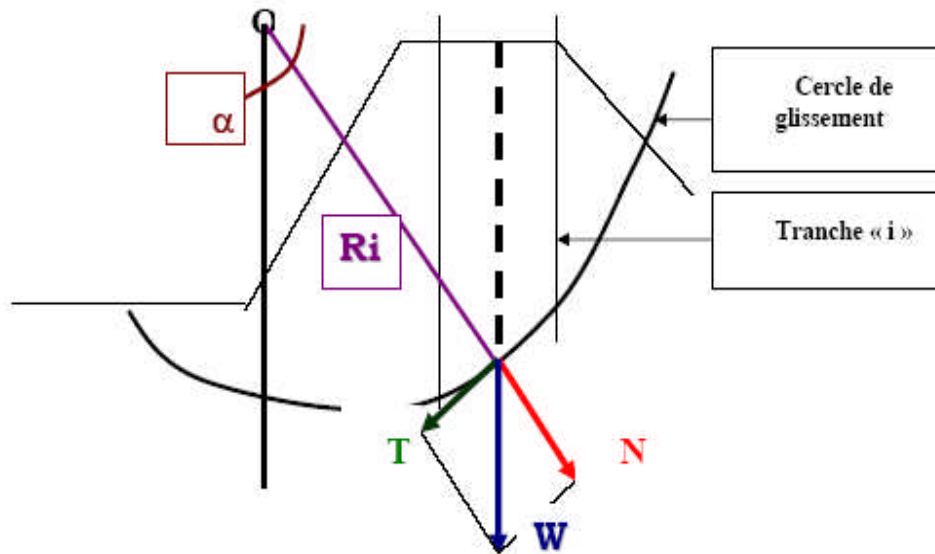
a-1. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

a-2. Glissement en cascade.

a-3. Glissement, puit renard :

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.

- l'instabilité mécanique en fondation



**FigureIV.01 Forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement ( $O, R_i$ )**

#### **IV-8-2- 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 fuite (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 au centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible «  $k_{adm}$  » déterminé d'après le tableau.

**Tableau IV.11 : 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 ÷ 1,05
Spéciales Avec séisme)	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,05

2

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

- sans séisme :  $K_{ss,adm} = 1,10 - 1,05$

- avec séisme :  $K_{as,adm} = 1,05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

**IV-8-3- 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  $85^\circ$  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 ( $H_b = 14,78m$ ).

( $K_1 - K_2$ ) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau.

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	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	14,78	33,99
Aval	2,5	0,875	2,025	12,93	29,93

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons  $R_1 ; R_2$  avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite

du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

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

Avec :  $\alpha$  : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

#### **IV-8-4- 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 :

$$G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3). \quad \dots\dots\dots (IV.37)$$

$h_1, h_2, h_3$  : hauteurs des tranches.

$\gamma_1$ : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation.

$\gamma_2$ : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation.

$\gamma_3$ : densité de l'assise.

$b$  : largeur de la tranche.

##### **b)-Force de pression interstitielle :**

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

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl. \quad \dots\dots\dots (IV.38)$$

$U$  : pression interstitielle.

$dl$  : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau  $\delta w = 10 \text{KN/m}^3$ .

$h$  : hauteur de la tranche.

##### **c)-Forces de cohésion :**

$$F_c = c \cdot dl. \quad \dots\dots\dots (IV.39)$$

$C$  : Cohésion du sol (Matériau).



**d)-Forces dues au séisme :**

$T = a \cdot G_n$  ..... (IV.40)

$a$  : Coefficient de séisme.

$G_n$  : Poids de la tranche.

**IV-8-5- Classement des forces :**

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ **Les forces stabilisatrices :**

**a) Force de frottement :**

$F_1 = N n \operatorname{tg} \varphi - U dl \operatorname{tg} \varphi$  .....(IV.41)

$\varphi$  : Angle de frottement.

$dl$  : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

**b) Force de cohésion :**

$F c = c dl$  ..... (IV.42)

Avec :  $dl = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot B_i}{360}$

$R$  : rayon de la courbe de glissement.

$B_i$  : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$M s = [(N n - U dl) \operatorname{tg} \varphi + c dl] R$  ..... (IV.43)

➤ **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 :

$M = R \sum_{i=1}^n T_n$  ..... (VI.44)

Remarque que :  $\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$

$\operatorname{Cos} \alpha = \sqrt{1 - \operatorname{Sin}^2 \alpha}$

**IV-8-6- Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement**

Le coefficient « $K_s$ » sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

**a) Retenue pleine :**

$K_{SS} = \frac{\sum (Nn - pi) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum Ci \cdot dl}{\sum Gn \operatorname{Sin} \alpha_n} \geq K_{adm}$  .....(IV.45)

$$K_{as} = \frac{\sum (Nn - pi)tg\phi_i + \sum Ci.dl}{(1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots(IV.46)$$

**Kss** : coefficient de sécurité sans séisme. - sans séisme :  $K_{ss,adm} = 1,10 - 1,05$

**Kas** : coefficient de sécurité avec séisme.  $K_{as,adm} = 1,05$

**b) Retenue vide (fin de construction) :**

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots (IV.47)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots (IV.48)$$

**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.

$$K_{ss} = \frac{\sum Nntg\phi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.49)$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nntg\phi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.50)$$

**Tableau IV.12 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.**

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		Sans séisme ( $K_{SS,adm} = 1,10 - 1,15$ )	Avec séisme ( $K_{as,adm} = 1,05$ )
Fin de Construction	<b><u>Talus aval</u></b> R <sub>1</sub> =27,87m R <sub>2</sub> =30,43m R <sub>3</sub> =38,32m	1,44 1,54 1,40	1,38 1,49 1,39
	<b><u>Talus amont</u></b> R <sub>1</sub> =36,1m R <sub>2</sub> =41,19m R <sub>3</sub> =46,55m	1,64 1,68 1,76	1,59 1,63 1,72
Fonctionnement Normal	<b><u>Talus aval</u></b> R <sub>1</sub> =27,87m R <sub>2</sub> =30,43m R <sub>3</sub> =38,32m	1,44 1,64 1,41	1,38 1,58 1,39
Vidange Rapide.	<b><u>Talus amont</u></b> R <sub>1</sub> =36,1m R <sub>2</sub> =41,19m R <sub>3</sub> =46,55m	1,96 2,13 2,37	1,85 2,01 2,29

**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 05 :*

## *Dérivation provisoire*

# Chapitre 5: Dérivation Provisoire

## **Introduction :**

La période de construction du barrage comprendra au moins une saison pluvieuse. Pour cette raison, la rivière devra être dérivée. Cette dérivation sera faite au moyen d'un conduit en béton armé et des batardeaux en amont et en aval.

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues d'eau pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et venue d'eau qui peut provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions. Il est accompagné le plus souvent (sauf dans le cas d'un canal) par un batardeau amont jouant le rôle d'un amortisseur de crues et facilitant en même temps l'acheminement des eaux vers la dérivation provisoire et un batardeau aval permettant l'empêchement de retour d'eau vers le chantier.

Le batardeau amont se construit avec les mêmes soins que le barrage.

## **V-1- Type d'ouvrage de dérivation provisoire :**

### **1. Galerie de dérivation :**

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est qu'il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

### **2. Conduite de dérivation :**

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton fondations.

L'avantage commun de ces deux ouvrages se résume par l'aspect économique qu'ils jouent, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond).

### **3. Canal de dérivation :**

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges ou les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

### **V-2- Choix de la crue de dimensionnement :**

En réalité, il n'existe aucune loi ou règle qui définissent le choix de la crue avec laquelle se dimensionne l'ouvrage de dérivation provisoire.

Le choix de la crue dépend du degré du risque admis en cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation, sur le coût de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement.

En général, pour les barrages en béton, l'ouvrage de dérivation se dimensionne par les crues décennales ou vingtaines, alors que pour les barrages en terre, le dimensionnement de la dérivation provisoire se fait par les crues cinquantenales ou même centennales.

Mais en Algérie, le plus souvent le dimensionnement se fait par les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50ans donc, vu tous ces paramètres qui interviennent dans la détermination de cette crue et pour le dimensionnement de la dérivation provisoire de notre ouvrage, nous optons pour la crue décennale.

Le débit maximum de cette crue est  $Q_{\max(10\%)} = 19,56 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### **V-3- Succession des travaux :**

#### **1<sup>ère</sup> étape :**

Mise en place d'un batardeau partielle pour la construction de la galerie.

#### **2<sup>ème</sup> étape :**

Construction d'une galerie (tunnel) sur la rive gauche.

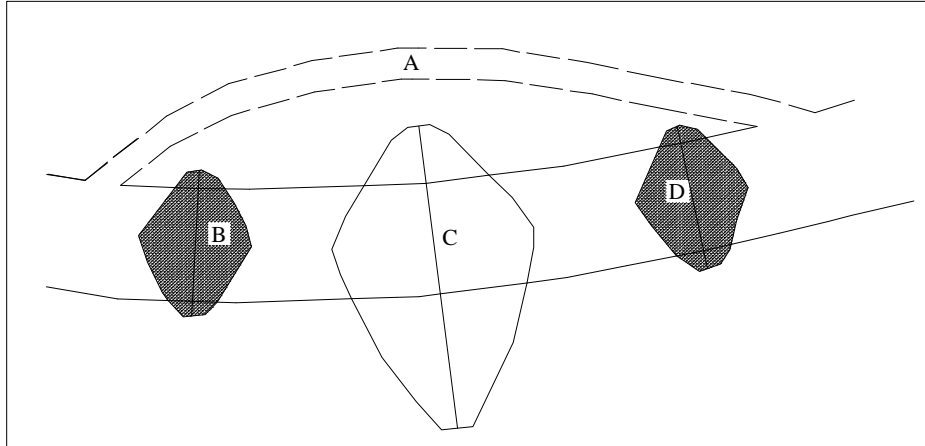
#### **3<sup>ème</sup> étape :**

- Construction d'un batardeau amont pour acheminer les eaux vers la galerie et amortir à la fois la crue.

- Construction d'un batardeau aval pour empêcher le retour des eaux vers le chantier.

#### **4<sup>ème</sup> étape :**

Une fois les travaux de réalisation sont terminés on enlève les batardeaux et on passe à la mise en eau.



---

A : conduite de dérivation

B : batardeau amont

C : digue

D : batardeau aval

Figure V.01 : schéma explicatif de la dérivation provisoire.

#### **V-4- Dimensionnement de la dérivation provisoire :**

##### **V-4-1. Dimensionnement de la galerie :**

Le dimensionnement de la galerie doit être fait d'une manière économique pour qu'elle puisse fonctionner comme vidange de fond et de prise d'eau lors de la mise en exploitation de l'ouvrage.

La dérivation provisoire doit permettre l'évacuation d'une crue décennale dont le débit de pointe est estimé à 19,56 m<sup>3</sup>/s. ce débit doit passer par la galerie en charge sans que le niveau n'atteigne le niveau de couronnement du batardeau, on le dimensionnera en laminant la crue de fréquence 10 %.

##### **1- Laminage de Crue de Chantier :**

L'écoulement dans la galerie est un écoulement libre qui passe en écoulement en charge.

##### **Calcul hydraulique de galerie :**

###### **a- l'écoulement à surface libre :**

La première phase est celle où le niveau d'eau est inférieur au diamètre du tunnel. Dans ce cas l'écoulement est à surface libre et sera régi par la formule suivante :

$$Q = SC\sqrt{RI} \dots\dots\dots (V-1)$$

Où :

Q : débit évacué,

$$S : \text{Section mouillée } S = \frac{R^2}{2} (\theta_{\text{rad}} - \sin \theta^0).$$

$$R : \text{Rayon hydraulique, } R_{\text{cr}} = \frac{S}{P}$$

$$P_{\text{cr}} : \text{Périmètre mouillé, } P = R\theta_{\text{rad}}$$

$$C_{\text{cr}} : \text{Coefficient de Chézy, } C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$$

n : Coefficient de rugosité, n= 0.014.

I: pente du tunnel, i = 0,02.

La hauteur d'eau dans la galerie :

$$h = (r - 1 - \cos \frac{\theta^0}{2}) \quad \text{Et} \quad \theta^0 = 2 \cdot \text{Arc cos} \left( 1 - \frac{h}{r} \right)$$

**b- l'écoulement en charge :**

L'écoulement devient en charge lorsque le niveau d'eau sera supérieur au diamètre de la galerie et l'écoulement sera régit par la formule suivante :

$$Q = u.S.\sqrt{2.g.Z} \dots\dots\dots (V-2)$$

Où :

Q : débit évacué

$$S : \text{section de la galerie } S = \pi \frac{D^2}{4}$$

g : accélération de la pesanteur [m/s<sup>2</sup>].

Z : la dénivelée

$$Z = (H + L \cdot I) - \frac{D}{2} \dots\dots\dots (V-3)$$

μ : coefficient de débit

H : hauteur d'eau devant la galerie

D : diamètre de la galerie

L : longueur de la galerie [L = 115m]

I : pente de la galerie [I = 0,020]

On a :



$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i + \frac{\lambda \cdot L}{D}}} \dots\dots\dots (V-4)$$

\* coefficient de résistance singulière :

$$\sum \xi_i = \xi_{entrée} + \xi_{sortie} \dots\dots\dots (V-5)$$

À l'entrée :

$$\sum \xi_i = 0,5 + 1 = 1,5m$$

$\lambda$ : coefficient de frottement.

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots (V-6)$$

$n = 0,014m^{-1/3}$ .s Rugosité de béton.

**Tableau V-01 : Coefficient de débits.**

Dg	$\sum \xi_i$	$\lambda$	$\lambda \cdot L/D$	$(1 + \sum \xi_i + \lambda L/D)^{0.5}$	$\mu$
0,5	1.5	0,0308	7,083	3,10	0,323
1	1.5	0,0245	2,818	2,31	0,434
1,5	1.5	0,0214	1,643	2,04	0,491
2	1.5	0,0195	1,121	1,90	0,526
2,5	1.5	0,0181	0,833	1,83	0,548
3	1.5	0,0170	0,654	1,78	0,563

Pour l'écoulement en charge :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z}$$

$$Z = H + (L \cdot I - D/2)$$

**Tableau V.02: Q = f (D).**

Dg [m]	$\mu$	S [m <sup>2</sup> ]	$\mu \cdot S \sqrt{2g}$	Z [m]	Q [m <sup>3</sup> /s]
0,5	0,323	0.196	0,281	H+2,05	0,281.√Z
1	0,434	0,758	1,508	H+1,8	1,508.√Z
1,5	0,491	1,766	3,843	H+1,55	3,843√Z
2	0,526	3,140	7,309	H+1,3	7,309.√Z
2,5	0,548	4,906	11,903	H+1,05	11,903√Z
3	0,563	7,065	17,620	H+0,8	17,620√Z

Le laminage de la crue se fait comme suite :

A partir de l'hydro gramme de la crue de fréquence (10%) on calcul le volume de la crue correspondant, et on tire toutes les hauteurs correspondantes a chaque volume de chaque heure jusqu'au temps de la montée (t = 1.94h) de la courbe (capacité –hauteur).

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau (V.03).

**Tableau V.03 :  $H_{dév} = f(T)$**

Temps(h)	Qc(m3/s)	Qmoy(m3/s)	V (m3)	hdév
0	0			3,41
		<b>0,43145</b>	<b>776,61</b>	
0,5	0,8629			4,94
		<b>2,1572</b>	<b>3882,96</b>	
1	3,4515			5,76
		<b>5,60865</b>	<b>10095,57</b>	
1,5	7,7658			6,59
		<b>10,3779</b>	<b>16438,5936</b>	
1,94	12,99			

Les résultats du laminage sont donnés dans le Tableau V.05

**Tableau V.04 : Résultats de laminage.**

D (m)	0,5	1	1,5	2	2,5	3
Z (m)	8,64	8,39	8,14	7,89	7,64	7,39
Q (m <sup>3</sup> /s)	0,83	4,37	10,96	20,53	32,90	47,90

**V.4.2.1. Le batardeau :**

**a- Calcul de la revanche du batardeau :**

- **Formule de Stevenson :**

$$R = 0,75H_v + \frac{V^2}{2g}; \text{ (m).} \dots\dots\dots (V-7)$$

$H_v$  : hauteur des vagues (m).

$$H_v = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (V-8)$$

F : fetch,

V : vitesse de propagation des vagues (m/s).  $V = 1,5 + 2 H_v$ .

V : vitesse de propagation des vagues (m/s).  $V = 1,5 + 2 H_v$ .

**On aura :**

$$H_v = 0,74 \text{ m. } V = 2,98 \text{ m/s.}$$

**Donc : R=1 m.**

- **Formule de Mallet –Paquant :**

$$R = H_v + \frac{V^2}{2g} + S; \text{ (m).} \dots\dots\dots \text{ (V-9)}$$

**Avec :**

$H_v$  : hauteur des vagues (m).

$$H_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{F} = 0,683 \text{ m.} \dots\dots\dots \text{ (V-10)}$$

$V$  : vitesse de propagation des vagues (m/s).  $v = \frac{1}{2} + \frac{2}{3} H_v = 0,955 \text{ m/s}$

$S$  : marge de sécurité, on prend  $S = 0,5 \text{ m}$

Donc **R=1,23m.**

- **Formule simplifie :**

$$R = 1 + 0,3 \sqrt{F} \text{ Avec } F = 0,3 \text{ km.}$$

Donc **R=1,16m.**

**Commentaire :**

Pour les mesures de sécurité, on prend la valeur  $R = 1,13 \text{ m}$  comme revanche.

**b- Calcul de la largeur en crête du batardeau :**

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

- **Formule de KNAPPEN :**  $b = 1,65 \sqrt{H_b} \text{ (m).} \dots\dots \text{ (11)}$

- **Formule de PREECE :**  $b = 1,1 \sqrt{H_b} + 1 \text{ (m).} \dots\dots \text{ (12)}$

- **Formule simplifie :**  $b = 3,6 \sqrt[3]{H_b} - 3 \text{ (m).} \dots\dots \text{ (13)}$

**Tableau V.05 : récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.**

Dg [m]	H <sub>bat</sub> [m]	Largeur en crête b en [m]			
		F.Knappen	F.Preece	F.Simplifiée	Valeur adaptée
1	4,66	3,56	3,37	3,01	3,31
1,5	4,19	3,38	3,25	2,80	3,14
2	2,99	2,85	2,90	2,19	2,65

2,5	2,69	2,71	2,80	2,03	2
-----	------	------	------	------	---

#### **V.4.2.2. Calcul d'optimisation de la dérivation :**

Le calcul est effectué par une méthode qui est basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie ainsi que sont équivalents en béton, ensuite tracé la courbe d'optimisation pour déterminer le diamètre optimal.

Pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, les dimensions doivent être telles que la hauteur d'eau pour la crue de projet soit comprise entre 0,7 et 0,8 fois la hauteur de la galerie, mais ils peuvent parfois s'éloigner des dimensions optimales du point de vue hydraulique, afin de permettre l'utilisation de coffrage ou de vannes normalisés.

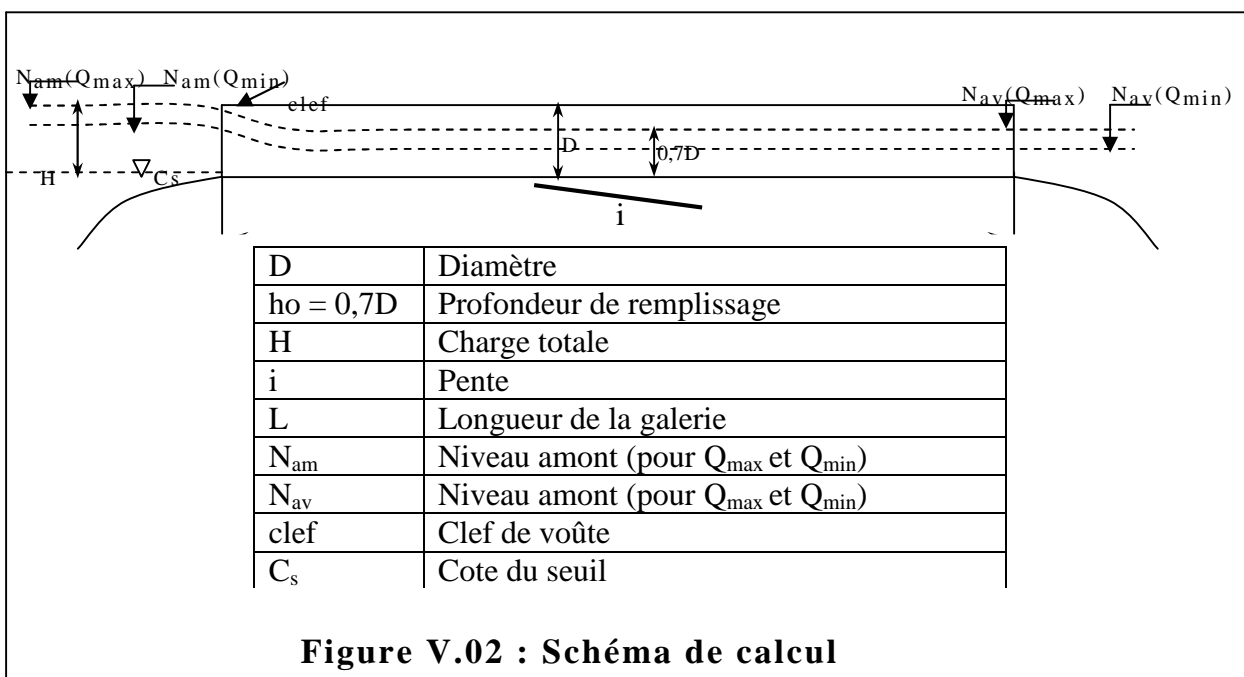
- **Hypothèses de calcul**

- Ecoulement uniforme ;
- Pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de CHEZY.

Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle.

La courbe de tarage nous donne les niveaux avals correspondants aux débits maximum et minimum  $Q_{max}$  et  $Q_{min}$ .

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.



**Figure V.02 : Schéma de calcul**

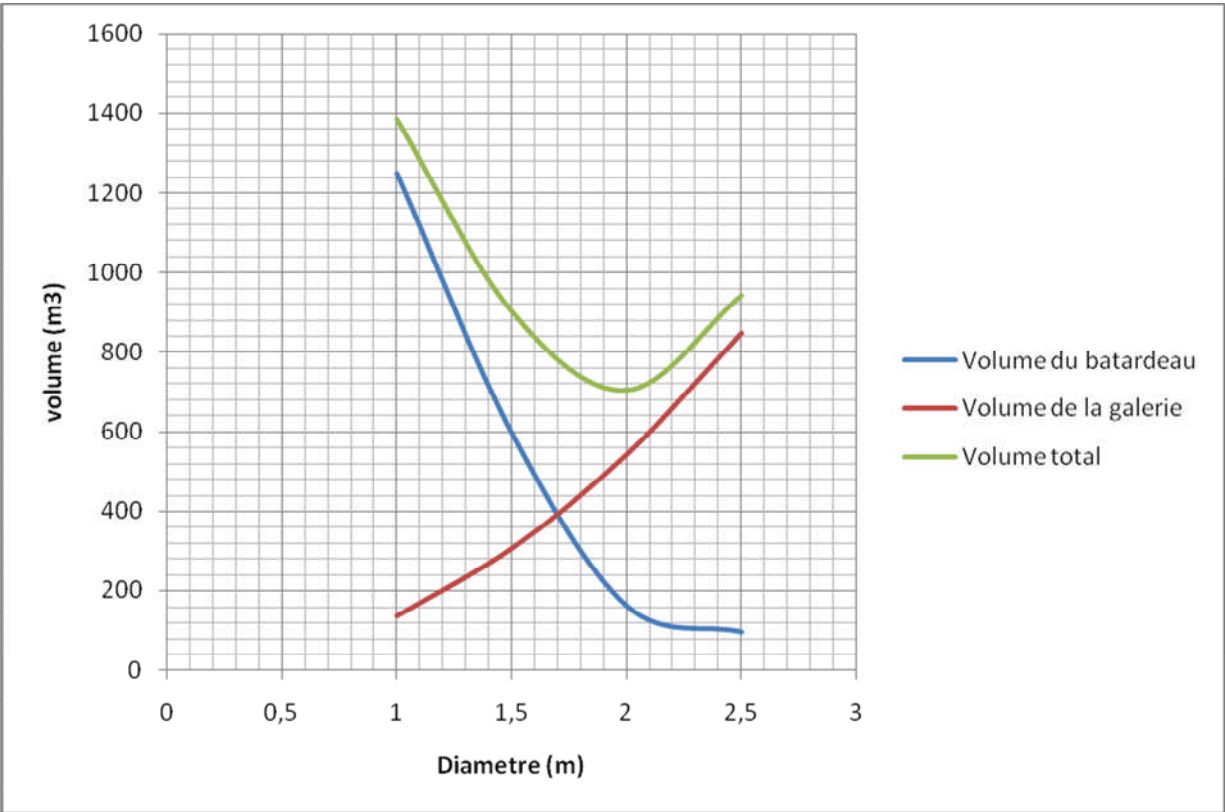
**Tableau V.06: Paramètres de calcul d'optimisation.**

Paramètres hydrauliques	1	Diamètre	$D$ (m)
	2	Section du tunnel	$A = \pi D^2 / 4$ (m <sup>2</sup> )
	3	Profondeur de remplissage	$h_o = 0,7D$ (m)
	4	Section mouillée	$A_1 = 0,74.A$ (m <sup>2</sup> )
	5	Rayon hydraulique	$R_h = 0,3D$ (m)
	6	Coefficient de Chézy	$C = 1/n R^{1/6}$
	7	Vitesse moyenne	$V = Q_{max} / A_1$ (m/s)
	8	Pente	$i = V^2 / C^2 R$
	9	Perte de charge linéaire	$h_l = i.l$ (m)
	10	Perte de charge à l'entrée	$Z_{entr} = V^2 / 2gj^2$ (m) ; $j=0,90$
	11	Perte de charge totale	$Z_o = Z_{entr} + h_l$ (m)
	12	Niveau amont pour Qmax	$N_{am} = N_{av} + Z_o$ (m NGA)
	13	La cote de niveau d'eau a l'entré de tunnel	$N_I = N_{am} - Z_{entr}$ (m NGA)
	14	Cote du seuil	$C_s = N_I - h_o$ (m NGA)
travaux	15	Hauteur du batardeau	$H_{bat}$
	16	Section du batardeau	$F_{bat} = (10+3 H_{bat})H_{bat}$
	17	Longueur moyenne du batardeau	$L^b_{moy}$ (m)
	18	Volume du batardeau	$V_{bat} = L * F$ (m <sup>3</sup> )
	20	Conversion en volume de béton	$V'_{bat} = 0,1 V_{bat}$
	21	Volume d'excavation du tunnel	$V_{tun} = L . A$
	21	Conversion en volume de béton	$V'_{tun} = 1,5 V_{bet}$

Tableau V.07 : Résultats de calcul d'optimisation.

	N°	Désignation	Valeurs			
			1	1,5	2	2,5
Paramètres hydrauliques	1	D [m]	1	1,5	2	2,5
	2	A [m <sup>2</sup> ]	0,79	1,77	3,14	4,91
	3	h0 [m]	0,7	1,05	1,4	1,75
	4	A1	0,581	1,307	2,324	3,631
	5	Rh [m]	0,3	0,45	0,6	0,75
	6	C	58,442	62,528	65,599	68,085
	7	V [m/s]	5,508	4,922	4,299	3,079
	8	i	0,029	0,014	0,007	0,003
	9	h1 [m]	3,335	1,610	0,805	0,345
	10	Zent [m]	1,909	1,524	1,163	0,596
	11	Z0 [m]	5,244	3,134	1,968	0,941
	12	Nam [mNGA]	944,744	942,634	941,468	940,441
	13	N1 [mNGA]	942,835	941,110	940,305	939,845
	14	Cs [mNGA]	942,135	940,06	938,905	938,095
Calcul des Volumes des travaux	15	Hbat [m]	4,66	4,19	2,99	2,69
	16	Fbat	111,747	94,57	56,72	48,61
	17	Lb moy [m]	111,747	63	28,36	19,44
	18	Vbat	12487,39	5957,91	1608,58	944,978
	19	V'bat	1248,74	595,79	160,86	94,50
	20	Vgal	90,85	203,55	361,10	564,65
	21	V'gal	136,28	305,33	541,65	846,98

	22	$\Sigma V'$	1385,02	901,12	702,51	941,48
--	----	-------------	---------	--------	--------	--------



**Figure V.03. Courbe d'optimisation**

**Conclusion :**

D'après la courbe d'optimisation on remarque que le diamètre optimum est égal à 2m ce qui correspond à une hauteur du batardeau égal à 3m.

On estime que la hauteur du batardeau obtenue est raisonnable vis-à-vis la hauteur du barrage qui est ( $H_b = 14,78m$ ).

Le batardeau de 3 m de hauteur sera incorporé dans la digue pour des raisons économiques et sera constitué de mêmes matériaux que la digue

### **V.4.3) Construction du batardeau :**

On construit le batardeau de telle manière qu'il sera intégré dans la digue ; la crête de batardeau devient la berme de la digue.

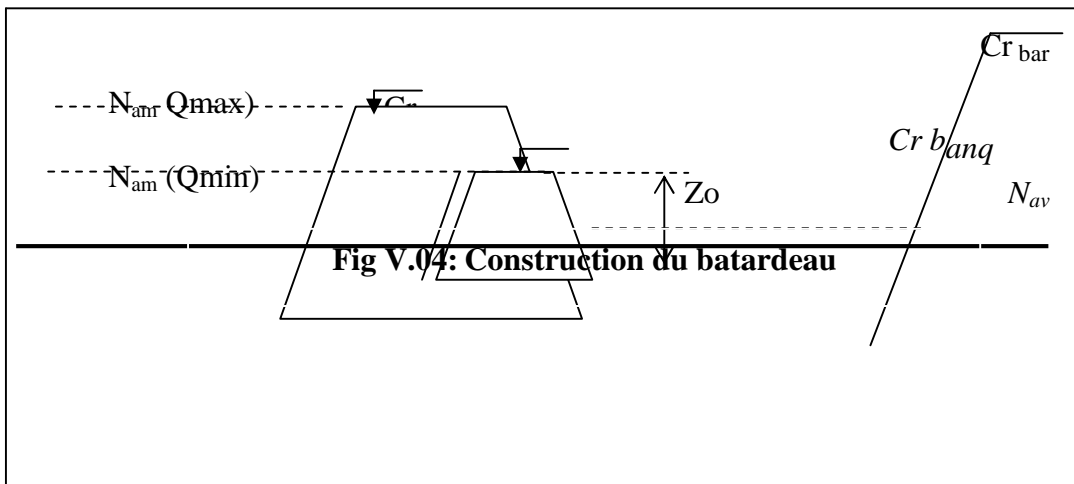
Le batardeau est prévu d'être de même type que la digue, alors il est construit d'un noyau en remblai d'argile qui exige des caractéristiques géotechniques précises et nécessite un contrôle soigné des teneurs en eau.

#### **Crête du batardeau :**

La crête du batardeau aura une largeur de 5m ce qui permettra la circulation des engins de terrassement, et puisque le batardeau est incorporé dans le corps du barrage cette crête sera immergée après la mise en eau du barrage donc il est inutile de mettre une couche de matières synthétiques.

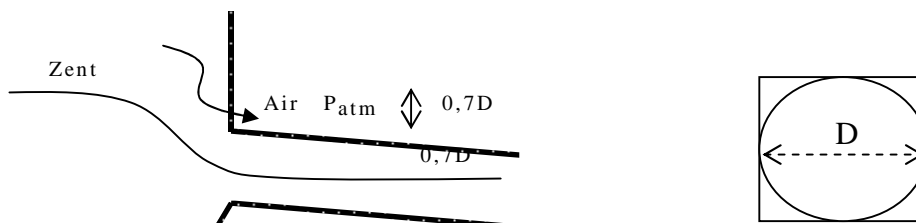
#### **Les talus du batardeau :**

Les talus du batardeau auront des pentes identiques qui sont de 1 :3 c'est ainsi qui vont augmenter la stabilité du barrage.



#### **Portail d'entrée :**

La galerie de dérivation est constituée d'un portail d'entrée (déversoir à large seuil), d'un ouvrage intermédiaire et d'un portail de sortie.



Pour une perte de charge supérieure à  $0,3D$ , l'entrée est noyée, au lieu d'un déversoir on aura un orifice noyé



Dans ce cas la ventilation est rompue, l'écoulement va aspirer l'air qui se trouve dans la galerie, donc il y'aura une dépression ( $P < P_{atm}$ ) qui implique une vibration à l'intérieur. Il faut que  $Z_o$  soit inférieur de 2 à 3m, sinon la fermeture de cours d'eau devient difficile.

**V.4.4 Ouvrage de restitution :**

L'objectif de l'ouvrage de restitution est la dissipation de l'énergie cinétique de l'eau à la sortie de la galerie de dérivation.

La vitesse de l'eau à la sortie de la galerie est:

$$v = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots (V-13)$$

Où :

Q: Débit laminé;

S: Section de la galerie.

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}} \dots\dots\dots (V-14)$$

h: Hauteur d'eau à la sortie de la galerie.

**A.N :**

$$V=4.92m/s \quad \Rightarrow \quad F=0.48$$

**Le débit unitaire :**

$$q = Q/l \quad \Rightarrow \quad q = 4.33 \text{ m}^2/s/m.l$$

**La hauteur critique :**

$$Yc=2.17$$

L : longueur du bassin.

Donc :

$$L = 3m$$

$$B = 1.74 m$$

**Conclusion :**

D'après l'étude d'optimisation on remarque que le diamètre le plus économique est 2m.

Donc on optera pour le diamètre 2m avec une hauteur du batardeau qui est de 3m, ce batardeau sera incorporé dans le corps du barrage

# Chapitre 06 :

## *Etude des variantes des ouvrages annexes*

# Chapitre 6: Etude des variantes des ouvrages annexes

## **Introduction :**

Pendant l'élaboration d'un projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue seront.

- 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. Ouvrage de Prise d'eau :**

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normal de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

### **VI.1.1. Type de prise :**

#### **01/Prise d'eau en charge :**

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton .Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de commande au pied aval de la digue.

En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

### **02/ Prise d'eau flottante :**

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparées, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle-ci et celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

### **03/ Tour de prise :**

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

## **VI.2. Ouvrage de vidange :**

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- ✚ D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval .....).
- ✚ De vider la tranche morte en fin saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).
- ✚ De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

### **VI.2.1. Conduite de vidange en charge :**

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

### **VI.2.2. Conduites à écoulement libre :**

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- ✚ Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
- ✚ La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2) m de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

### **VI.2.3. Choix de la variante :**

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien.

La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

La variante de l'ouvrage à retenir est celle d'une conduite en charge.

### **Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange :**

- Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements.

- Prévoir une bonne assise pour la conduite.
- Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leurs diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

Quelques dispositifs minimums de vidange qu'ont doit tenir en compte sont donnés dans le Tableau (VI-1).

**Tableau VI.01 : type de vidange de fond en fonction de  $H^2 \cdot \sqrt{V}$**

$H^2 \cdot \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
$\leq 30$	P V C ou Acier	(160 – 200) 300 en Acier	Une vanne en aval
30 à 100	Acier	300 - 400	
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	une vanne de garde amont et une vanne avale
300 à 700		600 – 800	
700 à 1500		800 - 1200	
$\geq 1500$	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne réglable en avale.

H : Hauteur du barrage en [m].

V : Volume d'eau stocké en [M m<sup>3</sup>].

Pour la conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tous risques d'envasement pouvant à la suite bloquer la vanne.

L'ouvrage de vidange sera constitué de deux vannes, une vanne de garde. (Batardeau) en amont et une autre en aval.

### **VI.3. Ouvrage d'évacuateur de crues :**

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans créer d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

### **VI.3.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue :**

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

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. les difficultés de réalisation.
3. les exigences topographiques du site.
4. les exigences géologiques du site.
5. la facilité d'entretien.
6. la facilité de modification.
7. le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories selon les principes type :

- a) l'évacuateur à écoulement libre.
- b) L'évacuateur par puit noyé.

### **VI.3.2. Différents types des évacuateurs de crues.**

#### **01/ Evacuateur de crues en puit (tulipe) :**

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puit 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 ( $80 < Q < 6000$ ) m<sup>3</sup>/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 de dimensionnement, charriage)
- b) Problème de vibration.
- c) Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).

- d) Prévoir des protections antivortex (coût et entretien).
- e) Dissipation au pied de la digue.

### **02/ Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral :**

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

### **03/ Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal :**

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages :

- 1) Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- 2) Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- 1) Le coût peu élevé.
- 2) La difficulté de modification.

### **04/ Evacuateur de crues en siphon :**

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- 1) Aucune exigence topographique.
- 2) Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- 1) Amorçage et le désamorçage.
- 2) Entretien indispensable.
- 3) Débit faible à évacuer.
- 4) Dispositif sur le corps de la digue.

### **VI.3.3 Choix de la variante :**

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des



problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles pouvant arracher les arbres du site boisé ; la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive ; tout ces problèmes ramène à rejeter cette Variante.

L'évacuateur de crue latéral s'adapte au site du faite que les excavations seront réduites, mais le problème de saturation pour une crue de débit qui peut dépasser celui de la crue de projet rend celle ci peut fiable.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal s'adapte aussi au site, puisque la largeur déversante n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.

Le bon fonctionnement et la sûreté de celui si pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique.

L'évacuateur des crues pour la retenue sera donc latéral à entonnement frontal

#### **VI.4. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :**

##### **VI.4.1. Calcul du débit de vidange :**

La plupart des barrages réservoirs doivent être munis d'un ouvrage de vidange placé en fond de la retenue et ayant une capacité d'évacuation plus importante.

Les rôles de cet organe sont les suivants :

- Laisser passer le débit courant de la rivière ou une petite crue éventuelle, pendant la construction du barrage.
- Vider la retenue pour la surveillance, l'entretien et les réparations du barrage et de ses ouvrages annexes, ou en cas de danger.
- Accessoirement remplacer la prise d'eau ou permettre la répartition de celle-ci en cas de défaillance.

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 huit (10) jours

Le débit de vidange du volume utile est de

$$Q = \frac{V_U}{T} + Q_0 \dots\dots\dots (VI.1)$$

Avec :

$Q_0$  : Débit moyen entrant de l'Oued  $Q_0=0,07\text{m}^3/\text{s}$

$V_U$  : volume utile de retenue ( $V_U = 69000 \text{ m}^3$ )

$T$  : temps de vidange en seconde estimé à 10 jours à raison de 16 heures par jour.

On trouve :  **$Q= 0,19 \text{ m}^3/\text{s}$**

➤ **Calcul hydraulique :**

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, on utilise la formule de l'écoulement en charge :

$$Q = \mu S \sqrt{2gz} \dots\dots\dots (VI.2)$$

$Q$  : débit de vidange en  $\text{m}^3/\text{s}$ .

$\mu$  : coefficient de débit

$S$  : section de la conduite en  $\text{m}^2$

$Z$  : différence de niveau d'eau entre le bief amont et le bief aval en m.

$$S = \frac{Q}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \pi \frac{d^2}{4} \dots\dots\dots (VI.3)$$

Préalablement on prend  $\mu=0.62$

On trouve :  $S=0,019\text{m}^2$

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

D'où  **$d = 0,16 \text{ m} = 160 \text{ mm}$** .

Correction de la valeur de coefficient  $\mu$  :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \dots\dots\dots (VI.4)$$

$\sum \xi_s$ : somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille}$$

$$\xi_{va} = 0,5$$

$$\xi_{ent} = 0,1$$

$$\xi_{sor} = 1$$

$$\xi_{grille} = 0,25$$

Donc:

$$\sum \xi_s = 1,85$$

$\sum \xi L$  : Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d} \dots\dots\dots(VI-5)$$

L: longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 117 m.

d: diamètre de la conduite de vidange 160 mm.

$\lambda$  : Coefficient de frottement

$$\lambda = \frac{124.6n^2}{d^{1/3}} \dots\dots\dots(VI-6)$$

n: rugosité de la conduite en acier (n=0,013).

On trouve:  $\lambda = 0.039 \Rightarrow \sum \xi L = 28.36$  .

Ce qui nous donne:  $\mu = 0,2$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à  $d=273.85\text{mm}$

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:  $V_s = Q_{vf}/S_{con}$

Ca donne  $V_s = 2.70 \text{ m/s}$

**Conclusion :**

Nous avons obtenu un diamètre de vidange important alors la vidange de fond servira de chenal ouvert avec un régime d'écoulement supercritique. Une seule galerie sera proposée afin d'évacuer le débit de dérivation.

## VI.5. Dimensionnement de la prise d'eau :

### 1. Choix de type de la prise d'eau

La variante choisie pour la prise d'eau est celle prise d'eau et vidange de fond son tracé sera implantée dans la galerie de dérivation provisoire.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

La consommation maximale est en mois de Septembre :  $V_{\max} = 60000 \text{ m}^3$ .

Donc :  $Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T}$  avec : T : Temps de prise (T = 1 jours).

D'où :  $Q_{\max} = 0,694 \text{ m}^3/\text{s}$ .

$$Q = \mu S \sqrt{2g.H} \quad (\text{m}^3/\text{s}).$$

$\mu$  : coefficient de débit  $\mu=0,3$ .

S : section de la conduite en  $\text{m}^2$ .

H : charge d'eau minimale  $H=11,5\text{m}$ .

On trouve :  $S=0,154 \text{ m}^2$ . Donc **d=0,44 m**

Pour l'optimisation on prend  $d=0,5\text{m}$

- Correction de la valeur de coefficient  $\mu$  :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}} \quad \dots\dots\dots \text{(VI.7)}$$

$\sum \xi$  : 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.

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda.L}{D}. \quad \dots\dots\dots \text{(VI.8)}$$

Avec  $\lambda = 0,04$ .

AN :  $\sum \xi = 29,1\text{m}$ .

$\mu=0,18$ . Donc :  $d = 225 \text{ mm}$ .

### 2. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

On a :  $V=Q/S$

**V= 2.7m/s.**

### Conclusion:

Finalement la conduite de prise d'eau aura un diamètre de 225 mm, elle est équipée d'une vanne papillon qui sera groupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage.

# *Chapitre 07 :*

*Etude de la variante  
choisie de l'évacuateur de crue*

# Chapitre 7: Etude de la variante choisie de l'évacuateur de crue

## **Introduction:**

Le rôle de l'évacuateur de crues est de stabiliser le niveau de la retenue à la cote normale (949,88m NGA) on évacue le surplus qui arrive sous forme de crues ou d'apports continus.

Le fonctionnement de la retenue est tel qu'en assurant une réserve de secours, elle permet une alimentation d'eau continue pour les besoins d'irrigation pour une assez longue durée, cela nous oblige à assurer un écoulement rapide par le canal d'évacuation à partir du seuil de déversement jusqu'au lit de l'oued (le plus loin possible de la digue).

Les paramètres hydrauliques ont été dimensionnés pour la crue centennale, mais les ouvrages devront supporter même le passage d'une crue catastrophique (crue millénaire).

## **VII.1. Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues :**

L'emplacement de l'évacuateur de crues dépend essentiellement de la géologie et de la topographie du site, tout en tenant compte bien sûr des facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement.

- De point de vue géologique, les deux rives favorisent l'implantation de l'évacuateur de crues (aucun problème d'instabilité des rives, bonne géologie).
- La topographie du terrain permet l'implantation de l'évacuateur de crues avec toute sa longueur déversante.

Pour notre présent cas les formations géologiques existantes au niveau de la rive droite sont des marnes noires saines et ne posent aucun problème de point de vue géologique sur la construction. En tout cas il faut donner une certaine élasticité à cette construction bétonneuse en utilisant des joints entre les différents dalots qui la constituent.

Donc L'axe de l'évacuateur de crue est implanté en rive droite incorporée dans le corps de la digue de type frontal et fondé sur les marnes noires saines.

## **VII.2. Dimensionnement hydraulique :**

Avant de procéder aux calculs hydrauliques, on doit vérifier la fiabilité de l'évacuateur de crues avec sa longueur déversante lors de l'évacuation de la crue centennale.

La charge au dessus de déversoir est acceptable de point de vue que le niveau des plus hautes eaux sera encore inférieur à la crête de la retenue.

Les calculs hydrauliques seront donc établis pour la même largeur déversante (22 m) et pour la même charge ( $h_{dév} = 0,88$  m) et le même débit déversant ( $40.57 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

- Un canal d'amenée.
- Un seuil déversant pour le control du débit.
- Un ouvrage intermédiaire comprend (chenal- convergeant- coursier).
- Un dissipateur d'énergie.
- Un canal de restitution.

### **VII.2.1. Canal d'amenée :**

Le canal d'amenée (canal d'approche) a pour but de canaliser les eaux d'évacuations vers le déversoir en garantissant un écoulement fluvial sur le seuil de déversement.

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}}$$

$V_{ap}$  : vitesse d'approche.

$Q$  : Débit à évacuer [ $\text{m}^3/\text{s}$ ].

$S_{can}$  : Section du canal en [ $\text{m}^2$ ] et  $S_{can} = H \times b$ .

$H$  : Charge d'eau [m] et  $H = h + P$ .

$P$  : Hauteur de pelle en [m].

$h$  : Lame déversante en [m].

**A.N :** 
$$V_{ap} = \frac{40.57}{22 \cdot (0,88 + 1,5)} = 0.77 \text{ m/s}$$

$V_{ap} \leq V_{adm}$  tel que  $V_{adm}$  compris entre 4,4 et 10m/s donc pas de risque de l'érosion.

### **VII.2.2. Déversoir :**

Le déversoir est à seuil profilé (Creager), il est le mieux adapté pour l'écoulement de sorte que la lame d'eau déversante épouse le profil du déversoir.

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation :

$$Y = \frac{X^{1,85}}{2 \cdot H^{0,85}}$$

H : Charge sur le déversoir en [m].

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau si dessous et le profil du déversoir est représenté si dessous.

**Tableau VII.01 : coordonnées de profil de Greaguer**

X (m)	Y (m)
0	0
0,25	0,043
0,5	0,155
0,75	0,327
1	0,557
1,25	0,842
1,5	1,180
2	2,009
2,5	3,036
3	4,254

### **VII.2.3. Chenal d'écoulement :**

La trace du chenal doit être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial

La longueur du chenal est déterminée en fonction de la topographie, elle est égale à 7m.

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique "y<sub>c</sub>" et la pente critique.

**- profondeur critique :**

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left( \frac{Q}{b} \right)^2}$$

Ou :

Q : débit de projet lamine (Q = 40.57 m<sup>3</sup>/s);



b : la largeur de déversoir.

**A.N :**

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81} \cdot \left(\frac{40,57}{22}\right)^2} = 0,70 \text{ m}$$

**- pente critique :**

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Avec :

$R_H$  : rayon hydraulique en [m];

I : pente en [m/m];

S : section mouillée;

K : coefficient de Manning –Strickler (K = 71)

Pour une section rectangulaire

$$I_{cr} = \left[ \frac{Q \cdot (b + (2 \cdot y_c))^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2$$

**A.N :**

$$I_{cr} = \left[ \frac{40,57 \cdot (22 + (2 \cdot 0,7))^{2/3}}{71 \cdot (22 \cdot 0,7)^{5/3}} \right]^2 \cdot 100\% = 0,24\%$$

$I_{cr} = 0,24\% > 0,20\%$ , donc la condition est vérifiée

#### **VII.2.4. Calcul du convergent :**

Le convergent et 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 :

$$L = 2,5 \cdot (l_1 - l_2)$$

$$L = 2,5 (22 - 10) = 30 \text{ m}$$

Ou :

$l_1$  : est la largeur au plafond du bief amont

$l_2$  : est la largeur au plafond de la section de contrôle

**A.N :**

$$L = 30 \text{ m}$$

### **VII.2.5. Le coursier :**

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

#### **01- Largeur du coursier :**

Elle est donnée par :

$$B = Q^{0.4} \text{ (m)}$$

A.N :

$$B = 40.57^{0.4} = 4,4 \text{ m}$$

Mais pour diminuer la longueur du convergent on prend B=6m

#### **02- Longueur du coursier :**

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 20 mètres.

#### **03- 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 a 6 m.

A.N :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{40.57^2}{g \cdot 6^2}} = 1,67m$$

#### **04- Pente critique :**

$$I_{cr} = \left( \frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2$$

$S_{cr}$  : Section critique ( $m^2$ ).

$R_{cr}$  : Rayon critique (m).

$C_{cr}$  : Coefficient de CHEZY

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6}$$

**A.N :**

$$\left. \begin{array}{l} S_{c_r} = B \cdot h_{cr} = 6 \cdot 1,67 = 10,02 \text{ m}^2 \\ P_{c_r} = B + 2 \cdot h_{cr} = 6 + 3,34 = 9,34 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow R_{c_r} = \frac{S_{c_r}}{P_{c_r}} = \frac{10,02}{9,34} = 1,07 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{0,014} 1,07^{1/6} = 72,27$$

**Donc :**

$$I_{cr} = \left( \frac{40,57}{72,27 \cdot 10,02 \cdot 1,07^{1/2}} \right)^2 \cdot 100\% = 0,293\%$$

$$I_{\text{coursier}} > I_{cr}$$

#### **05- Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :**

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par moyen informatique ; avec logiciel CANALP.

**Tableau N°VII.02: Calcul de la ligne d'eau**

<b>Q (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Strickler</b>	<b>I (m/m)</b>	<b>Y<sub>N</sub></b>	<b>Y<sub>C</sub></b>	<b>Régime</b>	<b>L bief (m)</b>
40.57	71	0.293	0.369	1.67	NT	20

**Tableau N°VII.03: Calcul de la ligne d'eau**

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)	J (m/m)
Amont	0	2	1.6	1.067	2.510	3.347
1	2	2	1.08	1.923	3.078	10.574
2	4	2	0.93	2.407	3.624	16.558
3	6	2	0.83	2.855	4.213	23.376
4	8	2	0.77	3.195	4.700	29.393
5	10	2	0.72	3.534	5.215	36.117
6	12	2	0.68	3.850	5.720	43.072
7	14	2	0.65	4.119	6.165	49.519
8	16	2	0.62	4.422	6.682	57.333
9	18	2	0.60	4.645	7.073	63.484
<b>aval</b>	20	2	0.58	5.017	7.742	74.485

**On a :**

$$\text{Fr} = \frac{V}{\sqrt{g h_c}}$$

**Où :**

Fr : nombre de Froude;

V : Vitesse de sortie du coursier tel que  $V = \frac{Q}{S}$ .

**AN :**

$$V = \frac{40.57}{6 \cdot 0,58} = 11.66 \text{m/s}$$

**Donc :**

$$\text{Fr} = \frac{11.66}{\sqrt{9,81 \cdot 0,58}} = 4.89$$

### **VII.2.6. Dissipateur d'énergie :**

L'énergie cinétique de l'eau s'écoulant en régime torrentiel du coursier va se dissiper dans un bassin d'amortissement.

Cet ouvrage en béton armé permet de stabiliser le régime d'écoulement en fluviale et éloigner le ressaut hydraulique en aval.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$1,0 \leq Fr \leq 1,7$  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, cela veut dire que le ressaut va se produire nettement. 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 dépasse 15 m/s, alors ai appelé à utiliser le bassin de type III.

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 (voir Annexe "C")

#### **- Dimensionnement du bassin :**

De l'abaque de l'Annexe On a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 6.31 \quad \text{Et on a aussi} \quad Y_1 = 0,58$$

Donc :

$$Y_2 = 6,31 \cdot 0,58 = 3,66 \text{ m}$$

#### **- Longueur du bassin :**

De l'abaque de l'Annexe on a :

$$\frac{L_{\text{bas}}}{Y_2} = 2,31$$

**Donc :**

$$L_{\text{bas}} = 2,31 \times 3,66 = 8,45 \text{ m.}$$

**On prend**

$$L_{\text{bas}} = 8,45 \text{ m}$$

**- Dimensionnement des blocs Chicanes :**

- La hauteur des blocs de chutes :  $h_1 = Y_1 = 0,58 \text{ m.}$
- La largeur des blocs de chutes :  $l_1 = Y_1 = 0,58 \text{ m.}$
- Espacement entre deux blocs de chutes :  $e_1 = Y_1 = 0,58 \text{ m.}$
- Hauteur des blocs chicane :  $h_2 = 1,5 Y_1 = 0,78 \text{ m.}$
- La largeur de seuil des blocs chicane :  $b = 0,75 h_2 = 0,585 \text{ m}$
- Epaisseur de seuil des blocs chicane :  $e = 0,2 h_2 = 0,156$
- Hauteur de seuil terminal :  $h_4 = 1,8 Y_1 = 1,044$
- La largeur d'une dent :  $l_2 = 0,15 Y_2 = 0,65 \text{ m.}$
- Espacement entre deux blocs chicane :  $e_2 = 0,75 h_2 = 0,585 \text{ m.}$

**VII.2.7. Canal de restitution :**

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec une talus 1/1, fait suite au bassin de dissipation, il sert essentiellement à conduire l'eau vers l'oued.

**\*) La hauteur critique :**

$$h_{\text{cr}} = \left( 1 - \frac{\sigma_{\text{cr}}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{\text{cr}}^2 \right) \cdot K.$$

Avec:  $K = 3 \sqrt{\frac{Q^2}{g b^2}}$  et :  $\sigma = \frac{K \cdot m}{b}$  [m = 1].

Donc :  $K = 3 \sqrt{\frac{40,57^2}{g \cdot 6^2}} = 1,67$  et  $\sigma = \frac{1,67 \cdot 1}{6} = 0,28$

D'où :

$$h_{\text{cr}} = \left( 1 - \frac{0,28}{3} + 0.015 \cdot 0,28^2 \right) \cdot 1,67 = 1,52 \text{ m}$$

**\*) Pente critique :**

$$I_{\text{cr}} = \frac{Q^2}{S_{\text{cr}}^2 \cdot C_{\text{cr}}^2 \cdot R_{\text{cr}}}.$$

$S_{\text{cr}} = m \cdot h_{\text{cr}}^2 + b \cdot h_{\text{cr}}$  donc :  $S_{\text{cr}} = 11,43 \text{ m}^2$

$P_{\text{cr}} = b + h_{\text{cr}} \cdot \sqrt{1 + m^2}$  donc :  $P_{\text{cr}} = 8,15 \text{ m}$

$$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr} \quad \text{donc :} \quad R_{cr} = 1,40 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} \quad \text{donc :} \quad C_{cr} = 75,57$$

$$I_{cr} = \frac{40,57^2}{11,43^2 \cdot 75,57^2 \cdot 1,40} \cdot 100\% = 0,16\%$$

\*) La vitesse de l'écoulement :

$$V = Q/S = C\sqrt{RI}$$

A.N :

$$V = 75,57 \cdot \sqrt{1,4 \cdot 0,0016} = 3,55 \text{ m/s}$$

$V \geq V_{adm}$  (1,8 à 2,2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

### VII.2.8. Hauteur des murs bajoyers :

- Hauteur des murs dans le déversoir :

On a :

$$h_m = h_e + r$$

$h_m$  : Hauteur des murs bajoyers en [m].

$h_e$  : Lamme d'eau sur le déversoir [m].

$r$  : Revanche de sécurité (m) donnée par [ $r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$ ].

A.N:

$$V = 40,57 / (22 \cdot 0,88) = 2,10 \text{ m/s} \quad \text{donc :} \quad r = 0,79 \text{ m.}$$

$$h_m = 0,88 + 0,79 = 1,67 \text{ m}$$

-Hauteur des murs du chenal :

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête du barrage.

- Hauteur des murs à l'entrée du coursier.

La vitesse de l'eau au niveau de la section de contrôle est :

$$V = \frac{Q}{B \cdot Y_c} \quad \text{Donc} \quad V = \frac{40,57}{6 \cdot 1,67}$$

$$V = 4,05 \text{ m/s}$$

La revanche (R) est égale à :  $R = 0,61 + 0,14 \cdot V^{1/3}$

$$R = 0,83 \text{ m}$$

D'où la hauteur du mur  $H_m$  du chenal sera :

$$H_1 = H_c + R = 1,67 + 0,83 = 2,5 \text{ m}$$

**- Hauteur des murs à la fin du coursier :**

$$h_2 = h_f + r.$$

$h_f$  : Hauteur d'eau à la fin du coursier en m.

$h_f = 0.58 \text{ m}$ .     $V = 11,66 \text{ m/s}$     et     $r = 0.93 \text{ m}$ .

D'où  $h_2 = 1.51 \text{ m}$



*Chapitre 08 :*

*Organisation de chantier*

# Chapitre 8: Organisation de chantier

## **Introduction :**

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts.

L'organisation de chantier consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée.
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée.
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.

## **VIII.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 diverses aires de stockage et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, postes fixes de travail, donc on peut distinguer les installations suivantes :

### **VIII.1.1) Installations destinées au personnel :**

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

### **VIII.1.2) Installations destinées au stockage des matériaux :**

Pour les ciments nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars .....).

### **VIII.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.

### **VIII.1.4) Installation destinées pour la préfabrication :**

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites ...etc.

### **VIII.1.5) Réalisation de la galerie de dérivation, la vidange de fond et la prise d'eau:**

En premier lieu on construit la galerie de dérivation pour évacuer les débits de chantier, elle doit être terminée avant le début de la réalisation du corps de la digue.

*Etapas de réalisation :*

- Excavation de la tranchée le long de la trace de la galerie à l'aide d'une pelle mécanique.
- Préparation et mise du béton de propreté pour la galerie le long de la trace.
- Coffrage, ferrailage et bétonnage de la galerie par tranche avec jointure.
- Réalisation du batardeau et du remblai déversé en argile.
- Montage de la vidange de fond. (fin de travaux en préférence)
- Exécution de la prise d'eau.
- Exécution du cambre des vannes et montage des vannes.
- Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

### **VIII.1.6) Réalisation de l'évacuateur de crue:**

On réalise l'évacuateur de crue avant la digue ou bien en même temps, à condition que l'évacuateur soit prêt avant que les travaux de la digue n'atteignent pas le niveau normal.

*Etapas de réalisation:*

- Exécution de la fouille de l'évacuateur le long de la trace à l'aide de pelles mécaniques ou de BULLDOZERS.
- Aménagement du fond du canal.
  
- Aménagement des filtres, béton de propreté et des drains.
- Coffrage, ferrailage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints.
- Protection en enrochement à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

### **VIII.1.7) Réalisation du corps du barrage:**

- Remblaiement de la clé d'encrage et des fondations jusqu'au terrain naturel;
- Mise en place de la conduite de prise d'eau et celle de vidange de fond;
- Approvisionnement des matériaux filtrants;
- Exécution du remblai du barrage, et mise en place du prisme de drainage (drain de pied).
- Mise en place de revêtement des talus;
- Mise en place des équipements hydromécaniques;
- Travaux de finition, revêtement de la crête de la digue et de route d'accès....

### **VIII.1.8) Recommandation pour l'exécution de la digue:**

La digue homogène en argile doit être compacte en plusieurs couches avec soins afin d'assurer des couches homogènes et continues.

La mise en place de la terre argileuse comprend les opérations suivantes :

- Le nivellement, le déchargement, l'épandage, l'humectage jusqu'à la teneur en eau optimale et le compactage successives.
- Le compactage doit être effectué par couches dont l'épaisseur varie entre 15 à 20 cm sous l'action de compacteur à pieds.
- Avec la baisse de l'humidité naturelle pendant la saison d'été, il faut augmenter la quantité d'eau pour l'humidification par arrosage du remblai.

Aussi durant la construction, il faut veiller à un bon ancrage de la partie inférieure de la digue dans le substratum pour éviter les risques d'infiltration

### **VIII.1.9) Contrôle de compactage:**

Le contrôle consistera à s'assurer que les caractéristiques des matériaux sont respectées conformément aux essais préliminaires notamment de maintenir la teneur en eau optimale, la densité sèche optimale, type d'engin à utiliser nombre de passes de rouleaux etc.

Il portera sur les points suivants:

- Contrôle de l'homogénéité en teneur en eau des matériaux répandus avant le compactage.
- Contrôle de la vitesse et du nombre de passages au rouleau compacteur.
- Mesure et contrôle de la densité sèche après compactage.

### **VIII.1.10) Les engins utilisés:**

- Pour l'exécution des déblais et des remblais nous utilisons des bulldozers.
- Pour l'extraction des alluvions nous utilisons des pelles rétro.
- Pour le transport des terres nous utilisons des camions à benne.
- Pour les travaux de finition (régalage et compactage) nous utilisons des niveleuses et des compacteurs à pieds.

La méthode de construction du noyau en argile se fait suivant la manière classique (terrassement et compactage) en respectant les normes ou exigences de règles d'humidité optimale et densité maximale.

## **VIII.2) Planification :**

### **VIII.2.1) Définition :**

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, 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.

## **VIII.2.2) Techniques de la planification :**

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

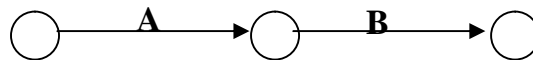
### **VIII.2.2.1) méthodes basées sur le réseau :**

#### **VIII.2.2.1.1) 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 :

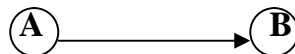
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



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.

#### **VIII.2.2.1.2) 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.**

### **VIII.2.2.1.3) Différentes méthodes basées sur le réseau :**

#### **VIII.2.2.1.3.1) 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<sup>ère</sup> phase :** l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

**2<sup>ème</sup> phase :** analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

**3<sup>ème</sup> phase :** adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

#### **VIII.2.2.1.3.2) Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technic) :**

C'est-à-dire technique d'ordonnement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

#### **VIII.2.2.1.3.3) Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method):**

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

- Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B) ;
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B)

### **VIII.2.2.2) Méthodes basées sur le graphique :**

#### **VIII.2.2.2.1) Méthode linéaire (ligne of balance technic):**

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

### **VIII.2.2.2) Méthode à barres :**

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

### **VIII.2.2.3) les étapes de la planification :**

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

#### **VIII.2.2.3.1) 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.

#### **VIII.2.2.3.2) 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.

#### **VIII.2.2.3.3) 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.

#### **VIII.2.2.3.4) choix de la méthode de calcul :**

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M**

### **VIII.2.3) les paramètres de la méthode C.P.M :**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

<b>DCP</b>	<b>TR</b>
<b>DFP</b>	<b>DCPP</b>
<b>DFPP</b>	<b>MT</b>

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 :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

### **VIII.2.3.1) 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

:

$$\mathbf{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.P} \end{cases}$$

### **VIII.2.3.2) 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:

$$\mathbf{T = \frac{Q.N}{n}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \mathbf{Q = Quantité de travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre d'équipes} \end{cases}$$

### **VIII.2.4) les plannings :**

Il existe trois types de plan de travail :

#### **VIII.2.4.1) 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.

#### **VIII.2.4.2) plan de travail au plus tard :**

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).

#### **VIII.2.4.3) 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).

#### **VIII.3) délai de construction et programme des travaux :**

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

#### **VIII.4) Symboles des différentes opérations :**

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.01 : symboles des opérations**

<b>Tavaux</b>	<b>Opérations</b>	<b>Duré (mois)</b>
Installation de chantier	A	1.2
Réalisation de la galerie de dérivation	B	1.8
Réalisation du batardeau	C	2.3
Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	D	0.8
Exécution du bassin d'amortissement	E	0.8
Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	F	0.8
Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue	G	1.3
Bétonnage de l'évacuateur de crue	H	1.3
Excavation du tranché de la clé d'encrage	I	0.3
Remblais de la clé d'encrage	J	0.8
Remblais du barrage, et prisme de drainage	K	3.8
Revêtement sur les talus (amont, aval)	L	1.3
Équipements hydromécaniques	M	0.8
Travaux de finitions	N	1.8

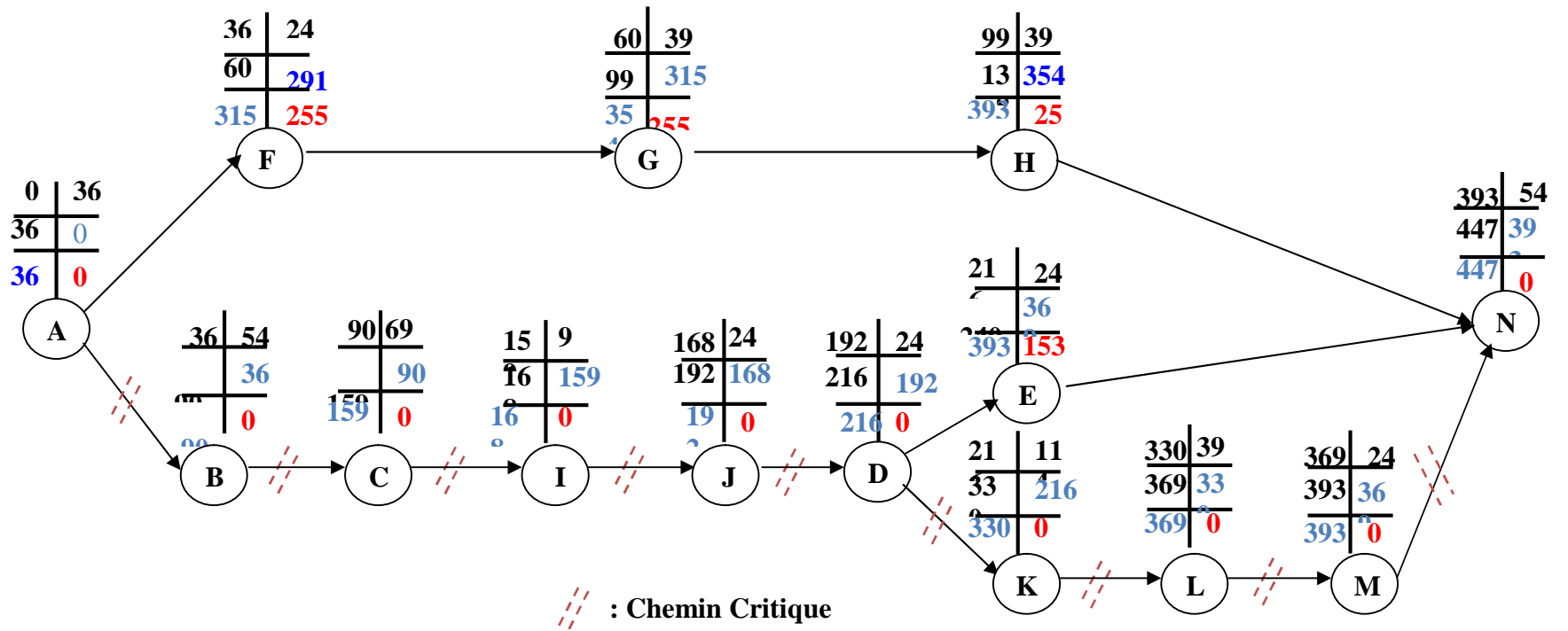


Fig. VIII.01 : Réseau à nœuds

### VIII.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°VIII.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	36	0	36	0	36	0
B	54	36	90	36	90	0
C	69	90	159	90	159	0
F	24	36	60	291	315	255
I	9	159	168	159	168	0
G	39	60	99	315	354	255
J	24	168	192	168	192	0
D	24	192	216	192	216	0
K	114	216	330	216	330	0
L	39	330	369	330	369	0
H	39	99	138	354	393	255
E	24	216	240	369	393	153
M	24	369	393	369	393	0
N	54	393	447	393	447	0

$$DTR = \sum TR = 36+54+69+9+24+24+114+39+24+54 = 447 \text{ jours}$$

## **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

## *Chapitre 09:*

# *Protection et sécurité de travail*

# Chapitre 9 : protection et sécurité de travail

## **Introduction :**

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

## **IX.1) Causes des accidents de travail :**

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

### **IX.1.1) Causes humaines :**

Ces causes peuvent être :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de facilité.



### **IX.1.2) Causes techniques :**

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.

### **IX.2) Conditions dangereuses dans le chantier :**

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

### **IX.3) Actions dangereuses :**

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

### **IX.4) Mesures préventives :**

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.

- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tous dangers.
- Les abris doivent être aérés et chauffés.

### **1. Conditions dangereuses dans le chantier :**

- ✓ Installation non protégée ou mal protégée.
- ✓ Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- ✓ Matière défectueuse.
- ✓ Protection individuelle inexistante.
- ✓ Défauts dans la construction.
- ✓ Mauvaise disposition des lieux.
- ✓ Stockage irrationnel.
- ✓ Eclairage défectueux.
- ✓ Facteur d'ambiance impropre.
- ✓ Conditions climatiques défavorables.

### **2. Actions dangereuses :**

- ✓ Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- ✓ Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- ✓ Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- ✓ Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- ✓ Imprudence durant le travail.
- ✓ Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.
- ✓ Suivre un rythme de travail inadapté.
- ✓ Plaisanter ou se quereller.
- ✓ Adopter une position peu sûre.

### **3. Mesures préventives :**

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- ✓ Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- ✓ Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.

- ✓ Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tous dangers.
- ✓ Les abris doivent être aérés et climatisés.

### **IX.5. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation:**

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes. On a résumé ce plan dans le tableau suivant.

**Tableau N° (IX.1) : Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation**

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1) Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. -Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
2) Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	Repérage des lignes électriques.
3) Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4) Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
5) Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux.

	-Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6) Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7) Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
8) Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
9) Heurts des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

### **Conclusion :**

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement

# Conclusion générale

Après avoir analysé et traité tous les données et les résultats obtenus dans le thème de faisabilité de la retenue collinaire sur l'oued de Hadhria wilaya de MEDEA on peut déduire les conclusions suivantes:

Les conditions topographiques, géologiques et géotechniques ne posent aucun problème pour la réalisation de la retenue;

La variante barrage en terre homogène s'adapte mieux au site et permet de bien exploiter les matériaux disponibles;

L'évacuateur de crue est de type latéral à entonnement frontale sur la rive droite;

La galerie de dérivation projetée va jouer un double rôle ; comme ouvrage provisoire pour l'évacuation de la crue de l'oued pendant la période de chantier grâce à un batardeau placé à l'amont et pour des considérations économique, on est restreint à la définir comme ouvrage définitif qui va permettre de jouer le rôle de vidange de fond de la retenue ;

L'emplacement de la vidange de fond ainsi que la prise d'eau a été choisit pour permettre la réalisation dans de conditions favorable, loin des eaux courantes (son tracé va être celui de la dérivation provisoire) ;

Un bon suivi d'exécution et d'exploitation aura comme objectif, la consommation rationnelle de l'eau stockée pour en acquérir la satisfaction de la demande en irrigation de la commune.

Limite d'ATTERBERG

Lieu de prelevement: oued Hadhria

N° Sondage: S1

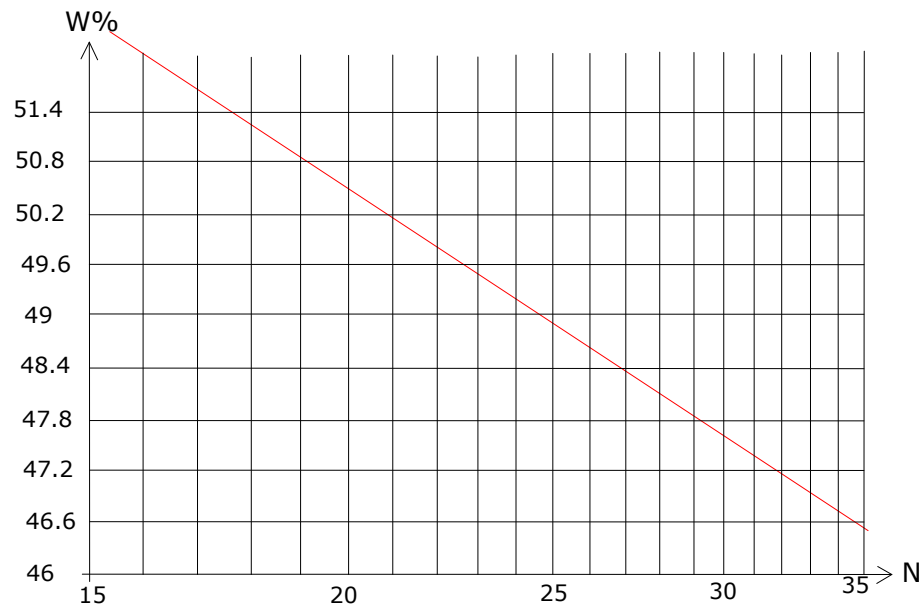
Profondeur: 1.50m

Resultat

WL=48.828

WP=23.910

IP=22.918



Limite de liquidité

	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4
	15	25	35	
	52.36	49.2	46.23	

Limite de plasticité

	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4
WP	21.31			

$$WI = a * \text{Log}(25) + b$$

Limite d'ATTERBERG

Lieu de prelevement: oued Hadhria

N° Sondage:S6

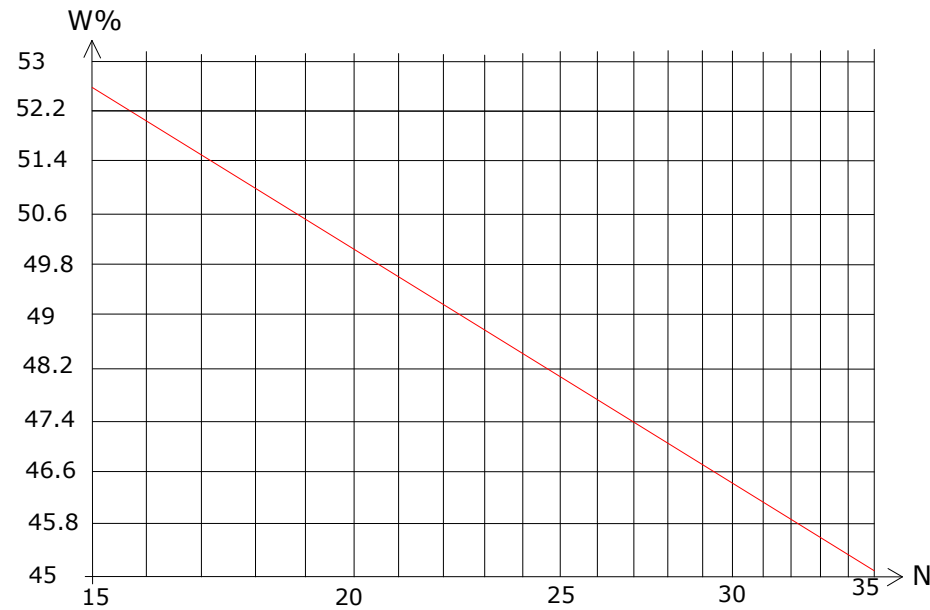
Profondeur:1.50m

Resultat

WL=48.120

WP=25.000

IP=23.120



Limite de liquidité

	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4
	15	25	35	
	52.60	48.20	45.10	

Limite de plasticité

	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4
WP	25			

$$WI = a * \text{Log} (25) + b$$

Essai à l'Oedometre

Lieu de prelevement: oued Hadhria

N° Sondage:S1

Profondeur:1.50m

Resultats

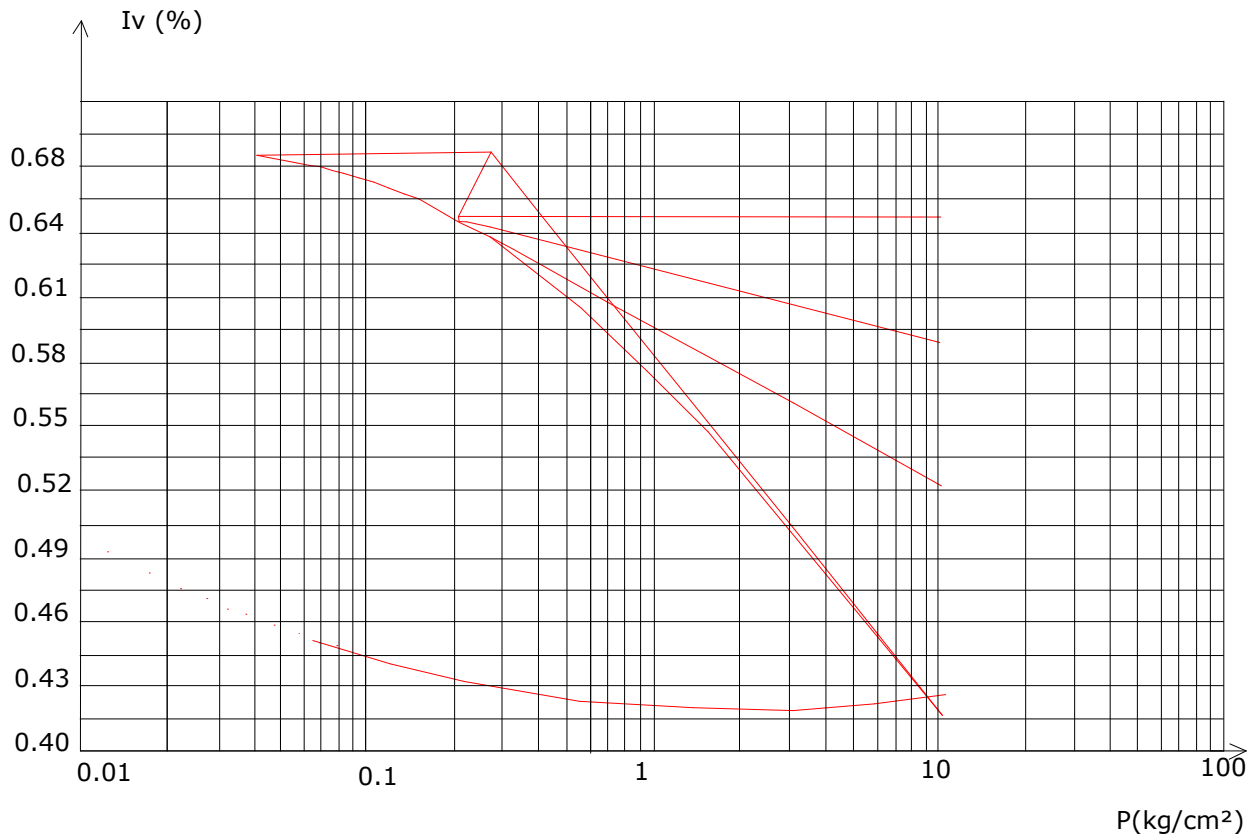
$P_c=0.499$

$C_c=0.168$

$C_g=0.025$

Tableau des valeurs

P(kg/cm <sup>2</sup> )	L(a)	L(b)	I.vides
0.042	0.548		0.672
0.296	0.536		0.652
0.678	0.506		0.602
1.315	0.477		0.554
2.59	0.447		0.504
5.138	0.42		0.459
10.234	0.4		0.426
0.678	0.398		0.422
0.042	0.422		0.462





Essai à l'Oedometre

Lieu de prelevement: oued Hadhria

N° Sondage:S3

Profondeur:3.00m

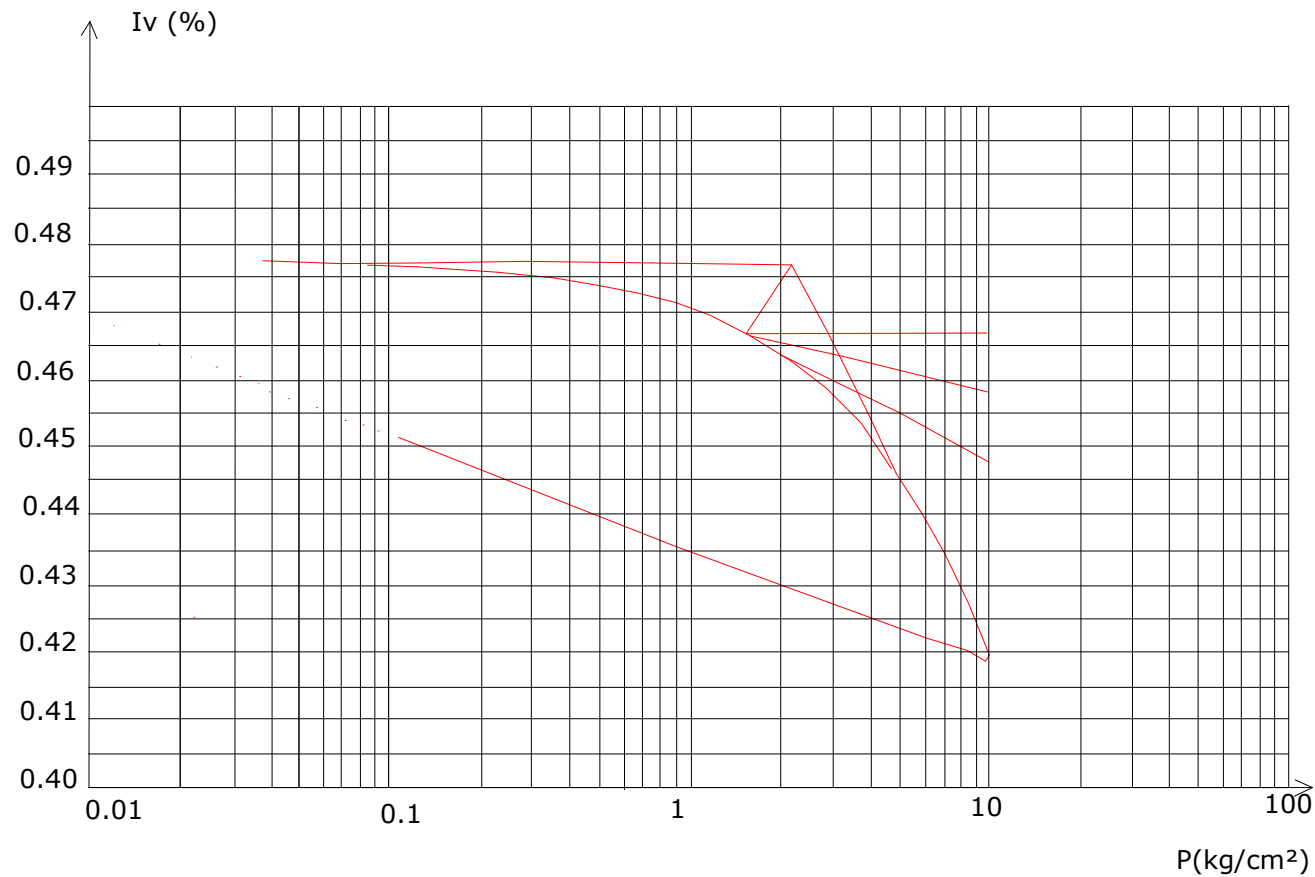
Resultats

Pc=3.194

Cc=0.094

Cg=0.018

Tableau des valeurs



P(kg/cm <sup>2</sup> )	L(a)	L(b)	I.vides
0.042	0.87		0.483
0.296	0.867		0.481
0.678	0.864		0.478
1.315	0.858		0.473
2.59	0.845		0.462
5.138	0.832		0.451
10.234	0.795		0.42
0.678	0.819		0.44
0.042	0.845		0.462

Essai à l'Oedometre

Lieu de prelevement: oued Hadhria

N° Sondage:S4

Profondeur:1.50m

Resultats

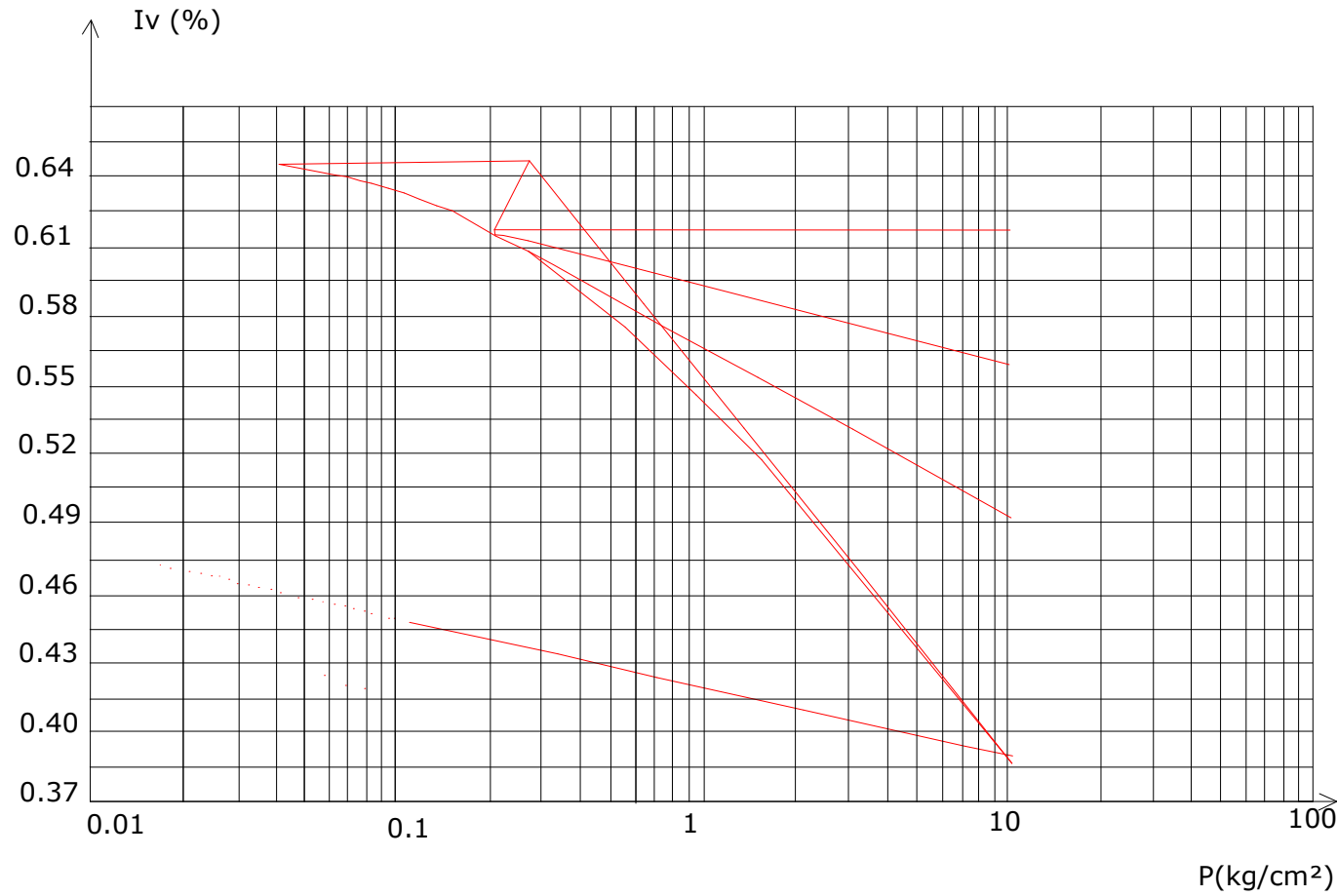
$P_c=0.499$

$C_c=0.168$

$C_g=0.025$

Tableau des valeurs

P(kg/cm <sup>2</sup> )	L(a)	L(b)	I.vides
0.042	0.558		0.64
0.296	0.546		0.62
0.678	0.521		0.579
1.315	0.489		0.525
2.59	0.461		0.479
5.138	0.435		0.436
10.234	0.41		0.394
0.678	0.43		0.427
0.042	0.451		0.462



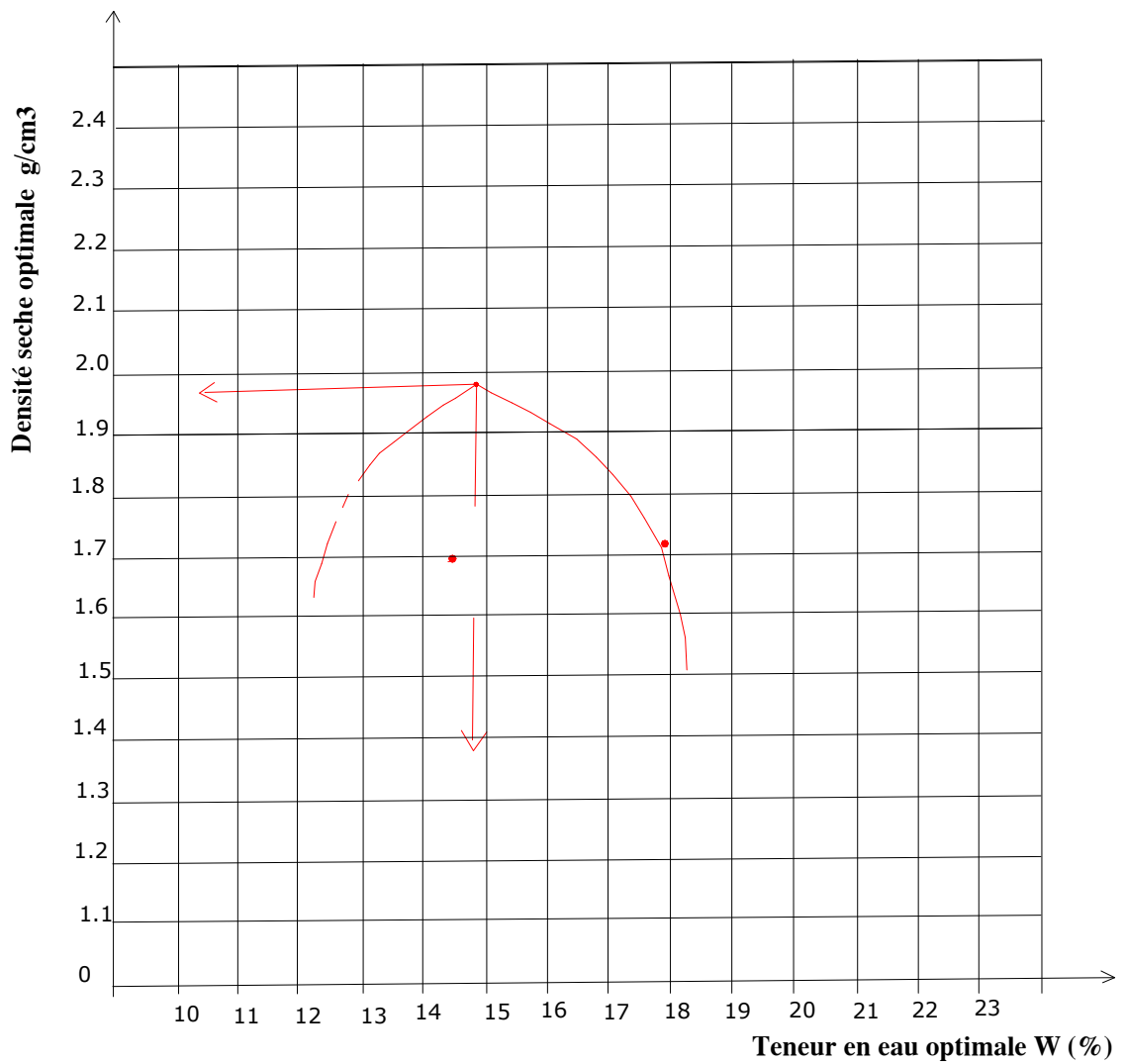


# ESSAI PROCTOR

Lieu de prelevement Oued HADHRIA

Profondeur:3.00 m

Puit zone d'emprunt



Teneur en eau optimale: 14.8%

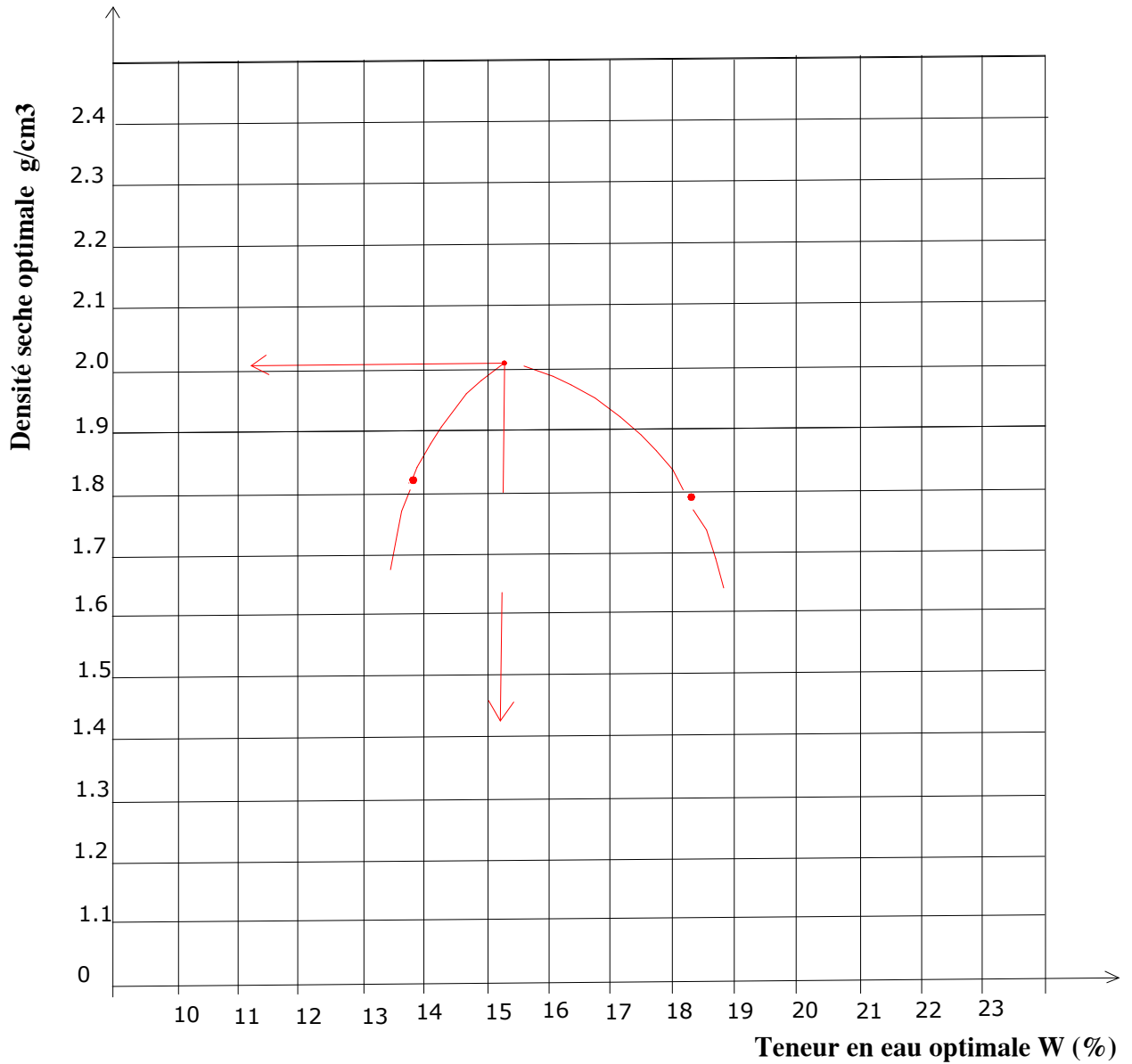
Densité seche optimale: 1.98 g/cm<sup>3</sup>

# ESSAI PROCTOR

Lieu de prelevement Oued HADHRIA

Profondeur:6.00 m

Puit zone d'emprunt



**Teneur en eau optimale: 15.2%**

**Densité seche optimale: 2.01 g/cm3**

## Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont

$R_1 = 36.1 \text{ m}$

N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	tgφ <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq</sub> .l
-3	1,23	0,72	0	1,8598	-0,3	0,953939201	1,774097969	-0,557928	0	0,36	0,63867527	1,28939035	0
-2	3,61	2,94	0	22,288	-0,2	0,979795897	21,83782813	-4,457628	0	0,36	7,86161813	3,68444082	0
-1	3,61	4,34	0	32,902	-0,1	0,994987437	32,73661896	-3,290154	0	0,36	11,7851828	3,62818651	0
0	3,61	4,98	0	37,753	0	1	37,75338	0	0	0,36	13,5912168	3,61	0
1	3,61	6,06	0	45,941	0,1	0,994987437	45,71057855	4,594086	0	0,36	16,4558083	3,62818651	0
2	3,61	6,72	0	50,944	0,2	0,979795897	49,91503572	10,188864	0	0,36	17,9694129	3,68444082	0
3	3,61	6,93	0	52,536	0,3	0,953939201	50,11646469	15,760899	0	0,36	18,0419273	3,78430826	0
4	3,61	6,77	0	51,323	0,4	0,916515139	47,03864559	20,529348	0	0,36	16,9339124	3,93883292	0
5	3,61	6,18	0	46,851	0,5	0,866025404	40,57379246	23,42529	0	0,36	14,6065653	4,16846894	0
6	3,61	5,03	0	38,132	0,6	0,8	30,505944	22,879458	0	0,36	10,9821398	4,5125	0
7	4,45	3,15	0	29,437	0,7	0,714142843	21,02204433	20,605725	0	0,36	7,56793596	6,23124637	0

**Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont**  
 **$R_2=41.38$  m**

N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	tgφ <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq</sub> .l
-3	3,49	1,33	0,95	17,538995	-0,3	0,9539392	16,73113488	-5,2616985	1,2916667	0,36	6,02320856	3,65851408	4,72558069
-2	4,138	2,71	2	42,997958	-0,2	0,9797959	42,12922283	-8,5995916	1,3163482	0,36	15,1665202	4,22332856	5,55937093
-1	4,138	4,08	2,62	60,93205	-0,1	0,99498744	60,62662427	-6,093205	1,2122388	0,36	21,8255847	4,15884648	5,04151509
0	4,138	5,5	2,83	75,313669	0	1	75,313669	0	1,0531813	0,36	27,1129208	4,138	4,35806411
1	4,138	5,83	2,64	76,333686	0,1	0,99498744	75,9510586	7,6333686	0,9662338	0,36	27,3423811	4,15884648	4,0184179
2	4,138	7,21	1,98	81,907572	0,2	0,9797959	80,25270299	16,3815144	0,6678999	0,36	28,8909731	4,22332856	2,82076069
3	4,138	8,56	0,96	83,720016	0,3	0,9539392	79,86380521	25,1160048	0,312605	0,36	28,7509699	4,33780265	1,35601898
4	4,138	9,35	0	81,24963	0,4	0,91651514	74,46651593	32,499852	0	0,36	26,8079457	4,51492815	0
5	4,138	8,62	0	74,906076	0,5	0,8660254	64,87056471	37,453038	0	0,36	23,3534033	4,77815083	0
6	4,138	7,31	0	63,522438	0,6	0,8	50,8179504	38,1134628	0	0,36	18,2944621	5,1725	0
7	4,138	5,13	0	44,578674	0,7	0,71414284	31,83554098	31,2050718	0	0,36	11,4607948	5,79435899	0
8	1,1	0,86	0	1,9866	0,8	0,6	1,19196	1,58928	0	0,84	1,0012464	1,83333333	0

## Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont

$R_3=46.55$  m

N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	tgφ <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq</sub> ·l
-5	4,26	0	2,29	22,92519	-0,5	0,8660254	19,85379693	-11,462595	3,1	0,36	7,14736689	4,91902429	15,2489753
-4	4,655	0	4,64	50,75812	-0,4	0,91651514	46,52058541	-20,303248	3,1	0,36	16,7474107	5,0790214	15,7449663
-3	4,655	0	6,39	69,9018075	-0,3	0,9539392	66,68207442	-20,97054225	3,1	0,36	24,0055468	4,87976591	15,1272743
-2	4,655	2,1	7,59	103,5574575	-0,2	0,9797959	101,465172	-20,7114915	2,4281734	0,36	36,5274619	4,75098948	11,5362262
-1	4,655	2,1	8,3	111,324325	-0,1	0,99498744	110,7663048	-11,1324325	2,4740385	0,36	39,8758697	4,67845103	11,5746678
0	4,655	3,59	8,53	128,4058475	0	1	128,4058475	0	2,1817657	0,36	46,2261051	4,655	10,1561192
1	4,655	5,15	8,3	141,1396	0,1	0,99498744	140,4321289	14,11396	1,9130112	0,36	50,5555664	4,67845103	8,949929
2	4,655	5,7	7,59	138,7492575	0,2	0,9797959	135,9459532	27,7498515	1,7704289	0,36	48,9405432	4,75098948	8,41128905
3	4,655	8,53	6,39	153,2868225	0,3	0,9539392	146,226309	45,98604675	1,327681	0,36	52,6414713	4,87976591	6,47877232
4	4,655	8,8	4,64	136,78252	0,4	0,91651514	125,3632503	54,713008	1,0702381	0,36	45,1307701	5,0790214	5,43576218
5	4,655	10,35	2,29	126,2273075	0,5	0,8660254	109,3160549	63,11365375	0,5616297	0,36	39,3537798	5,37513101	3,01883347
6	4,655	11,13	0	108,801315	0,6	0,8	87,041052	65,280789	0	0,36	31,3347787	5,81875	0
7	4,655	8,68	0	84,85134	0,7	0,71414284	60,59597717	59,395938	0	0,36	21,8145518	6,51830379	0
8	5,3	4,41	0	49,0833	0,8	0,6	29,44998	39,26664	0	0,84	24,7379832	8,83333333	0



## Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval

$R_1=27.9$  m

N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	tgφ <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq</sub> .l
-3	2,01	1,01	0	4,26321	-0,3	0,953939201	4,066843143	-1,278963	0	0,36	1,46406353	2,10705252	0
-2	2,8	2,85	0	16,758	-0,2	0,979795897	16,41941964	-3,3516	0	0,36	5,91099107	2,85773803	0
-1	2,8	4,19	0,2	25,9532	-0,1	0,994987437	25,82310795	-2,59532	0,14123	0,36	9,29631886	2,81410588	0,39743637
0	2,8	4,61	0,35	29,4098	0	1	29,4098	0	0,21875	0,36	10,587528	2,8	0,6125
1	2,8	5,39	0,23	33,2066	0,1	0,994987437	33,04014983	3,32066	0,12687	0,36	11,8944539	2,81410588	0,35702091
2	2,8	6,31	0	37,1028	0,2	0,979795897	36,35317121	7,42056	0	0,36	13,0871416	2,85773803	0
3	2,8	6,71	0	39,4548	0,3	0,953939201	37,6374804	11,83644	0	0,36	13,5494929	2,93519754	0
4	2,8	6,78	0	39,8664	0,4	0,916515139	36,53815914	15,94656	0	0,36	13,1537373	3,05505046	0
5	2,8	6,48	0	38,1024	0,5	0,866025404	32,99764635	19,0512	0	0,36	11,8791527	3,23316151	0
6	2,8	5,76	0	33,8688	0,6	0,8	27,09504	20,32128	0	0,36	9,7542144	3,5	0
7	2,8	4,47	0	26,2836	0,7	0,714142843	18,77024482	18,39852	0	0,36	6,75728814	3,92078424	0
8	3,34	2,4	0	16,8336	0,8	0,6	10,10016	13,46688	0	0,36	3,6360576	5,56666667	0

**Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval**  
 **$R_2=30.43$  m**

N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	tgφ <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq</sub> .l
-3	2,36	1,52	0	7,53312	-0,3	0,953939201	7,186138477	-2,259936	0	0,36	2,58700985	2,47395221	0
-2	3,043	3,52	1,37	32,2907945	-0,2	0,979795897	31,63838797	-6,4581589	0,86851	0,36	11,3898197	3,10574887	2,69736512
-1	3,043	4,62	0,42	32,526627	-0,1	0,994987437	32,36358524	-3,2526627	0,25833	0,36	11,6508907	3,05833007	0,7900686
0	3,043	4,87	0,6	35,411391	0	1	35,411391	0	0,34004	0,36	12,7481008	3,043	1,03473126
1	3,043	6,16	0,47	42,7252415	0,1	0,994987437	42,51107854	4,27252415	0,21976	0,36	15,3039883	3,05833007	0,67209456
2	3,043	7,36	0,02	47,175629	0,2	0,979795897	46,22248774	9,4351258	0,0084	0,36	16,6400956	3,10574887	0,02609166
3	3,043	7,82	0	49,972146	0,3	0,953939201	47,67038905	14,9916438	0	0,36	17,1613401	3,18993076	0
4	3,043	7,9	0	50,48337	0,4	0,916515139	46,26877287	20,193348	0	0,36	16,6567582	3,3201852	0
5	3,043	7,58	0	48,438474	0,5	0,866025404	41,948949	24,219237	0	0,36	15,1016216	3,51375374	0
6	3,043	6,79	0	43,390137	0,6	0,8	34,7121096	26,0340822	0	0,36	12,4963595	3,80375	0
7	3,043	4,92	0,47	34,8012695	0,7	0,714142843	24,85307754	24,36088865	0,27032	0,36	8,94710791	4,2610523	1,15182805
8	2,47	2,04	0	10,58148	0,8	0,6	6,348888	8,465184	0	0,36	2,28559968	4,11666667	0

**Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval**  
**R<sub>3</sub>=38.32 m**

N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	tgφ <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq</sub> .l
-5	0,03	0	0,01	0,000705	-0,5	0,866025404	0,000610548	-0,0003525	3,1	0,36	0,0002198	0,03464102	0,10738715
-4	3,832	0	1,92	17,289984	-0,4	0,916515139	15,84653209	-6,9159936	3,1	0,36	5,70475155	4,18105478	12,9612698
-3	3,832	0,55	3,33	34,413276	-0,3	0,953939201	32,82817303	-10,3239828	2,66057	0,36	11,8181423	4,01702749	10,6875708
-2	3,832	1,83	4,3	53,448736	-0,2	0,979795897	52,36885224	-10,6897472	2,17455	0,36	18,8527868	3,91101862	8,50471097
-1	3,832	2,83	4,88	66,718952	-0,1	0,994987437	66,38451906	-6,6718952	1,96213	0,36	23,8984269	3,85130491	7,55674976
0	3,832	4,36	5,08	80,832208	0	1	80,832208	0	1,66822	0,36	29,0995949	3,832	6,39262034
1	3,832	5,5	4,92	88,565184	0,1	0,994987437	88,12124545	8,8565184	1,46372	0,36	31,7236484	3,85130491	5,63724592
2	3,832	6,42	4,36	90,925696	0,2	0,979795897	89,08862388	18,1851392	1,2538	0,36	32,0719046	3,91101862	4,90364821
3	3,832	7,96	3,33	94,043028	0,3	0,953939201	89,71133103	28,2129084	0,91435	0,36	32,2960792	4,01702749	3,672965
4	3,832	9,49	1,88	93,297704	0,4	0,916515139	85,50875815	37,3190816	0,51258	0,36	30,7831529	4,18105478	2,14311233
5	3,832	10,96	0	88,197312	0,5	0,866025404	76,38111274	44,098656	0	0,36	27,4972006	4,42481246	0
6	3,832	9,95	0	80,06964	0,6	0,8	64,055712	48,041784	0	0,36	23,0600563	4,79	0
7	3,832	8,2	0	65,98704	0,7	0,714142843	47,12417234	46,190928	0	0,36	16,964702	5,36587328	0
8	5,14	4,3	0	46,4142	0,8	0,6	27,84852	37,13136	0	0,36	10,0254672	8,56666667	0

## Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont

$R_1=36.1$  m

N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	tgφ <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq</sub> .l
-3	1,23	0,72	0	1,85976	-0,3	0,953939201	1,774097969	-0,557928	0	0,36	0,63868	1,2893903	0
-2	3,61	2,94	0	22,28814	-0,2	0,979795897	21,83782813	-4,457628	0	0,36	7,86162	3,6844408	0
-1	3,61	4,34	0	32,90154	-0,1	0,994987437	32,73661896	-3,290154	0	0,36	11,7852	3,6281865	0
0	3,61	4,98	0	37,75338	0	1	37,75338	0	0	0,36	13,5912	3,61	0
1	3,61	6,06	0	45,94086	0,1	0,994987437	45,71057855	4,594086	0	0,36	16,4558	3,6281865	0
2	3,61	6,72	0	50,94432	0,2	0,979795897	49,91503572	10,188864	0	0,36	17,9694	3,6844408	0
3	3,61	6,93	0	52,53633	0,3	0,953939201	50,11646469	15,760899	0	0,36	18,0419	3,7843083	0
4	3,61	6,77	0	51,32337	0,4	0,916515139	47,03864559	20,529348	0	0,36	16,9339	3,9388329	0
5	3,61	6,18	0	46,85058	0,5	0,866025404	40,57379246	23,42529	0	0,36	14,6066	4,1684689	0
6	3,61	5,03	0	38,13243	0,6	0,8	30,505944	22,879458	0	0,36	10,9821	4,5125	0
7	4,45	3,15	0	29,43675	0,7	0,714142843	21,02204433	20,605725	0	0,36	7,56794	6,2312464	0

**Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont**  
 **$R_2=41.38$  m**

N°	b	H <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	tgφ <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq.l</sub>
-3	3,49	1,33	0,95	13,06307	-0,3	0,953939201	12,46137456	-3,918921	1,29166667	0,36	4,48609	3,6585141	4,7255807
-2	4,138	2,71	2	31,825358	-0,2	0,979795897	31,18235519	-6,365072	1,3163482	0,36	11,2256	4,2233286	5,5593709
-1	4,138	4,08	2,62	46,295944	-0,1	0,994987437	46,06388267	-4,629594	1,21223881	0,36	16,583	4,1588465	5,0415151
0	4,138	5,5	2,83	59,50444	0	1	59,50444	0	1,05318127	0,36	21,4216	4,138	4,3580641
1	4,138	5,83	2,64	61,585854	0,1	0,994987437	61,27715103	6,1585854	0,96623377	0,36	22,0598	4,1588465	4,0184179
2	4,138	7,21	1,98	70,846698	0,2	0,979795897	69,41530402	14,16934	0,66789989	0,36	24,9895	4,2233286	2,8207607
3	4,138	8,56	0,96	78,357168	0,3	0,953939201	74,74797427	23,50715	0,31260504	0,36	26,9093	4,3378027	1,356019
4	4,138	9,35	0	81,24963	0,4	0,916515139	74,46651593	32,499852	0	0,36	26,8079	4,5149281	0
5	4,138	8,62	0	74,906076	0,5	0,866025404	64,87056471	37,453038	0	0,36	23,3534	4,7781508	0
6	4,138	7,31	0	63,522438	0,6	0,8	50,8179504	38,113463	0	0,36	18,2945	5,1725	0
7	4,138	5,13	0	44,578674	0,7	0,714142843	31,83554098	31,205072	0	0,36	11,4608	5,794359	0
8	1,1	0,86	0	1,9866	0,8	0,6	1,19196	1,58928	0	0,36	0,42911	1,8333333	0

**Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont**  
 **$R_3=46.55$  m**

N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	tgφ <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq.l</sub>
-5	4,26	0	2,29	9,7554	-0,5	0,866025404	8,448424224	-4,8777	3,1	0,36	3,04143	4,9190243	15,248975
-4	4,655	0	4,64	21,5992	-0,4	0,916515139	19,79599379	-8,63968	3,1	0,36	7,12656	5,0790214	15,744966
-3	4,655	0	6,39	29,74545	-0,3	0,953939201	28,37535082	-8,923635	3,1	0,36	10,2151	4,8797659	15,127274
-2	4,655	2,1	7,59	55,86	-0,2	0,979795897	54,73139881	-11,172	2,42817337	0,36	19,7033	4,7509895	11,536226
-1	4,655	2,1	8,3	59,16505	-0,1	0,994987437	58,86848147	-5,916505	2,47403846	0,36	21,1927	4,678451	11,574668
0	4,655	3,59	8,53	74,801195	0	1	74,801195	0	2,18176568	0,36	26,9284	4,655	10,156119
1	4,655	5,15	8,3	88,980325	0,1	0,994987437	88,53430552	8,8980325	1,91301115	0,36	31,8723	4,678451	8,949929
2	4,655	5,7	7,59	91,0518	0,2	0,979795897	89,21218006	18,21036	1,77042889	0,36	32,1164	4,7509895	8,4112891
3	4,655	8,53	6,39	113,13047	0,3	0,953939201	107,9195854	33,93914	1,32768097	0,36	38,8511	4,8797659	6,4787723
4	4,655	8,8	4,64	107,6236	0,4	0,916515139	98,63865871	43,04944	1,0702381	0,36	35,5099	5,0790214	5,4357622
5	4,655	10,35	2,29	111,83638	0,5	0,866025404	96,85314182	55,918188	0,56162975	0,36	34,8671	5,375131	3,0188335
6	4,655	11,13	0	108,80132	0,6	0,8	87,041052	65,280789	0	0,36	31,3348	5,81875	0
7	4,655	8,68	0	84,85134	0,7	0,714142843	60,59597717	59,395938	0	0,36	21,8146	6,5183038	0
8	5,3	4,41	0	49,0833	0,8	0,6	29,44998	39,26664	0	0,36	10,602	8,8333333	0

# References bibliographiques

- [01] : B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004
- [02] : B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.
- [03] : CIGB : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95. 1994
- [04] : CIGB. Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53. 1986
- [05] : CIGB : Choix de la crue de projet. 1984
- [06] : CIGB : Evacuateur de crue de barrage. Bulletin 58. 1987
- [07] : CIGB : Evacuateurs. Ondes de choc et entraînement d'air. Bulletin 81.
- [08] : Ecole inter-etats d'ingénieurs de l'équipement rural. Cours de barrages 2emeedition.
- [09] : Ecole nationale des ponts et chaussées. Les barrages en terre 1985
- [10] : G.REMENIERAS « Hydrologie de l'ingénieur » édition Eyrolles1986.
- [11] : GERARD DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemagref. France. 1977
- [12] : M.DUNGLAS : Cours d'ouvrages d'art. Chapitre 5 et 6 –Les barrages.
- [13] : M.HASSANE : Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue à entonnement frontale.
- [14] : P. GALABRU : Equipement général des chantiers et terrassement. Eyrolles. Paris. 1971.
- [15] : R. ROLLEY : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris 1977.

