

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

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

Département Génie 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 FAISABILITE D'UN PETIT BARRAGE SUR
OUED HAMMAIMIA (W. BOUIRA)**

**Présenté par :
M^r. ALLEL AHMED**

**Promoteur:
M^r. B. BENLAOUKLI**

Devant le jury composé de :

President : M^r M. HASSANE

**Examineurs : M^{me} A. ADDOU
M^r A. HADJ SADOK
M^{me} L. CHENENI
M^r M. BOUZIANE**

**Soutenu publiquement à l'ENSH, le -- /07/2010
N°...../SDAP/ENSH/2010**

Dédicace

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en
signe de respect et de reconnaissance envers :*

Ma mère FARODJA

Mon père MOHAMED

*Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils
ont fait preuve pour que je réussisse.*

Je le dédie également à

Mes frères: Sofian, Nordin et Sohib

*En un mot, à toute ma famille, mes amis et tous ceux qui ont
contribué de près ou de loin à ma formation*

*Ahmed
Juin 2010*

Remerciement

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

Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à Mr BELAOUKLI (mon promoteur) pour avoir contribué à l'élaboration de cette présente thèse et à ma formation durant les années de spécialité.

Je remercie également tous mes professeurs et particulièrement M^r MIHOUBI, M^r AMARI, M^r BOUFEKANE, M^r HASSANE pour l'aide précieuse, qu'ils m'ont apporté durant l'élaboration de ce modeste travail..

AMMED
Juin 2010

بسم الله الرحمن الرحيم

"و جعلنا من الماء كل شيء حيا"

ملخص:

تعتبر السدود من اكبر خزانات المياه التي تستعمل في مختلف الميادين. الهدف من هذا العمل هو الدراسة التحقيقية لسد صغير على واد " حمايمية " (و. البويرة) من حيث الجيولوجيا الهيدرولوجيا و اقتصاديا. لسقي ما يقارب 125 هكتار من الأراضي. ككل دراسة تحقيقية قمنا بدراسة جيولوجية هيدرولوجية و بدراسة للنماذج لتحديد النموذج المثالي لجسم السد الذي سنصوره. ثم قمنا بتصوير جسم السد (ارتفاعه 16 متر و سعة تقدر ب 0.37 مليون متر مكعب) و حساب أبعاد التجهيزات الملحقة (مفرغ الفيضانات ماخذ الماء ومفرغ القعر). ثم أتممنا بتنظيم الورشة والحماية و الأمن من حوادث العمل.

Résumé :

Les barrages sont les plus grands réservoirs d'accumulation des eaux qui sont utilisées dans les divers domaines. L'objectif du présent travail est l'étude de la faisabilité d'un petit barrage sur l'oued de HAMMAIMIA(W.BOUIRA) de point de vue géologie, hydrologie, et économie. destiné a l'irrigation de 125 ha.

Donc on a fait comme toute étude de faisabilité fait une étude géologique, hydrologique et une étude de variante pour fixer le choix du type de la digue à concevoir. Ensuite on a fait la conception de la digue (hauteur 16 m, et une capacité de 0.37 million m³) et le dimensionnement des ouvrages annexes (évacuateur de crue, prise d'eau et vidange de fond) et on a terminé par l'organisation de chantier et la protection et la sécurité de travail.

Summary:

Dams are the big reserves of water which are used in divers fields. The purpose of this work is to study if we can realize a dam on Oued of HAMMAIMIA (W.BOUIRA) on point view geology hydrology and economic. for irrigation of a perimeter of 125 ha. Like for every similar work we study geology hydrology and study variants in order to repair the choice of the dam to conceive. Next we understand a dam and understand state workmanship We terminate by organization of road works and protection and safety of working.

Sommaire

Introduction générale..... 1		
Chapitre I : Etude topographique		
I-1	Introduction.....	3
I-2	Situation géographique du site du barrage	4
I-3	Condition Naturelle	5
I-4	Caractéristiques Morphologique	6
I-5	Climat.....	6
I-6	La Cuvette du Barrage.....	7
Chapitre II : Etude géologique et géotechnique		
II.1	Etude géologique.....	8
II.1.1	Généralité.....	8
II.1.2	Géologie régionale.....	8
II.1.2.1	Stratigraphie générale.....	8
II.1.3	Géologie du site.....	13
II.1.4	Sismicité.....	13
II.1.5	Tectonique	14
II.1.6	Perméabilité du massif.....	14
II.2	Etude géotechnique.....	16
II.2.1	Matériaux de construction.....	16
II.2.2	Analyse des résultats.....	16
II.2.2.1	Alluvions de l'oued.....	16
II.2.2.2	les argiles rouges.....	18
II.2.3	Essais au laboratoire.....	19
II.2.3.1	Les essais d'identification comprennent.....	19
II.2.3.2	Les essais mécaniques comprennent.....	19
II.2.4	Conclusions et recommandations.....	20
II.2.4.1	Matériaux alluvionnaires.....	20
II.2.4.2	Matériaux argileux.....	20
Chapitre III : Etude hydrologique		
III.1	Introduction	23
III.2	Le bassin versant et son complexe	23
III.2.1	Définition du bassin versant	23
III.2.2	Comportement hydrologique	24
III.2.2.1	Le temps de concentration	24
III.2.2.2	Vitesse moyenne de ruissellement	27
III.2.2.3	Les courbes isochrones	27
III.2.3	Caractéristiques physiques.....	27

III.2.3.1	Caractéristiques géométriques	28
III.2.3.1.1	Superficie	28
III.2.3.1.2	Périmètre	28
III.2.3.1.3	Longueur du talweg principal.....	28
III.2.3.1.4	La forme.....	28
III.2.3.1.5	Coefficient d'allongement.....	29
III.2.3.2	Rectangle équivalent	29
III.2.3.3	Le relief.....	30
III.2.3.4	La courbe hypsométrique.....	30
III.2.3.5	Les altitudes caractéristiques.....	34
III.2.3.6	La pente moyenne du bassin versant.....	36
III.2.3.7	Indice de pente globale.....	37
III.2.3.8	L'indice de pente.....	38
III.2.4	Le réseau hydrographique.....	39
III.2.4.1	La topologie.....	39
III.2.4.2	Le profil longitudinal du cours d'eau.....	42
III.2.4.3	Courbe aire-distance.....	42
III.2.4.4	Le degré de développement du réseau.....	42
III.2.4.4.1	La densité de drainage.....	42
III.2.4.4.2	La densité hydrographique.....	43
III.2.4.4.3	Coefficient De Torrentialité.....	44
III.2.4.4.4	L'endoréisme.....	44
III.3	Courbe capacité-hauteur et surface-hauteur.....	46
III.4	Caractéristiques climatiques.....	49
III.4.1	La température :	49
III.4.2	L'évaporation.....	50
III.4.3	Humidité relative de l'aire	51
III.4.4	Vitesse de vent	52
III.4.5	La pluviométrie.....	52
III.4.6	Stations et données disponibles.....	52
III.4.7	Pluie moyenne annuelle.....	52
III.4.8	Répartition mensuelle de la pluie moyenne.....	53
III.5	Pluies maximales journalières.....	54
III.5.1	Ajustement des pluies maximales journalières.....	55
III.5.1.1	Ajustement comparatif avec "Hyfran"	55
III.5.1.1.1	Ajustement a la loi de GUMBEL.....	55
III.5.1.1.2	Ajustement a la loi normale.....	55

III.5.1.1.3	Ajustement a la loi pearson III	56
III.5.1.1.4	Ajustement a la loi log normale.....	58
III.6	Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	59
III.7	Etudes des apports.....	59
III.7.1	Apports liquides.....	59
III.7.1.1	Apport moyen interannuel.....	59
III.7.1.2	Caractéristiques de l'écoulement.....	61
III.7.1.3	Irrégularité des apports.....	64
III.7.1.3.1	Estimation fréquentielle des apports.....	64
III.7.1.3.2	Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%	65
III.7.2	Apports solides et l'estimation du volume mort	66
III.8	Etude des crues	69
III.8.1	Formules empiriques pour la détermination de la crue	69
III.8.2	Hydrogramme de crues	73
III.8.3	Choix de fréquence de la crue du projet.....	77
III.9	Régularisation des débits	79
III.9.1	Module d'irrigation	80
III.9.2	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	81
III.9.3	Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	83
III.10	Laminage des crues.....	87
III.10.1	procédés de calcul.....	88
III.10.2	Etude d'optimisation	93
III.10.2.1	Calcul du coût approximatif de la digue	93
III.10.2.1.1	Calcul de la revanche.....	94
III.10.2.1.2	Largeur en crête.....	95
III.10.2.1.3	Calcul du coût de la digue.....	96
III.10.2.2	Calcul du coût de l'évacuateur de crues	96
III.10.2.2.1	Coût du déversoir	96
III.10.2.2.2	Calcul du coût du coursier	97
III.10.2.2.3	le coût total du barrage	98
Chapitre IV : Etude Des Variantes		
IV-1	Généralités	100
IV-2	Choix du type de barrage	100
IV-2.1	Barrage Homogène	100
IV-2.2	Barrage à zones	101
IV-.3	Définition de profil général du barrage	101
IV-.3.1	Hauteur de barrage	101
IV-.3.2	Largeur en crête	102
IV-.3.3	La longueur en crête	102

IV-3.4	pentés des talus	102
IV-3.5	Les bermes	103
IV-4	Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus.....	103
IV-4	Etanchéité du barrage.....	104
IV-5	Etude Technico-économique.....	108
IV-5.1	Barrage en terre Homogène en argile avec drain vertical.....	109
IV-5.2	Barrage en terre Zonée à noyau d'argile.....	111
IV-5.3	Barrage zone avec masque en béton	114
IV-6	Estimation du coût des variantes	115
IV-7	Comparaison financière des trois variantes.....	116
Chapitre V : Etude De La Variante Choisie		
V-1	Dimensionnement	117
V-1.1	la revanche du barrage	117
V-1.2	la hauteur du barrage	117
V-1.3	largeur en crête	117
V-1.4	les bermes	118
V-1.5	Pentes des talus	118
V-1.6	Dimensionnement du noyau	118
V-1.7	Protection des talus.....	120
V-2	le drainage du barrage	123
V-2.1	But du drainage	123
V-2.2	Constitution et fonction des filtres et drains	123
V-2.2.1	les filtres	123
V-2.2.2	les drains	124
V-2.3	Règles générales de dimensionnement des drains et filtres	125
V-2.3.1	Calcul des filtres	126
V-2.3.2	Calcul des drains	128
V-2.3.3	Etanchéité du barrage	129
V-2.3.4	Protection de la crête.....	130
V-3	les infiltrations	130
V-3.1	Défaut d'étanchéité et conséquences des infiltrations	130
V-3.2	Hypothèses simplificatrices dans les calculs de filtration hydraulique des barrages en terre....	131
V-3.3	La ligne de saturation	131
V-3.4	Calcul du débit de fuite à travers le barrage	133
V-3.5	Calcul des fuites à travers la fondation.....	133
V-4	Etude de stabilité	134
V-4.1	Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)	134
V-4.2	Stabilité des talus	135

V-4.3	Méthode de FELLENIUS	135
V-4.4	Conséquences de l'instabilité des talus	136
V-4.5	Ordre de calcul (Méthode des tranches)	137
V-4.5.1	Calcul des forces appliquées à chaque tranche	139
V-4.5.2	Classement des forces :	139
V-4.6	Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement.....	140
Chapitre VI : Etude Des Variantes des ouvrage annexes		
VI-1	L'évacuateur de crues.....	143
VI-1-1	Déférents types d'évacuateur de crue.....	144
VI-1-2	Choix de l'évacuateur de crue.....	145
VI-1-3	Dimensionnement de l'évacuateur de crue.....	146
	➤ Canal d'approche.....	146
	➤ Le déversoir.....	147
	➤ Chenal d'écoulement.....	149
	➤ Le convergent.....	150
	➤ Le coursier.....	150
	➤ Bassin de dissipation.....	154
	➤ Canal de restitution.....	155
VI-2	Ouvrage de vidange.....	158
VI-3	La prise d'eau.....	161
Chapitre VII : Dérivation provisoire		
VII-1	Type d'ouvrage de dérivation provisoire	163
VII-2	Choix de la crue de dimensionnement	164
VII-3	Succession des travaux	164
VII-4	Calcul hydraulique de galerie	165
VII-5	Batardeau	169
VII-5.1	Type de batardeau	169
VII-5.2	la revanche du batardeau	169
VII-5.3	Calcul de la largeur en crête du batardeau	169
VII-6	Calcul d'optimisation de la dérivation	169
VII-7	Construction du batardeau	174
VII-8	Ouvrage de restitution.....	175
Chapitre VIII : Organisation de chantier		
VIII-1	Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	177
VIII-1.1	Installations destinées au personnel	177
VIII-1.2	Installations destinées au stockage des matériaux	177
VIII-1.3	Installations destinées à la réparation des engins	178
VIII-1.4	Installation destinées pour la préfabrication	178

VIII-1.5	Réalisation de la galerie de dérivation, la vidange de fond et la prise d'eau.....	178
VIII-1.6	Réalisation de l'évacuateur de crue	178
VIII-1.7	Réalisation du corps du barrage.....	179
VIII-1.8	Recommandation pour l'exécution de la digue.....	179
VIII-1.9	Contrôle de compactage.....	179
VIII-1.10	Les engins utilisés.....	180
VIII-2	Planification.....	180
VIII-2.1	Définition.....	180
VIII-2.2	Techniques de la planification	181
VIII-2.2.1	méthodes basées sur le réseau.....	181
VIII-2.2.1.1	Définition du réseau.....	181
VIII-2.2.1.2	Construction du réseau.....	181
VIII-2.2.1.3	Différentes méthodes basées sur le réseau.....	182
VIII-2.2.1.3.1	Méthode C.P.M.....	182
VIII-2.2.1.3.2	Méthode P.E.R.T.....	182
VIII-2.2.1.3.3	Méthode P.D.M.....	182
VIII.2.2.2.	Méthodes basées sur le graphique.....	182
VIII.2.2.2.1	Méthode linéaire.....	182
VIII.2.2.2.2	Méthode à barres.....	183
VIII.2.2.3	les étapes de la planification.....	183
VIII.2.3	les paramètres de la méthode C.P.M.....	183
VIII.2.4	les plannings.....	185
VIII.2.4.1	plan de travail au plus tôt.....	185
VIII.2.4.2	plan de travail au plus tard.....	185
VIII.2.4.3	plan de travail intermédiaire.....	185
VIII.3	délai de construction et programme des travaux.....	185
VIII.4	Symboles des différentes opérations.....	186
VIII.5	Détermination des chemins critiques par la méthode de Tableau.....	188
Chapitre IX : Protection et securite de travail		
IX.1	Causes des accidents de travail	191
IX.1.1	Causes humaines	191
IX.1.2	Causes techniques	192
IX.2	Conditions dangereuses dans le chantier	192
IX.3	Actions dangereuses	192
IX.4	Mesures préventives	193
Conclusion General		197

Liste des figures

Fig I.01	Situation géographique	04
Fig I.02	Plan de situation	05
Fig I.03	Vue aérienne du site	06
Fig II.01	Carte géologique	12
Fig II.02	Carte régionale de séisme	15
Fig III.01	Bassin versant El Hammaimia	31
Fig III.02	Rectangle équivalent	32
Fig III.03	La courbe hypsométrique	33
Fig III.04	Le réseau hydrographique	41
Fig III.05	Courbe capacité - hauteur et surface - hauteur.....	47
Fig III.06	Courbe volumétrique $S = f(V)$	48
Fig III.07	Répartition mensuelle de la température	49
Fig III.08	Répartition mensuelle de l'évaporation	50
Fig III.09	Répartition mensuelle des humidités.	51
Fig III.10	Répartition mensuelle des précipitations	54
Fig III.11	Ajustement comparatif avec 4 lois	57
Fig III.13	Répartitions mensuelles des Apports	66
Fig III.14	Hydrogramme de crue	76
Fig III.15	$q = f(H)$	92
Fig III.16	$q = f(V_{\text{forcé}})$	92
Fig III.17	Courbe d'optimisation	99
Fig VI.01	Profil Greager	148
Fig VI.02	Dimensions du déversoir.....	149
Fig VI.0 3	Graphique de ligne d'eau de type T2.....	154
Fig VII.01	Schéma de calcul	170
Fig VII.02	Courbe d'optimisation	173
Fig VII.03	Construction du batardeau	174
Fig VIII.01	Réseau a noeuds	187
Fig VIII.02	Diagramme de GANT	190

Liste des tableaux

Tab II.01	Résultats des essais géotechniques	21
Tab II.02-	Résultats des essais géotechniques	21
Tab III.01	Temps de concentration	26
Tab III.02	Répartition en % de la surface élémentaire	30
Tab III.03	Les altitudes moyenne	35
Tab III.04	Les longueurs des courbes de niveaux	37
Tab III.05	Classification O.R.S.T.O.M.....	37
Tab III.06	Recapitulatif des calcules	38
Tab III.07	Prametre physique-monphologiques du bassin versant.....	45
Tab III.08	Surface et volume en fonction de l'altitude.....	46
Tab III.09	Répartition mensuelle de la température	49
Tab III.10	Répartition mensuelle de l'évaporation	50
Tab III.11	Répartition mensuelle des humidités relative	51
Tab III.12	Répartition mensuelle de la vitesse du vent	52
Tab III.13	Répartition mensuelle des pluies moyennes.....	53
Tab III.14	Ajustement a la loi Log normale.....	58
Tab III.15	les précipitations des différent fréquence	59
Tab III.16	l'Apport moyenne interannuelle	61
Tab III.17	Recapitulatif des résultats des coefficients des variantes	64
Tab III.18	L'apport fréquentielle	65
Tab III.19	Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.....	65
Tab III.20	Valeur de α en fonction de la perméabilité	67
Tab III.21	Recapitulatif des résultats de la volume mort	68
Tab III.22	Recapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier	70
Tab III.23	Valeur de α en fonction de la fréquence	70
Tab III.24	Valeur de γ en fonction de bassin versant	70
Tab III.25	Recapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky	71
Tab III.26	Recapitulatif des résultats de la formule Possenti	71
Tab III.27	Recapitulatif des résultats de la formule Terraza	72
Tab III.28	Recapitulatif des résultats de débit de crue	72
Tab III.29	Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	73
Tab III.30	Recapitulatif des résultats de l'hydrogramme du crue	75
Tab III.31	Catégories des dommages résultant des crues	78
Tab III.32	Crues de projet recommandé	78
Tab III.33	Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation	80
Tab III.34	Répartition mensuelle de la consommation des eau	81
Tab III.35	Régularisation saisonnière suivant la 1ere consigne	82
Tab III.36	Régularisation saisonnière suivant la 2ere consigne	83
Tab III.37	Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique	84
Tab III.38	Régularisation saisonnière en tenir compte les pertes	86
Tab III.39	Données initiales pour le calcul	90
Tab III.40	1 ère étape de calcule	90
Tab III.41	2 ème étape de calcul	91
Tab III.42	3 ème étape de calcul	91
Tab III.43	Recapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine	93
Tab III.44	Recapitulatif des résultats de calcule de largeur de crête	95

Tab III.45	Coût de la digue	96
Tab III.46	Cout de déversoir	97
Tab III.47	Coût de coursier	98
Tab III.48	Coût total du barrage	98
Tab III.49	les caractéristiques du barrage	99
Tab IV.01	Valeurs indicatives des pentes des talus	102
Tab IV.02	Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids .	104
Tab IV.03	Valeur de L_m en fonction du type d'ouvrage.....	105
Tab IV.04	Volume de recharges (argile).....	110
Tab IV.05	Volume de la protection en Rip-Rap	110
Tab IV.06	Volume des filtres et drains	111
Tab IV.07	Volume du noyau	112
Tab IV.08	Volume des recharges	112
Tab IV.09	Volume de la protection en rip-rap	113
Tab IV.10	Volume de filtre et drain	113
Tab IV.11	Volume des recharges	114
Tab IV.12	Volume du béton	115
Tab IV.13	Estimation du coût des variantes	115
Tab V.01	Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation ...	119
Tab V.02	Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage	120
Tab V.03	Résultats de calcul	122
Tab V.04	Récapitulatif des résultats de la 1 ère couche de filtre	127
Tab V.05	Récapitulatif des résultats de la 2 ère couche de filtre	127
Tab V.06	Coordonnées de la parabole de KOZENY	132
Tab V.07	Coefficient de stabilité admissible des talus.....	137
Tab V.08	Détermination des rayons des cercles de glissement	138
Tab V.09	Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement	142
Tab VI.01	Coordonnés de profil de Greaguer.....	148
Tab VI.02	Calcul de la ligne d'eau	153
Tab VI.03	Calcul de la ligne d'eau	153
Tab VII.01	Coefficient de débits	167
Tab VII.02	$Q = f(D)$	167
Tab VII.03	$H_{dév} = f(T)$	168
Tab VII.04	Résultats de laminage	168
Tab VII.05	Largeur en crête	169
Tab VII.06	Calcul d'optimisation	171
Tab VII.07	Calcul d'optimisation	172
Tab VIII.01	Symboles des opérations	186
Tab VIII.02	Détermination des chemins critiques	188
Tab IX.01	Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.....	193

Liste des planches

Planche N° 1	Vue en plan de l'ensemble de l'aménagement.
Planche N° 2	Coupe type de la digue pour les trios variante+ détails.
Planche N° 3	Coupe en travers de la digue .
Planche N° 4	Profil en long de l'évacuateur de crue+détails.
Planche N° 5	Profil en long de la vidange de fond +détails.
Planche N° 6	Profil en long de l'axa de digue + coupe Geologique .
Planche N° 7	Calcul de stabilité et la ligne de saturation .

ANNEXES

ANNEXES : A	Le fuseau granulométrique des matériaux.
ANNEXES : B	La série pluviométrique.
ANNEXES : C	Résultat de calcul de stabilité.
ANNEXES : D	Abaque de CASAGRANDE. Abaque de dimensionnement du Bassin type II .

INTRODUCTION:

Les années 2007, 2008, 2009 et 2010 ont vraiment fait prendre conscience aux acteurs et partenaires du monde agricole, du changement climatique et de ces incidences sur la production, donc les déficits pluviométriques sont devenus inévitables et c'est le cas pour tout le territoire algérien et en particulier la wilaya de Bouira.

Réputée comme région à climat continental à la porte des Hauts Plateaux du centre du pays, la wilaya de Bouira est effectivement caractérisée par la semi-aridité qui affecte la majeure partie de son territoire. La moyenne des précipitations annuelles sur la dépression centrale tourne autour de 400 à 600 mm.

Cependant, vu l'étendue du territoire et des bassins versants des cours d'eau, les volumes d'eau qui se déversent dans les talwegs sont considérables. Et c'est pourquoi la nouvelle politique de construction de barrages et de retenues collinaires, mise en œuvre depuis la fin des années 1990, vient à point nommé pour mobiliser toutes les potentialités hydriques, qu'elles soient superficielles ou souterraines. Après des années, voire des décennies passées dans la pénurie du liquide précieux, les villes et les villages de Bouira seront desservis, dans un proche avenir, d'une manière régulière, de même que de nouveaux périmètres irrigués verront le jour. Cela permettra au secteur agricole de se redéployer sur de nouvelles activités dans le cadre de la polyculture rendue possible par la présence de l'eau. Car, comme le reconnaissent ici les fellahs et des cadres agricoles, la vocation céréalière de la wilaya est mal assumée en raison de déficiences claires dans la gestion technique et en raison aussi des aléas et incertitudes qui pèsent sur le foncier agricole .

Les trois barrages hydrauliques situés sur le territoire de la wilaya , notamment celui de KOUDIAT ACERDOUNE dans la daïra de LAKHDARIA – cumuleront quelque 640 millions de mètres cubes et ce lui de TALSDIT dans la daïra de BECHLOUL , ce qui dépasse largement les besoins locaux. A cela vont s'ajouter les volumes d'eau des retenues collinaires dont l'estimation donne 7,5 millions de mètres cubes dont fait partie cette retenue collinaire étudiée dans ce présent mémoire.

D'autant plus que des terres agricoles de grande valeur agrolologique sont présentes en aval de ces futurs ouvrages. Mais, jusqu'à présent, la seule spéculation pratiquée est la céréaliculture. Avec la disponibilité en eau, d'autres activités seront possibles (arbres fruitiers, maraîchages, élevage...). Et c'est le but de cette retenue collinaire.

L'étude de faisabilité de la retenue collinaire sur oued Hammaimia a été confirmée après une étude socio-économique, puis on est passé aux études géologique, géotechnique et hydrologique qui ont révélé que le bassin versant était suffisamment grand mais la cuvette est étroite et sa capacité de stockage est limitée .

Le type de l'ouvrage ainsi que les ouvrages annexes furent choisis après une étude technico-économique.

Chapitre 01 :

Etude Topographique



Chapitre 1 : Etude topographique

I.1) Introduction:

Pour la réalisation d'un barrage, il est nécessaire avant tout de bien examiner les objectifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son implantation, en tenant compte de la bonne connaissance des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

L'étude nous impose plusieurs variantes de choix des axes de l'implantation du barrage, pour choisir la meilleure solution de point de vue économique et technique. Pour la justification des activités à entreprendre et des ouvrages à projeter, on doit faire une étude topographique qui consiste à rassembler certains documents concernant l'étude à entreprendre (carte d'état major, levé topographique du site) et cela pour infirmer ou confirmer la faisabilité de l'ouvrage.

I-2 Situation Géographique 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.

En prenant ces paramètres présidents en considération on s'est proposé un site dans la situation géographique est:

La retenue collinaire Maamora est située au cours bas de l'Oued EL HAMMAIMIA, à moins d'un kilomètre de son point de jonction avec l'Oued EL MAAMORA .

Comme il est indiqué sur la carte de Bouira , le site se trouve sur l'oued Hammaimia dans la commune de Maamora दौरا de Sour el Ghozlane .

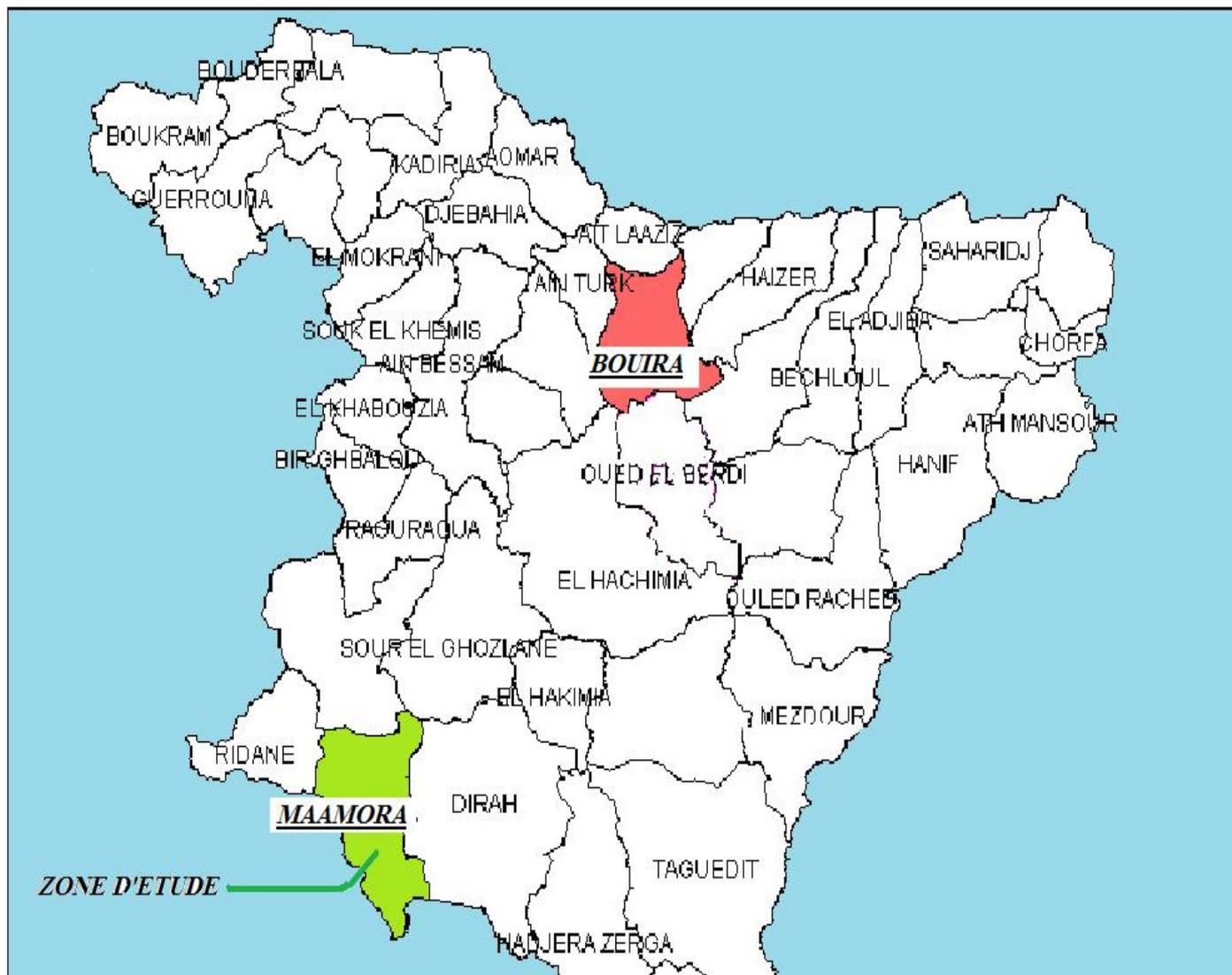
Les coordonnées U.T.M du site sont :

X=4018,85

Y=586,40

Z=850,00

FIG I-1 : Situation géographique du projet de barrage MAAMORA



I-3 Conditions Naturelles :

Le site se trouve dans un endriot très régulier accessible à partir du chemin communal desservent le localités de maamora ,Pour atteindre l’axe de barrage, il suffit d’aménager une piste par la mis en place d’une couche de tout-venant d’oued, dont les matériaux seront extraits de la cuvette de la retenue très riche en alluvions .

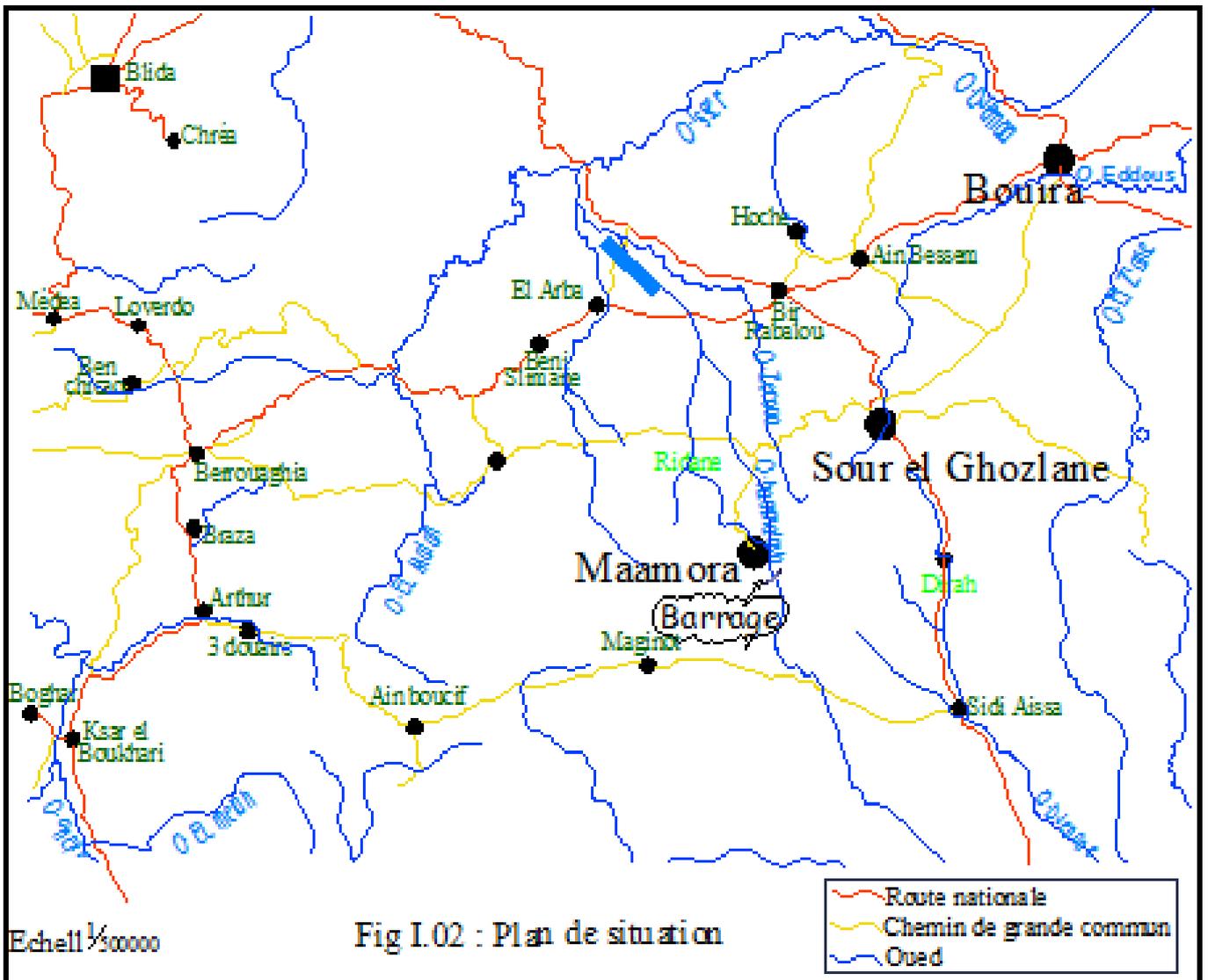
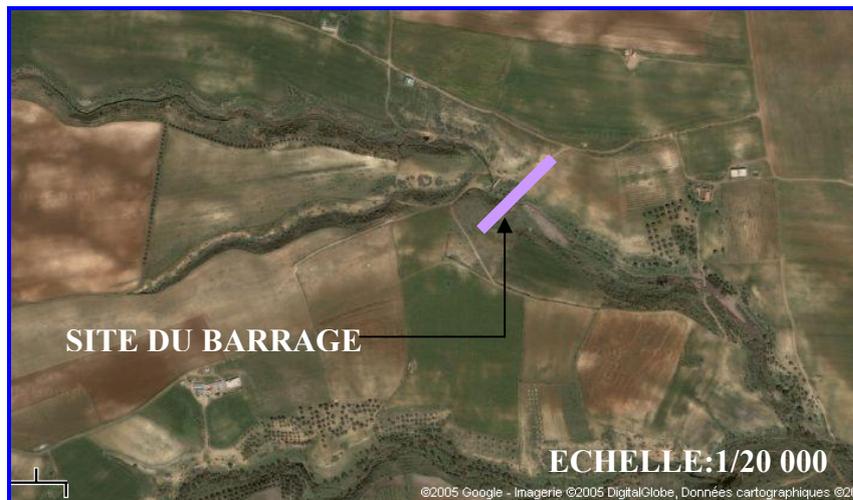


Fig I.02 : Plan de situation

I.4) Caractéristiques Morphologiques :

Le bassin versant contrôlé par le site du barrage est caractérisé par un relief montagneux recouvert par une végétation plus ou moins abondante (broussaille, surfaces cultivées,..... etc.)

FIG I-3 : Vue aérienne du site du barrage Maamora (proposé par Google maps)



I-5:Climat:

Réputée comme région à climat continental à la porte des Hauts Plateaux du centre du pays, la wilaya de Bouira est effectivement caractérisée par la semi-aridité qui affecte la majeure partie de son territoire. La moyenne des précipitations annuelles sur la dépression centrale tourne autour de 400 à 600 mm quant à la zone de Sour el Ghozlane sa précipitation moyenne est de 400 à 450 mm, Son climat est chaud et sec en été, froid et pluvieux en hiver.. Les températures varient entre 20°C et 40°C de mai à septembre et de 2°C à 12°C de janvier à mars.



I-6 LA Cuvette du Barrage :

Le site de retenue de maamora est dote d'une cuvette très régulière pouvant stoker plus d'un demi million de m³ d'eau .

Les travaux topographiques ont permis de faire un levé topographique de la cuvette à l'échelle 1/500.

Chapitre 02 :

*Etude géologique et
géotechnique*



Chapitre 2 : Etude géologique et géotechnique

II.1 Etude Géologique :

II.1.1) Généralité :

Pour valider le choix d'un site, on doit vérifier un certain nombre de critères d'ordre géotechnique et géologique préalablement à l'établissement du projet proprement dit.

Le contenu de ces études à mener varie selon la nature des problèmes rencontrés, mais il devra permettre de se prononcer sur l'étanchéité au niveau de la cuvette et des fondations sur la qualité mécanique de celles-ci et sur la disponibilité en matériaux de construction, terre pour les remblais, eau pour le compactage, enrochements pour les sable et graviers pour le béton.

II.1.2) Géologie Régionale :

II.1.2.1) Stratigraphie Générale :

La fouille de Sour El Ghozlane correspond en grand partie à la vaste dépression comprise entre le massif crétacé de la chaîne littorale au nord et la chaîne d'Aumale au sud, c'est en quelque sorte une zone médiane du telle d'Alger, servant de jonction entre le plateau mince de Médea et la vallée de l'oued Sahel, toute la partie centrale de l'ouest au nord est occupée par une suite de hautes plaines comprenant une partie de la plaines de Beni Slimen, dont l'altitude moyenne est de 600 à 640 mètre, puis la plaine des Arib de 650 à 680 mètres. La largeur de la première atteint dix kilomètres, tandis que la deuxième plaine n'occupe guère en moyenne que quatre kilomètres de largeur.

Au nord la plaine rejoint par une suite de pentes adoucies et dénudés, les contreforts ravinés de la chaîne du Djebel Hellal et des montagnes de Tablat, dont les pointes culminants sur cette feuille ne dépassent guère 600 mètres, à l'exception de la petite arête de l'Hajar qui atteint 938 mètres.

Au sud s'élèvent rapidement à la bordure de la plaine les contreforts boisés de la chaîne d'Aumale, qui fort partie du grand ridement crétacé des Bibans, ces confortes séparés par des ravins profondément encaissés, dépassant 1,1 et 1,2 mètres, et présentent leur point culminant au Ras-Draba (1,33 mètre).



A la bordure sud-est de la feuille commence d'arête calcaire cénomaniennes si caractéristique de l'axe de la chaîne des Bibans.

Quaternaire :

Alluvions Récentes :

Les Alluvions récentes n'occupent que de très étroites surfaces le long des principales rivières et de leur affluents.

Elles sont essentiellement constituées par des limons, légèrement sablonneux à rares couches de galets.

Alluvions Anciennes :

Les alluvions anciennes ont comblés et aplani les grandes plaines des Beni Slimen et des Arib, ces dépôts sont très cailloux à l'ouest, plus limoneux à l'est. Parfois une croûte ou une carapace tufacée à patine blanchâtre couronne ces dépôts.

D'autres terres de recouvrement superficiel ont été jointes cartographiquement aux précédents :

- Terres végétales, élution marneuse, altération superficielle de terrains marneux masquant les affleurements
- Terrasses, plus ou moins élevés sur les berges de quelques oueds

Miocène :

Épaisse série d'argile et de conglomérats ont rencontré tous les éléments du crétacé des Bibans et du trias ils sont aisément repérés grâce à leur teinte rougeâtre caractéristique, et sont coupés d'une alternance en bancs métriques d'argile sableuses, de ces grossiers et de poudingue à galets (ou blocs) de quartzites albiens, de grès numidiens, de calcaires albiens, et cénomaniens, de silex présents, etc.....

Les séries miocènes ont une épaisseur d'environ présentent localement 200 mètres et présentent localement des pendages de 15° à 20° mais le plus souvent les couches sont subhorizontales.



Cénomanién :

.Marnes grises et calcaires marneux :

Pour la plupart des calcaires marneux, des calcaires noirs en bandes décimétriques, alternes avec la passée de 5 à 10 mètres de marne plus rarement, on observe des bancs de 10 à 20 centimètres de calcaires avec gris-violacé en feuillet et de calcaire organo-détritique gris.

.Argiles schisteuse :

Les formations sont constituées par des argiles schisteuses sombres accompagnées de marne-calcaires plus clairs. Ils sont visibles en plusieurs affleurements de quelques kilomètres carrés chacun, ne donnant qu'une coupe partielle. Le sommet de série ne peut être étudié qu'en de rares endroits.

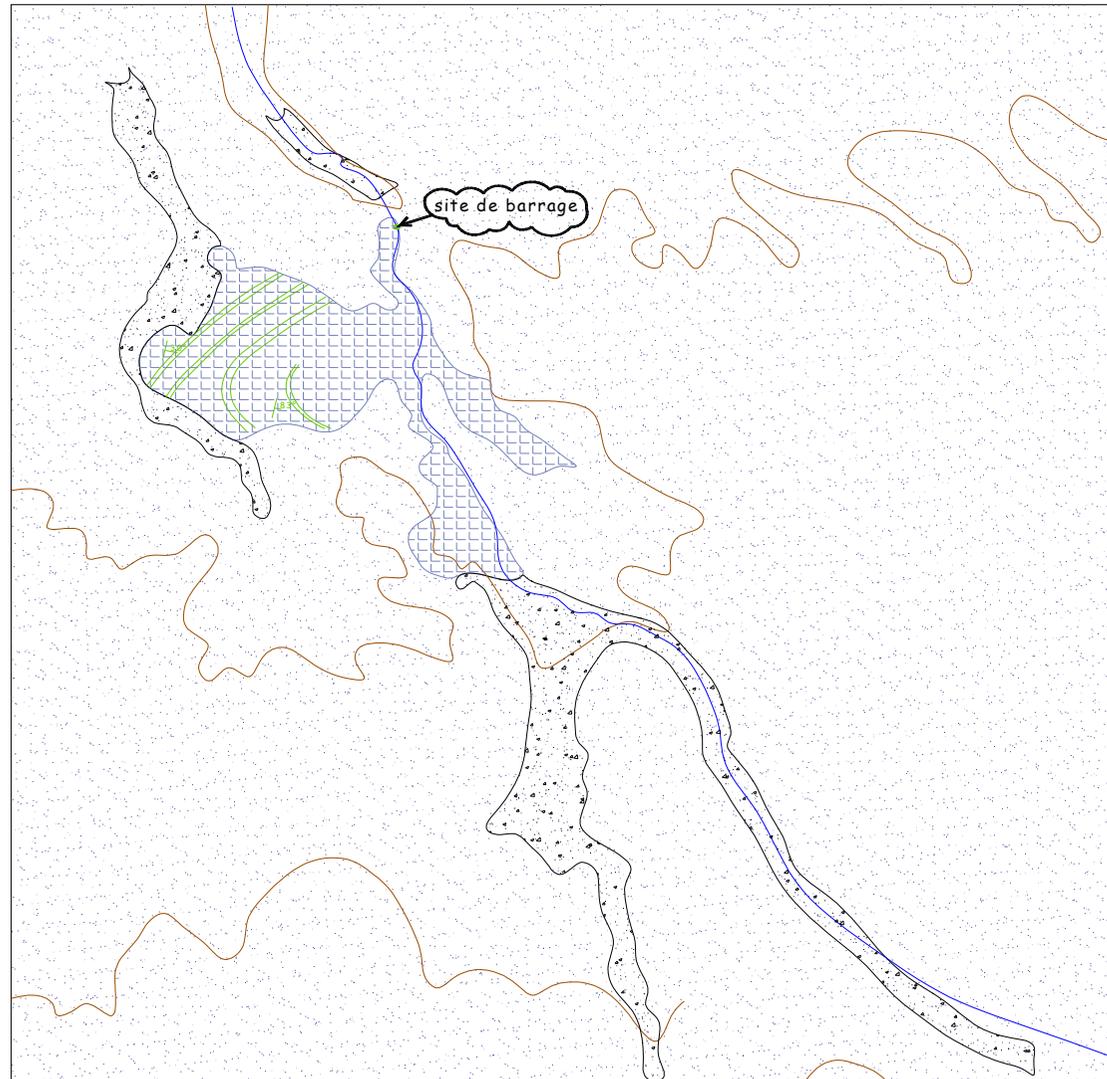
Trias :

.Argiles blanches ou jaunes :

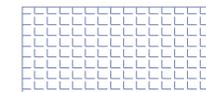
De constitution hétérogène, formant des semelles plus ou moins importantes à chaque unité, on rencontre le plus souvent des cargneules et des dolomies, amalgamées par des argiles rouges, jaunâtres ou blanchâtres et du gypse.

Emballée dans le complexe triasique, existent d'importants grès quartzites rouges.

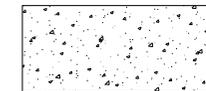
Fig. II-1 Carte Géologique



Terres végétales éluvium marneux cailloutis de la plainede beni slimane terrasses



Argile shisteuses sombres avec rares bancs de grés roux à base, marnes et calcaires gris-clair au sommet



Alluvios récentes des oudes



Pendage des couches en degrés



Trace de banc visible et probable

Echell 1/50000



II.1.3) Géologie du site :

Le site étudié se situe dans une alternance sur des marnes et des schistes argileux, les marnes sont généralement grises bleutés, gréseuses, blancs ou feuilletées, dures, légèrement fissurés avec remplissage de calcite. Les schistes argileux brunâtres.

Les marnes et les schistes se débitent facilement en petits cubes ou en petits lamellées et donnent un sol argileux et rocailleux.

Les sondages approfondis ont été réalisés sur l'axe du barrage et à coté de l'évacuateur de crue et montrent l'existence des marnes gréseuses dures et feuilletées ainsi que les schistes argileux brunâtres.

L'épaisseur des alluvions sur la rive droite sous l'emprise de la digue a été estimée de 1,0 à 1,5 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 schiste décomposés.

Sur la rive gauche, sous l'emprise de la digue, il a été observé une couche alluvionnaire 1,5 à 2 mètres d'épaisseur, elle constituée par les cailloutis de la roche mère avec un petit détail de terre végétales, argileuse, limoneuse et sableuse.

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 6,5 mètres du substratum.

Ils constitués par des cailloux, gravies emballés dans une matrice argileuse, limoneuse et sableuse.

II.1.4) Sismicité:

Selon les règles parasismique algériennes le site se situe sur la zone VII voir la figure II.02.

D'une manière générale on peut dire que les épicentres des séismes algériens jalonnent les principaux axes anticlinaux et que les séismes sont d'autant plus fréquentes que les plissements sont plus récents, les séismes algériens peuvent atteindre une magnitude assez grande (au moins 6,1) et par conséquent entraîner des dégâts catastrophiques aux environs de leur foyer.

Il convient cependant, qu'administrateurs et architectes aient l'attention attirée sur la sismicité afin de pouvoir dans les nouvelles constructions prendre toutes dispositions utiles.



Tous les trente ou quarante ans un séisme d'une magnitude supérieure à 6 peut se produire en un point quelconque des chaînes activées et entraîner des dégâts importants.

II.1.5) Tectonique :

Toute la zone qui s'étend au nord de Souk El Ghozlane ,L'Arba, Bir Rabalou et Ain Bessem s'est avéré beaucoup plus complexe que ne l'avait cru les anciens auteurs, qui y avaient vu la retombée simple et tranquille de la flâne septentrionale de l'anticlinorium des Bibams.

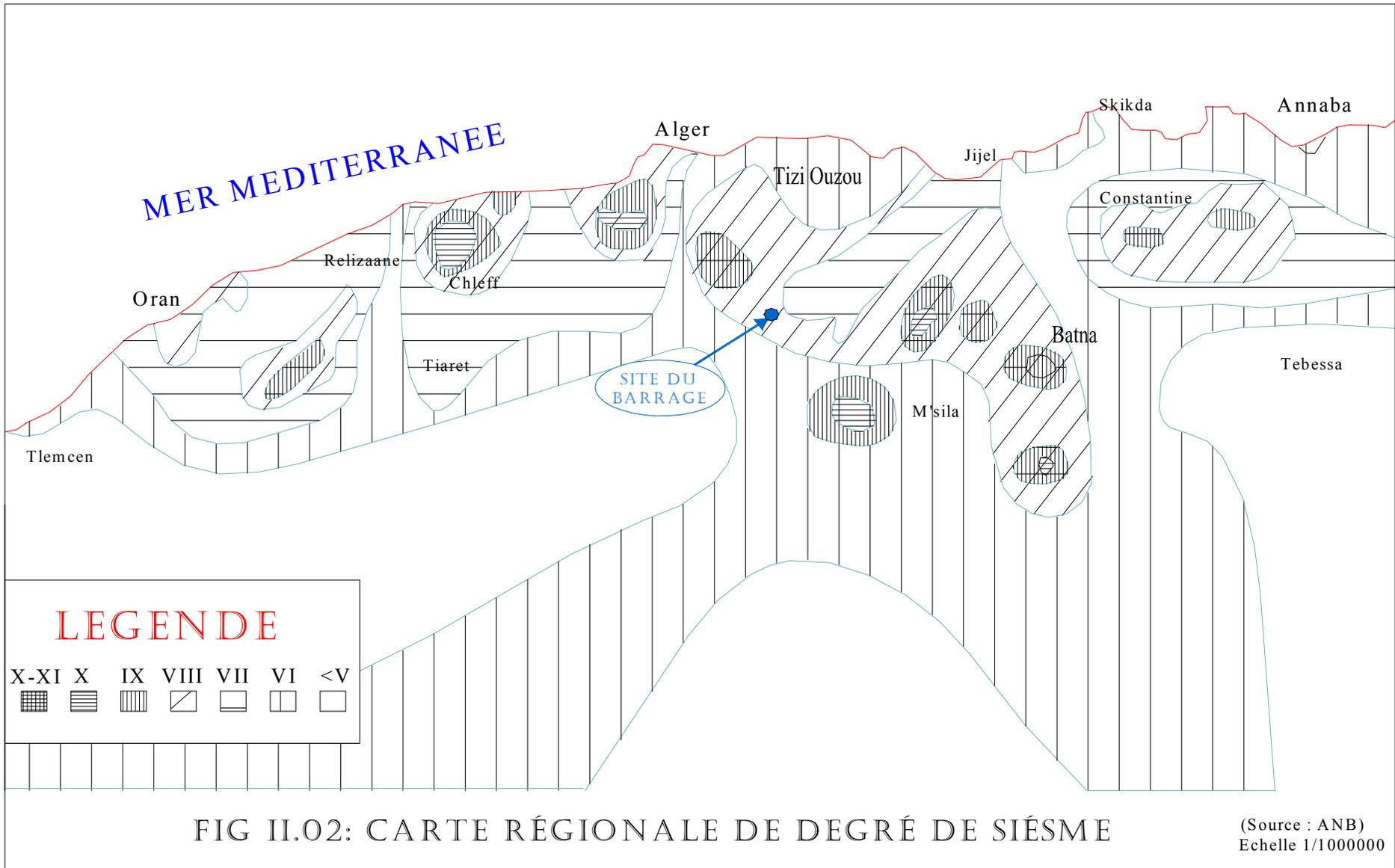
Les travaux successifs démontrent l'existence de matériel tectone masquant le flanc nord de Tablat dans la région de Ain Bessem et de sour el ghozlane, ne laissant apparaître qu'une partie du couer.

Cette chaîne des Bibams, autochtone, se prolonge largement à l'est et a l'ouest.

Il ne s'agit pas à vrai dire, d'une ride antiolinale, mais plutôt d'une longue flexure qui ploie vers le sud, une puissante série, épaisse de quelque 4000 mètres, qui va de l'aptien au coniacien. Ce gigantesque accident, visible sur plus que 200 kilomètres fait apparaître en quelques points, les couches nécomiennes; on les reconnaît, en particulier sur la présente feuille (N° 88 au Aumale 1/50000)

II.1.6) Perméabilité du Massif :

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





II.2 Etude géotechnique :

II.2.1) Matériaux de construction :

Quoi qu'il en soit, pour ce qui concerne les matériaux de construction une seule zone a été prospectée à environ d'un kilomètre à l'amont du site. Une seule nature de matériaux a retenue sont les argiles.

La zone d'emprunt amont situé au sud du site, au bord de la route reliant Sour el Ghozlan à Bir Ghablou a fait l'objet d'une reconnaissance à l'aide de six puits de 1 à 4 mètres de profondeur avec prise d'échantillon sur lesquelles des essais de laboratoire ont été effectués. Les tableaux II-1.II-2 récapitule les résultats essentiels.

On constate que ces matériaux présentent une courbe granulométrique (voir annexe A) étendue avec une représentation uniforme de toutes les fractions granulométriques. Le pourcentage inférieur à 80 microns est souvent supérieur à 50%. Ces sols sont à forte composante carbonatée. Leur partie fine se classe en catégorie CL correspondant à des sols inorganiques de plasticité et compressibilité moyenne. Leurs caractéristiques au cisaillement sont généralement élevées aussi bien à court terme qu'à long terme.

Les essais oedométriques montrent des sols peu compressibles et peu gonflants.

12 essais proctor ont été effectués. La dénomination des points de prélèvement étant totalement différentes de celles des puits précédents, il est très difficile de savoir avec précision à quel horizon il faut les attribuer, Cependant nous supposons qu'ils proviennent de la même zone que ci-dessus.

Les résultats obtenus, reportés sur les tableaux II-1.II-2 donnent une teneur en eau optimale moyenne de 15,35% et une densité maximale de 1,70 g/cm³. Ces densités correspondent à des valeurs relativement bonnes. La teneur en eau moyenne obtenue est de l'ordre de 17,71%. Cette valeur est très proche de la teneur en eau optimale, ce qui réduit les ajustements de ce paramètre lors de la mise en place de ces matériaux.



II.2.2) Analyse des résultats :

II.2.2.1) Alluvions de l'oued :

Cette zone tapisse le lit alluvial de l'oued en forant une terrasse d'une épaisseur moyenne d'environ 3 mètres. Les marnes schisteuses affleurent souvent dans le lit de l'oued.

La largeur de cette terrasse peut atteindre 200 mètres environ de part et d'autre de l'oued, sur 1,5kilometre de longueur.

Comme il a été déjà mentionne plus haut cette zone a été prospectée à l'aide de cinq puits.

Après une couche végétale d'environ 30 à 50 centimètre on rencontre en générale des alluvions grossières parfois légèrement plus argileuse sur une faible épaisseur soit au sommet soit à la base de l'horizon.

La nappe n'a été rencontrée qu'une seule fois dans le puits N° 01 à 2,5 mètres, tous les autres puits étant sec. Ceci s'explique par le fait que les reconnaissances ont été effectuées au mois d'Août et que l'oued est à sec en cette période de l'année.

Les essais géotechniques auxquelles ont été soumise ces matériaux montrent des sol à forte composante grossière (plus de 70% de graviers et de cailloux) avec en moyenne 20% de sable. La composante fine inférieur à 80 microns est tous les cas inférieurs ou égaux à 11%.

Lors du prélèvement des échantillons une ségrégation à été imposées par les dimensions des blocs qu'il était possible de prélever c'est ainsi que la fraction supérieur à 200 millimètres à été écrêtée. On peut l'estimer à environ 30% du volume globale.

La teneur en eau de ces matériaux est très faible d'ordre 5%.

L'unique essai proctor qu'il à été possible de réaliser sur la partie fine donne une densité très élevée $2,1 \text{ g/cm}^3$ pour une teneur en eau de 12,6% qui est beaucoup plus élevée que la teneur en eau naturelle ce qui va nécessiter un arrosage conséquent lors de la mise en place de ces matériaux.



La perméabilité mesurée sur la partie fine révèle un matériau à forte perméabilité $1,2.10^{-3}$ à $2,9.10^{-3}$ cm/s.

Le volume de ces matériaux peut être estimé à $500\,000\text{ m}^3$.

Ce volume globale est calculé avec une épaisseur moyenne minorée, car nous estimons qu'il y a lieu de ne pas mettre à nu les marnes schisteuses. Il convient de laisser 0,5 à 1 mètres de matériaux sur lequel sera remise par la suite la terre végétale. Ceci permettra d'éviter des surprises lors de la mise en eau du barrage.

Du volume de matériaux calculé, 30% environ seront constitués de gros blocs supérieurs à 200 millimètres qui serviront à la confection des Rip Rap, donc le volume utile sera donc d'environ $350\,000\text{ m}^3$.

II.2.2.2) les argiles rouges :

Les argiles rouges tapissent les flancs des deux rives de l'oued El Hammaimia ainsi que les plateaux rive droite et rive gauche sur une faible épaisseur (1,5 mètre environ avec une vingtaine de centimètres de terre végétale).

Les échantillons prélevés aussi bien en rive droite que dans les excavations de l'assise de la digue révèlent une large extension latérale de ce matériau et une épaisseur presque uniforme de l'ordre de 1,5 mètre.

Les essais effectués sur cinq échantillons prélevés dans ces horizons révèlent un sol d'une grande homogénéité. Le fuseau de leurs courbes granulométriques est très étroit.

Les tableaux II-1 et II-2 où sont résumés les principaux résultats des essais au laboratoire effectués sur ces matériaux révèlent un sol de forte composante fine où la fraction des particules inférieure à 80 microns représente plus de 30%. Ils sont du type argile graveleuse avec parfois une composante caillouteuse importante.

Les limites d'Atterberg effectuées sur la fraction fine classent ces matériaux dans la catégorie CL coarsesable à un matériau inorganique de plasticité et de compressibilités faibles à moyennes.



Les caractéristiques au cisaillement à courts terme de ce matériaux sont excellentes (échantillons reconstitués aux conditions du Proctor) tel que $\phi_{\text{moy}} = 25^\circ$ et $C_{\text{moy}} = 1,012 \text{ kg/cm}^2$. Ceci est probablement dû à la forte composante graveleuse de ces argiles.

Au Proctor normale, nous obtenons des densités élevées très homogènes, avec des teneurs en eau optimales de l'ordre de 18,4%. Les teneurs en eau naturelles étant très faibles, il y a lieu de prévoir un fort apport d'eau lors de la mise en place de ces matériaux si celle-ci s'effectue en période sèche.

La perméabilité est de l'ordre de 2.10^{-7} cm/s ce qui correspond à un matériaux de faible perméabilité. Ceci s'explique par la présence d'une forte fraction fine.

Le volume de ces matériaux est considérable. Il recouvre plusieurs dizaines d'hectares aussi bien sur les flancs de la vallée que sur les plateaux.

L'exploitation devrait à notre avis commencer par les flancs de la vallée avant d'entamer le plateau rive gauche, ceci permettra de limiter les expropriations très coûteuses pour réduire celles-ci à une courte période, il convient d'excaver très rapidement les matériaux et de le stocker dans un endroit approprié et de rendre ensuite les terres à leur utilisation première après avoir remis en place la couche terre végétale.

Des matériaux comparés à ceux déjà proposés pour confectionner le noyau ont sensiblement les mêmes caractéristiques bien physiques que mécaniques. Ils présentent cependant un net avantage de proximité par rapport à l'endroit de leur mise en place.

II.2.3) Essais au laboratoire :

Les essais de laboratoire se divisent en deux grandes catégories :

II.2.3.1) Les essais d'identification comprennent :

- L'analyse granulométrique qui étudie la répartition des grains, constituant le sol selon leur taille.
- Limites d'Atterberg : caractérisant les différents états de consistance d'un sol fin (limite de plasticité ; limite de liquidité ; indice de plasticité)



II.2.3.2) Les essais mécaniques comprennent :

- les essais de compressibilité: le but de l'essai est de déterminer en laboratoire sur des échantillons intacts, les caractéristiques nécessaires au calcul des tassements au sol en place sous le poids d'une charge verticale et au suivi de l'évolution dans temps, de ses mêmes 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.2.4) conclusions et recommandations :

A l'issue de ce rapport on peut conclure :

II.2.4.1) Matériaux alluvionnaires :

Ces matériaux sont largement disponibles dans la cuvette ainsi bien à l'amont qu'à l'aval du site. Leurs caractéristiques sont tout à fait convenables aussi bien pour réaliser les recharges de la digue que pour produire les rip rap.

La séparation des blocs de diamètres supérieures à 200 millimètres devra être effectuée aussi bien pendant la production que lors de la mise en place en repoussant systématiquement ceux-ci vers les talus de la digue.

II.2.4.2) Matériaux argileux :

A l'issue de cette étude, il convient de souligner que la mince couche d'argile rouge qui recouvre aussi bien les flancs de la vallée que les plateaux rive droite et rive gauche et propice à une utilisation comme matériaux pour les noyaux.

De part ces caractéristiques physiques égale proportion de matériaux grossiers assurant une forte résistance et proportion équivalente de matériaux fins assurant une

étanchéité suffisante, ce matériaux peut remplacer aisément celui qui avait été propose auparavant pour confectionner le noyau de la digue sans en modifier les plans.

Le volume nécessaire est largement disponible. Cependant pour limiter les expropriations il convient d'abord d'exploiter les argiles tapissant les flancs et par la suite d'excaver une bande la plus étroite possible le long de la rive gauche.



Fouilles N°	Profondeur	poids spécifique	Densité humide	Densité sèche	Equivalent de sable	Teneur en eau naturelle	Indice des vides	perméabilité	Limites d'Atterberg			Essai Proctor				indice de consistance	Symbole
												Normal		Modifier			
		γ_s	γ	γ_d	ES	W%	e	k (cm/s)	W _l	I _p	W _p	γ_d	W _{opt}	γ_d	W _{opt}	I	
1	2,00 - 3,00	2,73	1,93	1,66	2,42	13,93	0,65	$1,58 \cdot 10^{-7}$	37,00	14,90	22,10	1,66	16,50	1,80	14,60	1,54	CL
2	0,30 - 2,70	2,55	---	---	9,21	10,03	---	---	46,00	20,24	25,76	1,74	14,45	1,86	14,70	1,77	CL
3	0,50 - 3,00	2,55	1,90	1,59	4,85	11,65	0,61	$2,23 \cdot 10^{-7}$	43,90	20,17	22,53	1,58	20,45	1,76	16,55	1,58	CL
4	1,40 - 3,00	2,69	---	---	---	22,64	---	---	43,30	19,65	23,65	1,54	16,50	1,67	14,40	1,05	CL
5	0,30 - 3,00	2,70	1,87	1,64	---	20,14	0,65	$2,15 \cdot 10^{-7}$	41,60	20,80	20,80	1,63	14,55	1,73	14,50	1,03	CL
6	1,00 - 2,00	2,66	1,87	1,63	9,60	15,90	0,63	---	33,30	10,60	22,70	1,63	14,55	1,78	12,40	1,64	CL
Moy	---	2,65	1,89	1,63	6,52	15,72	0,64	$1,99 \cdot 10^{-7}$	40,85	17,73	22,92	1,63	16,17	1,77	14,53	1,44	CL

Tableau II.1 : Résultats des essais géotechniques



Fouilles N°	Profondeur	Essai de cisaillement simple				Essai Oedométrique						Essai Triaxiaux			
		U.U (sec)		C.U (humide)		Sans eau			Avec eau			U.U (sec)		C.U (humide)	
		φ	C	φ'	C'	PC	CT	CG	PC	CT	CG	φ	C	φ'_{cu}	C'_{cu}
1	2,00 - 3,00	29°	0,150	33°	0,100	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2	0,30 - 2,70	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
3	0,50 - 3,00	24°	0,950	28°	0,500	---	---	---	---	---	---	0°	0,480	---	---
4	1,40 - 3,00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	2°	0,550	25°	0,350
5	0,30 - 3,00	26°	0,900	---	---	0,320	0,065	0,006	1,900	0,124	0,032	18°	0,400	25°	0,300
6	1,00 - 2,00	26°	0,850	28°	0,450	0,550	0,112	0,006	0,535	0,142	0,018	---	---	---	---
Moy	----	27°	0,713	30°	0,350	0,435	0,089	0,006	1,218	0,133	0,025	7°	0,477	25°	0,325

Tableau II.2 : Résultats des essais géotechnique

Chapitre 03 :

Etude hydrologique



Chapitre 3 : Etude hydrologique

III.1) INTRODUCTION :

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont liés à une évaluation correcte de l'importance de la crue. Dans ce cadre nous procédons dans une étude hydrologique du bassin versant de l'Oued El Hammamia pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation du barrage, comme le volume mort, le volume utile, le débit régularisé, le débit de crues, le débit solide, le laminage des crues....etc.

III.2) Le bassin versant et son complexe :

III.2.1) Définition du bassin versant :

Le bassin versant est un espace géographique dont les apports hydriques naturels sont alimentés exclusivement par les précipitations, et dont les excès en eaux ou en matières solides transportés par l'eau forment à un point unique de l'espace une embouchure ou exutoire.

Aujourd'hui, en hydrologie, les termes bassin et bassin versant sont synonymes. Ils désignent :

- Soit la totalité de l'espace drainer par un système fluvial quelque soit sa taille.
- Soit une partie de cet espace (par ex., le bassin versant d'un affluent ou d'un sous affluent).
- Soit encore la superficie, même très petite, drainée par un cours d'eau quelconque en amont d'un point précis qui est souvent une station de jaugeage (ex. les petits bassins versants "d'investigation" ou "expérimentaux" ou "représentatifs").

Toutefois, le terme de bassin versant est peut-être plus explicite que celui de bassin. Il désigne à la fois :

- ◆ L'aire drainée, à l'intérieur de la ligne de partage des eaux, par le réseau hydrographique.
- ◆ Et la surface réceptrice des hydrométéores qui alimentent plus ou moins directement les cours d'eau comprise dans ce même espace.



Il peut arriver que le bassin versant topographique diffère quelque peu du bassin versant réel (cas des interfluves glaciaires, karstiques ou marécageux...).

L'emploi de bassin versant est devenu fréquent à l'époque où la recherche s'est principalement attachée à "appréhender le fait hydrologique, et d'abord le débit, comme un fait spatial, comme le produit d'un espace géographique saisi dans toutes ses dimensions, dans toute son épaisseur, dans toute sa dynamique". Le bassin versant n'est pas seulement une somme de caractères moyens, tels que la superficie, le relief, la forme, le sol, la végétation. Il est composé de parties aux caractéristiques particulières qui répondent différemment aux impulsions climatiques et météorologiques.

III.2.2) Comportement hydrologique :

L'analyse du comportement hydrologique d'un bassin versant s'effectue le plus souvent par le biais de l'étude de la réaction hydrologique du bassin face à une sollicitation (la précipitation). Cette réaction est mesurée par l'observation de la quantité d'eau qui s'écoule à l'exutoire du système. La représentation graphique de l'évolution du débit Q en fonction du temps t constitue un hydrogramme de crue. La réaction du bassin versant peut également être représentée par un limnigramme qui n'est autre que la représentation de la hauteur d'eau mesurée en fonction du temps.

La réaction hydrologique d'un bassin versant à une sollicitation particulière est caractérisée par sa vitesse (temps de montée t_m , défini comme le temps qui s'écoule entre l'arrivée de la crue et le maximum de l'hydrogramme) et son intensité (débit de pointe Q_{max} , volume maximum V_{max} , etc.). Ces deux caractéristiques sont en fonction du type et de l'intensité de la précipitation qui le sollicite mais aussi d'une variable caractérisant l'état du bassin versant "le temps de concentration des eaux sur le bassin".

III.2.2.1) Le temps de concentration :

Le temps de concentration t_c des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier, Il est composé de trois termes différents :



t_h : Temps d'humectation c'est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle.

t_r : Temps de ruissellement ou d'écoulement c'est le temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturel, collecteur).

t_a : Temps d'acheminement c'est le temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration t_c est donc égal au maximum de la somme de ces trois termes, soit :

$$T_c = \max(\Sigma(T_h + T_r + T_a))$$

Théoriquement on estime que t_c est la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement. Pratiquement le temps de concentration peut être déduit de mesures sur le terrain ou s'estimer à l'aide de formules le plus souvent empiriques.

▪ Formule de GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \dots\dots\dots (III.1)$$

A : Surface du bassin versant en [Km²] ;

L : longueur du talweg principale en [Km];

H_{moy} , H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du B.V en [m].

A.N :

$$T_c = \frac{4\sqrt{15.3} + 1.5 \cdot 5.41}{0.8\sqrt{152.9}} = 2.40 \text{ heure}$$

▪ Formule de CALIFORNIA :

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot L^3}{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}} \right)^{0.386} \dots\dots\dots (III.2)$$

A.N :

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot 5.41^3}{620} \right)^{0.386} = 0.56 \text{ heure}$$



▪ Formule de KIRPICH :

$$T_c = 0,6615 \cdot L_p^{0,77} \cdot i_{moy}^{0,385} \dots\dots\dots (III.3)$$

Avec :

L_p : Longueur du cours d'eau principal (km) ;

i_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

A.N :

$$T_c = 0,6615 \cdot 5.11^{0,77} \cdot 0.19^{0,385} = 1.23 \text{ heure}$$

▪ Formule de VENTURA :

$$T_c = 1,1272 \sqrt{\frac{A}{i_{moy}}} \dots\dots\dots (III.4)$$

A.N :

$$T_c = 1,1272 \sqrt{\frac{15.3}{0,19}} = 1.14 \text{ heure}$$

Les résultats des différents méthodes sont présentes dans le Tableau suivant (Tableau III.1).

Tableau III.01 : Temps de concentration.

Formule	T_c (heure)
GIANDOTTI	2.4
CALIFORNIA	0.56
KIRPICH	1.33
VENTURA	1.14

Commentaire :

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur **$T_c=2.4$ heures**, GRIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce qu'elle tient compte de tous les paramètres géométriques du bassin.

$$T_c = 2.4 \text{ heure}$$



III.2.2.2) Vitesse moyenne de ruissellement:

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots(III.5)$$

L : Longueur de talweg principal en [Km];

T_c : temps de concentration en [heure].

A.N :

$$V_R = \frac{5.11}{2.4} = 2.13 \text{ km/h}$$

III.2.2.3) Les courbes isochrones :

Les courbes isochrones représentent les courbes d'égal temps de concentration des eaux sur le bassin versant. Ainsi, l'isochrone la plus éloignée de l'exutoire représente le temps mis pour que toute la surface du bassin versant contribue à l'écoulement à l'exutoire après une averse uniforme. Le tracé du réseau des isochrones permet donc de comprendre en partie le comportement hydrologique d'un bassin versant et l'importance relative de chacun de ses sous bassins.

III.2.3) Caractéristiques physiques :

Le bassin versant est un objet complexe dont l'ensemble des caractéristiques (géométriques, géologiques, physiographiques, humaines, etc.) joueront un rôle non seulement dans la réponse hydrologique du bassin à une sollicitation des précipitations mais aussi, en amont et pour certaines d'entre elles (altitude, exposition...), directement dans le processus de formation de la pluie.

Les caractéristiques physiographiques d'un bassin versant influencent fortement sa réponse hydrologique, et notamment le régime des écoulements en période de crue ou d'étiage. Le temps de concentration t_c qui, on l'a vu, caractérise en partie la vitesse et l'intensité de la réaction du bassin versant à une sollicitation des précipitations, est influencé par diverses caractéristiques morphologiques en premier lieu, la taille du bassin, sa forme, son élévation, sa pente et son orientation. A ces facteurs s'ajoutent encore le type de sol, le couvert végétal et les caractéristiques du réseau hydrographique. Ces facteurs, d'ordre purement géométrique ou physique, s'estiment aisément à partir de cartes adéquates ou en recourant à des techniques digitales et à des modèles numériques.,



III.2.3.1) Caractéristiques géométriques :

III.2.3.1.1) Superficie :

C'est le paramètre le plus important du bassin parce qu'il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques tels que le débit le volume de précipitation ou d'infiltration, elle est déterminée par le planimètre.

$$S = 15.3 \text{ km}^2$$

III.2.3.1.2) Périmètre :

Il correspond à la longueur de la limite extérieure du bassin on va le déterminer à l'aide d'un curvimètre.

$$P = 19.8 \text{ km}$$

III.2.3.1.3) Longueur du talweg principal:

C'est le talweg le plus long curvimétrage et il est de :

$$L_p = 5.11 \text{ Km}$$

III.2.3.1.4) La 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_G , défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface :

$$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot S}} \approx 0,28 \cdot \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (III.6)$$



Avec :

K_G : Indice de compacité de Gravélius,

S : surface du bassin versant [km^2],

P : périmètre du bassin [km].

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.

A.N :

$$K_G = 0.28 \frac{19.8}{\sqrt{15.3}} = 1.42$$

- $K_G > 1$ donc le bassin **allongé**

III.2.3.1.5) Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation : $Ca = L^2 / S$ (III-7)

L : la longueur du talweg principal $L = 5.11 \text{ Km}$

S : la superficie du bassin versant. $S = 15.3 \text{ Km}^2$

$$Ca = 1.71$$

III.2.3.2.1) Rectangle équivalent:

C'est la transformation du bassin versant en un rectangle de longueur L et de largeur l en gardant la même surface, ceci permet la comparaison entre les bassins versant du point de vue influence de la forme sur l'écoulement. Ainsi que ces deux paramètres rentrent dans des formules par la suite.

La longueur est donnée par la formule:

$$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[\sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} + 1 \right] \dots\dots\dots (III-3)$$

La largeur est donnée par la formule: $l = \frac{P}{2} - L$ (III-8)

$$L = 7.92 \text{ Km}$$

$$l = 1.98 \text{ Km}$$

III.2.3.3) Le relief :

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydro-météorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures... etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants :

III.2.3.4) La courbe hypsométrique :

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

Tableau III.02 : Répartition en % de la surface élémentaire.

Altitude (m)	ΔH [m]	S_i [Km ²]	S_i [%]	S_i cum [%]
1400 à 1300	100	0.41	2.68	2.68
1300 à 1200	100	0.66	4.32	7.00
1200 à 1100	100	0.99	6.47	13.47
1100 à 1000	100	0.98	6.41	19.95
1000 à 950	50	0.56	3.66	23.55
950 à 900	50	4.11	26.88	50.43
900 à 850	50	2.72	17.79	68.22
850 à 800	50	4.28	27.99	96.21
800 à 780	20	0.58	3.79	99.94

Fig. ;1

FIG/2

Fig. III-3 répartition et courbe hypsométrique

III.2.3.5) Les altitudes caractéristiques :

- 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 climatiques 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 (Fig 2.1) on a :

$$H_{\max} = 1400 \text{ m NGA}$$

$$H_{\min} = 780 \text{ m NGA}$$

- 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 :

$$H_{\text{moy}} = \frac{S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots (III.9)$$

Avec :

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

S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km²] ;

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

S : superficie totale du bassin versant [km²].

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.03 :Les altitudes moyenne**

Altitude (m)	H _i [m]	S _i [Km ²]	H _{Moy} [Km ² ·m]
1400 à 1300	1350	0.41	553.5
1300 à 1200	1250	0.66	825
1200 à 1100	1150	0.99	1138.5
1100 à 1000	1050	0.98	1039.5
1000 à 950	975	0.56	546
950 à 900	925	4.11	3801.75
900 à 850	875	2.72	2380
850 à 800	825	4.28	3531
800 à 780	790	0.58	458.2

Donc :

$$H_{\text{moy}} = \frac{14273.45}{15.3} = 932.91 \text{ m.NGA}$$

- 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 (Fig III.3) on a :

$$H_{\text{méd}} = 925 \text{ m NGA}$$



III.2.3.6) La pente moyenne du bassin versant :

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct (donc sur le temps de concentration T_c) et influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

Plusieurs méthodes ont été développées pour estimer la pente moyenne d'un bassin. Toutes se basent sur une lecture d'une carte topographique réelle ou approximative. La méthode proposée par Carlier et Leclerc (1964) consiste à calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données. Une valeur approchée de la pente moyenne est alors donnée par la relation suivante :

$$i_{\text{moy}} = \frac{D \cdot L}{S} \dots\dots\dots \text{(III.10)}$$

Où :

i_m : pente moyenne [%],

L : longueur totale de courbes de niveau [km], $L = (0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)$

D : équidistance entre deux courbes de niveau [m],

S : surface du bassin versant [km²].

Cette méthode de calcul donne de bons résultats dans le cas d'un relief modéré et pour des courbes de niveau simples et uniformément espacées. Dans les autres cas, il convient de styliser les courbes de niveau pour que leur longueur totale ait un sens réel vis-à-vis de la pente.

Le calcul de la pente moyenne tout comme celui de leur exposition (orientation des pentes) peut-être assez facilement automatisée en se basant sur des données numériques représentant la topographie des bassins versants (Modèle Numérique d'Altitude).



Tableau III.04 : les longueurs des courbes de niveaux.

Altitude (m)	L_i [km]
800	5.77
900	11.99
1000	5.22
1100	2.42
1200	1.56
1300	1.57
1400	1.07

Donc :

$$i_{\text{moy}} = \frac{100 \cdot 10^{-3} * 29.6}{15.3} \cdot 100\% = 19.35\%$$

III.2.3.7) Indice de pente globale i_g :

Cet indice est déterminé par la formule suivante

$$i_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (III.11)$$

L : la longueur du rectangle équivalent.

$H_{5\%} = 1307$ m ;

$H_{95\%} = 837$ m.

A.N :

$$i_g = \frac{1307 - 837}{7.92 \cdot 10^3} = 0.059$$

Tableau III-5: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

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



$$I_g = 0.059$$

Donc le relief est **fort**

III.2.3.8) L'indice de pente i_p :

Cet indice se calcule à partir du rectangle équivalent. Il est égal à la somme des racines carrées des pentes moyennes de chacun des éléments pondérés par la surface intéressée, soit :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots \dots \dots \text{(III-12)}$$

Où :

i_p : indice de pente [%];

L : longueur du rectangle [m];

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

Tableau III.06: récapitulatif des calculs.

Altitude (m)	$D_i = H_i - H_{i-1}$	S_i [km ²]	$A_i = S_i / S$ [%]	$\sqrt{D_i \cdot A_i}$
1400 - 1300	100	0.41	2.68	16.375
1300 - 1200	100	0.66	4.32	20.776
1200 - 1100	100	0.99	6.47	25.446
1100 - 1000	100	0.98	6.41	25.317
1000 - 950	50	0.56	3.66	13.532
950 - 900	50	4.11	26.88	36.661
900 - 850	50	2.72	17.79	29.824
850 - 800	50	4.28	27.99	37.411
800 - 780	20	0.58	3.79	8.710

Donc :

$$i_p = \frac{214.05}{\sqrt{7920}} = 2.41\%$$



III.2.4) Le réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin, Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes. La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin est due à quatre facteurs principaux :

a) la géologie : Par sa plus ou moins grande sensibilité à l'érosion, la nature du substratum influence la forme du réseau hydrographique. Le réseau de drainage n'est habituellement pas le même dans une région où prédominent les roches sédimentaires, par comparaison à des roches ignées (i.e. des "roches de feu" dénommées ainsi car ces roches proviennent du refroidissement du magma). La structure de la roche, sa forme, les failles, les plissements, forcent le courant à changer de direction.

b) le climat : le réseau hydrographique est dense dans les régions montagneuses très humides et tend à disparaître dans les régions désertiques.

c) la pente du terrain : Détermine si les cours d'eau sont en phase érosive ou sédimentaire. Dans les zones plus élevées, les cours d'eau participent souvent à l'érosion de la roche sur laquelle ils s'écoulent. Au contraire, en plaine, les cours d'eau s'écoulent sur un lit où la sédimentation prédomine.

d) la présence humain : Le drainage des terres agricoles, la construction de barrages, l'endiguement, la protection des berges et la correction des cours d'eau modifient continuellement le tracé originel du réseau hydrographique.

Afin de caractériser le réseau hydrographique, il est souvent utile de reporter son tracé en plan sur une carte à une échelle adéquate. L'utilisation de photographies analogiques ou numériques est utile à cette identification. Divers paramètres descriptifs sont utilisés pour définir le réseau hydrographique.

III.2.4.1) La topologie (structure du réseau et ordre des cours d'eau) :

Par topologie, on entend l'étude des propriétés géométriques se conservant après déformations continues. Par extension, la topologie étudie les notions de voisinage et de limite. Appliquée à l'hydrologie, la topologie s'avère utile dans la description du réseau hydrographique notamment en proposant une classification de ceux-ci.



A titre d'exemple, on trouve les types dendritiques, en treillis, en parallèle, rectangulaire, à méandre, anastomosé, centripète, etc.

La classification est facilitée par un système de numérotation des tronçons de cours d'eau (rivière principale et affluents). L'ordre des cours d'eau est donc une classification qui reflète la ramification du cours d'eau. La codification des cours d'eau est également utilisée pour la codification des stations de mesures, permettant ainsi un traitement automatisé des données. Il existe plusieurs types de classifications des tronçons des cours d'eau, dont la classification de Strahler (1957) qui est la plus utilisée.

Cette classification permet de décrire sans ambiguïté le développement du réseau de drainage d'un bassin de l'amont vers l'aval. Elle se base sur les règles suivantes :

- Tout cours d'eau dépourvu de tributaires est d'ordre 1;
- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordre différent prend l'ordre du plus élevé des deux;
- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau du même ordre est augmenté de 1.

Un bassin versant à l'ordre le plus élevé de ses cours d'eau, soit l'ordre du cours d'eau principal à l'exutoire. Il existe d'autres classifications de ce type comme celle de Horton (1945) qui est parfois utilisée dans le même but.

D'après la (figure III.04) le bassin versant est de d'ordre 4.

Fig. III-4 Le réseau hydrographique



III.2.4.2) Le profil longitudinal du cours d'eau :

On a l'habitude de représenter graphiquement la variation altimétrique du fond du cours d'eau en fonction de la distance à l'émissaire. Cette représentation devient intéressante lorsque l'on reporte les cours d'eau secondaires d'un bassin versant qu'il est alors facile de comparer entre eux et au cours d'eau principal. Notons qu'il est d'usage d'utiliser un graphisme différent lorsque les affluents sont en rive gauche ou droite de la rivière dont ils sont tributaires. Le profil en long d'un cours d'eau permet de définir sa pente moyenne.

III.2.4.3) Courbe aire-distance :

A partir de données sur un bon nombre de bassins versants (Hack, 1957), une relation a pu être établie entre la longueur L en [km] de la rivière et l'aire A en [km²] du bassin versant :

$$L = 1,4 \cdot S^{0,6} \dots\dots\dots (III.13)$$

On peut aussi définir la courbe aire-distance, qui met en relation la longueur moyenne des cours d'eau d'ordre n donné et l'aire tributaire moyenne des cours d'eau du même ordre n , et ceci ordre par ordre. Cette courbe permet de visualiser la répartition des superficies du bassin par rapport à l'exutoire ou par rapport au point de mesure du débit. Cette répartition affecte en effet la concentration du ruissellement et donc influence la réponse hydrologique du bassin versant.

III.2.4.4) Le degré de développement du réseau :

III.2.4.4.1) La densité de drainage :

La densité de drainage, introduite par Horton, est la longueur totale du réseau hydrographique par unité de surface du bassin versant :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (III.14)$$

Avec :

D_d : densité de drainage [km/km²] ;

L_i : longueur de cours d'eau [km] ;

S : surface du bassin versant [km²].

La densité de drainage dépend de la géologie des caractéristiques topographiques du bassin versant et, dans une certaine mesure, des conditions climatologiques et



anthropiques. En pratique, les valeurs de densité de drainage varient de 3 à 4 pour des régions où l'écoulement n'a atteint qu'un développement très limité et se trouve centralisé ; elles dépassent 1000 pour certaines zones où l'écoulement est très ramifié avec peu d'infiltration. Selon Schumm, la valeur inverse de la densité de drainage, $C=1/D_d$, s'appelle « constante de stabilité du cours d'eau ». Physiquement, elle représente la surface du bassin nécessaire pour maintenir des conditions hydrologiques stables dans un vecteur hydrographique unitaire (section du réseau).

A.N :

$$D_d = \frac{29.6}{15.3} = 1.93 \text{ km/km}^2$$

III.2.4.4.2) La densité hydrographique :

La densité hydrographique représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface.

$$F = \frac{\sum N_i}{S} \dots\dots\dots (III.15)$$

Où :

F : densité hydrographique [km^{-2}] ;

N_i : nombre de cours d'eau ;

S : superficie du bassin [km^2].

Il existe une relation assez stable entre la densité de drainage D_d et la densité hydrographique F, de la forme :

$$F = a \cdot D_d^2 \dots\dots\dots (III.16)$$

a : est un coefficient d'ajustement.

En somme, les régions à haute densité de drainage et à haute densité hydrographique (deux facteurs allant souvent de pair) présentent en général une roche mère imperméable, un couvert végétal restreint et un relief montagneux. L'opposé, c'est-à-dire faible densité de drainage et faible densité hydrographique, se rencontre en région à substratum très perméable, à couvert végétal important et à relief peu accentué.

$$F = \frac{99}{15.3} = 6.47 \text{ km}^{-2}$$



III.2.4.4.3): Coefficient De Torrentialité

Le coefficient de torrentialité « C_t » est calculé à l'aide de l'équation n:

$$C_t = D_d \cdot F \dots\dots\dots (III.17)$$

D_d : Densité de drainage;

F : Densité hydrographique.

A.N :

$$C_t = 6.47 \times 1.93 = 12.49$$

On remarque que le coefficient de torrentialité est important ce qui nous amené a conclure que le réseaux hydrographique de l'Algérie du nord et on a la Longueur moyenne des versant est :

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots (III.18)$$

D_d : densité de drainage en [km/km²].

L : longueur du rectangle équivalent en [km].

A.N :

$$L_i = \frac{7.92}{2 * 1.93} = 2.05 \text{ km}$$

III.2.4.4.4) L'endoréisme :

L'endoréisme est un phénomène rencontré dans certains bassins versants pour lesquels le réseau hydrographique n'est relié à aucun autre réseau. L'eau est alors acheminée et concentrée en un point du bassin qui peut être un lac, une mare ou une accumulation souterraine. Ce phénomène est généralement observé en zones arides.

Résultat :

Toutes ces valeurs sont consignées dans le Tableau N°III.07

Tableau III.07: paramètres physico-morphométriques du bassin versant.

Désignation		unité	Sym.	Qté
Surface		Km ²	S	15.3
Altitude maximale		m	H _{max}	1400
Altitude minimale		m	H _{min}	780
Altitude moyenne		m	H _{moy}	932.9
Altitude médiane		m	H _{méd}	925
Rectangle Equivalent	Longueur	L _r	km	7.92
	Largeur	l _r	Km	1.98
Coefficient d'allongement		***	Ca	1.71
Indice de pente globale		%	i _g	5.9
Pente moyenne du bassin versant		%	i _m	19.35
Densité de drainage		Km/km ²	D _d	1.93
Densité hydrographique		Km ⁻²	F	6.47
Longueur du cours d'eau principale		Km	L	5.11
Périmètre du bassin		Km	P	19.8
Indice de compacité de Gravelius		***	K _G	1.42
Temps de concentration		H	T _c	2.4
Vitesse de ruissellement		Km/H	V _r	2.13
Coefficient de torrentialité		***	C _t	12.49

III.3) Courbe capacité-hauteur et surface–hauteur :

C'est un paramètre très important dans l'étude d'un barrage car elle permet par simple lecture de la courbe de connaître non seulement la valeur du volume d'eau en fonction de l'altitude, mais aussi celle de la surface inondée.

Tableau III.08 : surface et volume en fonction de l'altitude

côte (m)	Surface (m ²)	Surface moy (m ²)	DH (m)	Volume partiel (m ³)	Volume cumule (m ³)
849	0		1		0
		108.265		108.265	
850	216.53		1		108.265
		875.64		875.64	
851	1534.75		1		983.905
		4318.87		4318.87	
852	7102.99		1		5302.775
		6706.23		6706.23	
853	6309.47		1		12009.005
		11278.64		11278.64	
854	16247.81		1		23287.645
		16970.76		16970.76	
855	17693.71		1		40258.405
		39152.84		39152.84	
856	21459.13		1		79411.245
		24005.02		24005.02	
857	26550.91		1		103416.265
		28546.81		28546.81	
858	30542.70		1		131963.075
		32318.45		32318.45	
859	34094.19		1		164281.525
		36159.30		36159.30	
860	38224.41		1		242291.235
		41850.41		41850.41	
861	45476.40		1		284141.645
		47458.67		47458.67	
862	49440.94		1		331600.315
		53219.88		50219.88	
863	56998.81		1		384820.195
		83783.48		83783.48	
864	110568.15		1		468603.675
		154746.15		154746.15	
865	198924.15				6233349.825

Les courbes
sont
représentée sur
la figure (III.5)

et

(III.6)



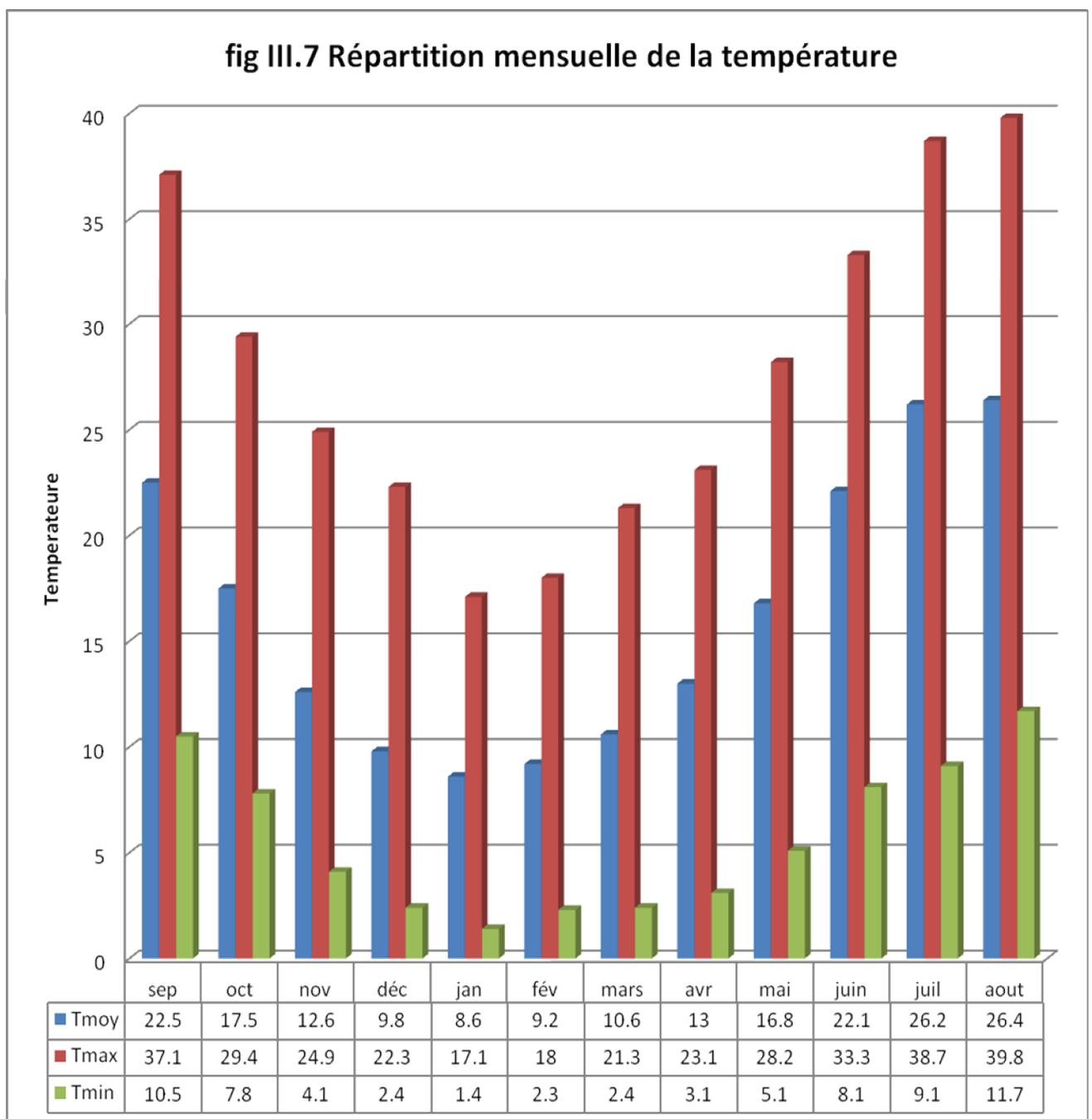
III.4) Caractéristiques climatiques :

La station pluviométrique la plus proche du site étudié :

Code station : 150101
Nom station : SOUR EL GHOZLANE
X : 590.6
Y : 316.45
Z : 882

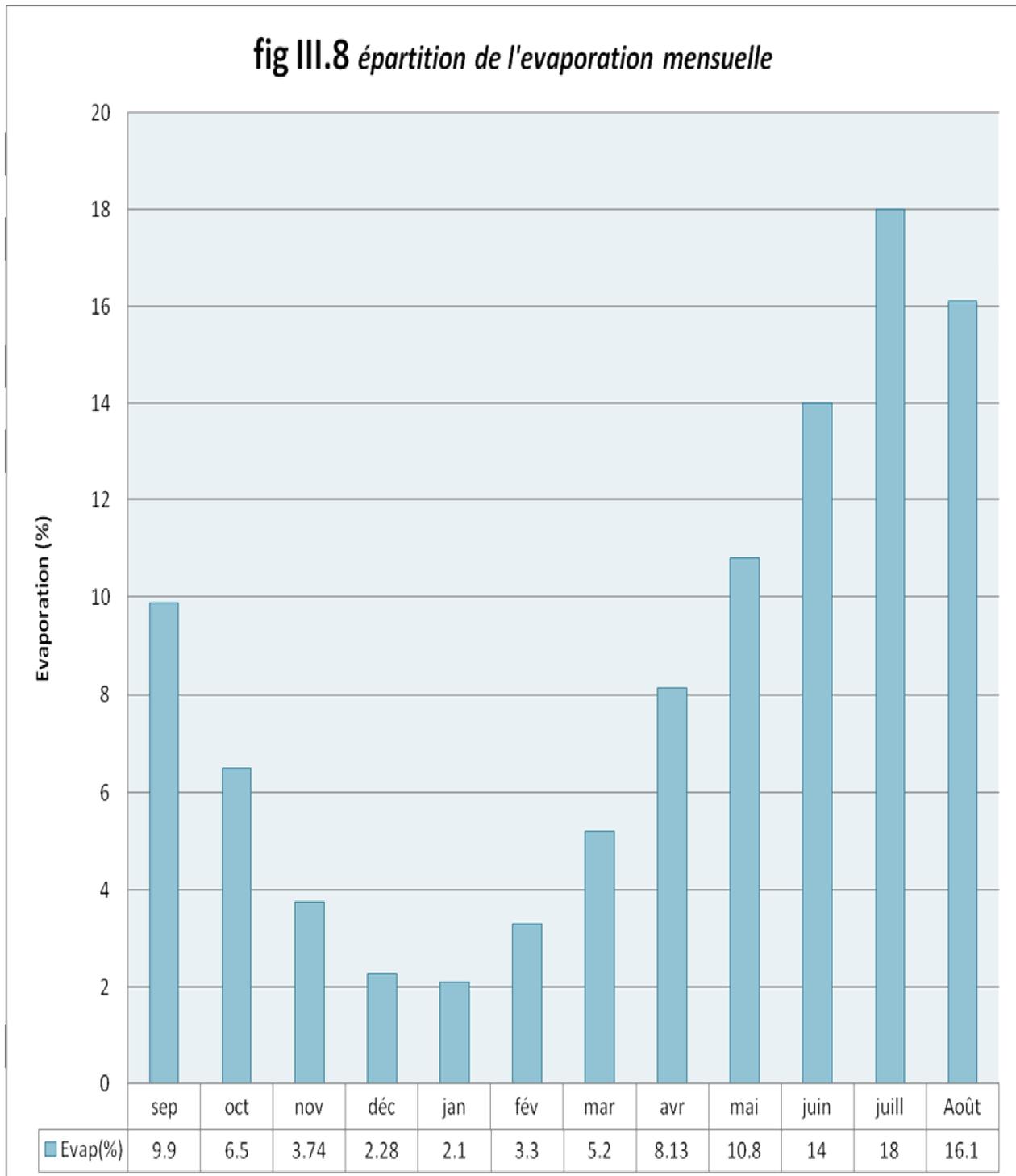
III.4.1) La température :

De manière générale le climat de la région est de type semi aride caractérisé par un été sec et chaud et un hiver relativement humide. **Tab .III.9**



III.4.2) L'évaporation :

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



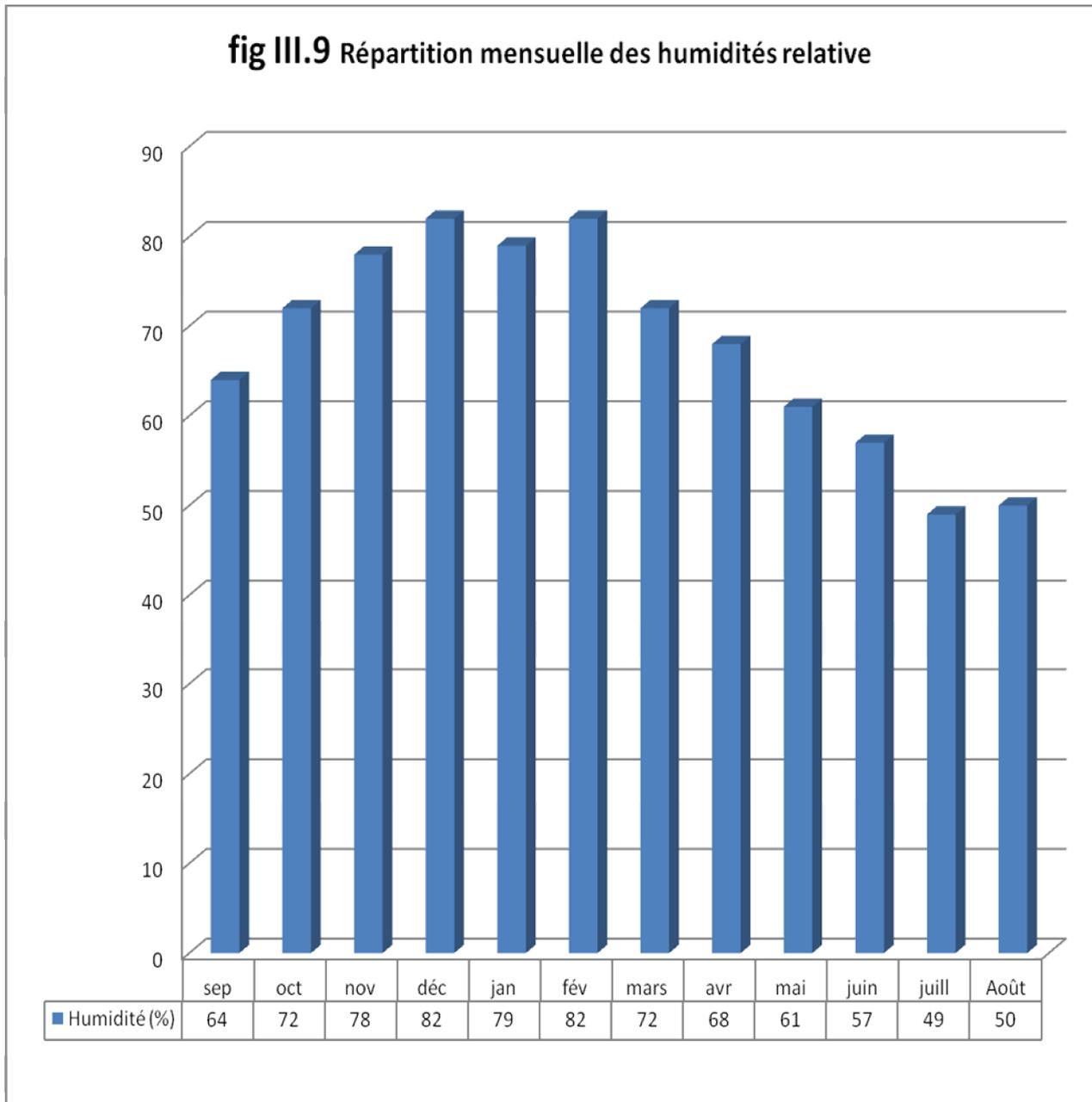
Tab .III.10



III.4.3) Humidité relative de l'aire :

les valeurs extrêmes sont 82% dans le mois de décembre février et 49% dans le mois de juillet.

La répartition mensuelle de l'humidité relative de l'air est donnée dans le tableau et le graphe suivant :**Tab .III.11**





III.4.4) Vitesse de vent :

La répartition mensuelle de la vitesse du vent est donnée dans le tableau III.12

Tableau III.12 : Répartition mensuelle de la vitesse du vent.

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juill	Août
Vitesse de vent (m/s)	3,6	3,3	3,8	4,0	3,7	4,1	3,7	3,4	3,4	3,2	2,9	3,2

La vitesse moyenne annuelle du vent est de 3.61 m/s. Le vent peut augmenter les besoins en eau et provoque quelques fois des dégâts sur certaines cultures.

III.4.5) La pluviométrie :

Les précipitations étant la source principale de l'approvisionnement de Oued Hammamia, le régime hydrologique dans le bassin est directement lié à ces précipitations.

III.4.6) Stations et données disponibles:

Les données pluviométriques disponibles dans la région ont été sélectionnées à partir du réseau d'observations de l'agence nationale des ressources hydrauliques (ANRH).

Aucun poste pluviométrique n'est situé à l'intérieur du bassin versant du site Oued Hammamia , cependant la station pluviométrique de Sour el Ghozlane située a proximité de la zone d'étude et possédant une période d'observation de plus de 30 années semble largement représentative à sa durée et à sa composante pluviométrique..

De plus, pour l'étude d'une retenue collinaire comme celle du site Oued Hammamia une série pluviométrique de 38 années (1971-2009) est largement suffisante pour représenter localement le régime des pluies comme il à été mentionné dans des nombreux ouvrages tel que " l'inventaire des infrastructures de petite et moyenne hydraulique, retenues collinaires, ministère de l'hydraulique, Alger 1988 ".

III.4.7) Pluie moyenne annuelle:

Le bassin versant n'étant pas équipé d'un poste pluviométrique, aussi la méthode classiques de THEISSEN ne peut être utilisée.

Trois méthodes ont été utilisées pour estimer les pluies moyennes au niveau du bassin.



La première consiste à évaluer la pluie à l'aide de la carte des isoyètes de l'ANRH, cette valeur est lue directement sur la carte, **P = 465 mm**

La deuxième technique est la méthode du gradient altimétrique qui consiste à rechercher graphiquement d'éventuelles relations de pluviométrie en fonction de l'altitude.

La pluie moyenne est déterminée par lecture de la valeur pluviométrique correspondant à l'altitude moyenne du bassin versant, le résultat obtenu est:

P = 450 mm.

Enfin la troisième technique qui semble la plus représentative car la valeur recherchée est issue directement des pluies enregistrées à proximité du site de la retenue, au niveau de la station de Sour el Ghozlane ou la série d'observation de 38 ans, donne une pluies moyenne de 432.23 mm.

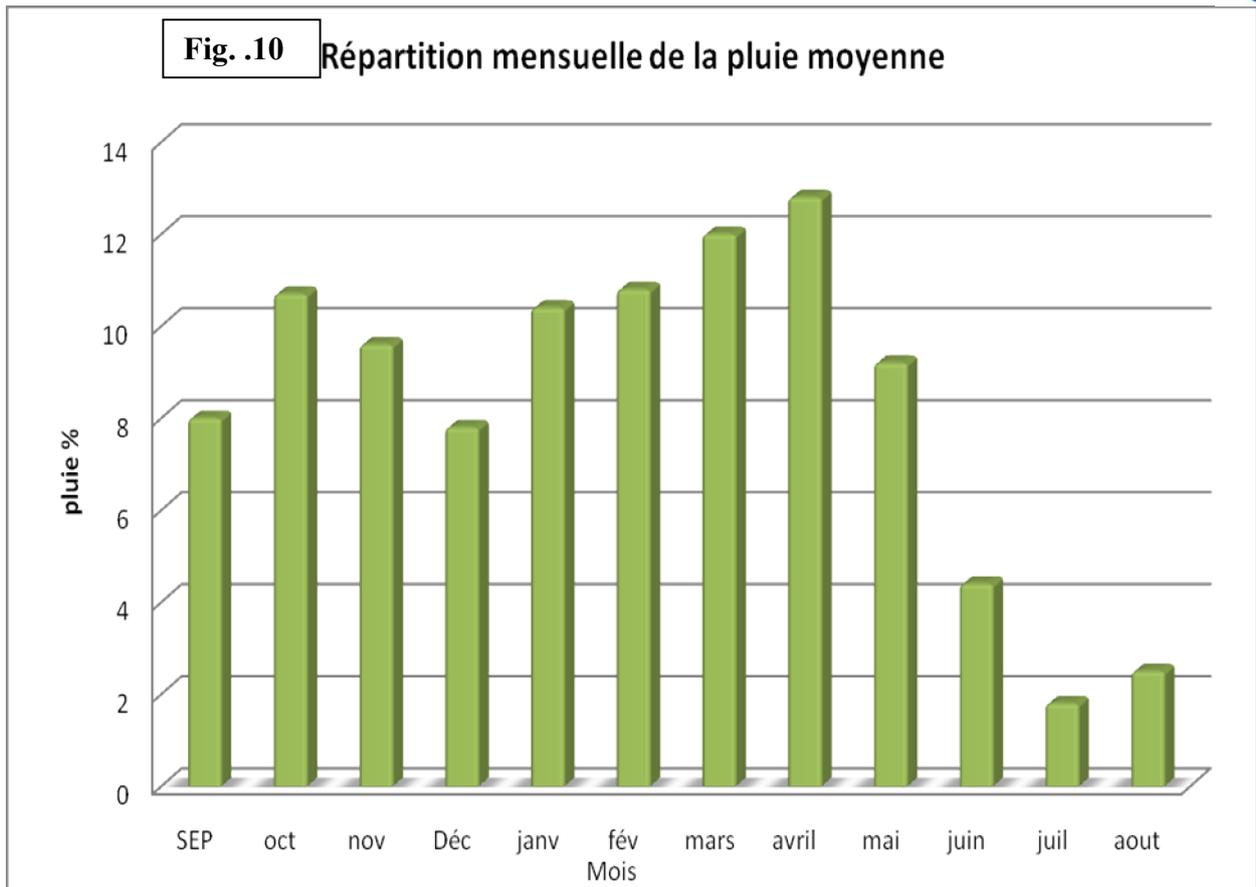
Sur la base de ces valeurs, on d'adoptera la valeur **P = 450 mm** dans le bassin versant de Oued Hammaimia.

III.4.8) Répartition mensuelle de la pluie moyenne:

La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelle à été établie sur la base de la série des précipitations à la station de Sour el Ghozlane sur la période (1971-2009), elle est donnée par le tableau et le graphe ci-dessous:

Tableau III-13 Répartition mensuelle des pluies moyennes.

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juill	Août
Pluviométrie (mm)	36	48,15	43,2	35,1	46,8	48,6	54	57,6	41,4	19,8	8,1	11,25
Pluviométrie (%)	8	10,7	9,6	7,8	10,4	10,8	12	12,8	9,2	4,4	1,8	2,5



III.5) Pluies 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.

Les paramètres statistiques de l'échantillon:

37	Nombre d'observations
32.1	Moyenne
13.5	Ecart-type
30.3	Médiane
0,42	Coefficient de variation
0.85	Coefficient d'asymétrie



III.5.1) Ajustement des pluies maximales journalières :

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

III.5.1.1) 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) et Pearson III à l'aide de logiciel Hyfran, avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les ajustements.

III.5.1.1.1) Ajustement a la loi de GUMBEL:

L'équation de la droite de GUMBEL:

$$P_{\max j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots \dots \dots (III-19)$$

y:variable de la droite de GUMBEL:

$$y = -[\ln (-\ln (F(x)))] \dots \dots \dots (III-20)$$

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{N} \dots \dots \dots (III-21)$$

Ou :

m: l'ordre de classement;

n: taille de l'échantillon;

: sont déterminés par la méthode des moindres carrées.

III.5.1.1.2) Ajustement a la loi normale:

Calcul des fréquences expérimental (au non dépassement):

$$T = \frac{1}{1-q} \quad \text{et:} \quad q = F(x_i) = \frac{m - 0.5}{N} \dots \dots \dots (III-22)$$

M: numéro d'ordre de la valeur.

N : taille de l'échantillon.

Paramètres d'ajustement a la loi normale:

$$X_{p\%} = X_{\text{moy}} + \delta U_{p\%} \dots \dots \dots (III-23)$$

X_{moy} : hauteur de pluie moyenne.

δ : écart-type.

$U_{p\%}$: variable réduite de GAUSS.



III.5.1.1.3) Ajustement a la loi pearsonIII :

La forme standardisée de la loi pearsonIII est une transformation linéaire de la fonction gamma :

$$F(t) = k \int_0^{\infty} e^{-\lambda t} (x + \sqrt{\lambda})^{\lambda-1} dt \dots \dots \dots (III-24)$$

Avec : $k = \frac{e^{-\lambda} \sqrt{\lambda}}{\Gamma(\lambda)}$

$\Gamma(\lambda)$: fonction gamma

λ : paramètre de forme

t est la variable réduite ayant pour expression :

$$t = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma} = \frac{k_i - 1}{c_v} \quad \text{avec : } k_i = \frac{x_i}{\bar{x}}$$

σ : écart type de la série

\bar{x} : moyen arithmétique de la série

K_i : hydraulicité ou coefficient de Kotchérine

Conclusion:

D'après les graphes d'ajustement Fig. (III.11), on a remarqué que les deux graphes de Gumbel et log normale et très proche mais la série s'ajuste mieux à la loi de log normale.

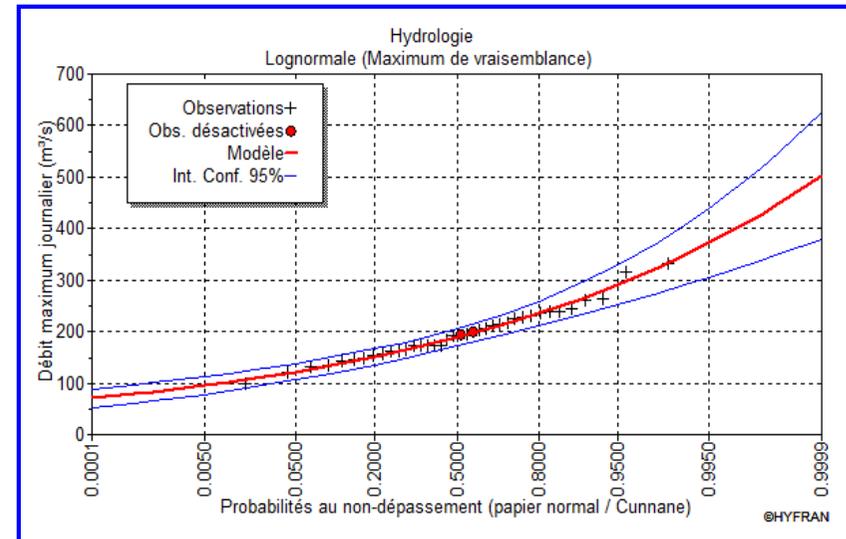
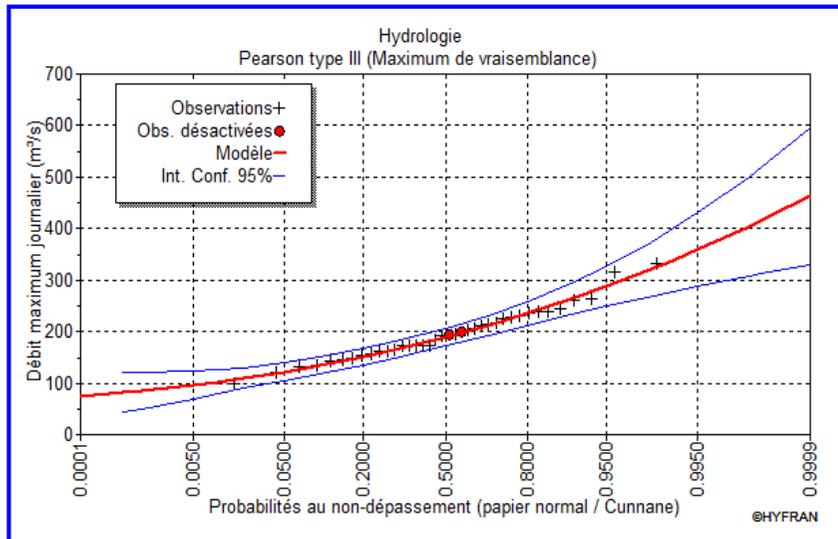
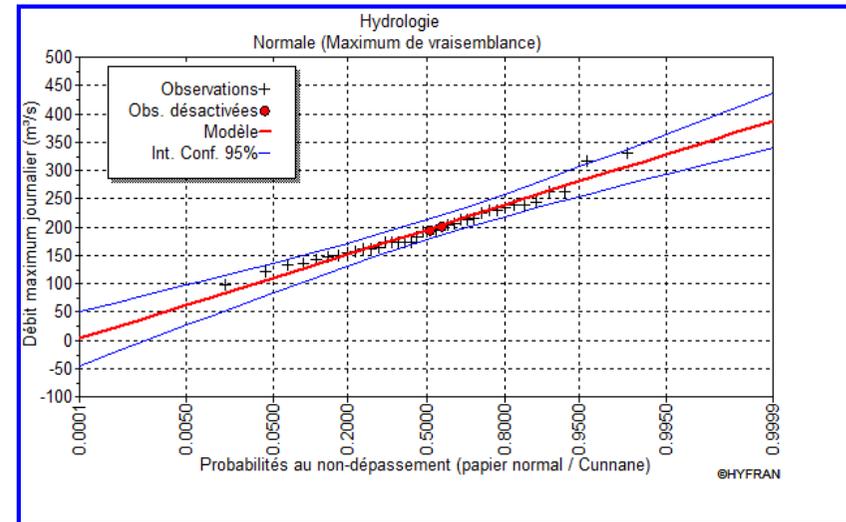
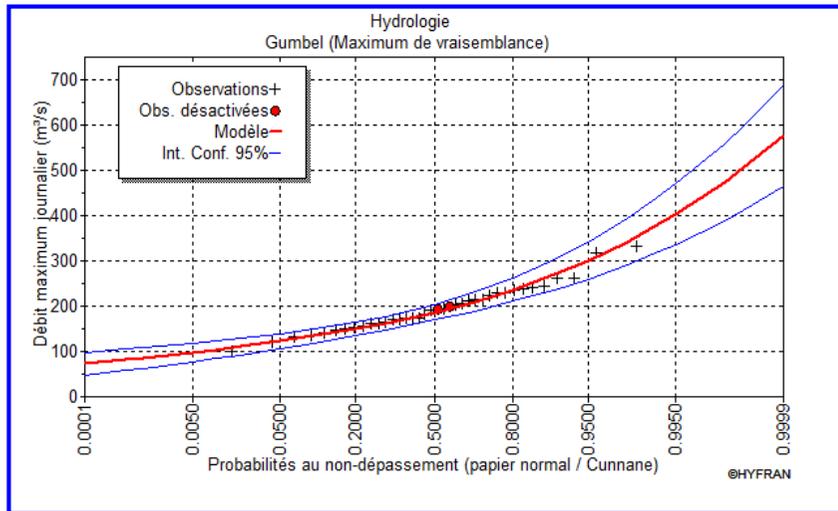


Fig. III.11 Ajustement comparatif avec 4 lois



III.5.1.1.4) Ajustement a la loi log normale:

Paramètres d'ajustement à la loi Log normale :

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

$$\text{Log}P_{j\max} = \overline{\log P_{j\max}} + \sigma_{\log} U_{P\%} \dots\dots\dots(\text{III-26})$$

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

Tableau III-14 Ajustement a la loi log normale.

Intervalle de confiances	$P_{\max j\%}$ (mm)	q	Période de retour T (ans)
95 %			
76.1 – 173.6	124.9	0,999	1000
65.0 – 131.1	98.1	0,995	200
60.0 – 114.4	87.2	0,99	100
54.8 – 98.6	76.7	0,98	50
47.6 – 79.0	63.3	0,95	20
41.7 – 65.0	53.4	0,9	10
35.3 – 51.5	43.4	0,8	5
24.5 – 33.9	29.2	0,5	2

III.6) Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la formule de Montanami.

$$P_{\max,t,p\%} = P_{\max,j,p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots(\text{III-27})$$

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

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

t : Temps [heure].

b : Exposant climatique (d'après la station b = 0,34).

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

$$I_0 = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots(\text{III-28})$$



Les résultats de calcul de $P_{max,t,p\%}$ et I_0 sont donnés dans le Tableau (III.15).

Tableau III.15 : les précipitations des différent fréquence.

fréquence (%)	5		10		20		50		100		1000	
	Pct	It	Pct	It								
0,5	14,12	28,25	17,38	34,75	20,60	41,20	24,96	49,92	28,38	56,75	40,64	81,29
1	17,27	17,27	21,25	21,25	25,19	25,19	30,52	30,52	34,69	34,69	49,69	49,69
2	21,41	10,20	26,35	12,55	31,23	14,87	37,84	18,02	43,02	20,49	61,62	29,34
3	23,75	7,92	29,22	9,74	34,63	11,54	41,97	13,99	47,71	15,90	68,34	22,78
6	29,03	4,84	35,72	5,95	42,35	7,06	51,31	8,55	58,33	9,72	83,55	13,93
9	32,66	3,63	40,18	4,46	47,63	5,29	57,71	6,41	65,61	7,29	93,98	10,44
12	35,50	2,96	43,68	3,64	51,77	4,31	62,73	5,23	71,32	5,94	102,16	8,51
15	37,87	2,52	46,60	3,11	55,23	3,68	66,93	4,46	76,09	5,07	108,99	7,27
18	39,93	2,22	49,13	2,73	58,23	3,24	70,56	3,92	80,22	4,46	114,90	6,38
21	41,75	1,99	51,37	2,45	60,90	2,90	73,79	3,51	83,89	3,99	120,16	5,72
24	43,40	1,81	53,40	2,23	63,30	2,64	76,70	3,20	87,20	3,63	124,90	5,20

III.7) Etudes des apports :

A base de manque de séries hydrométriques au niveau du talweg principal, les apports seront estimés à partir des formules empiriques.

III.7.1) Apports liquides :

III.7.1.1) Apport moyen interannuel (A_0) :

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

A) Formule de l'ANRH :

On a :

$$A_{moy} = 0,915 \cdot P_{moy}^{2,684} \cdot S^{0,842} \quad [10^6 \text{ m}^3] \dots\dots\dots (III.29)$$

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

S : Superficie du bassin versant [Km²].

B) Formule de MEDINGUER :

On a :

$$L_e = 1,024 (P_{moy} - 0,26)^2 \dots\dots\dots (III.30)$$



L_e : Lamme d'eau écoulée [mm].

P : Pluie moyenne annuelle [m].

$$A_0 = L_e S$$

S : Superficie du bassin versant [Km²].

C) Formule de TURC :

$$L_e = P_{\text{moy}} - D \dots\dots\dots (III.31)$$

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

D : Déficit de l'écoulement [mm] tel que :

$$D = \left(\frac{P_{\text{moy}}}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{P_{\text{moy}}}{L} \right)^2}} \right) \dots\dots\dots (III.32)$$

L : Variable théorique tel que :

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

T_{moy} : Température moyenne annuelle.

D) Formule de SAMIE :

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (III.33)$$

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

S : Surface du bassin versant en [km²] ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

E) Formule de Mallet - Gauthier :

$$L_e = 0.6 \cdot P_{\text{moy}} (1 - 10^{-0.36 \cdot P_{\text{moy}}^2}) \dots\dots\dots (III.34)$$

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

L_e : Lamme d'eau écoulée en [m].

f) Formule de Deri II :

$$A_0 = 0,513 \cdot P_{\text{moy}}^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} \quad [10^6 \text{ m}^3] \dots\dots\dots \text{(III.35)}$$

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

S : Superficie du bassin versant [Km^2].

D_d : Densité de drainage [km/km^2].

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

Tableau III.16 : l'Apport moyenne interannuelle.

Formule	A_0 (M m^3)
ANRH	1.07
MEDINGUER	0.57
TURC	0.33
SAMIE	0.88
Mallet – Gauthier	0.62
Deri II	0.83

On opte pour la valeur moyenne entre les 6 méthodes on prend la valeur proche de moyenne :

$$A_{\text{moy}} = \frac{1.07 + 0.57 + 0.33 + 0.88 + 0.62 + 0.83}{6} = 0.72 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$A_0 = 0.62 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

III.7.1.2) Caractéristiques de l'écoulement :

a) Module de l'écoulement (M_e) :

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots \text{III.36}$$

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] " $T = 31,536 \cdot 10^6$ secondes".

**AN :**

$$M_e = \frac{0.62 \cdot 10^9}{31,536 \cdot 10^6} = 19.66 \text{ l/s}$$

b) Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M_0) :

On a :

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

 M_0 : Module de l'écoulement ([l/s]).S : Superficie du bassin [Km^2].**AN :**

$$M_0 = \frac{19.66}{15.3} = 1,28 \text{ l/s/km}^2$$

c) lame d'eau écoulée :

On a :

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots \text{III.38}$$

S : Superficie du bassin.

AN :

$$L_e = \frac{0.83 \cdot 10^6}{15.3 \cdot 10^6} = 0,040 \text{ m} = 40 \text{ mm}$$

d) Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}} \dots\dots\dots \text{III.39}$$

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

$$C_e = \frac{40}{450} = 0,09$$

e) Coefficient de variation :

Pour le calcul du coefficient de variation C_v et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques.

- **Formule de SOKOLOVSKY:**

On a :

$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots \text{III.40}$$

Avec :

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

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

A.N :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (1,28) = 0,74 \quad \Rightarrow \quad C_v = 0,74 - (0,063 \log_{10} (15,3 + 1)) = 0,66$$

- **Formule de OURKGUIPROVODKHOZ :**

$$C_v = \frac{0,7}{M_0^{-0,127}} \dots\dots\dots \text{III.41}$$

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

A.N :

$$C_v = \frac{0,7}{1,28^{-0,127}} = 0,72$$

- **Formule de L'ANTONOV:**

$$C_v = \frac{0,7}{(S + 1000)^{0,097}} \dots\dots\dots \text{III.42}$$

S : Superficie du bassin en [km²].

AN :

$$C_v = \frac{0,7}{(15,3 + 1000)^{0,097}} = 0,36$$

- **Formule de KRISTEKLY MENKEL:**

$$C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})} \dots\dots\dots \text{III.43}$$

M_0 : module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

S : Superficie du bassin en [km²].

AN :

$$C_v = \frac{0,83}{(15,3^{0,06} \cdot 1,28^{0,27})} = 0,65$$

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	0,66
OURKGUIPROVODKHOZ	0,72
L'ANTONOV	0,36
KRISTEKLY MENKEL	0,65

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

$$C_{v,moy} = \frac{0,66 + 0,72 + 0,36 + 0,65}{4} = 0,59$$

On prend le coefficient proche de moyenne donc :

$$C_v = 0,65$$

III.7.1.3) Irrégularité des apports :

III.7.1.3.1) Estimation fréquentielle des apports :

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (Loi de Galton) qui est donnée comme suit :

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

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(C_v + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} = \frac{0,83 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(0,65 + 1)}}}{\sqrt{0,65^2 + 1}} = 0,69 \cdot e^{0,46 \cdot U}$$

A% : Apport de fréquence donnée.

u : Variable réduite de Gauss.

A₀ : Apport moyen annuel [Mm³].

C_v : Coefficient de variation.

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

Tableau III.18 : l'Apport fréquentielle.

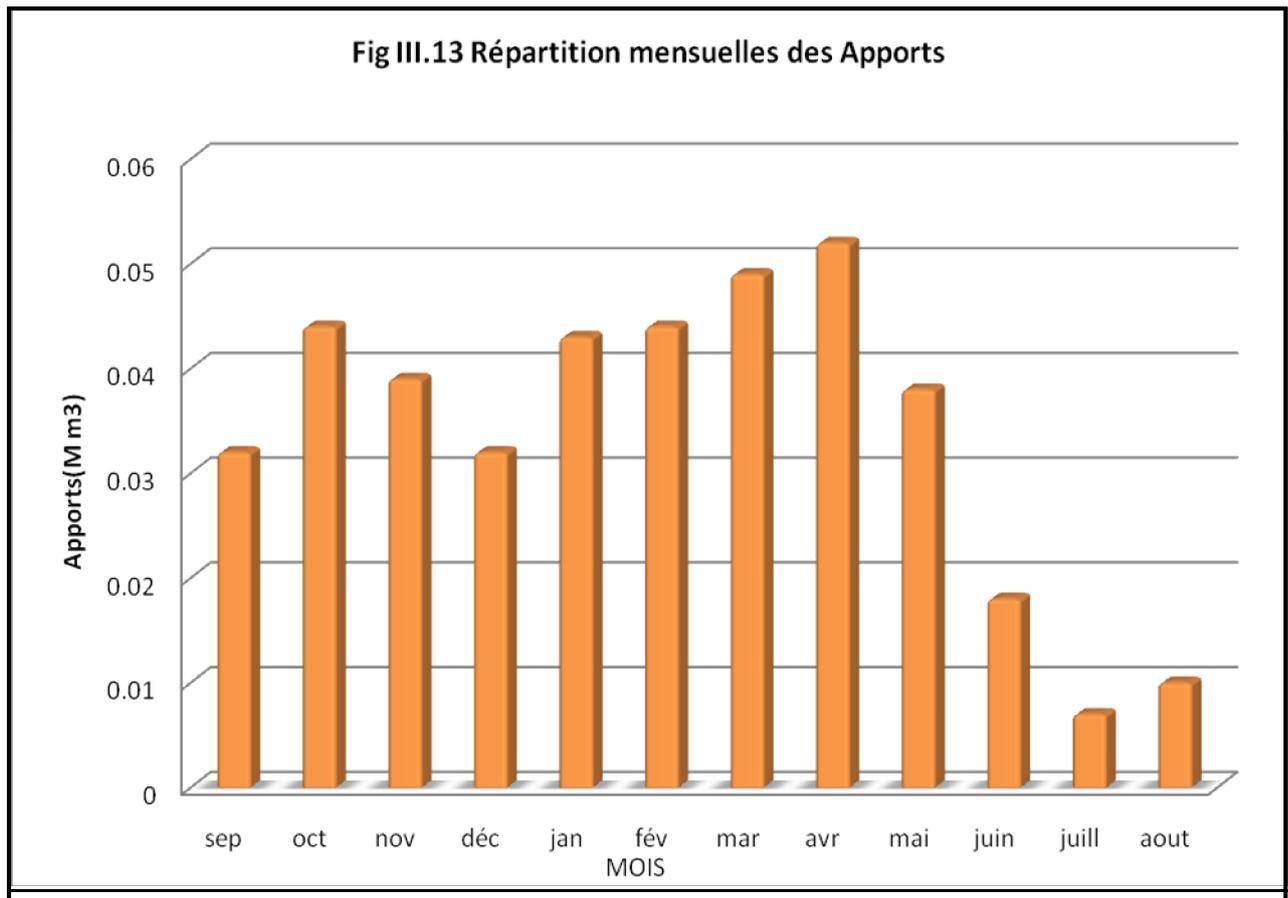
Période de retour (an)	5	10	50	100	1000
Fréquence (%)	80	90	98	99	9,99
Le variable réduit "u"	-0,841	1,282	2,054	2,327	3,091
Apport (Mm ³)	0.46	1.19	1.70	1.9	2.72

III.7.1.3.2) Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% :

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% suit la même répartition mensuelle des précipitations on a donc :

Tableau II.19 : Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.

Mois	sep	oct	nov	déc.	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juill	août	Total
$A_{80\%}$ (Mm ³)	0,037	0,049	0,044	0,036	0,048	0,05	0,055	0,059	0,042	0,020	0,008	0,012	0.46



III.7.2) Apports solides et l'estimation du volume mort :

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

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

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

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

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

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



La répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapportés à la vitesse de l'eau et la turbulence de l'écoulement

En tout point d'une rivière d'alimentation, le débit solide est défini par les caractéristiques hydrologiques de son bassin versant

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

A) Formule de TIXERONT :

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s} \quad \text{Avec} \quad Q_s = \alpha \cdot L_e^{0,15} \cdot S \dots\dots\dots(\text{III-44})$$

Avec :

Q_s : Débit solide en [tonne/an].

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

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

α : Caractéristique de perméabilité.

Tableau III.20 : valeur de α en fonction de la perméabilité.

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

A.N :

$$Q_s = 350 \cdot 40^{0,15} \cdot 15,3 = 9312,55 \text{ t/an}$$

$$V_m = 1,05 \cdot \frac{9312,55 \cdot 15}{1,6} = 87305,16 \text{ m}^3$$

B) Formule de Sogreah:

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = \frac{A_s \cdot T}{\delta_s} \quad \text{Avec} \quad A_s = \alpha \cdot P^{0.15} \cdot S \dots \dots \dots \text{(III-45)}$$

Avec :

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

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bv ($\alpha = 350$).

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

P: pluie moyenne annuelle (en mm).

$$A_s = 350 \cdot 450^{0.15} \cdot 15.3 = 13388.7 \text{ (t/An)}.$$

A.N :

$$V_m = \frac{13388.7 \cdot 15}{1,6} = 125519.06 \text{ m}^3$$

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

Tableau III.21 : récapitulatif des résultats de la volume mort.

Formule	Volume mort pour (m ³ /an)
TIXERONT	87305.16
FOURNIER	125519.06

$$V_m = \frac{87305.16 + 125519.06}{2} = 106412.12 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{mort}} = 106412.11 \text{ m}^3$$



III.8) Etude des crues :

L'intérêt économique de la prédétermination du débit maximum probable des crues d'un cours d'eau en un point donné est évident en raison des effets destructifs bien connus de ces cataclysmes hydrologiques et de la nécessité d'en préserver les ouvrages. Les dimensions des évacuateurs de crue des barrages, la hauteur des digues de protection contre l'inondation sont essentiellement déterminées par le maximum probable de la crue au quel ses ouvrages devront faire face compte tenu de certaines considérations d'optimum économique.

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- La forme de la crue (Hydrogramme de crues).
- 4- Le temps de base.

III.8.1) Formules empiriques pour la détermination de la crue :

A) Formule de MALLET - GAUTHIER :

On a:

$$Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots \text{III.46}$$

$Q_{\max,p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s).

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

S : Superficie du bassin versant [Km^2].

L : Longueur du talweg principal [Km].

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

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

T : période de retour [an].

$$Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot 2 \cdot \log(1 + 25 \cdot 0,450) \cdot 15.3 \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log 15.3}}{\sqrt{5.11}} = 29.46 \cdot \sqrt{\log T - 0,296}$$



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

Tableau III.22: récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.

Période de retour (an)	1000	100	50	20	10	5
Q_{max} (m ³ /s)	48.44	38.46	34.89	29.53	24.71	18.7

B) Formule de SOKOLOVSKY :

On a :
$$Q_{max,p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct} - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c} \dots\dots\dots III.47$$

S : Superficie du bassin [Km²].

T_c : temps de concentration[h].

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

H₀ :Perte initiale [H₀ = 7mm].

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

Tableau III.23 : valeur de α en fonction de la fréquence.

Fréquence (%)	5	10	20	50	100	1000
α	0,6	0,61	0,62	0,63	0,64	0,65

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

Tableau III.24: valeur de γ en fonction de bassin versant.

condition	γ
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km ²	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

$$Q_{max,p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct} - 7) \cdot \alpha \cdot 1,2 \cdot 15,3}{2,4} = 2,14 \cdot (P_{ct} - 7) \cdot \alpha$$

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

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

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence	20%	10%	5%	2%	1%	0.1%
P_{ct} (mm)	23,75	29,22	34.63	41.97	47.71	68.34
$\alpha_{p\%}$	0.60	0.61	0.62	0,63	0.64	0.65
$Q_{max\ p\%}$ (m ³ /s)	21.51	29.01	36.66	47.15	55.76	85.32

C) Formule de POSSENTI :

On a:

$$Q_{p\%} = \frac{\mu \cdot P_{maxj\%} \cdot S}{L} \dots\dots\dots III.48$$

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

μ : Coefficient compris entre 700 et 800 [$\mu = 740$]

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

A.N :

$$Q_{p\%} = \frac{701 \cdot P_{max\ j\%} \cdot 15.3}{5.11} = 2098.88 \cdot P_{max\ j\%}$$

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

Tableau III.26 : récapitulatif des résultats de la formule Possenti.

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
$P_{max\ j\%}$ (mm)	43.4	53.4	63.3	76.7	87.2	124.9
Q_{max} (m ³ /s)	91.09	112.08	132.9	161	183	262.2



D) Formule de TERRAZA :

On a :

$$Q_{\max, p\%} = \frac{C \cdot I_{tc} \cdot S}{3.6} \dots\dots\dots \text{III.49}$$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

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

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

Tableau III.27 : récapitulatif des résultats de la formule Terraiza.

Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0.1
C	0.50	0.55	0,60	0,65	0,70	0,80
I _{tc} (mm/h)	7.92	9.74	11.54	13.99	15.9	22.78
Q _{max} (m ³ /s)	16.83	22.77	29.43	38.65	47.3	77.45

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

Tableau III.28 : récapitulatif des résultats de débit de crue.

Formule	Q 20% (m ³ /s)	Q 10% (m ³ /s)	Q 5% (m ³ /s)	Q 2% (m ³ /s)	Q 1% (m ³ /s)	Q 0.1% (m ³ /s)
Mallet - Gauthier	18.7	24.71	29.53	34.89	38.46	48.44
Sokolovsky	21.51	29.01	36.66	47.15	55.76	85.32
Possenti	91.09	112.08	132.9	161	183	262.2
Terraza	16.83	22.77	29.43	38.65	47.3	77.45
Moyenne	37.03	47.14	57.13	70.42	81.13	118.35

III.8.2) Hydrogramme de crues :

L'hydrogramme de crue sera établi selon la méthode de Sokolovsky. Cette méthode assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques l'une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue.

- Pour la montée de la crue

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x \dots\dots\dots(III-50)$$

- Pour la décrue

$$Q_d = Q_{\max} \left[\frac{(t_d - t)}{t_d} \right]^y \dots\dots\dots(III-51)$$

Où :

t_m : Temps de montée de la crue [$t_m=t_c=2.4$

t_d : temps de la décrue [$t_d=\delta.t_m$].

x,y : puissances des courbes [$x=2$; $y=3$].

δ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant.

Tableau III.29 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ .

Condition	δ
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 à 2,5
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3 à 4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4 à 7

Pour notre bassin $\delta=2,5$.

A.N :

$$t_d = \delta * t_m = 2,5 * 2.4 = 6 \text{ heures.}$$

$$t_b = t_m + t_d = 8.4 \text{ h}$$



Pour la montée :

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{2.4} \right)^2$$

Pour la décrue :

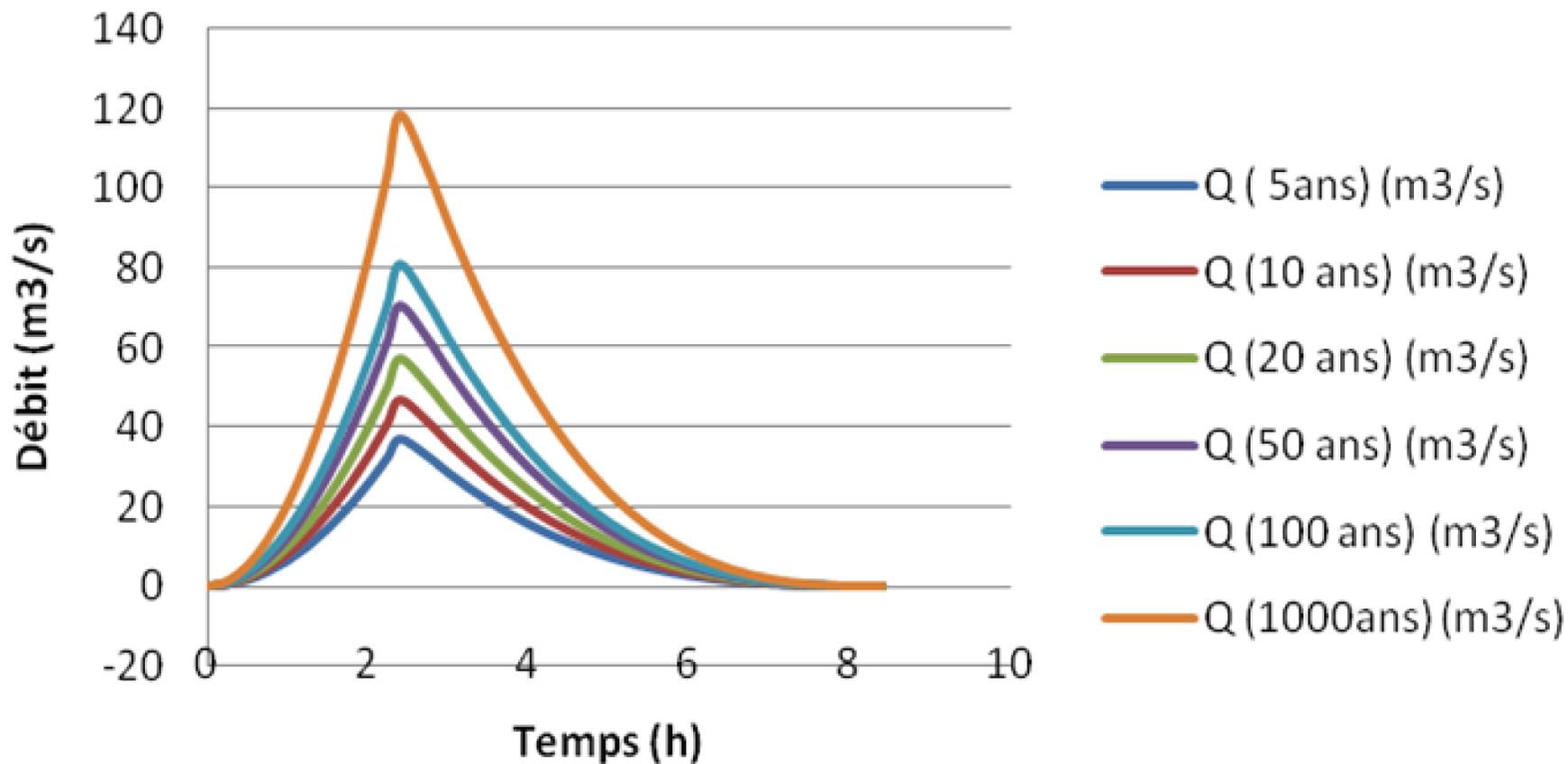
$$Q_d = Q_{\max, p\%} \cdot \left(\frac{(6-t)}{6} \right)^3$$

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

Tableau N°III.30 : récapitulatif des résultats de l'Hydrogramme du crue

débits de crues des périodes de retour						
temps (h)	Q (5ans) (m3/s)	Q (10 ans) (m3/s)	Q (20 ans) (m3/s)	Q (50 ans) (m3/s)	Q (100 ans) (m3/s)	Q (1000ans) (m3/s)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.25	0.40	0.51	0.62	0.76	0.88	1.28
0.50	1.61	2.05	2.48	3.06	3.52	5.14
0.75	3.62	4.60	5.58	6.88	7.92	11.56
1.00	6.43	8.18	9.92	12.23	14.09	20.55
1.25	10.05	12.79	15.50	19.10	22.01	32.10
1.50	14.46	18.41	22.32	27.51	31.69	46.23
1.75	19.69	25.06	30.38	37.44	43.14	62.92
2.00	25.72	32.74	39.67	48.90	56.34	82.19
2.10	28.35	36.09	43.74	53.92	62.12	90.61
2.25	32.55	41.43	50.21	61.89	71.31	104.02
2.40	37.03	47.14	57.13	70.42	81.13	118.35
2.75	32.59	41.49	50.28	61.98	71.41	104.16
3.00	28.52	36.31	44.00	54.24	62.49	91.16
3.25	24.81	31.58	38.27	47.18	54.35	79.29
3.50	21.43	27.28	33.06	40.75	46.95	68.49
3.75	18.37	23.39	28.35	34.94	40.25	58.72
4.00	15.62	19.89	24.10	29.71	34.23	49.93
4.25	13.16	16.75	20.30	25.03	28.83	42.06
4.50	10.97	13.97	16.93	20.87	24.04	35.07
4.75	9.04	11.51	13.95	17.19	19.81	28.89
5.00	7.35	9.36	11.34	13.98	16.10	23.49
5.25	5.89	7.49	9.08	11.19	12.89	18.81
5.50	4.63	5.89	7.14	8.80	10.14	14.79
5.75	3.57	4.54	5.50	6.78	7.81	11.39
6.00	2.68	3.41	4.13	5.09	5.87	8.56
6.25	1.95	2.49	3.01	3.71	4.28	6.24
6.50	1.37	1.75	2.12	2.61	3.00	4.38
6.75	0.92	1.17	1.42	1.75	2.01	2.94
7.00	0.58	0.74	0.89	1.10	1.27	1.85
7.25	0.33	0.43	0.52	0.64	0.73	1.07
7.50	0.17	0.22	0.26	0.33	0.38	0.55
7.75	0.07	0.09	0.11	0.14	0.16	0.23
8.00	0.02	0.03	0.03	0.04	0.05	0.07
8.25	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01
8.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

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





III.8.3) Choix de fréquence de la crue du projet :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :



Tableau N°II.31 : Catégories des dommages résultant des crues.

Dommages élevés	Dommages importants	Dommages faibles
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe 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 N°III.32 : Crues de projet recommandé.

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

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

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

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r \dots\dots\dots(III-52)$$



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

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

I_r : représente les risques.

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

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

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

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

D'OU :

$$Q_{\text{CRUE PROJET}} = 81.13 \text{ M}^3/\text{S}$$

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

$$Q_{\text{CRUE TRAVAUX}} = 47.14 \text{ M}^3/\text{S}$$

III-9) Régularisation des débits :

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

Différents types de régularisation sont utilisés :

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

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :



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

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

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

III.9.1) Module d'irrigation :

D'après l'Institut National d'Agronomie les besoins en eau destinée à l'irrigation pour des cultures maraîchères par mois sont :

Tableau N°III.33 : Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation.

Mois	Besoin ($m^3/ha/an$)	Besoin (%)
septembre	350	16.13
Octobre	0	0
Novembre	0	0
Décembre	0	0
Janvier	0	0
Février	0	0
Mars	0	0
Avril	100	2.15
Mai	400	8.6
Juin	900	20.43
Juillet	1200	27.96
Août	1000	24.73
Totale	3950	100

(source : DHW)

Pour les différentes valeurs de taux de régularisation nous calculons les surfaces des parcelles irriguées.



1) Une fréquence de 80% :

$$A_u = (A_0 - U_{Aep}) \cdot 0,8 = (0,62 - 0) \cdot 0,8 = 0,496 \text{ Mm}^3.$$

A_u : Apport utilisable.

A_0 : apport moyen interannuel.

$$S_i = \frac{A_u}{N} = \frac{0,496}{3950 \cdot 10^{-6}} = 125,5 \text{ ha}$$

S_i : Surface irrigable.

Tableau N°III.34 : Répartition mensuelle de la consommation des eaux d'irrigation.

Mois	$U_{irr} \text{ (Mm}^3\text{)}$
	80%
septembre	0,043
Octobre	0,000
Novembre	0,000
Décembre	0,000
Janvier	0,000
Février	0,000
Mars	0,000
Avril	0,011
Mai	0,043
Juin	0,100
Juillet	0,138
Août	0,116

III.9.2) Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

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

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

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

- Détermination de la période à bonne hydraulicité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires " V_s " et " V_d ".



- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période à bonne hydraulité est celle du mois d'octobre jusqu'au mois de mai.

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

$$V_s = 0.330 \text{ Mm}^3 \quad \text{et} \quad V_d = 0.321 \text{ Mm}^3.$$

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

$$V_s > V_d \longrightarrow V_u = V_d = 0.321 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 0.321 + 0.106 = 0.427 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = 0.427 \text{ Mm}^3$$

Tableau N°III.35 : Régularisation saisonnière suivant la 1^{ère} consigne.

Mois	$A_{80\%}(\text{Mm}^3)$	$U_{80\%}(\text{Mm}^3)$	A-U (Mm^3)	1 ^{ère} consigne d'exploitation		
				$V_{ri}(\text{Mm}^3)$	$V_{rf}(\text{Mm}^3)$	S (Mm^3)
Oct	0,049	0	+0,049	0.106	0,106	***
				0.155	0,146	0.009
Nov	0,044	0	+0,044	0.199	0,190	0.009
				0.235	0,226	0.009
Dec	0,036	0	+0,036	0.283	0,274	0.009
				0.333	0,324	0.009
Jan	0,048	0	+0,048	0.388	0,379	0.009
				0.427	0,427	***
Fev	0,05	0	+0,05	0.426	0,426	***
				0.346	0,0346	***
Mar	0,055	0	+0,055	0.216	0,216	***
				0.112	0,112	***
Avr	0,059	0,011	+0,048	0.106	0,106	***
				0.106	0,106	***
Mai	0,042	0,043	-0,001	0.106	0,106	***
				0.106	0,106	***
Juin	0,020	0,100	-0,080	0.106	0,106	***
				0.106	0,106	***
Juil	0,008	0,138	-0,130	0.106	0,106	***
				0.106	0,106	***
Août	0,012	0,116	-0,104	0.106	0,106	***
				0.106	0,106	***
Sep	0,037	0,043	-0,006	0.106	0,106	***
				0.106	0,106	***



Tableau N°III.36 : Régularisation saisonnière suivant la 2^{ème} consigne.

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	A-U (Mm ³)	2 ^{ème} consigne d'exploitation		
				V _{ri} (Mm ³)	V _{rf} (Mm ³)	S (Mm ³)
Oct	0,049	0	+0,049	0,106	0.106	***
				0,146	0.155	0.009
Nov	0,044	0	+0,044	0,190	0.199	0.009
				0,226	0.235	0.009
Dec	0,036	0	+0,036	0,274	0.283	0.009
				0,324	0.333	0.009
Jan	0,048	0	+0,048	0,379	0.388	0.009
				0,427	0.427	***
Fev	0,05	0	+0,05	0,426	0.426	***
				0,0346	0.346	***
Mar	0,055	0	+0,055	0,216	0.216	***
				0,112	0.112	***
Avr	0,059	0,011	+0,048	0,106	0.106	***
Mai	0,042	0,043	-0,001			
Juin	0,020	0,100	-0,080			
Juil	0,008	0,138	-0,130			
Août	0,012	0,116	-0,104			
Sep	0,037	0,043	-0,006			

III.9.3) 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:

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots \dots \dots (III-53)$$

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}).

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

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

B) Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100} \dots \dots \dots \text{(III-54)}$$

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

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

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

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

Tableau N°III.37 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.

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

C) Estimation de l'erreur :

Les volumes des pertes sont considérer comme consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivant :

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \quad \text{Avec} \quad 1\% < \varepsilon < 2\% \dots \dots \dots \text{(III-55)}$$

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 vérifier on doit faire des itérations.



D'après le tableau III.38 on a :

$$V_s = 0.268 \text{ Mm}^3 \quad \text{Et} \quad V_d = 0.262 \text{ Mm}^3.$$

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

$$V_u = V_d = 0.268 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 0.268 + 0,106 = 0.374 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = 0.374 \text{ Mm}^3$$

Tableau N°III.38 : Régularisation saisonnière en tenir compte les pertes.

Mois	V _{rf} (Mm ³)	V _{mov} (Mm ³)	S _{mov} (ha)	E _s (m)	V _{inf} (Mm ³)	V _{evd} (Mm ³)	π (Mm ³)	W (Mm ³)	U (Mm ³)	W-U- π (Mm ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation		
											V _{ri} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S(Mm ³)
Oct	0,217	0.242	0.0952	0.080	0.005	0.008	0.012	0,049	0	+0,037	0.106	0.106	---
	0,266										0.143	0.143	---
Nov	0,310	0.288	0.119	0.046	0.006	0.005	0.011	0,044	0	+0,037	0.180	0.180	---
	0,346										0.215	0.215	---
Dec	0,394	0.328	0.136	0.028	0.007	0.004	0.011	0,036	0	+0,035	0.215	0.215	---
	0,444										0.251	0.251	---
Jan	0,499	0.370	0.158	0.026	0.008	0.004	0.012	0,048	0	+0,036	0.251	0.251	---
	0,538										0.285	0.285	---
Fev	0,537	0.419	0.178	0.040	0.009	0.007	0.016	0,05	0	+0,034	0.285	0.285	---
	0,444										0.332	0.332	---
Mar	0,499	0.472	0.160	0.064	0.008	0.003	0.012	0,055	0	+0,047	0.332	0.332	---
	0,538										0.374	0.374	---
Avr	0,538	0.494	0.189	0.100	0.009	0.009	0.018	0,059	0,011	+0,042	0.374	0.374	---
	0,537										0.353	0.357	0.004
Mai	0,537	0.5375	0.194	0.103	0.010	0.020	0.030	0,042	0,043	-0,021	0.353	0.357	0.004
	0,457										0.251	0.255	0.004
Juin	0,457	0.497	0.188	0.122	0.009	0.003	0.012	0,020	0, 100	-0,102	0.251	0.255	0.004
	0,327										0.228	0.232	0.004
Juil	0,327	0.392	0.161	0.153	0.008	0.025	0.033	0,008	0,038	-0,023	0.228	0.232	0.004
	0,223										0.121	0.125	0.004
Août	0,223	0.2750	0.120	0.139	0.006	0.017	0.023	0,012	0,116	-0,107	0.121	0.125	0.004
	0,217										0.106	0.106	---
Sep	0,217	0.220	0.075	0.122	0.004	0.009	0.013	0,037	0,043	-0,019	0.106	0.106	---



Pour satisfaire les besoins en eau pour l'irrigation dans le cas de l'irrégularité des Apports, on prend une volume normale a la retenue égale à :

$$V_{NNR} = 0.268 + 0,106 = 0.374 \text{ Mm}^3$$

III.10) Laminage des crues :

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots(III-56)$$

Où :

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 a l'instant **t** est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots(III-57)$$

Où :

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



III.10.1) procédés de calcul :

Il existe plusieurs procédés de calcul comme Hedeblat, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step et d'autre méthodes, nous retenons cinq méthodes celles de :

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

1) Méthode de KOTCHERINE :

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

1. l'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze,
2. les débits 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.

1.1) Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q_{\%}} \right) \dots \dots \dots (III-58)$$

Où :

V_F : le volume d'eau en charge,

V_C : le volume de la crue,

$Q_{\%}$: le débit de la crue,

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \dots \dots \dots (III-59)$$



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,

1.2) Estimation de la charge au dessus du déversoir :

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

$$q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(III-60)$$

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; [$g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$];

b : la largeur de déversoir,

H : la charge sur le déversoir ,

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

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

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

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

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

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

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

Où :

H_o : est la charge globale;

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

P : la hauteur de pelle.

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

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

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

Tableau N°III.39 : Données initiales.

Données initiales	
g	9,81 m ² /s
α	1
Q _{1%}	81.13 m ³ /s
V _{crue 1%}	700963 m ³
m	0,49
P	1.5 m

Tous les calculs et résultats sont illustrés ci après :

Tableau N°III.40 : 1 ère étape de calcul.

B(L) (m)	H (m)	débit (m ³ /s)	surface (m ²)	vitesse (m/s)	V _{forcé} (Mm ³)
2	0.2	0.388	2.400	0.162	0.008
4	0,4	2.197	5.600	0.392	0.021
6	0,6	6.053	9.600	0.631	0.035
8	0,8	12.426	14.400	0.863	0.054
10	1	21.707	20.000	1.085	0.067
12	1,2	34.242	26.400	1.297	0.09
14	1.4	50.341	33.600	1.498	0.115

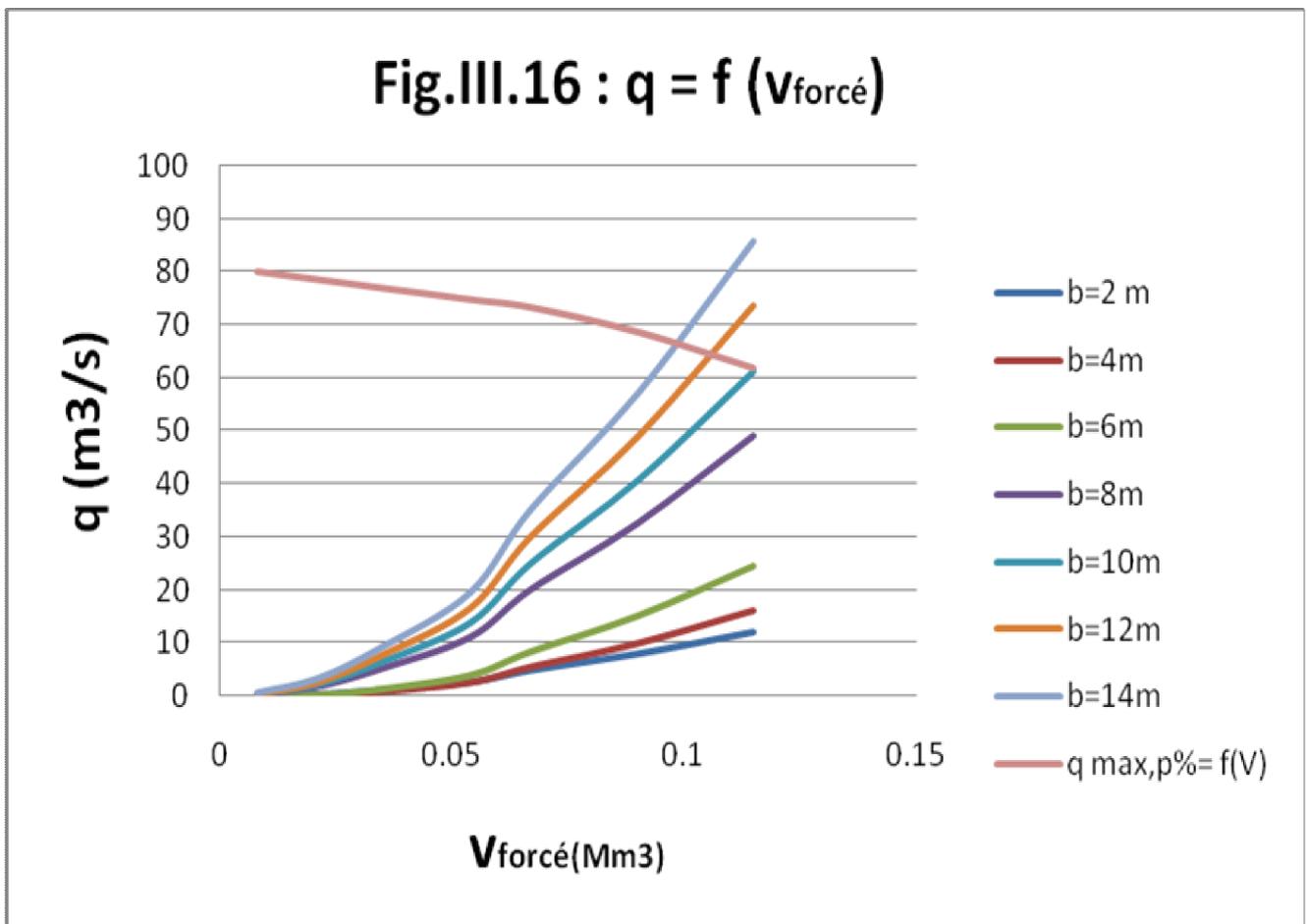
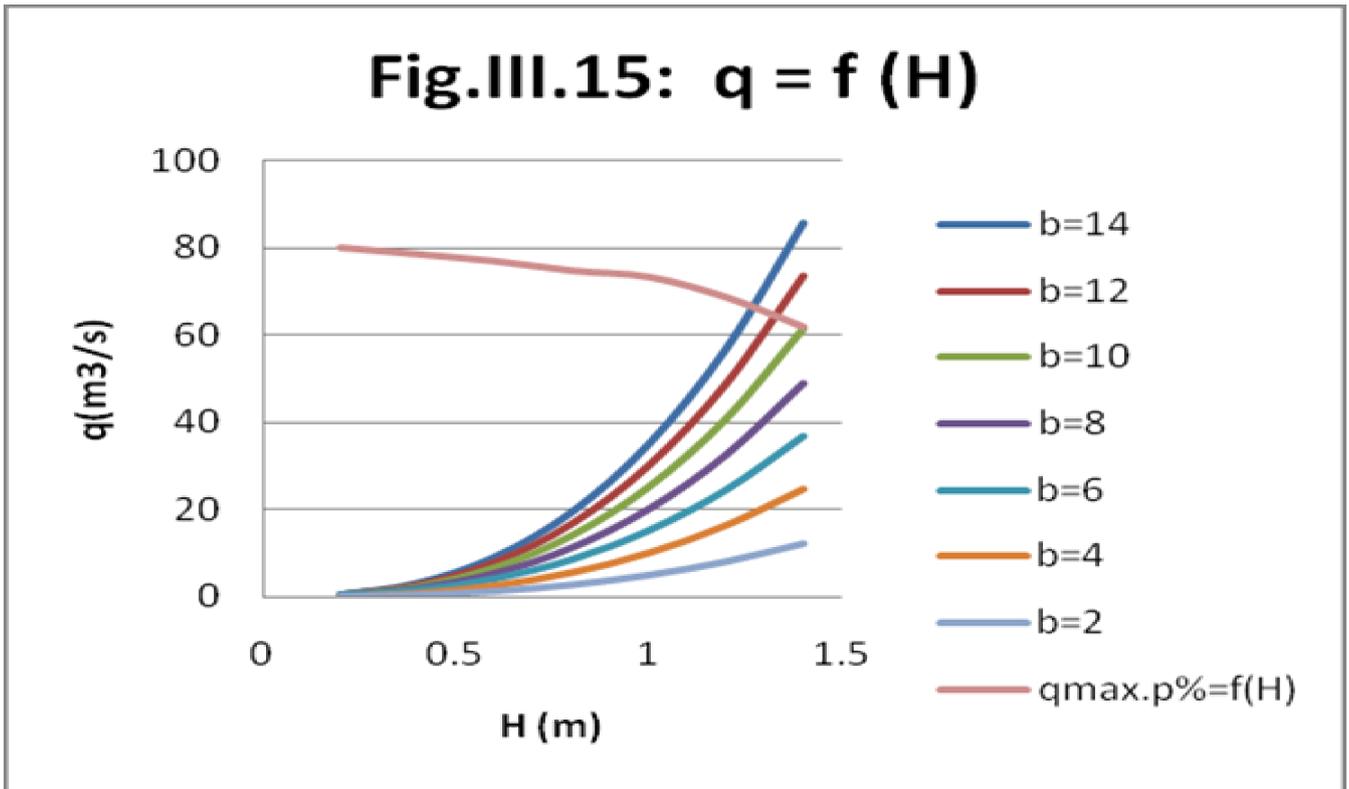
Tableau N°III.41 : 2 ème étape de calcul.

H (m)	V _{moy} (m/s)	H ₀ (m)	Débit m ³ /s						
			b=2m	b=4m	b=6m	b=8m	b=10m	b=12m	b=14m
0,2	0.162	0.201	0.079	0.158	0.237	0.316	0.395	0.474	0.553
0,4	0.392	0.408	0.461	0.922	1.384	1.845	2.306	2.767	3.228
0,6	0.631	0.620	1.316	2.631	3.947	5.262	6.578	7.893	9.209
0,8	0.863	0.838	2.791	5.581	8.372	11.163	13.953	16.744	19.535
1	1.085	1.060	5.023	10.046	15.069	20.092	25.116	30.139	35.162
1,2	1.297	1.286	8.139	16.278	24.416	32.555	40.694	48.833	56.972
1.4	1.498	1.514	12.254	24.509	36.763	49.017	61.272	73.526	85.780

Tableau N°III.42 : 3 ème étape de calcul.

H (m)	V _{forcé} (M m ³)	q _{Laminé} (m ³ /s)	Débit m ³ /s						
			b=2 m	b=4m	b=6m	b=8m	b=10m	b=12m	b=14m
0,2	0.008	80.20	0.079	0.158	0.237	0.316	0.395	0.474	0.553
0,4	0.021	78.70	0.461	0.922	1.384	1.845	2.306	2.767	3.228
0,6	0.035	77.07	1.316	2.631	3.947	5.262	6.578	7.893	9.209
0,8	0.054	74.88	2.791	5.581	8.372	11.163	13.953	16.744	19.535
1	0.067	73.38	5.023	10.046	15.069	20.092	25.116	30.139	35.162
1,2	0.09	68.71	8.139	16.278	24.416	32.555	40.694	48.833	56.972
1.4	0.115	61.81	12.254	24.509	36.763	49.017	61.272	73.526	85.780

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.





Tab.III. 43 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

b (m)	H (m)	NPHE (m)	q(m ³ /s)	V _{forcé} (Mm ³)
10	1.40	863.5	61.00	0.12
12	1.00	863.1	64.5	0.10
14	0.80	862.9	66.4	0.085

III.10.2) 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.10.2.1) 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 :

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots \dots \dots \text{(III-61)}$$

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 $[H_i = NNR - C_f + R + h_{dév} + t]$.

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).



III.10.2.1.1) Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \dots\dots\dots(III-62)$$

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

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [F = 0,5 km].

A.N :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{0,5} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{0,5} = 0,75 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,75 = 3.00 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.75 \cdot 0,75 + \frac{3,00^2}{2 \cdot 9,81} = 1.02 \text{ m}$$

b) Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \dots\dots\dots(III-63)$$

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

A.N :

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{0,5} = 0,73 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,73 = 2.97 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.75 \cdot 0,73 + \frac{2.97^2}{2 \cdot 9,81} = 1,01 \text{ m}$$

c) Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \quad \dots\dots\dots(III.64)$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,5} = 1,21 \text{ m}$$



Conclusion :

On prend une valeur moyenne donc :

$$R = \frac{1,02+1,01+1,21}{3} = 1.08 \text{ m}$$

III.10.2.1.2) Largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPPEN :

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.65)$$

2) Formule de F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (III.66)$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (III.67)$$

4) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.68)$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t. = 862.1 - 849 + 1 + 1,08 + 0,50 = 15.68 \text{ m}$$

Tableau N°III.44 : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	6.43
EF PREECE	5.29
PRATIQUE	6.49
SIMPLIFIEE	5.91
Moyenne	6.03

On opte pour une largeur de crête égale à:

$$b_{cr} = 6.00 \text{ m}$$

III.10.2.1.3) Calcul du coût de la digue :

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

Tableau N°III.45 : coût de la digue.

Largeur déversants (m)	volume de la digue (m ³)	Coût de la digue (millions de DA)
10	54429.55	21771820
12	53091.71	21236684
14	46645.04	18658016

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

III.10.2.2) Calcul du coût de l'évacuateur de crues :

III.10.2.2.1) 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 :



$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1,85} \dots\dots\dots(III-69)$$

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 (m²).

L : Largeur déversante (m).

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

Tableau N°III.46 : coût de déversoir.

largeur déversants (m)	volume du béton (m ³)	Coût du déversoir (millions de DA)
10	18.1	452500
12	21.72	540300
14	25.34	633500

III.10.2.2.2) Calcul du coût du coursier :

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

La longueur approximative du coursier est 280 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \dots\dots\dots(III-70)$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale respectivement à 0,5 et 0,4 mètre et le coût des terrassements égale à 1000 DA..

La largeur du coursier est donnée par :



$$b_{\text{cou}} = (Q_{e, \text{max}})^{0,4} \dots\dots\dots(\text{III-71})$$

Le volume du déblai est donné par :

$$V_{\text{déblai}} = \sum \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots(\text{III-72})$$

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

d : la distance entre deux coupes.

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

Tableau N°III.47 : coût de coursier.

largeur déversants (m)	volume du béton (m ³)	Coût de coursier (millions de DA)
10	561.1	14027500
12	562.92	14073000
14	695.67	17391750

III.10.2.2.3) le coût total du barrage :

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

Tableau N°III.48 : coût Totale du barrage.

largeurs déversants (m)	coût de la digue (millions de DA)	coût de l'évacuateur de crue (millions de DA)		coût total (millions de DA)
		déversoir	coursier	
10	21771820	452500	14027500	36851820
12	21236684	540300	14073000	35849984
14	18658016	633500	17391750	36683266

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure (III.17), la largeur déversante donnant le coût minimum est **12 mètre**.

Donc la hauteur du barrage est :

$$H_b = 15.68 \text{ mètre}$$

Et le niveau de crête est :

▼ Crête = 864.68 mètre

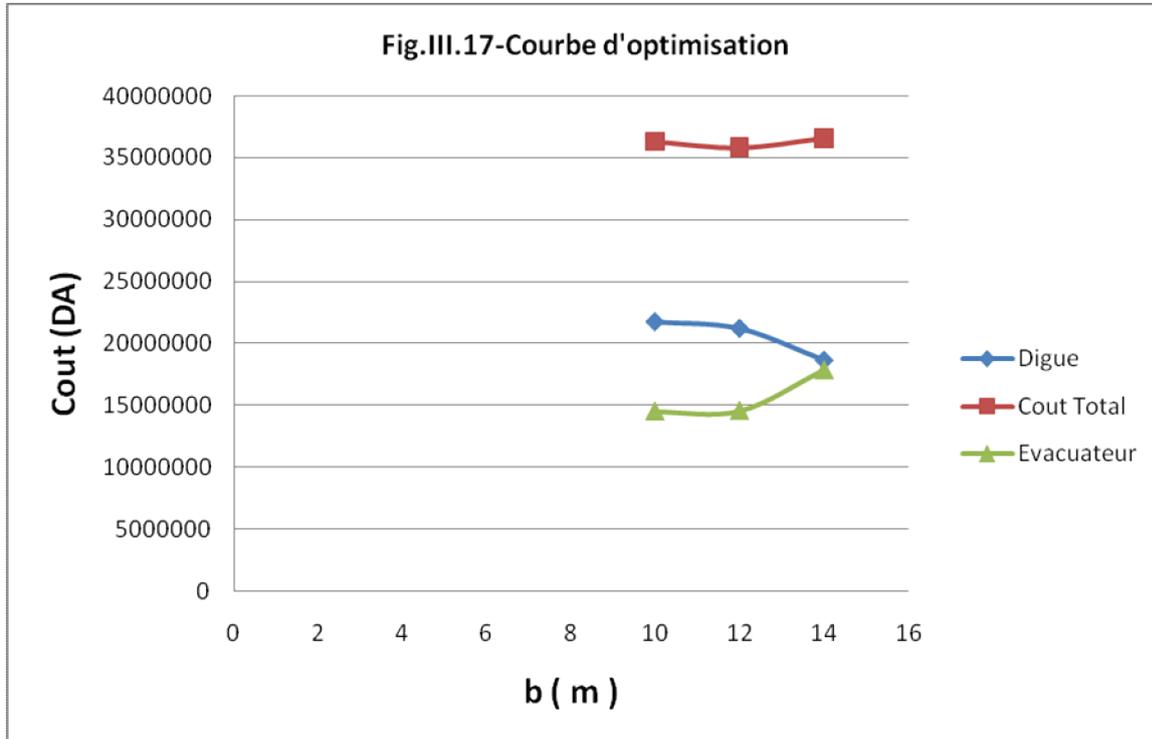


Tableau N°III.49 : les caractéristique du barrage.

Dénomination	Unité	Quantité
Volume mort	M.m ³	0,106
Volume utile	M.m ³	0.268
Volume au niveau normal de la retenue	M.m ³	0.374
Cote de fond (▼fond)	m	849,00
Cote au niveau mort (▼NVM)	m	856.10
Cote au niveau normal de retenue (▼NNR)	m	862.10
Cote de plus hautes eaux (▼NPHE)	m	863.10
Cote de la crête (▼crête)	m	864.68
Largeur de déversoir	m	12.00
La hauteur de charge déverser.	m	01,00
Le débit évacuer	m ³ /s	64.5

Chapitre 04 :

Etude des variantes



Chapitre 4 : Etude des variantes

IV.1) Généralités :

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

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

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

La construction de la digue en matériaux disponibles aux environs du site de la retenue est un objet de première importance, la variante en béton est moins avantageuse du fait de la disponibilité des matériaux locaux à proximité du site, ainsi que le choix de la gorge qui nécessitera un volume en béton assez important.

IV.2) Choix du type de barrage :

Il existe trois schémas principaux de structure de barrage en terre :

- barrage en terre homogène en argile.
- barrage en terre zonée à noyau d'argile
- barrage en terre zonée à masque amont en béton.

IV.2.1) Barrage 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).

IV.2.2) Barrage à zones :

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 matériaux 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.

Il peut aussi exister ; tandis que l'étanchéité est assurée par un masque de béton, ciment ou béton bitumineux posé sur l'ouvrage lui-même, côté amont, ce masque est facilement réparé en cas de défaillance, cette technique est récemment utilisée en Algérie que dans le monde car c'est une technique nouvelle

IV.3) Définition de profil général du barrage :

IV.3.1) Hauteur de barrage :

IV.3.1.1) Calcul de la revanche :

La revanche a été calculée préalablement dans l'étude d'optimisation par Plusieurs formules et elle est de 1.08 m ce qui fait que la hauteur du barrage est de 15.68 m.

Donc la cote en crête est :

$$\blacktriangledown \text{Crête} = 864.68 \text{ mètre}$$

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t. = 862.1 - 849 + 1 + 1,08 + 0,50 = 15.68 \text{ m}$$

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



IV.3.2) Largeur en crête :

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

IV.3.3) La longueur en crête :

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

$$L=220.19 \text{ m}$$

IV.3.4) pentes des talus :

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales.

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

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

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

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

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.



IV.3.5) Les bermes

A) Talus amont :

Une berme est projetée au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, donc nous aurons une berme de largeur 3.5m à la cote 857 m NGA.

B) Talus aval :

la berme au talus aval sert à l'évacuation des eaux de ruissellement, de largeur 3.5m à la cote 857 m NGA.

IV.4) Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus :

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

1) le talus aval : Pour les barrages en sol homogène la solution la plus répandue et la plus économique consiste à réaliser un enherbement sur une couche de terre végétale d'une épaisseur de 30 cm, ou bien une couche d'enrochement d'épaisseur de 30cm pour plus de sécurité.

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

2) le talus amont : sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la formule suivante :

$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots(IV-1)$$

Où :

e : Epaisseur de l'enrochement en [m];

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s];



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

La valeur de C est donnée par le tableau suivant IV.2.

Tableau IV.02 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\theta = 2,50$	$\theta = 2,65$	$\theta = 2,80$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0,25m$, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à $0,40m$.

IV.4.1) Etanchéité du barrage

A) Le Noyau :

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

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

La largeur en crête du noyau est de $5m$.

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:

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

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

b_{moy} : largeur moyenne du noyau.

ΔH : la charge d'eau .

Le tableau suivant nous permet de choisir les valeurs:

Tableau IV-3 : Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.

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

Notre barrage appartient à la III^{ème} classe alors on prend $I_{adm}=1,8$.

La largeur en crête minimale du noyau est:

$$b_{min} = 1/6.H_b$$

$$b_{min} = 2.61m$$

Donc on adopte:

$$b_{min} = 3.0 m$$

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:

$$H_n = H_b - 1 = 14.68 m$$

La largeur en base est:

$$b_{base} = 2.m_1.H_n + b_{min} = 17.68 m$$

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 ($H_f = 2m$).

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



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

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

$$I = \frac{\Delta H}{b_{base}} \leq I_{adm} \dots\dots\dots(\text{IV-3})$$

Ou :

ΔH : la charge d'eau:

$$\Delta H = H_1 - H_2$$

H_1 : hauteur d'eau correspond au NPHE ($H_1 = 14.1\text{m}$).

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

$$\Delta H = 14.1\text{m}$$

Le gradient admissible pour notre cas égal a 1,25.

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

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

$$b_{base} = 11.28\text{m}$$

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

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

La largeur moyenne du noyau est:

$$b_{moy} = (b_{min} + b_{base}) / 2 = 10.34\text{m}$$

$$I = 0.80 < I_{adm}$$

Condition vérifier.

B) 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.

B-1) Dimensionnement du Drain tapis:

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

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale du barrage ($L_b=92.24m$)

On trouve $L_d = 23.1m$.

B-2) Dimensionnement de prisme:

Hauteur:



$$h_p = (0.15 \div 0.2) h_b \dots \dots \dots (IV-5)$$

h_b : Hauteur du barrage ($h_b = 15.68\text{m}$)

On prend $h_p = 0.175 h_b$

Ce qui nous donne: $h_p = 3\text{m}$

Largeur en crête:

$$b_p = (1/3 \div 1/4) h_{dr} \dots \dots \dots (IV-6)$$

On prend : $b_p = 1/3 h_{dr}$

Ce qui donne: $b_p = 1 \text{ m}$

Fruits des talus :

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

$m_2 = (1.5 \div 2.5)$ on prend $m_2 = 2.5$

IV.5) Etude Technico-économique :

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \dots \dots \dots (IV-7)$$

Où :

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section i.

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

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \cdot H_{bi} \dots \dots \dots (IV-8)$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.



B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) \cdot H_{bi} \dots\dots\dots(IV-9)$$

Où

m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

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

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \dots\dots\dots(IV-10)$$

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d$$

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

En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

Sur la base du volume de différents matériaux utilisés pour la construction du barrage pour les différentes variantes, et les prix unitaires pratiqués pour l'agence nationale des barrages et transfert (ANBT), nous déterminons les coûts des différentes variantes.

IV.5.1) Barrage en terre homogène en argile avec drain vertical :

C'est une variante très économique et très étanche mais seulement, il faudrait disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante de l'ordre de 1,5 à 2 fois le volume du remblai.

Le degré d'hétérogénéité des matériaux des deux zones d'emprunt à savoir la basse terrasse et la haute terrasse ainsi que leur disponibilité en quantité insuffisante constituent un handicap majeur dans le choix de cette variante.

Pour un barrage homogène en limon argileux ou en limon sableux graveleux d'une hauteur de 25,09 mètres, les pentes des talus amont varier entre $[2,5 \div 3]$ et aval : $[2 \div 2,5]$

IV.5.1.1) Recharge (argile) :

Tableau IV.04 : volume de recharge (Argile).

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0	52.0908	50.08	2608.71
1	104.1816		41.81	6302.09
2	197.2816	375.66035	51.67	19410.37
3	554.0391		29.61	15033.97
4	461.4266	346.9141	18.52	6424.85
5	232.4016		28.5	3311.72
6	0	116.2008		
Volume Total				53091.71

IV.5.1.2) Protection en Rip-Rap :

Tableau IV.05 : volume de Rip-Rap.

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	2.76985	50.08	138.71
1	5.5397		41.81	352.16
2	11.306	12.83105	51.67	662.98
3	14.3561		29.61	425.08
4	14.3561	12.4835	18.52	231.19
5	10.6109		28.5	151.21
6	0,00	5.30545		
Volume Total				1961.34

IV.5.1.3) Filtre et drains:

Tableau IV.06 : volume des filtres et drains.

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	0,00	50.08	0,00
1	0,00		41.81	0,00
2	0,00	13.21	29.47	389.30
3	26.41	26.41	29.61	782.00
4	26.41	13.21	18.52	244.65
5	0,00	0,00	28.5	0,00
6	0,00			
Volume Total				1415.95

IV.5.2) Barrage en terre zonée à noyau d'argile :

Le principal avantage de cette variante est que tous les matériaux nécessaires à sa confection sont disponibles à bon escient à proximité du site du barrage ; cela permet d'une part de réduire significativement les dépenses liées aux engins de transport pour l'acheminement des matériaux, et d'autre part, la proximité de la zone d'emprunt permet de gagner énormément en temps en écourtant le délai de réalisation, bref on dira que la variante est très économique et pratique. Cependant la réalisation délicate des zones de transition et du filtre constitue une difficulté majeure dans la conception de l'ouvrage.

IV.5.2.1) le Noyau :

Tableau IV.07 : volume du Noyau.

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	9.06	50.08	453.7248
1	18.12	25.95	41.81	1084.9695
2	33.77	66.94	51.67	3458.7898
3	100.10	187.07	29.61	5539.1427
4	86.97	65.26	18.52	1208.6152
5	43.54	21.77	28.5	620.445
6	0,00			
Volume Total				12365.687

IV.5.2.2) Recharge :

Tableau IV.08 : volume des recharges

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	43.03	50.08	2154.98
1	86.06	124.78	41.81	2154.98
2	163.51	308.72	51.67	15951.84
3	453.93	414.19	29.61	12264.40
4	374.45	281.65	18.52	5216.33
5	188.86	94.43	28.5	2691.28
6	0,00			
Volume Total				41341.17

IV.5.2.3) Protection en Rip –Rap :

Tableau IV.09 : volume du Rip-Rap.

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	2.76985	50.08	138.71
1	5.5397			
2	11.306	8.42285	41.81	352.16
3	14.3561	12.83105	51.67	662.98
4	14.3561	14.3561	29.61	425.08
5	10.6109	12.4835	18.52	231.19
6	0,00	5.30545	28.5	151.21
Volume Total				1961.34

IV.5.2.4) Filtre et drain :

Tableau IV.10 : volume de filtre et drain.

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	0,00	50.08	0,00
1	0,00			
2	0,00	0,00	41.81	0,00
3	0,00	0,00	51.67	0,00
4	22.13	11.065	29.61	327.63
5	22.13	22.13	18.52	409.85
6	0,00	11.065	28.5	315.35
Volume Total				1052.83



IV.5.3) Barrage en enrochement avec masque en béton :

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 :

$$e = 0,3 + 0,001 \cdot H \quad \dots\dots\dots(\text{IV-11})$$

H : hauteur de barrage égale 15.68m

A.N :

$e = 0.3 + 0.001 \cdot 15.68 = 0.32\text{m}$
--

IV.5.3.1) Recharge :

Tableau IV.11 : volume des recharges.

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	52.0908	50.08	2608.71
1	104.1816	150.7316	41.81	6302.09
2	197.2816	375.66035	51.67	19410.37
3	554.0391	507.73285	29.61	15033.97
4	461.4266	346.9141	18.52	6424.85
5	232.4016	116.2008	28.5	3311.72
6	0,00			
Volume Total				53091.71



IV.5.3.2) masque en béton :

Tableau IV.12 : volume du béton.

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	1.557	50.08	77.98
1	3.1138	3.916	41.81	163.73
2	4.7189	5.672	51.67	293.07
3	6.6253	6.463	29.61	191.37
4	6.3015	5.870	18.52	108.71
5	5.4384	2.719	28.5	77.49
6	0,00			
Volume Total				912.35

IV.6) Estimation du coût des variantes :

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau IV.13 : les coûts des variantes étudiées.

variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (10 ⁶ DA)	Totale (10 ⁶ DA)
homogène	Recharge (argil)	53091.71	300	15927513	19413881
	Rip-Rap	1961.34	1200	2353608	
	Filters et drains	1415.95	800	1132760	
Noyau d'argile	Recharge	45335.65	320	14507408	21023488
	le Noyau	4750.60	480	2280288	
	Filters et drain	1052.83	800	842264	
	Rip -Rap	1961.34	1200	2353608	
	Enrochement (drainage)	693.28	1500	1039920	
Avec masque	Recharge	53091.71	320	15927513	38736263
	masque en béton	912.35	25000	22808750	



V.7) Comparaison financière des trois variantes :

A travers le tableau récapitulatif N°IV.15, il apparaît clairement que nous ne pouvons que nous orienter vers la 1 ère variante car elle est la plus économique possible et la plus facile à mettre en place techniquement, Mais avant tout rappelons que la 1 ère variante est celle du barrage homogène entièrement constitué d'argiles imperméables dont la zone d'emprunt d'après les normes de construction devra receler en matériaux d'au moins 1,5 à 2 fois le volume du remblai avec des qualités requises pour leur utilisation.

Or d'après l'analyse des résultats des puits de reconnaissance pour les matériaux de construction, il ressort que la quantité totale d'argile disponible est d'environ 26500m³ loin du volume du remblai nécessaire qui est de l'ordre de 53091.71m³.

A travers toutes ces remarques, nous optons pour la deuxième variante comme la plus économique pour la suite du projet

Conclusion :

Les conditions générales prédéterminant le choix du type du barrage sont :

- Condition topographiques ;
- Condition géologique- géotechnique ;
- Disponibilités des matériaux à proximité du site ;
- Délai d'exécution ;
- Coût de l'ouvrage ;

Selon la disponibilité des matériaux pour les recharges de la digue et d'après le tableau récapitulatif qui présente les coûts des différentes variantes, on opte pour une digue en alluvions avec noyau d'argile.

Chapitre 05 :

Etude de la variante retenue



Chapitre 5 : Etude de la variante retenue

Variante retenue :

Barrage en enrochements avec noyau argileux, galerie de dérivation suivant le sens de l'oued et un batardeau à 100m environ de l'axe du barrage.

V.1) Dimensionnement :

V.1.1) la revanche du barrage :

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

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

$$R = 1,08 \text{ m}$$

V.1.2) la hauteur du barrage :

Elle est donnée par la relation :

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

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

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

R : Revanche du barrage en [m];

t : le tassement

$$H_{\text{bar}} = 13.1 + 1 + 1,08 + 0,5 = 15.68 \text{ m}$$

V.1.3) largeur en crête :

$$b_{\text{cr}} = 6 \text{ m}$$



V.1.4) les bermes

a) Talus amont :

Une berme est projetée au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, donc nous aurons une berme de largeur 3.5m et de pente 1% à la cote 857 m NGA.

b) Talus aval :

la berme au talus aval sert à l'évacuation des eaux de ruissellement, de largeur 3.5m et de pente 1% à la cote 857 m NGA.

V.1.5) Pentes des talus :

Elles varient en fonction de la hauteur du barrage et du type de matériaux et sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. En ce qui concerne le massif, pour déterminer la pente des parements, on se donne en général des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux et on vérifie par une méthode de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes ; dans notre cas :

Pour le parement amont la pente du talus est 1/3 et pour le parement aval la pente du talus est 1/2,5.

V.1.6) Dimensionnement du noyau :

Pour le noyau, on a opté pour un profil trapézoïdal dont les dimensions sont les suivantes:

a) largeur en crête du noyau :

La largeur au sommet du noyau sera déterminée par des raisons de conduite du chantier pour autoriser le passage des engins de compactage, mais aussi par des raisons d'étanchéité, elle est de l'ordre de 5m à 7m on prend :

$$b_{\text{noy}} = 5 \text{ m}$$

b) Cote de la crête du noyau :

Pour éviter le phénomène de siphonage dû à l'effet de capillarité par la crête du noyau, on prend généralement :

$$\nabla C_{\text{NOY}} = \nabla \text{NPHE} + (0,5-1)$$

Où :

∇C_{NOY} : Cote de crête du noyau en [m NGA];

NPHE : Niveau des plus hautes eaux en [m NGA].

A.N :

$$\nabla C_{NOY} = 863.1 + (0,5 - 1) = 862.6 \text{ m NGA}$$

c) largeur à la base du noyau :

Elle dépend de la hauteur de charge H et de la perméabilité du matériau constructif du noyau.

Elle est déterminée suivant la condition :

$$\frac{\Delta H}{B_{noy}} \leq J_{adm} \Rightarrow B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}}$$

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

B_{noy} : Largeur à la base du noyau en [m];

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

Tableau N°V.01 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs de barrage (m)			
Sols rocheux.	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique.	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique.	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le Tableau N°V.01, notre barrage appartient à la classe III.

Le Tableau N°V.02 nous permet de choisir le gradient hydraulique admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.



Tableau N°V.02: Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,50	1,50	1,80	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,70	0,80	0,90	1,00
Limon sableux	0,51	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

D'après le Tableau $J_{adm} = 1,8$

A.N :

$$B_{Noy} \geq \frac{14.1-0}{1,25} = 7.83$$

On prend

$$B_{Noy} = 21.6 \text{ m}$$

d) Pente des talus du noyau :

Généralement pour le noyau on prend des pentes identiques pour l'amont et l'aval.

- Talus amont est 0,50
- Talus aval est aussi 0,50

V.1.7) Protection des talus :

Les travaux de protection du remblai se justifient essentiellement pour prévenir les effets de dégradation résultant de l'action mécanique des eaux extérieures :

- Eaux de retenue pour ce qui concerne la protection anti-batillage du talus amont ;
- Eaux de ruissellement pour la protection du talus aval contre l'érosion .

a) Talus amont

Pour la protection du talus amont, on a opté pour la solution de revêtement en enrochements dont on doit déterminer l'épaisseur ainsi que le diamètre moyen de la pierre.

Le diamètre moyen de la pierre réduite en une sphère est donné par la relation suivante :

$$D_P = \sqrt[3]{\frac{Q_p}{0,524 \cdot \gamma_p}} \dots\dots\dots(V-2)$$



Où :

D_p : Diamètre moyen de la pierre en [m];

γ_p : Poids volumique de la pierre [$\gamma_p=24 \text{ KN/m}^3$].

Q_p : Poids d'une pierre, calculé par la formule suivante:

$$Q_p = \frac{0,025 \cdot \gamma_p \cdot h^2 \cdot \lambda}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1\right)^3 \sqrt{1 + (m_1)^3}} \quad [\text{tonne}] \dots\dots\dots(\text{V-3})$$

Où:

m_1 : Pente du talus amont;

γ_w : Poids volumique de l'eau en [KN/m^3].

γ_p : Poids volumique de la pierre ($\gamma_p = 24 \text{ KN/m}^3$)

h : Hauteur des vagues [$h = \beta \cdot h_0$].

λ : Longueur d'onde de la vague en [m].

Selon LABOZOVSKY :

$$\lambda = \alpha \cdot \lambda_0 \quad \dots\dots\dots(\text{V-4})$$

Avec :

λ_0 et h_0 : Valeurs calculées en eau profonde ;

α et β : Coefficients en fonction de la hauteur maximale d'eau dans la retenue déterminés à partir de l'abaque N°3 en annexe .

$$h_0 = 0,073 \cdot K \cdot V \cdot \sqrt{F \cdot \varepsilon} \quad \text{et} \quad \lambda_0 = 0,073 \cdot K \cdot V \cdot \sqrt{\frac{F}{\varepsilon}}$$

K : Coefficient caractérisant l'intensité et l'accroissement de la vague

$$K = 1 + e^{0,40 \cdot \frac{F}{V}}$$

ε : Cambrure de la vague donnée par:

$$\varepsilon = \frac{1}{9 + 19e^{-\frac{14}{V}}}$$



F : Longueur de l'élan ou longueur du fetch qui devra vérifier la condition suivante [$F < F_{cr} = 30 V^2 \varepsilon$].

V : Vitesse Du vent en m/s

Tableau N°V03: résultats de calcul.

Formules	Valeurs
$\varepsilon = \frac{1}{9 + 19e^{-\frac{14}{V}}}$	0,10
$K = 1 + e^{0,40 \cdot \frac{F}{V}}$	2,05
$\lambda_0 = 0,073 \cdot K \cdot V \cdot \sqrt{\frac{F}{\varepsilon}}$	1,37
$h_0 = 0,073 \cdot K \cdot V \cdot \sqrt{F \cdot \varepsilon}$	0,14
h_0 / λ_0	0,10
$\alpha = f(h_0 / \lambda_0)$	0,45
$\beta = f(h_0 / \lambda_0)$	0,55
$h = \beta \cdot h_0$	0,08
$\lambda = \alpha \cdot \lambda_0$	0,62

Ainsi :

$$Q_p = \frac{0,025 \cdot 24 \cdot 0,08^2 \cdot 0,62}{\left(\frac{24}{10} - 1\right)^3 \sqrt{1+3^3}} = 0,016 \text{ Kg}$$

Le diamètre moyen résulte :

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{Q_p}{0,524 \cdot \gamma_p}} \dots\dots\dots(V-5)$$

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{0,016}{0,524 \cdot 24}} = 0,12 \text{ m}$$

D'où l'épaisseur de la couche pour les enrochements donnée par :



$$\delta = (2,5 \text{ à } 3) \cdot D_p$$

δ : Epaisseur de la couche d'encrochements.

$$\delta = 3 \times 0,12 = 0,36 \text{ m}$$

V.2) le drainage du barrage

Le drainage interne est d'une importance vitale pour la fiabilité et la sécurité des barrages en remblai tout au long de leur vie. Il constitue le paramètre le plus significatif du point de vue de la stabilité sous chargements statique et dynamique si on n'utilise pas un système de drainage bien adapté pour le remblai, les résurgences sur le talus aval peuvent provoquer une érosion entraînant la rupture du barrage, de ce fait il convient de bien concevoir le système de drainage qui pourrait constituer une bonne méthode pour construire des barrages dans des conditions sûres et économiques et cela en assurant leur protection par des filtres aux interfaces entre zones de matériaux présentant des granulométries et perméabilités largement différentes.

V.2.1) But du drainage :

Quel que soit le dispositif d'étanchéité utilisé, un barrage en remblai et sa fondation sont le siège d'infiltration d'eau soit structurelles soit accidentelles.

La fonction du drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise à la stabilité de l'ouvrage.

En effet, le drainage dans les barrages en remblai vise à répondre d'une manière aussi efficace que possible aux objectifs suivants :

- a) Abaissement de la ligne de saturation ;
- b) Réduction de la pression de courant avec modification du réseau de d'écoulement ;
- c) Réduction de la pression interstitielle ;
- d) Contrôle des percolations et de la non migration des éléments du remblai.

V.2.2) Constitution et fonction des filtres et drains

V.2.2.1) les filtres :

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des particules fines du massif à drainer, on interpose alors un filtre entre



les deux matériaux, sa fonction principale est de retenir ces particules du sol drainé tout en permettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux grossiers.

Ils peuvent être situés :

- Entre deux couches de sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols puissent migrer dans l'autre sol ;
- Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituant les drains;
- A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;
- Sous et au-delà du pied aval du barrage ;
- Sous les recharges drainantes.

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

De nos jours, on remplace souvent ces filtres granulaires naturels ou concassés par des géotextiles issus de l'industrie du textile et se présentent en rouleaux de longueur variable offrant ainsi l'avantage d'être économique et une facilité de mise en œuvre par rapport aux filtres à base de plusieurs couches de matériaux calibrés.

V.2.2.2) les drains :

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

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



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

V.2.3) Règles générales de dimensionnement des drains et filtres :

Dans les passages ultérieurs, nous avons fait allusions à plusieurs reprises aux conditions de non entraînement des fines particules encore dénommées "conditions de filtres" ; la référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGUI.

Elles s'énoncent comme suit :

- Soit d_x la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre $x\%$ en poids dépassant lors du tamisage granulométrique ;

- Soit D_x celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

➤ Condition de perméabilité $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$;

➤ Condition de non entraînement des fines $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$;

➤

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

$$4 \cdot d_{85} > D_{15} > 5 \cdot d_{15} \dots\dots\dots(V-6)$$

Le plus souvent pour les petits barrages, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition, la mise en place d'un filtre est alors inutile. En outre pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant on devra s'assurer de la condition d'uniformité à savoir :

$$2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8 \dots\dots\dots(V-7)$$

Ces règles étant établies, dimensionnons à présent ces différents composants du système de drainage à savoir les filtres et les drains.



V.2.3.1) Calcul des filtres :

A) Vérification du contact noyau recharges (grés)

Cela revient à vérifier la double condition

$$4 \cdot d_{85} > D_{15} > 5 \cdot d_{15} \dots\dots\dots(V-8)$$

d_{85} : Diamètre des particules du corps du noyau (argile) à 85%;

d_{15} : Diamètre des particules du corps du noyau (argile) à 15%;

D_{15} : Diamètre des particules de recharges (grés) à 15%;

AN :

$$d_{85}=0,10\text{mm} ; d_{15}=0,0015 \text{ mm} ; D_{15}=0,15 \text{ mm}$$

$$\mathbf{0,40 > 0,15 > 0,0075}$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

Donc il faut prévoir un filtre entre le noyau argileux et la recharge gréseuse.

B) Détermination de la granulométrie du filtre :

$$D_{17}^F = \frac{D_{PV}}{0,32 \cdot \sqrt{U_F} \cdot (1 + 0,05 \cdot U_F)} \cdot \frac{1-n}{n} \dots\dots\dots(V-9)$$

U_F : Coefficient d'homogénéité du sol du filtre [$U_F = 15$].

n : la porosité de filtre [$n=0,4-0,1 \cdot \log(U_F)$].

D_{PV} : diamètre des particules soumises à un effet de voûtes.

$$D_{PV} = (3 \text{ à } 4) \cdot d_{15}$$

d_{15} : Diamètre des particules du sol protéger à 15%;

On déterminera aussi le diamètre minimum D_{\min} en fonction de D_{17}

$$D_{\min} = \frac{D_{17}}{1 + 0,2 \cdot (1,7)^x}$$



Où :

$$x = 1 + 1,28 \cdot \log (U_F)$$

Les autres valeurs de "Di" sont déterminées par la formule suivante :

$$D_i = \left[1 + 0,2 \cdot (0,1 \cdot i)^x \right] \cdot D_{\min} \dots\dots\dots(V-10)$$

A.N :

$$n = 0,4 - 0,1 \log (15) = 0,28 \quad \text{et} \quad x = 1 + 1,28 \cdot \log (15) = 2,50$$

Les résultats de la 1ère couche sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau N°V.04: récapitulatif des résultats de la 1 ère couche de filtre.

D_{PV} (mm)	D₁₇ (mm)	D_{min} (mm)	D₁₀ (mm)	D₁₅ (mm)	D₂₀ (mm)	D₅₀ (mm)	D₆₀ (mm)	D₈₀ (mm)	D₁₀₀ (mm)
6,00	17,52	10.01	12 .01	15,52	21,33	121.9	190.1	380.2	650.4

La deuxième couche est déterminée de la même façon que première couche.

Tableau N°V.05: récapitulatif des résultats de la 2 ère couche de filtre.

D_{PV} (mm)	D₁₇ (mm)	D_{min} (mm)	D₁₀ (mm)	D₁₅ (mm)	D₂₀ (mm)	D₅₀ (mm)	D₆₀ (mm)	D₈₀ (mm)	D₁₀₀ (mm)
6.2	18	10.5	12.5	16.01	22.00	126	193.2	387	670

C) Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre :

Cette condition de perméabilité est exprimée par la relation suivante :

$$K_F > (2 + \sqrt[6]{U_F}) \cdot K_N \dots\dots\dots(V-11)$$

K_F : Coefficient de perméabilité du filtre ;

K_N : Coefficient de perméabilité du noyau ;

AN :

$$(2 + \sqrt[6]{15}) \cdot 2.10^{-7} = 7,14.10^{-7} \text{ cm/s}$$

$$K_F = 2,9.10^{-3} > 7,14.10^{-7} \text{ cm/s}$$

D) Vérification de la condition d'uniformité :

$$2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8 \dots\dots\dots(V-12)$$

AN :

$$D_{60} = 0,25 \text{ mm} ; D_{10} = 0,04 \text{ mm} \Rightarrow \frac{D_{60}}{D_{10}} = 6.25$$

Donc la condition d'uniformité est vérifiée.

V.2.3.2) Calcul des drains :

A) Dimensionnement du drain tapis :

Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots(V-13)$$

L_d : Longueur du drain tapis en mètres ;

L_b : Longueur transversale du barrage en mètres.

AN :

$$L_d = \frac{92.24}{3} = 30.75 \text{ m}$$

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = \frac{1}{2} \left(\sqrt{L^2 + H^2} - L \right) \dots\dots\dots(V-14)$$

l_d : Largeur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain (m);



H : différence de charge entre la retenue et le drain (m).

AN :

$$l_d = \frac{1}{2} \left(\sqrt{62.06 + 13^2} - 62.06 \right) = 0.7 \text{ m}$$

B) Dimensionnement du prisme aval :

○ **Fruits des talus :**

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

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

○ **la hauteur du drain :**

$$h_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_{bcr} \dots\dots\dots(V-15)$$

Où : H_{bcr} : Hauteur du barrage ;

AN:

$$h_{dr} = 0,18 * 15.68 = 2.82 \text{ m}$$

○ **la largeur en sommet :**

$$\text{Elle est donnée par : } b_{dr} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4} \right) h_{dr} \dots\dots\dots(V-16)$$

AN:

$$b_{dr} = \frac{1}{3} * 2.82 = 1.00 \text{ m}$$

○ **largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par :

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr} \dots\dots\dots(V-17)$$

AN :

$$B = 1,00 + (1,5 + 2,5) * 2.82 = 12.28 \text{ m}$$

V.2.3.3) Etanchéité du barrage :

L'étanchéité du barrage est assurée par un noyau argileux enfoncé dans la formation de base constituée par des marnes imperméables.

A l'aval du noyau drainant protège les terrains d'appuis de la recharge de toute éventuelle infiltration pendant l'exercice du réservoir.

Ce tapis qui s'étend aussi sur les flancs, est intéressé par une série de drains et collecteurs connectés au galerie de drainage.



V.2.3.4) Protection de la Crête :

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de grave argileuse compactée). Pour le barrage homogène, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante les matériaux de la couche de crête.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations 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).

V.3) les infiltrations :

Dans un barrage en remblais, le matériau de construction est un sol, dans la plupart des cas on souhaite que l'étanchéité de l'ouvrage soit apportée par l'imperméabilité de ce matériau convenablement mis en œuvre. Quel que soit sa perméabilité, un remblai soumis à une charge en eau tel un barrage va se saturer partiellement, la ligne de saturation qui en résulte prend la forme de la parabole de KOZENY.

V.3.1) Défaut d'étanchéité et conséquences des infiltrations :

Les infiltrations qui peuvent se produire à travers le barrage ou ses fondations entraînent généralement deux principales conséquences à savoir :

01/ les fuites diffuses :

Lorsque le remblai s'avère trop perméable et par voie de conséquence le débit de fuites trop élevé, le volume d'eau utilisable devient inférieur aux prévisions et ne permet plus de satisfaire la totalité des besoins.

02/ La surélévation de la ligne de saturation :

Un remblai soumis à une charge hydraulique se sature toujours partiellement. Le problème se pose lorsque par erreur sur l'identification hydrodynamique des matériaux constitutifs ou suite à des défauts d'exécution, le remblai affiche un comportement hydraulique interne avec une ligne de saturation plus élevée que prévu, une telle configuration altère les conditions de stabilité du talus aval (cas de glissement) et de



plus peut engendrer des sous pressions non prises en compte au projet, enfin et surtout l'apparition d'un renard est à craindre.

V.3.2) Hypothèses simplificatrices dans les calculs de filtration hydraulique des barrages en terre :

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.

V.3.3) La ligne de saturation :

Il est nécessaire de déterminer le tracé de la ligne de saturation pour estimer le débit de fuite à travers le barrage, et à apprécier les risques d'émergence de l'eau particulièrement dangereux le long du talus aval. Ce tracé est effectué à partir du cas théorique simple, étudié par KOZENY, d'un écoulement plan à travers un massif perméable reposant sur une fondation plane imperméable. Ainsi elle partira d'un point situé à l'intersection du plan d'eau et le parement amont.

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

$$X = \frac{Z^2 - Z_0^2}{2 \cdot Z_0} \dots\dots\dots(V-18)$$

Avec $Z_0 = \sqrt{H^2 + b^2} - b$

Où :

b : épaisseur de la base du barrage diminuée des 7/10 de la projection horizontale de la partie mouillée du talus amont ;

X et Z : Coordonnées dans le plan (x,z) ;



H : Hauteur d'eau dans la retenue [m].

AN :

$$Z_0 = \sqrt{13.1^2 + 10.34^2} - 10.34 = 6.35 \text{ m}$$

Les coordonnées X et Z qui définissent la parabole de KOZENY sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau N°VI.06 : Coordonnées de la parabole de KOZENY

Z	13.1	12,00	11,00	10,00	8,00	6,00	5,00	3,00	2,00	0,00
X	10.33	8.16	6.35	4.70	1.86	-0.32	-1.21	-2.47	-2.86	-3.17

La parabole de base coupe la face aval du massif central en un point qui sera déterminé à partir de l'équation en coordonnées polaires de cette parabole.

$$a = \frac{\Delta l}{1 + \Delta l} = f(\theta) \dots\dots\dots(V-19)$$

θ : angle au pied du noyau ($\theta = 69^\circ$).

On remarque que $30^\circ < \theta < 180^\circ$ donc :

$$l = Z_0 \cdot \frac{1 - a}{1 - \cos\theta} \dots\dots\dots(V-20)$$

A partir de l'abaque de CASAGRANDE de l'Annexe on trouve :

$$a = 0,30$$

A.N :

$$l = 6.35 \cdot \frac{1 - 0,30}{1 - \cos(69)} = 6.93 \text{ m}$$

Donc il vient :

$$\Delta l = \frac{a \cdot l}{1 - a} = \frac{0,30 \cdot 6.93}{1 - 0,30} = 2.97 \text{ m}$$

Donc C sera situé sur le talus aval à la distance de:

$d = l + \Delta l = 6.93 + 2.97 = 6.90 \text{ m}$



V.3.4) Calcul du débit de fuite à travers le barrage :

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

$$q = K \cdot I \cdot A \quad \dots\dots\dots(V-21)$$

A: Section d'infiltration par unité de longueur. $A = T \cdot 1$ ($T = 2\text{m}$ Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où : $q = K \cdot I \cdot T$

I: gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité horizontal a travers la fondation ($K = 2 \cdot 10^{-7} \text{m/s}$)

H_e : Charge d'eau à l'amont $H = 14.1\text{m}$.

L_b : Emprise du barrage $L_b = 99.35 \text{m}$.

$$I = H_e / L_b$$

$$q = 1.40 \cdot 10^{-8}$$

V.3.5) Calcul des fuites à travers la fondation :

Si B est l'épaisseur à la base de la zone imperméable du barrage c'est-à-dire le noyau argileux et h la profondeur de la couche perméable de la fondation, le débit de fuite par mètre linéaire de barrage est donnée par l'expression suivante :

$$q_f = \frac{K \cdot H}{0,88 + \frac{B}{h}} \quad \dots\dots\dots(V-21)$$

q_f : Débit de fuite à travers la fondation en $[\text{m}^2/\text{s}]$;

K : Coefficient de perméabilité moyen de la fondation en $[\text{m/s}]$;

H : Charge hydraulique en $[\text{m}]$.

Précisons que cette formule n'est utilisable uniquement que si $B > 2h$, dans notre cas $B = 11.5\text{m}$ et $h = 2\text{m}$.

On voit bien que $B > 2h$ donc on peut aisément utiliser la formule.

AN:

$$q_f = \frac{2 \cdot 10^{-7} \cdot 14.1}{0,88 + \frac{11.5}{2}} = 4.25 \cdot 10^{-7} \text{m}^3/\text{s}/\text{m.l}$$

Le débit total de fuite à travers toute la fondation est de :

$$Q_f = q_f \cdot L_{cr} = 4.25 \cdot 10^{-7} \cdot 220.19 = 9.37 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit total de fuite est de :

$$Q_{tf} = Q_{bar} + Q_f \dots\dots\dots(V-22)$$

AN:

$$Q_{tot} = 4.25 \cdot 10^{-7} + 9.37 \cdot 10^{-5} = 9.41 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

V.4) Etude de stabilité :

V.4.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir pour l'essentiel à la définition de la géométrie de l'ouvrage dont les pentes des talus et des principes de drainage à appliquer. Il est évident qu'un barrage mal dimensionné est instable et porte d'une part préjudice à la sécurité des populations, aux exploitations agricoles et aménagements situés à l'aval et d'autre part entraînera sûrement des travaux d'entretien et de reconstruction dont le coût pourrait influencer d'une manière négative sur l'économie locale.

Schématiquement deux formes d'instabilité mécanique sont à signaler au niveau d'un barrage en remblai à savoir :

- Le glissement des talus ;
- L'instabilité mécanique en fondation peu probable car le remblai sollicité moins sa fondation.

L'analyse de la stabilité du barrage consistera en la détermination des actions, combinaisons dont on retient les plus défavorables vis-à-vis du mécanisme de rupture envisagé.

Ici nous étudierons la stabilité vis-à-vis du risque de glissement des talus.



V.4.2. Stabilité des talus :

Il existe plusieurs méthodes de calcul de stabilité au glissement, les plus courantes sont les méthodes dites de calcul à la rupture dont la méthode de FELLENIUS, BISHOP, TAYLOR ...etc. nous utiliserons ici pour notre cas la méthode de FELLENIUS dite méthode suédoise car c'est la plus pessimiste.

Dans les calculs, nous considérerons les cas de sollicitation suivants :

- Cas01 : fin de construction ;
- Cas02 : fonctionnement normal ;
- Cas03 : Vidange rapide.

V.4.3. Méthode de FELLENIUS

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

1/-soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et / ou déterminer à priori.

2/- Soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

- Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

a-1. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

a-2. Glissement en cascade.

a-3. Glissement, puit renard :

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

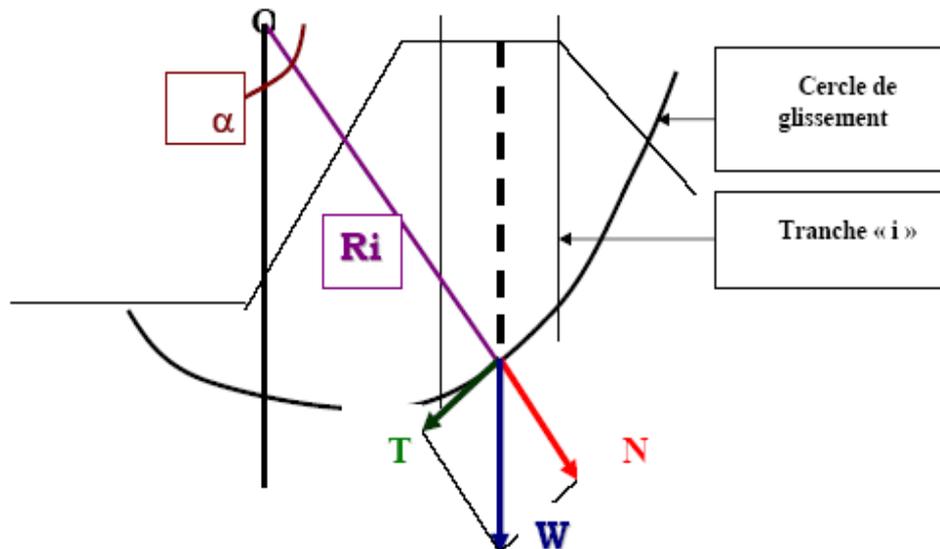


Figure V.01 Forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement (O, Ri)

V.4.4. Conséquences de l'instabilité des talus :

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

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

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



La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau.

Tableau V.7 : 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

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

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,15 - 1,1$

- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,1 - 1,05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcul 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.

V4.5. Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b=15.7m$).



(K_1 - K_2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau.V.8

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Pour notre cas :

talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	15.7	36.11
Aval	2,5	0,875	2,025	13.74	31.79

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) : $N = G_n \cos \alpha \dots \dots \dots (V-23)$

Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha \dots \dots \dots (V-24)$

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



V.4.5. 1. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

a)-Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :

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

La formule s'écrit : $G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3)$(V-25)

h_1 , h_2 , h_3 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation.

γ_2 : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation.

γ_3 : densité de l'assise.

b : largeur de la tranche.

b)-Force de pression interstitielle :

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

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl. \quad \dots\dots\dots(V-26)$$

U : pression interstitielle.

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau $\gamma_w=10\text{KN/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

c)-Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl. \quad \dots\dots\dots(V-27)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d)-Forces dues au séisme :

$$T = a \cdot G_n \quad \dots\dots\dots(V-28)$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

V.4.5. 2. Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ **Les forces stabilisatrices :**

a. Force de frottement :

$$F_1 = N_n \cdot \text{tg} \varphi - U \cdot dl \cdot \text{tg} \varphi. \quad \dots\dots\dots(V-29)$$

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.



b. Force de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \quad \dots\dots\dots(V-30)$$

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 :

$$M_s = [(N_n - U \cdot dl) \cdot \tan \phi + c \cdot dl] \cdot R.$$

➤ **Les forces motrices :**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (N_t), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \quad \dots\dots\dots(V-31)$$

Remarque que :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$$

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

V.4.6.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 :

$$K_{SS} = \frac{\sum (N_n - p_i) \tan \phi_i + \sum C_i \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \geq K_{adm} \quad \dots\dots\dots(V-32)$$

$$K_{AS} = \frac{\sum (N_n - p_i) \tan \phi_i + \sum C_i \cdot dl}{(1/R) \sum G_n \cdot a_n \cdot d_n} \geq K_{adm} \quad \dots\dots\dots(V-33)$$

K_{SS} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{AS} : coefficient de sécurité avec séisme.



b) Retenue vide (fin de construction) :

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots(V-34) \quad ..$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots(V-35)$$

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.

$$K_{ss} = \frac{\sum Nntg\phi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots(V-36)$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nntg\phi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R) \sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots(V-37)$$

Les résultats de calcul de stabilité sont donnés par les tableaux dans l'Annexe

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau (V.9).

Tableau V.9 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		Sans séisme ($K_{SS,adm} = 1,15 - 1,1$)	Avec séisme ($K_{as,adm} = 1,1 - 1,05$)
Fin de Construction	<u>Talus aval</u> $R_1=29.59m$ $R_2=35.10m$ $R_3=33.95m$	2.591 2.824 2.661	1.714 1.744 1.659
	<u>Talus amont</u> $R_1=29.43m$ $R_2=31.38m$ $R_3=40.43m$	3.208 3.104 3.403	1.880 1.843 1.948
Fonctionnem ent Normal	<u>Talus aval</u> $R_1=26.47m$ $R_2=31.46m$ $R_3=35.10m$	2.943 2.859 2.726	1.826 1.764 1.690
Vidange Rapide.	<u>Talus amont</u> $R_1=34.32m$ $R_2=35.17m$ $R_3=42.52m$	2.879 3.583 3.473	1.815 2.022 1.986

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 06 :

Etude des variantes des ouvrages annexes



Chapitre 6 : Étude des variantes des ouvrages annexes

INTRODUCTION :

Les barrages réservoirs sont souvent équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour le retenu sont :

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

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre retenue.

VI-1 L'évacuateur de crues:

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux.

Un barrage s'il retient l'écoulement, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles, mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge.

On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crue.



VI-1.1 Différents types d'évacuateurs de crue:

VI-1.1.1 Evacuateur de crues en 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 ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- a) Problème de saturation (Débit supérieur à celui du dimensionnement, charriage)
- b) Problème de vibration.
- c) Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- d) Prévoir des protections antivortex (coût et entretien).
- e) Dissipation au pied de la digue.

VI-1.1.2 Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral :

Ce type d'ouvrage est à écoulement libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

VI-1.1.3 Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal :

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- ☞ Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- ☞ Le coût élevé.
- La difficulté de modification.



VI-1.1.4 Evacuateur de crues en siphon :

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, une fois posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- ⊕ Aucune exigence topographique.
- ⊕ Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- ⊕ L'amorçage et le désamorçage.
- ⊕ Entretien indispensable.
- ⊕ Débit faible à évacuer.
- ⊕ Dispositif sur le corps de la digue.

VI-1-2 Choix de l'évacuateur de crue:

Près de la moitié des cas de destruction des barrages en en terre provient des submersions dus à une insuffisance ou à une absence d'évacuateur de crue. Pour cela il faudra prendre plusieurs facteurs en considération

- a) topographie : l'oued présente des rives avec une pente plus ou moins douce alors que ce dernier se dirige vers la rive gauche en aval ainsi qu'il y a un talweg qui véhicule les eaux déversées vers ce dernier ce qui favorise l'implantation de l'axe de l'évacuateur de crues sur la rive gauche ceci va diminuer les travaux d'excavation ainsi que ces conditions nous permettent d'implanter un évacuateur latéral à entonnement frontal.
- b) Géologie : d'après les sondages implantés sur l'axe de la digue notamment sur la rive gauche de l'oued on remarque que la formation géologique de la dite rive pourra supporter un ouvrage en béton aussi qu'on remarque la présence des alluvians ainsi que l'absence des roches dans la fondation du barrage ce qui défavorise la réalisation d'un tunnel ou d'une galerie.
- c) Fonctionnement : au contraire de l'évacuateur tulipe l'évacuateur à ciel ouvert ne représente aucun danger lors de l'évacuation en plus il est plus facile à entretenir .
- d) Réalisation : dans notre cas le type le plus adapté du point de vue réalisation est l'évacuateur latéral.
- e) Conclusion :

Le type d'évacuateur choisi est un évacuateur latéral à entonnement frontal.



VI-1-3 Dimensionnement de l'évacuateur de crue:

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

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

a) Dimensionnement et calcul hydraulique des éléments constituant l'évacuateur de crue:

a-1. Canal d'approche:

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

P: la pelle (P=1.5 m).

H: la charge d'eau sur le déversoir H=1,00m.

$$H + P = 2,5\text{m}$$

Vitesse d'approche:

La vitesse est donnée par la relation suivante:

$$V = \frac{Q}{(P + H)b}$$

b: largeur du déversoir (b=12m).

Q: débit évacué (Q=64.5 m³/s).

On trouve: V=2.15 m/s.

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4,4 ÷ 10) m/s, $V < V_{adm}$, donc pas de risque d'érosion.

- Hauteur du mur du canal d'approche:

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

$$R_e = 0.6 + 0.05V(H)^{1/3} \dots\dots\dots(VI-1)$$

$$R_e=0,72m.$$

R=0,72m

D'où la hauteur de mur est:

$$H_m = H + P + 0,72 = 3.22m \dots\dots\dots(VI-2)$$

Pour des raisons de sécurité on prend:

Hm=3,50m.

- Longueur du canal d'approche:

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 16.27m.

a-2. Le déversoir:

Le profil du seuil déversant est de type Creager, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression est égale à la pression atmosphérique, tout profil situé au dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.

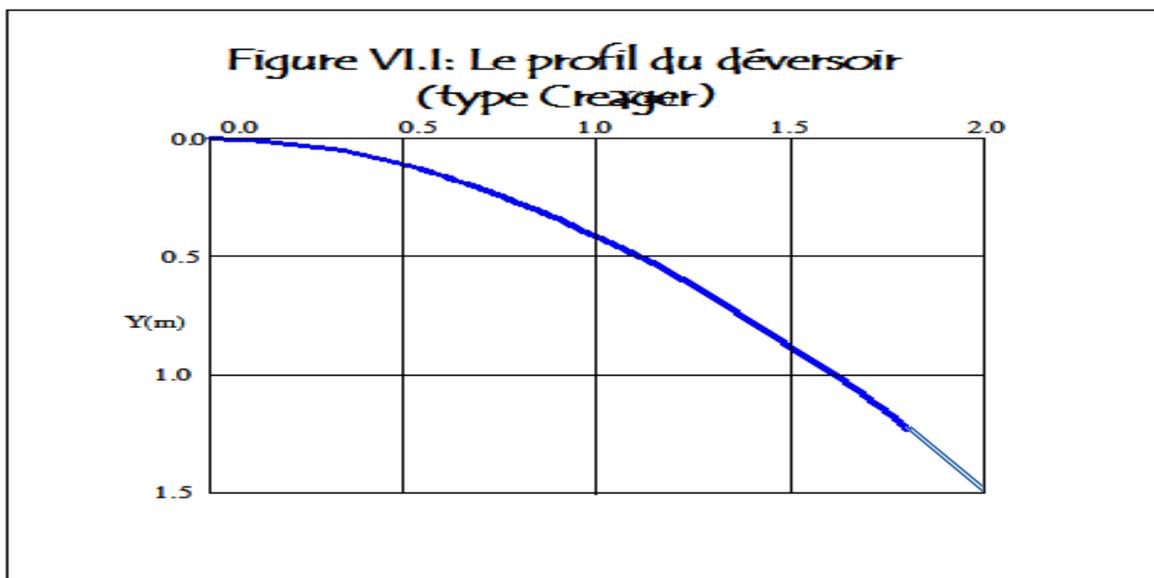
Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante:

$$y = \frac{(x^{1.85})}{(2H^{0.85})} \dots\dots\dots(VI-3)$$

H: la charge sur le déversoir.

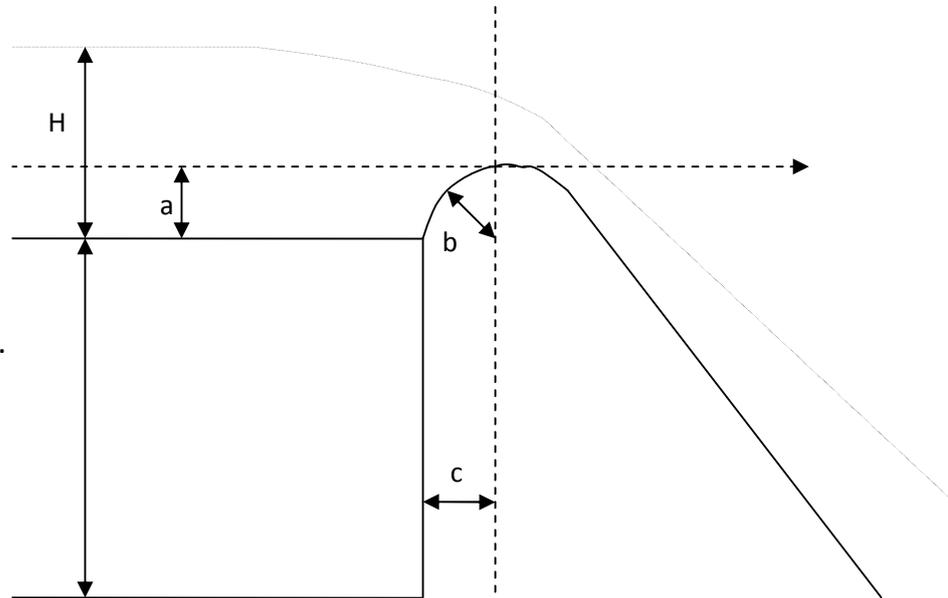
Tableau VI-1: Coordonnées de la nappe déversante.

X	Y
0	0
0.1	0.01
0.2	0.02
0.3	0.05
0.4	0.09
0.6	0.18
0.8	0.31
1	0.47
1.2	0.66
1.4	0.88
1.5	1.00
1.6	1.12
1.8	1.39
2.0	1.49



a-3. Chenal d'écoulement:

Fig.VI-2 Dimensions du déversoir



$a = 0.12H = 0.12m.$
 $b = 0.4H = 0.4m.$
 $c = 0.3H = 0.3m.$

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieur à la pente critique) pour que le régime soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire, sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier.

La longueur du chenal est déterminée en fonction de la topographie elle est égale à 10m et une pente de 0,09%. On détermine la profondeur critique y_c pour un canal de forme rectangulaire:

$$y_c = \sqrt{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2} \dots\dots\dots(VI-4)$$

Avec:

Q: débit de projet lamine ($Q= 64.5m^3/s$).

b: largeur du canal ($b=12m$).

g: l'accélération de pesanteur ($g=9,81m^2/s$).

$y_c = 1.43 \text{ m.}$



La pente critique se détermine par la formule de Manning pour ($h=h_{cr}$).

$$Q = K.S.R^{2/3} . I^{1/2} \dots\dots\dots(VI-5)$$

Avec:

R: rayon hydraulique (en m).

I: la pente en (m/m).

S: section mouillée

K: coefficient de Manning-Strickler ($K=71$).

$$I=0.1\%$$

Pour une section rectangulaire:

$$I_{cr} = \left[\frac{Q.(b + y_c)^{2/3}}{K.(b.y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots(VI-6)$$

$$I_{cr} = \left[\frac{64.5 \cdot (12 + 1.43)^{2/3}}{71 \cdot (12 \cdot 1.43)^{5/3}} \right]^2 \cdot 100\% = 0,202\%$$

($0,1\% < 0,2\% \Rightarrow I < I_{cr}$), La condition est vérifiée.

a-4. Calcul du convergeant :

Le convergeant est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergeant est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2) \dots\dots\dots(VI.11)$$

Ou : l_1 : est la largeur au plafond du bief amont $l_1=12$ m

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle $l_2=8$ m

La longueur du convergent est de 10m.

a-5. Le coursier :

En général, le coursier commence par un convergeant amenant à la section de contrôle (section ou atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente, sa largeur est calculée est estimée à:

$$L_2=8m$$



a-5.1 La profondeur critique :

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1.$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}}$$

B : est la largeur du coursier égale a 8 m.

A.N :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{64.5^2}{g \cdot 8^2}} = 1.88$$

$$h_{cr} = 1,88m$$

a-5.2 La pente critique :

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer I_{cr} on associera donc la relation du régime uniforme

$$Q = Sc.C.\sqrt{R_c.I_{cr}} \dots\dots\dots (VI.12)$$

Avec celle du régime critique.

$$\frac{Q^2 b}{g.S_c^3} = 1 \dots\dots\dots (VI.13)$$

L'élimination de Q entre les deux expressions pour une section rectangulaire (S=h.b) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g.h_c}{C_c^2.R_c} \dots\dots\dots (VI.14)$$

Avec :

I_{cr} : pente critique ;

Sc : section critique $Sc=b.h_{cr}$;

Rc : rayon critique $Rc=Sc/Pc$;



Pc : périmètre critique $Pc=2.h_{cr}+b$

Cc : coefficient de Chézy $Cc = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité $n=0,014$ (revêtement en béton).

Ce qui donne :

- $Sc=15.04 \text{ m}^2$;
- $Pc=11.76 \text{ m}$;
- $Rc=1.28 \text{ m}$;
- $Cc=74.42$.

La pente critique est:

$$\mathbf{I_{cr}=0,26\%}$$

a-5.3 Calcul de la profondeur normale :

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (c'est-à-dire la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes) elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy).

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}$$

Avec : S : section du coursier $S=b.h_n$;

I : pente du coursier $I=18.32\%$;

Cn : coefficient de Chézy $Cn = R^{1/6} / n$

$$R : \text{rayon hydraulique } R = \frac{S}{P} = \frac{b.h_n}{2.h_n + b} ;$$

En substituant De la même manière que pour le chenal d'écoulement, on aura:

$$Q = \frac{1}{n} . I^{1/2} . (b.h_n)^{5/2} . (2.h_n + b)^{-3/2}$$

On aura : $h_n=1.669\text{m}$, $V_n = \frac{Q}{b.h_n}$, $V_n= 4.75 \text{ m/s}$

a-5.5 Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

Le calcul de la ligne d'eau est effectué à l'aide d'un logiciel appelé « CANALP ».

Sur le tableau suivant on présente les différents paramètres de calcul suivant des sections distantes de 10m (le pas).

Les données de départ sont:

- Largeur du canal $b=8\text{m}$.
- Débit à évacuer: $Q=64.5\text{m}^3/\text{s}$.
- La pente du coursier: $I=0,18$
- La longueur du coursier: $L=65.39\text{m}$.

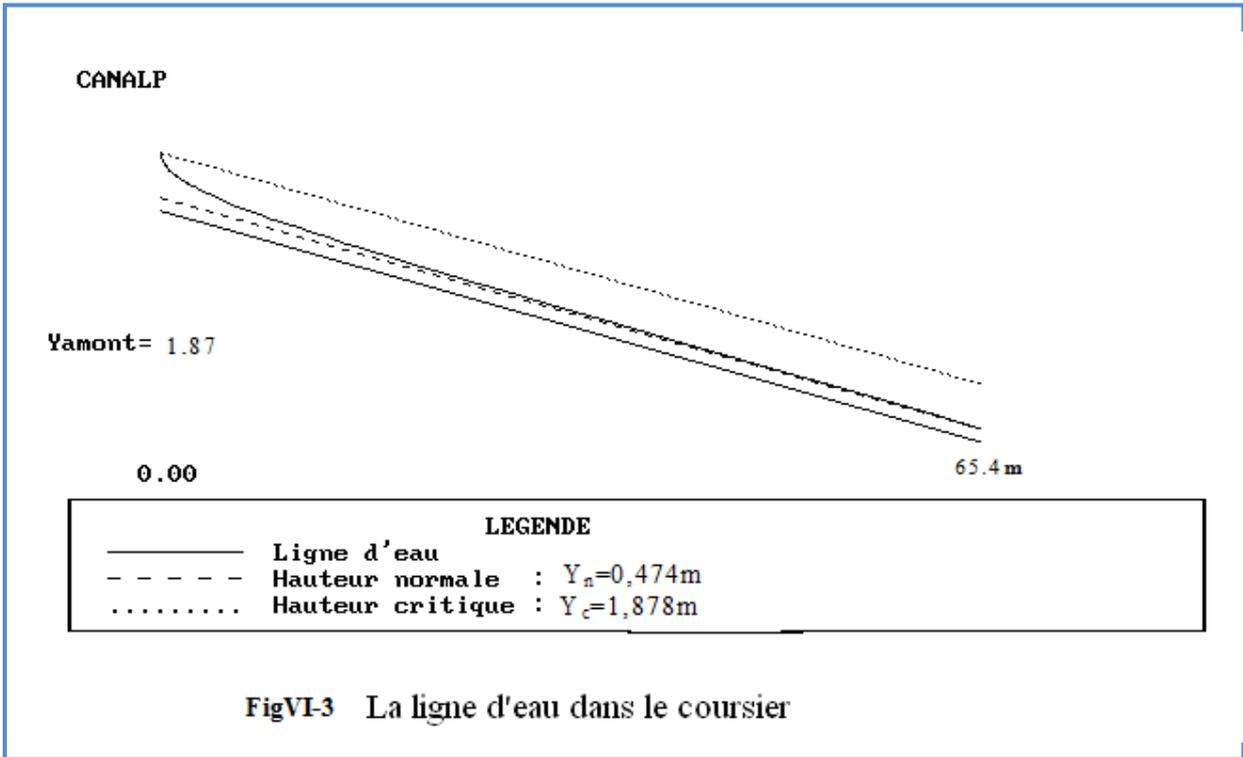
Coefficient de Strickler (71).

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Y _n (m)	Y _c (m)	L bief (m)
64.5	71	0,18	0,474	1,878	65.4

Les résultats de calculs sont illustrés dans le tableau VI-3:

Tableau VI-3: Ligne d'eau à pas d'espace de 10m.

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)	J (m/m)
Amont	0.00	10.00	1.87	1.00355	2.150	2.313
1	10.00	10.00	0.97	3.12919	3.950	25.078
2	20.00	10.00	0.80	4.20727	5.418	47.259
3	30.00	10.00	0.70	5.16038	6.871	73.339
4	40.00	10.00	0.65	5.68493	7.722	90.381
5	50.00	10.00	0.61	6.30478	8.768	113.046
6	60.00	10.00	0.58	6.78350	9.603	132.458
Aval	70.00	10.00	0.56	7.04607	10.071	143.822



FigVI-3 La ligne d'eau dans le coursier

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est : $y=0,56\text{m}$.

La vitesse à la fin coursier est:

$$V = \frac{Q}{b \cdot y} = 14.40\text{m/s}$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gy}} \dots\dots\dots(\text{VI-15})$$

Donc : $F_r = \frac{V}{\sqrt{gy}} = 6.14$

$F_r = 6,14$

a-6 Dissipateur d'énergie :

Il permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les instituer à l'oued, la forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude d'après les tests réalisés par (USBR) "The bureau Of Réclamation" .

- ❖ $1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.
- ❖ $1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.
- ❖ $2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.
- ❖ $4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).
- ❖ $Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent)



Froude est supérieur à 4,5, donc il y'aura formation d'un ressaut stable.

Pour la dissipation de cette énergie on a opté pour un bassin à ressaut, la mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée est inférieure à 15m/s. Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes .

$V < 15\text{m/s}$ et $F_r > 4,5$ alors le bassin qui convient est de type II.

Détermination des caractéristiques du bassin :

On a $F = 6,14$, $y_1 = 0,56$ m

Donc de l'abaque (Annexe D) $\frac{y_2}{y_1} = 8$, d'où

$$y_2 = 4.48 \text{ m.}$$

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

Longueur du bassin On a; de l'abaque(Annexe D) $\frac{L}{Y_2} = 2.45$

Donc : $L = 10.98\text{m}$. On prend : $L = 11 \text{ m.}$

a-6.1 Dimensionnement des blocs Chicanes :

- ◆ La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 0,56$ m.
 - ◆ La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 0,56\text{m}$.
 - ◆ Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 0,56$ m.
 - ◆ Hauteur du seuil denté : $h_2 = 0,2 Y_2 = 0,89$ m.
 - ◆ La largeur d'une dent : $l_2 = 0,15 Y_2 = 0,67$ m.
- Espacement entre deux dents : $e_2 = 0,15 Y_2 = 0,67$ m.

a-7 Canal de restitution :

Le canal de restitution a pour but d'acheminer les eaux évacuées vers le l'oued après la dissipation de son énergie; selon les conditions topographiques, cette partie est constituée par un tronçon de 13.5 m de longueur environ, de forme trapézoïdale avec un fruit de talus de 1/1, a une pente du canal de $I_c = 0,8 \%$ il est en enrochement.



a-7.1 La hauteur critique :

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante (Agraskine) :

$$h_{cr} = K(1 - \frac{Z'}{3} + 0,105Z'^2) \dots\dots\dots(VI.16)$$

$$\text{Avec : } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.b^2}} \dots\dots\dots (VI.17)$$

$$\text{Et } Z' = \frac{K.m}{b} \dots\dots\dots (VI.18)$$

m : fruit des talus du canal de fuite m=1.

Ce qui donne : K=1,88 , Z' = 0,23 d'où

$$h_{cr} = 1.56 \text{ m.}$$

a-7.2 La pente critique :

Elle est donnée par : $I_{cr} = \frac{g.h_c}{C^2.R_c}$

Avec : Icr : pente critique ;

Sc : section critique $Sc = m.h_{cr}^2 + b.h_{cr}$;

Rc : rayon critique $Rc = Sc/Pc$;

Pc : périmètre critique $Pcr = b + 2.h_{cr}\sqrt{1 + m^2}$

Cc : coefficient de Chezy $Cc = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité n=0,02

Ce qui donne :

- ◆ Sc = 11.79 m²;
- ◆ Pc = 12.41 m;
- ◆ Rc = 0.95 m ;
- ◆ Cc = 49.57m.

La pente critique est :

$$I_{cr} = 0,65 \%$$

a-7.3 Profondeur normale dans le canal :

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}$$

Pour la hauteur normale on a :



- ◆ $Sc = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n$
- ◆ $Pn = b + 2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2}$
- ◆ $R = Sn/Pn$
- ◆ $Cn = R^{1/6} / n$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (mh_n^2 + b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (VI.19)$$

Le résultat du calcul par itération donne :

$h_n = 1,55m$

a-7.4. Vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n} \quad \text{D'où}$$

$V = 4.36m$

b) Hauteurs des murs bajoyers:

b.1. Canal d'approche et chenal d'écoulement :

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue .

b.2. Le coursier :

Pour des raisons d'ordre économiques et compte tenu de la ligne d'eau présentée, on partage le coursier en deux tronçons dont les hauteurs des murs bajoyers différent.

- le 1^{er} tronçon à l'amont.
- le 2^{eme} tronçon à l'aval

b.2.1. Hauteur au début du 1^{er} tronçon :

$Hm = he + r$, Ou :

hm : hauteur du mur bajoyer ;

he : hauteur d'eau $he = 1,87 m$;

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0,61 + 0,14V^{1/3} \dots\dots\dots (VI.20)$

V : la vitesse ou niveau de la section de contrôle $V = 4.31m/s$;

Ce qui donne : $r = 0,84 m$, $Hm = 2.71 m$



b.2.2. Hauteur à la fin du 1^{er} tronçon :

On procède de même manière que précédemment.

$h_e = 0,70\text{m}$ on aura $V = 11.51\text{ m/s}$, $r = 0.93$, $H_m = 1.63\text{m}$

b.2.3. Hauteur à la fin de 2^{ème} tronçon :

$h_e = 0,65\text{m}$ on aura $V = 12.40\text{m/s}$, $r = 0.95\text{ m}$, $H_m = 1.60\text{m}$

Pour des raisons constructives et de sécurité on prend les hauteurs suivantes :

Premier tronçon : $H_m = 2\text{ m}$

Deuxième tronçon : $H_m = 2\text{m}$

b.3. Le bassin de dissipation :

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du canal de restitution

b.4. Le canal de restitution :

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du bassin de dissipation)

Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :

Vagues roulantes :

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$b/h < (10 \div 12) \text{ et } Fr^2 < 40.$$

Avec : b : largeur du coursier, Fr : Nombre de Froude $Fr^2 = \frac{V^2}{g \cdot h}$.

h : profondeur d'eau minimale dans le coursier

$$b/h = 14.28F \quad \text{et} \quad Fr^2 = 37.75F$$

Les conditions ne sont pas vérifiées alors on risque d'avoir des vagues roulantes alors il faut prendre des mesures de sécurité pour éviter l'affouillement à l'aval.

VI-2 Ouvrage de vidange:

Afin d'édifier le barrage à l'abri de l'eau courante dans l'oued ou d'une éventuelle crue, il est nécessaire de prévoir un chemin d'écoulement aux débits quel que soit leur provenance. Ce chemin d'écoulement ne doit pas entraver ni gêner les travaux de construction de la digue et des ouvrages annexes.

Destination de la vidange de fond :

- Assurer de l'eau pour les besoins d'irrigation.



- Vidange de la retenue en cas de défaillance dans le corps du barrage (glissement du talus, Renards) ou pour entretien.
- Evacuer la crue de chantier dans certains cas.

Le débit de projet est déterminé en fonction :

- De la condition de la vidange du volume utile durant 7-90 jours
- De la condition d'amenée d'eau pour l'irrigation suivant la condition de la vidange.

La vidange de fond qui est une conduite en charge (aspect économique), est mise dans la galerie de dérivation provisoire pour minimiser les coûts de déblai pour l'installation de cette dernière.

On a prévu une protection amont pour cette conduite contre le colmatage, on l'a équipé aussi de vannes ; à l'amont d'une vanne batardeau et une autre à l'aval.

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{Vu}{T} + Q_r \dots \dots \dots (VI-22)$$

Où:

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (pris égal au débit moyen annuel).

V : volume utile ($V=0.268 \text{ Mm}^3$).

T : temps de vidange ($10 < T < 15$) égal 10 jours = 864000 secondes

$$Q_{vf} = \frac{0.268 \times 10^6}{864000} + \frac{0.62 \times 10^6}{31.53 \times 10^6} = 0,33 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{vf} = 0,33 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet.

Dans notre cas la meilleure des solutions est une vidange de fond en acier.

L'axe de la vidange de fond est choisi suivant l'axe de la dérivation provisoire et le plan d'aménagement hydraulique compte tenu de la vidange maximale de la retenue, et la possibilité de passage des débits de chantier.

VI-2.1. Calcul hydraulique :

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu . S . \sqrt{2gZ} \dots \dots \dots (VI-23)$$

Q_{vf} : débit de vidange (en m^3/s).



μ : coefficient de débit.

S : section de la conduite (en m^3).

Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (en m).

Alors que:

$$S = \frac{Qvf}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \dots\dots\dots(VI-24)$$

Avec: $Z = 13,1m$

Préalablement on prend: $\mu = 0,80$.

On trouve : $S = 0,026 m^2$.

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots (VI-25)$$

D'où: $d = 0,18m$.

On prend un diamètre normalisé de:

$d = 200 \text{ mm}$

Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \dots\dots\dots (VI-26)$$

$\sum \xi_s$: 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.

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d} \dots\dots\dots(VI-27)$$

L : longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 126.5m.

d : diamètre de la conduite de vidange 200mm.

λ : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler:



$$\lambda = \frac{124.6n^2}{d^{1/3}} \dots\dots\dots(\text{VI-28})$$

n: rugosité de la conduite en acier (n=0,013).

On trouve: $\lambda = 0.036 \Rightarrow \sum \xi_L = 22.77$.

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 $d=362.2\text{mm}$

On adopte la valeur de: $D_{vf} = 400\text{mm}$.

La conduite étant en acier d'un diamètre de 400mm. Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes: $V_s = Q_{vf} / S_{con}$

Ca donne $V_s = 2.63 \text{ m/s}$

VI-3 La prise d'eau:

Le but de cet ouvrage est d'assurer un débit exigé à l'aval mais aussi une eau qui soit compatible à sa destination (de qualité).

La variante choisie pour la prise d'eau est celle prise d'eau et vidange de fond son tracé sera implanté dans la galerie de dérivation provisoire.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

La consommation maximale est en mois de juillet : $V_{max} = 138000 \text{ m}^3$.

Donc : $Q_{max} = \frac{V_{max}}{T}$ avec : T : temps de prise (T=31 jours).

D'ou : $Q_{max} = 0,052 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$Q = \mu S \sqrt{2g.H} \quad (\text{m}^3/\text{s}).$$

μ : coefficient de débit $\mu=0,3$.

S : section de la conduite en m^2 .

H : charge d'eau minimale $H=7.5\text{m}$.

On trouve : $S=0,014\text{m}^2$ le diamètre de la prise d'eau sera égal à $d=133.6\text{mm}$

Donc : $d=200 \text{ mm}$



- Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}} \quad \dots\dots\dots (VI.29)$$

$\sum \xi$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

On suppose que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot L}{D} \quad \dots\dots\dots (VI.30)$$

Avec $\lambda = 0,04$.

AN : $\sum \xi = 29.1\text{m}$.

$\mu = 0,18$. Donc : $S = 0,023 \text{ m}^2$. On trouve : $d = 174.3 \text{ mm}$.

On prend **d=200 mm**

VI-3. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

On a : $V = Q/S$

$V = 1.68\text{m/s.}$

CONCLUSION:

Finalement la conduite de prise d'eau aura un diamètre de 200 mm, elle est équipée d'une vanne papillon qui sera groupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage.

Chapitre 07 :

Dérivation provisoire



Chapitre 7.: Dérivation provisoire

Introduction :

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 peuvent provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions. Il est accompagné le plus souvent 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.

VII.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.

Remarque :

En fonction des conditions topographique, géologiques, géotechniques et hydraulique, la dérivation se fait par une galerie et deux batardeaux.

VII.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 vingtenales, 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 $Q_{\max}=47.14 \text{ m}^3/\text{s}$

VII.3) Succession des travaux :

1^{ère} étape :

Mise en place d'un batardeau partielle pour la construction de la galerie.

**2^{ème} étape :**

Construction d'une galerie (tunnel) sur la rive droite.

3^{ème} 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^{ème} étape :

Une fois les travaux de réalisation sont terminés on enlève le batardeau aval et on passe à la mise en eau.

VII.4) Calcul hydraulique de galerie :

L'écoulement dans la galerie est un écoulement libre qui passe en écoulement en charge.

○ **l'écoulement à surface libre :**

L'écoulement sera régi par la formule suivante:

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{RI} \dots\dots\dots (VII-1)$$

Où :

Q : débit évacué

C : coefficient de CHEZY

R : rayon hydraulique;

S : section mouillée;

I : pente du radier de la galerie ; I = 0,007



La hauteur d'eau dans la galerie :

$$h = (r - 1 - \cos \frac{\theta^0}{2}) \dots\dots\dots (VII-2) \quad \text{Et} \quad \theta^0 = 2 \cdot \text{Arc cos} \left(1 - \frac{h}{r} \right) \dots\dots\dots (VII-3)$$

○ **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 :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z} \dots\dots\dots (VII-4)$$

Où :

Q : débit évacué

S : section de la galerie

g : accélération de la pesanteur [m/s²].

Z : la dénivelée entre l'amont et l'aval

μ : coefficient de débit

$$Z = (H + L \cdot I) - \frac{D}{2} \dots\dots\dots (VII-5)$$

H : hauteur d'eau devant la galerie

D : diamètre de la galerie

L : longueur de la galerie [L = 66m]

I : pente de la galerie [I = 0,007]

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \Sigma \xi_1 + \frac{\lambda \cdot L}{D}}} \dots\dots\dots (VII-6)$$



*** coefficient de résistance singulière :**

$$\sum \xi_i = \xi_{\text{entrée}} + \xi_{\text{sortie}} \dots\dots\dots (VII-7)$$

À l'entrée :

$$\sum \xi_i = 0,5 + 1 = 1,5m$$

λ : coefficient de résistance linéaire.

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots (VII-8)$$

$$n = 0,014m^{-1/3}.s$$

Tableau VII.01 : coefficient de débits

$D_g(m)$	$\sum \xi_i$	λ	$\lambda \cdot L/D$	$(1 + \sum \xi_i + \lambda \cdot L/D)^{0,5}$	μ
2	1,5	0,0195	0.644	1.773	0.564
2,5	1,5	0,0181	0.478	1.726	0.579
3	1,5	0,0170	0.374	1.695	0.589
3.5	1,5	0,0161	0,304	1.675	0.597

Pour l'écoulement en charge :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z} \dots\dots\dots (VII-9)$$

$$Z = H + (L \cdot I - D/2) \dots\dots\dots (VII-10)$$

Tableau VII.02 : $Q = f(D)$

$D (m)$	μ	$S (m^2)$	$\mu S \sqrt{2g}$	$Z (m)$	$Q (m^3/s)$
2	0.564	3,140	7.85	H-0.54	$7.85\sqrt{Z}$
2,5	0.579	4,906	12.58	H-0.79	$12.58\sqrt{Z}$
3	0.589	7,065	18.43	H-1.04	$18.43\sqrt{Z}$
3.5	0.597	9,621	25.44	H-1.29	$25.44\sqrt{Z}$



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 ($t = 2.4h$) de la courbe (capacité – hauteur).

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau (VII-03).

Tableau VII.03 : $H_{dév} = f(T)$

Temps(h)	$Q_c(m^3/s)$	$Q_{moy}(m^3/s)$	V (m)
0	0	4.09	7362
1	8.18	20.46	36828
2	32.74		
2.4	47.14	39.94	71892

Les résultats du laminage sont donnés dans le Tableau VII.04

Tableau VII.04 : Résultats de laminage.

D (m)	2	2.5	3	3.5
Z (m)	5.94	5.71	5.46	5.21
Q (m^3/s)	19.13	30.06	43.06	58.06



VII.5) Batardeau :

VII.5.1) Type de batardeau :

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.

VII.5.2) la revanche du batardeau :

La revanche est prise égale à 1m.

VII.5.3) Calcul de la largeur en crête du batardeau :

$$b = 1,65 \cdot \sqrt{H_{\text{bat}}} \dots\dots\dots (\text{VII-11})$$

Tableau N°VII.05 :

Diamètre de la galerie (m)	Hauteur du batardeau (m)	Largeur en crête (m)
2.5	7.80	4.61
3	3.24	2.97
3.5	1.79	2.21

VII.6. 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.

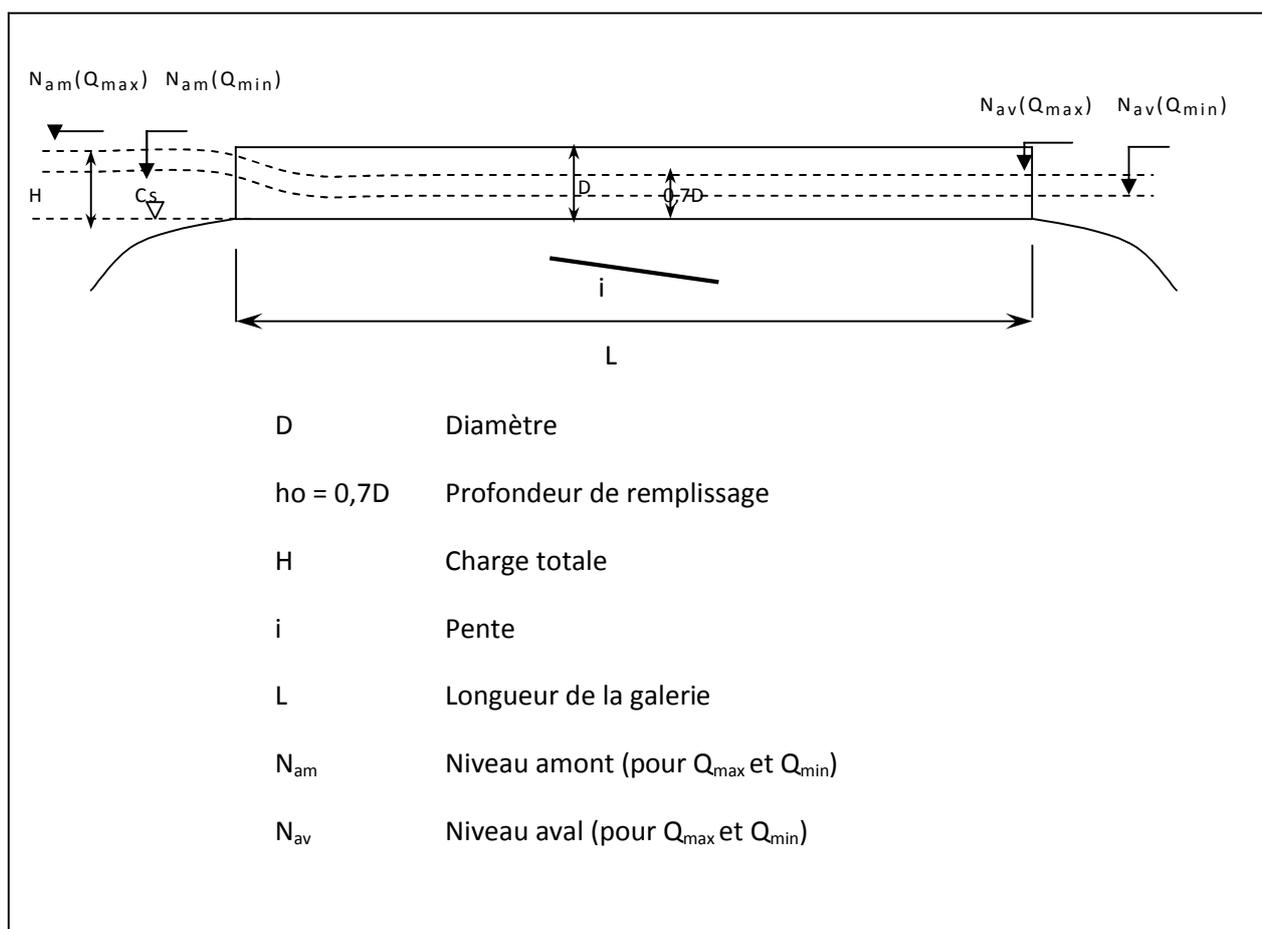


Figure VII.01 : Schéma de calcul

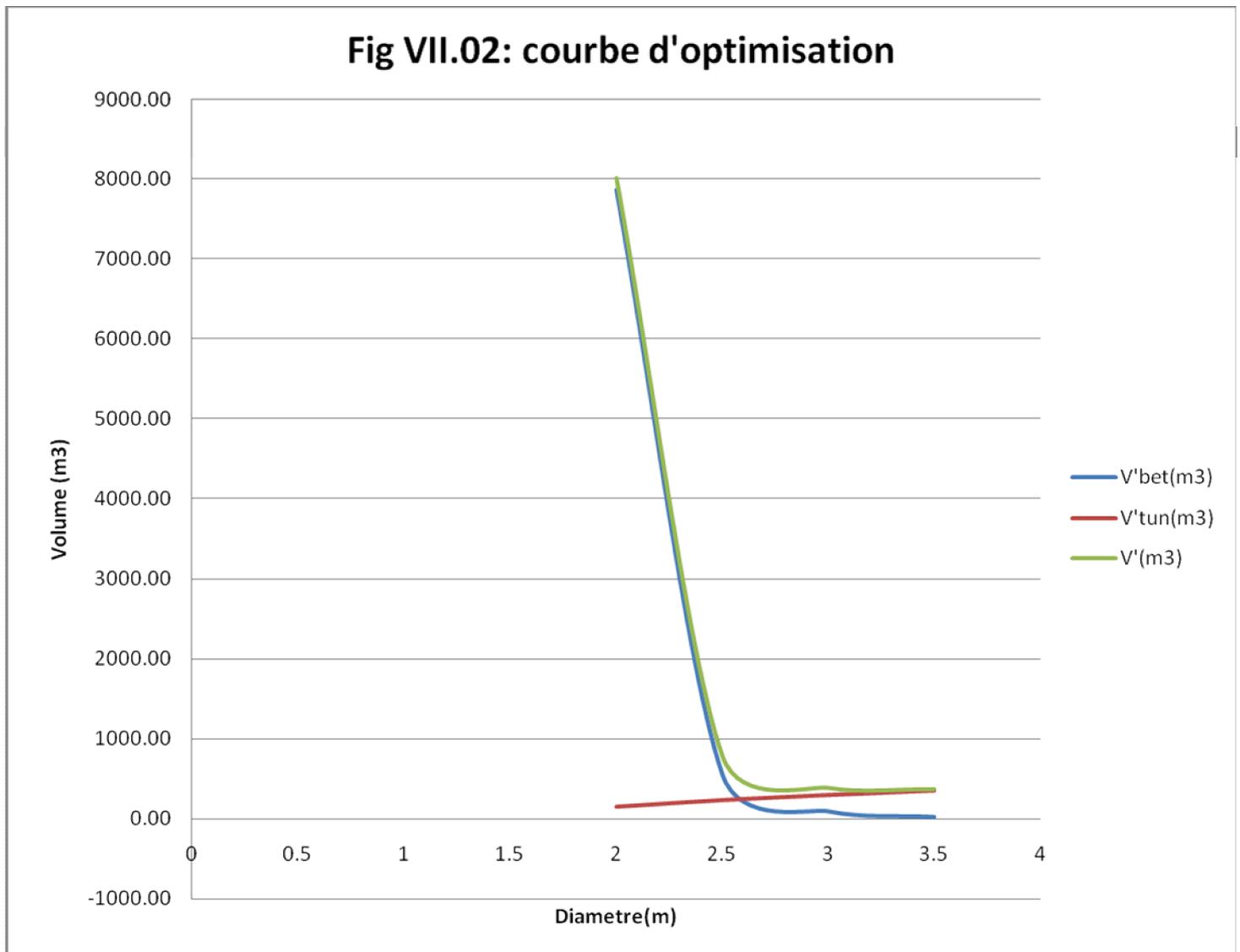


TABLEAU VII.06 : CALCUL D'OPTIMISATION

Paramètres hydrauliques	1	Diamètre	D (m)
	2	Section du tunnel	A (m ²)
	3	Profondeur de remplissage	$h_o = 0,7D$ (m)
	4	Section mouillée	$A_1 = 0,74.A$ (m ²)
	5	Rayon hydraulique	$R_h = 0,3D$ (m)
	6	Coefficient de Chezy	$C = 1/n R^{1/6}$
	7	Vitesse moyenne	$V = Q_{max}/A_1$ (m/s)
	8	Pente	$i = V^2/C^2R$
	9	Perte de charge linéaire	$h_l = i.l$ (m)
	10	Perte de charge à l'entrée	$Z_{entr} = V^2/2gj^2$ (m)
	Calcul des volumes des travaux	11	Perte de charge totale
12		Niveau amont pour Qmax	$N_{am} = N_{av} + Z_o$ (m NGA)
13		La cote de niveau d'eau a l'entrée de tunnel	$N_1 = N_{am} - Z_{entr}$ (m NGA)
14		Cote du seuil	$C_s = N_1 - h_o$ (m NGA)
15		Hauteur du batardeau	$H_{bat} = N_{am} + R - C_f$ (m)
16		Section du batardeau	$F_{bat} = (2b + 2mH_{bat}).H_{bat}/2$
17		Longueur moyenne du batardeau	L^b_{moy} (m)
18		Volume du batardeau	$V_{bat} = L * F$ (m ³)
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	$V'_{tun} = 1,5 V_t$
22		Coût total des travaux	$\Sigma V' = V'_{bat} + V'_{tun}$

Tableau VII.07 :

	N°	Désignation	Valeurs			
Paramètres hydrauliques	1	D (m)	2	2.5	3	3.5
	2	A (m ²)	3,14	7,07	12,57	19,63
	3	h _o (m)	1,40	1.75	2.10	2.45
	4	A ₁ (m ²)	2,32	5,23	9,30	14,53
	5	R _h (m)	0,60	0,75	0.90	1.05
	6	C	61.12	63.49	65.49	67.23
	7	V (m/s)	15.31	9.01	5.07	3.24
	8	i	0.184	0.034	0,006	0,002
	9	h _l (m)	12.14	2.24	0.396	0.132
	10	Z _{entr} (m)	14.75	5.11	1.62	0.66
	11	Z _o (m)	26.89	7.35	2.02	0.79
	12	N _{am} (m)	875.89	856.35	851.02	849.79
	13	N _l (m NGA)	861.14	851.24	849.4	849.13
	14	C _s (m NGA)	859.74	849.49	847.3	846.68
Calcul des volumes des travaux	15	H _{bat} (m)	27.00	8.35	3.24	1.79
	16	F _{bat} (m ²)	2418.39	248.99	55.55	14.40
	17	L ^b _{moy} (m)	32,5	22	15,6	11,8
	18	V _{bat} (m ³)	78597.68	5477.78	866.58	169.92
	19	V' _{bat} (m ³)	7859.77	547.78	86.66	16.99
	20	V _{tun} (m ³)	102.1	155.5	196.1	231.6
	21	V' _{tun} (m ³)	153.08	233.31	294.14	347.45
	22	Σ V' (m ³)	8012.84	781.09	380.80	364.44



D'après le tableau et la courbe d'optimisation on remarque que le diamètre optimum est égal à 2.5m. Ce qui correspond à une hauteur du batardeau égal à 8.00m.

VII.7) 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 .(8.00m)

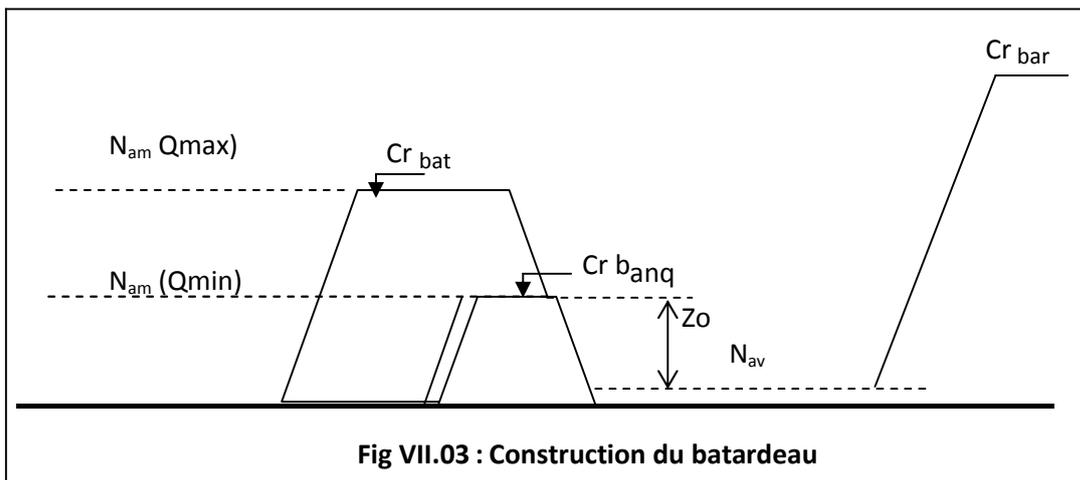
Le batardeau est prévu d'être de même type que la digue, alors il est construit d'un noyau en remblai d'argile qui exige des caractéristiques géotechniques précises et nécessite un contrôle soigné des teneurs en eau.

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 :

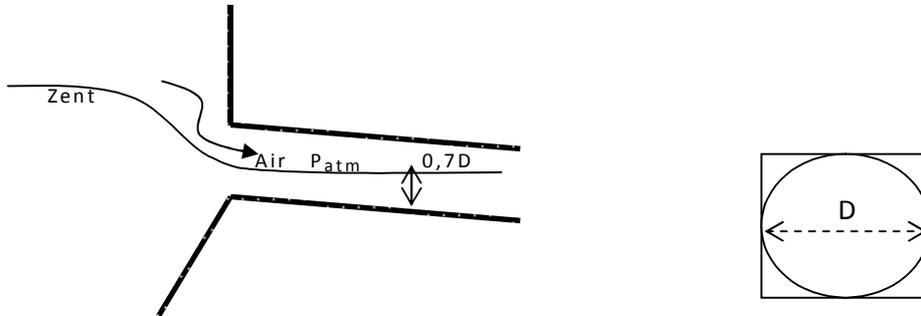
Les talus du batardeau auront des pentes identiques qui sont de 1 :3 c'est ainsi qui vont augmenter la stabilité du barrage.





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.

Pour déterminer Z_o , il faut remplacer dans le tableau précédent la valeur de $Q_{max} = 47.14m^3/s$ par $Q_{min} = 30.06 m^3/s$, On trouve finalement $Z_o = 1.90 m$

$$Z_o < 2 \longrightarrow D = D_{ec} = 2.5m \text{ pas de problème de ventilation}$$

VII.8) 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:

$$v = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots (VII-15)$$



Où :

Q: Débit laminé;

S: Section de la galerie.

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}} \dots\dots\dots (VII-16)$$

h: Hauteur d'eau à la sortie de la galerie.

A.N :

$$V = 6.13 \text{ m/s} \quad \Rightarrow \quad F = 1.48$$

Le débit unitaire :

$$q = Q/l = 30.06 / 3 \Rightarrow q = 10.02 \text{ m}^2/\text{s}.\text{m.l}$$

La hauteur critique :

$$Y_c = 2.17$$

L : longueur du bassin.

Donc :

$$L = 3 \text{ m}$$

$$B = 0,8 \cdot y_c = 0,8 \cdot 2,17 = 1.74 \text{ m}$$

Conclusion :

D'après l'étude d'optimisation on remarque que le diamètre le plus économique est 2.5m.

Donc on optera pour le diamètre 2.5m avec une hauteur du batardeau qui est de 8m qui a une crête de 5m de largeur et des pentes de talus qui sont de 3, ce

Batardeau sera incorporé dans le corps du barrage.

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 dégageant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les divers 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 le ciment nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement



prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

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 répandu avant le compactage.
- Contrôle de la vitesse et du nombre de passage 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 noeuds :

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^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VIII.2.2.1.3.2) Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technic) :

C'est-à-dire technique d'ordonnancement 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 :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;



DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

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:

$$\mathbf{T = \frac{Q \cdot N}{n}}$$

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 : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VIII.2.4.3) plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au 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

Tavaux	Opérations	Duré (mois)
Installation de chantier	A	1.5
Réalisation de la galerie de dérivation	B	2
Réalisation du batardeau	C	2.5
Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	D	1
Exécution du bassin d'amortissement	E	1
Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	F	1
Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue	G	1.5
Bétonnage de l'évacuateur de crue	H	1.5
Excavation du tranché de la clé d'encrage	I	0.5
Remblais de la clé d'encrage	J	1
Remblais du barrage, et prisme de drainage	K	4
Revêtement sur les talus (amont, aval)	L	1.5
Équipements hydromécaniques	M	1
Travaux de finitions	N	2

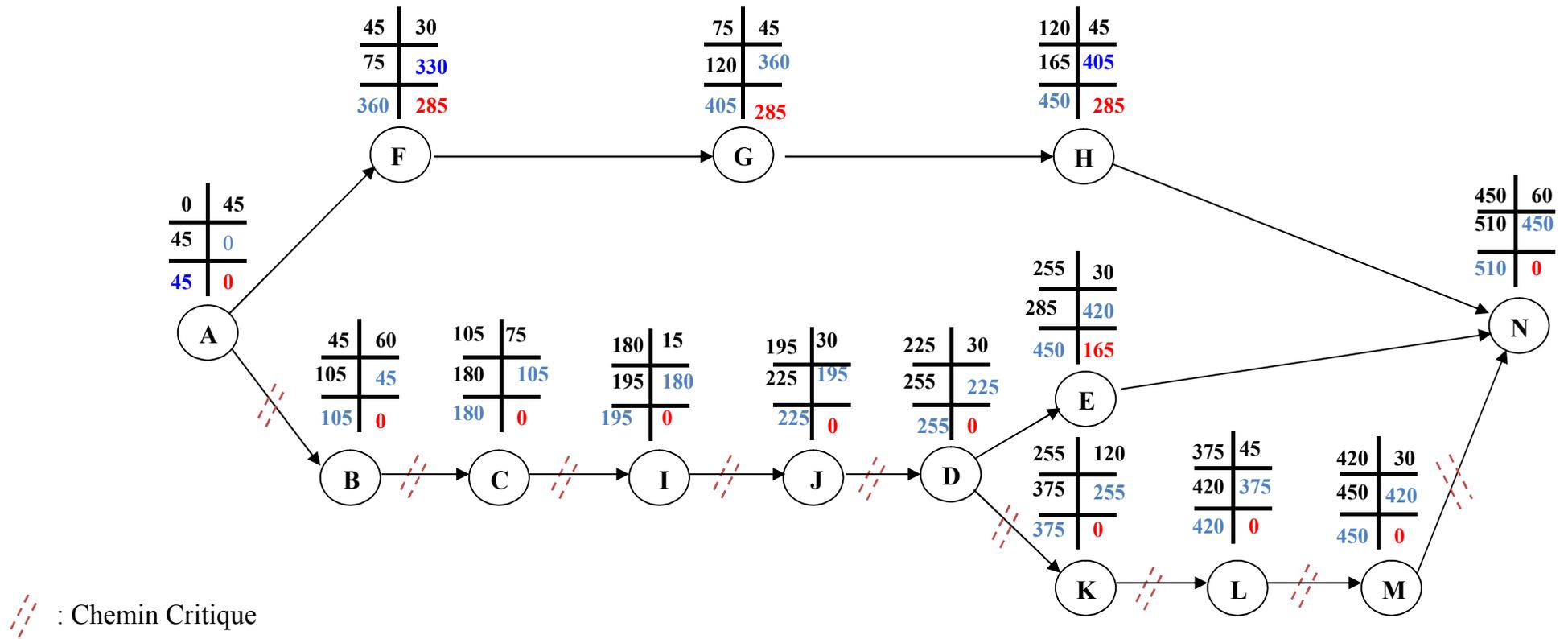


Fig. VIII.01 : Réseau à nœuds

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	45	0	45	0	45	0
B	60	45	105	45	105	0
C	75	105	180	105	180	0
F	30	45	75	330	360	30
I	15	180	195	180	195	0
G	45	75	120	360	405	45
J	30	195	225	195	225	0
D	30	225	255	225	255	0
K	120	255	375	255	375	0
L	45	375	420	375	420	0
H	45	120	165	405	450	45
E	30	225	255	420	450	30
M	30	420	450	420	450	0
N	60	450	510	450	510	0

$$DTR = \sum TR = 45+60+75+15+30+30+120+45+30+60 = 510 \text{ jours}$$

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

INDICATEUR

■ **Critique**

N°	Opérations	Temps (J)																	Cron
		M	Jn	Jlt	At	Spite	Qte	Nete	Dite	Jur	Kie	MS	Al	M	Jn	Jlt	At	Spite	
		31 Jours	30 Jours	31 Jours	31 Jours	30 Jours	31 Jours	31 Jours	30 Jours	31 Jours	29 Jours	30 Jours	31 Jours	31 Jours	30 Jours	31 Jours	31 Jours	30 Jours	
1	A	45																	
2	B		60																
3	C																		
4	F																		
5	I		30																
6	G				45														
7	J																		
8	D																		
9	K																		
10	L																		
11	H																		
12	E																		
13	M																		
14	N																		

Chapitre 9 :

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 danger.
- 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 danger.
- ✓ 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 heurts entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
5) Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6) Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7) Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
8) Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
9) Heurts des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisante 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 davantage 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 :

En conclusion on peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude de faisabilité et d'exécution d'un petit barrage et ces ouvrages annexes.

On peut aussi citer quelques impacts du présent barrage sur son environnement voir :

- ✚ La région va bénéficier de l'eau pour l'irrigation qui aidera les gens à faire de l'agriculture.
- ✚ La sur exploitation de la nappe sera limitée en présence de l'eau de surface.
- ✚ Vis-à-vis la grandeur de la surface du lac artificiel proportionnellement à la surface ce dernier va créer un microclimat optimal pour cultiver les maraîchères.
- ✚ A l'aval le rechargement de la nappe diminuera en stockant de l'eau dans le barrage.
- ✚ Par conséquent il y a des espèces animales et végétales qui vont subir ce changement, ce dernier va déstabiliser leurs modes de vie.
- ✚ Les riverains qui se serviraient de l'eau de cet oued à l'aval vont perdre ce trésor vital.

En fin on souhaite que ce travail représente vraiment les efforts qu'on a mis en disposition pour l'effectuer.

Références bibliographiques

- [1] CARLIER.M , 1992 Hydraulique Générale et appliquée .Edition Eyrolles .Paris .France
- [2] DURAND.Y ,1997 Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et équatoriale .Edition Cemagref .France
- [3] DUNGLAS.M , 1982 Cours d'ouvrage d'art 1^{er} 2^{eme} et 3^{eme} partie .Edition Cemagref .France
- [4] Hassane. M ,1995 Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue à entonnement frontale .ENSH .Blida .Algérie
- [5] ROLLEY.R , Technique des barrages en aménagement rural .Paris .France
- [6] POCHAT.R ,1980 Evacuateurs de crues .C.T.G.R.E.F. France
- [7] TOUAIBIA.B ,2001 Les Retenues polycopie de cours de régularisation des débits .ENSH .Blida .Algérie
- [8] TOUAIBIA.B, Manuel pratique de l'hydrologie ,ENSH. Blida. Algérie.
- [9] VOLKOV.G , 1986 Guide de la thèse de fin d'étude .ENSH .Blida .Algérie
- [10] VOLKOV.G , 1986 Guide de la thèse de fin d'étude .ENSH .Blida .Algérie

		R=	Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval										K _{ss} = 2.591	
		r=											K _{as} = 1.714	
		a												
N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-3	3.96	1.83	0	0	15.21828	-0.3	0.953939201	14.51731387	-4.565484	0	0.84	12.1945437	4.15120795	0
-2	2.9	3.66	0	0	22.2894	-0.2	0.979795897	21.83906267	-4.45788	0	0.84	18.3448126	2.95980011	0
-1	2.9	5.16	0	0	31.4244	-0.1	0.994987437	31.26688322	-3.14244	0	0.84	26.2641819	2.91460966	0
0	2.9	6.39	0	0	38.9151	0	1	38.9151	0	0	0.84	32.688684	2.9	0
1	2.9	7.31	0	0	44.5179	0.1	0.994987437	44.29475123	4.45179	0	0.84	37.207591	2.91460966	0
2	2.9	7.95	0	0	48.4155	0.2	0.979795897	47.43730826	9.6831	0	0.84	39.8473389	2.95980011	0
3	2.9	8.3	0	0	50.547	0.3	0.953939201	48.21876481	15.1641	0	0.84	40.5037624	3.04002603	0
4	2.9	8.3	0	0	50.547	0.4	0.916515139	46.32709073	20.2188	0	0.84	38.9147562	3.16415941	0
5	2.9	7.93	0	0	48.2937	0.5	0.866025404	41.82357104	24.14685	0	0.84	35.1317997	3.34863156	0
6	2.9	7.11	0	0	43.2999	0.6	0.8	34.63992	25.97994	0	0.84	29.0975328	3.625	0
7	2.9	5.74	0	0	34.9566	0.7	0.714142843	24.9640057	24.46962	0	0.84	20.9697648	4.06081224	0
8	3.49	3.57	0	0	26.16453	0.8	0.6	15.698718	20.931624	0	0.84	13.1869231	5.81666667	0
					454.58931			409.9424895	132.88002			344.351691	0	

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval														
R=	35.1										K _{ss} =	2.82369028		
r=	29.08										K _{as} =	1.74431745		
a	0.2													
N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq.l}
-3	3.5	2.65	0	0	19.4775	-0.3	0.953939201	18.5803508	-5.84325	0	0.84	15.6074947	3.66899693	0
-2	3.5	3.64	1.37	0	38.02225	-0.2	0.979795897	37.25404455	-7.60445	0.84770459	0.76343313	28.440972	3.57217254	3.02814706
-1	3.5	5.09	2.22	0	55.671	-0.1	0.994987437	55.39194561	-5.5671	0.94145007	0.7549658	41.8190245	3.51763235	3.31167522
0	3.5	6.52	2.29	0	66.75725	0	1	66.75725	0	0.80578888	0.76721907	51.2174352	3.5	2.82026107
1	3.5	7.41	2.77	0	77.24675	0.1	0.994987437	76.85954581	7.724675	0.8435167	0.76381139	58.7061969	3.51763235	2.96718163
2	3.5	7.95	2.33	0	77.59675	0.2	0.979795897	76.02897728	15.51935	0.70262646	0.77653696	59.0393113	3.57217254	2.50990294
3	3.5	9.33	1.45	0	80.50175	0.3	0.953939201	76.79377511	24.150525	0.41697588	0.80233766	61.614538	3.66899693	1.52988323
4	3.5	10.73	0.05	0	79.27675	0.4	0.916515139	72.65834155	31.7107	0.01437848	0.8387013	60.9386454	3.81881308	0.05490872
5	3.5	10.2	0	0	74.97	0.5	0.866025404	64.92592452	37.485	0	0.84	54.5377766	4.04145188	0
6	3.5	8.83	0	0	64.9005	0.6	0.8	51.9204	38.9403	0	0.84	43.613136	4.375	0
7	5.78	6.36	0	0	77.19768	0.7	0.714142843	55.13017066	54.038376	0	0.84	46.3093434	8.09361889	0
Somme					711.61818			652.3007259	190.554126			521.843874	16.2219599	

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval															
R=	33.95													K _{ss} =	2.6615291
r=	29.5													K _{as} =	1.6593336
a	0.2														
N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq.l}	
-3	2.88	0.89	0	0	5.38272	-0.3	0.953939201	5.134787618	-1.614816	0	0.84	4.3132216	3.01906033	0	
-2	3.4	2.82	0	0	20.1348	-0.2	0.979795897	19.72799443	-4.02696	0	0.84	16.5715153	3.47011047	0	
-1	3.4	4.73	0	0	33.7722	-0.1	0.994987437	33.60291472	-3.37722	0	0.84	28.2264484	3.41712857	0	
0	3.4	6.35	0	0	45.339	0	1	45.339	0	0	0.84	38.08476	3.4	0	
1	3.4	6.97	0	0	49.7658	0.1	0.994987437	49.5163458	4.97658	0	0.84	41.5937305	3.41712857	0	
2	3.4	7.95	0	0	56.763	0.2	0.979795897	55.61615451	11.3526	0	0.84	46.7175698	3.47011047	0	
3	3.4	7	0	0	49.98	0.3	0.953939201	47.67788129	14.994	0	0.84	40.0494203	3.56416844	0	
4	3.4	7.58	0	0	54.1212	0.4	0.916515139	49.60289914	21.64848	0	0.84	41.6664353	3.70970413	0	
5	3.4	7.22	0	0	51.5508	0.5	0.866025404	44.64430239	25.7754	0	0.84	37.501214	3.92598183	0	
6	3.4	6.32	0	0	45.1248	0.6	0.8	36.09984	27.07488	0	0.84	30.3238656	4.25	0	
7	3.4	4.76	0	0	33.9864	0.7	0.714142843	24.27114431	23.79048	0	0.84	20.3877612	4.76095229	0	
8	3.23	2.22	0	0	15.05826	0.8	0.6	9.034956	12.046608	0	0.84	7.58936304	5.38333333	0	
Somme					460.97898			420.2682202	132.640032			353.025305	0		

		R=	Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont										K _{ss} =	3.2077006		
		r=											K _{as} =	1.8801841		
		a														
N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l		
-4	2	0.42	0	0	1.764	-0.4	0.916515139	1.616732705	-0.7056	0	0.84	1.35805547	2.1821789	0		
-3	2.94	2.52	0	0	15.558	-0.3	0.953939201	14.84184399	-4.667544	0	0.84	12.4671489	3.08195742	0		
-2	2.94	4.29	0	0	26.486	-0.2	0.979795897	25.95132484	-5.297292	0	0.84	21.7991129	3.00062493	0		
-1	2.94	5.76	0	0	35.562	-0.1	0.994987437	35.38398204	-3.556224	0	0.84	29.7225449	2.95481118	0		
0	2.94	6.94	0	0	42.848	0	1	42.84756	0	0	0.84	35.9919504	2.94	0		
1	2.94	7.07	0	0	43.65	0.1	0.994987437	43.43138073	4.365018	0	0.84	36.4823598	2.95481118	0		
2	2.94	7.15	0	0	44.144	0.2	0.979795897	43.25220806	8.82882	0	0.84	36.3318548	3.00062493	0		
3	2.94	7.36	0	0	45.441	0.3	0.953939201	43.34760783	13.632192	0	0.84	36.4119906	3.08195742	0		
4	2.94	7.24	0	0	44.7	0.4	0.916515139	40.96800675	17.879904	0	0.84	34.4131257	3.20780299	0		
5	2.94	6.73	0	0	41.551	0.5	0.866025404	35.98423887	20.77551	0	0.84	30.2267607	3.39481958	0		
6	2.94	5.76	0	0	35.562	0.6	0.8	28.449792	21.337344	0	0.84	23.8978253	3.675	0		
7	2.94	4.19	0	0	25.869	0.7	0.714142843	18.47420405	18.108342	0	0.84	15.5183314	4.11682345	0		
8	2.94	1.86	0	0	11.484	0.8	0.6	6.890184	9.186912	0	0.84	5.78775456	4.9	0		
Somme					414.62			381.4390659	99.887382			320.408815	42.491412	0		

		R=	Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont										K _{ss} =		3.10411598	
		r=											K _{as} =		1.84266129	
		a														
N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq.l}		
-4	3.1	1.36	0	0	8.8536	-0.4	0.91651514	8.114458435	-3.54144	0	0.84	6.81614509	3.3823773	0		
-3	3.1	3.56	0	0	23.1756	-0.3	0.9539392	22.10811336	-6.95268	0	0.84	18.5708152	3.24968299	0		
-2	3.138	5.5	0	0	36.2439	-0.2	0.9797959	35.51162452	-7.24878	0	0.84	29.8297646	3.20270784	0		
-1	3.138	6.94	0.11	0	46.544385	-0.1	0.99498744	46.31107834	-4.6544385	0.0483688	0.83563121	38.6989822	3.15380866	0.15254592		
0	3.138	7.4	0.27	0	50.755581	0	1	50.755581	0	0.1091265	0.83014342	42.1344114	3.138	0.34243885		
1	3.138	7.89	0.12	0	52.878438	0.1	0.99498744	52.6133815	5.2878438	0.0464419	0.83580524	43.9745401	3.15380866	0.14646902		
2	3.138	8.56	0	0	56.408688	0.2	0.9797959	55.26900106	11.2817376	0	0.84	46.4259609	3.20270784	0		
3	3.138	8.8	0	0	57.99024	0.3	0.9539392	55.31916324	17.397072	0	0.84	46.4680971	3.28951782	0		
4	3.138	8.69	0	0	57.265362	0.4	0.91651514	52.48457121	22.9061448	0	0.84	44.0870398	3.4238387	0		
5	3.138	8.17	0	0	53.838666	0.5	0.8660254	46.62565246	26.919333	0	0.84	39.1655481	3.62345029	0		
6	3.138	7.14	0	0	47.051172	0.6	0.8	37.6409376	28.2307032	0	0.84	31.6183876	3.9225	0		
7	3.138	5.54	0	0	36.507492	0.7	0.71414284	26.07156412	25.5552444	0	0.84	21.9001139	4.3940789	0		
8	4.22	3.01	0	0	26.67462	0.8	0.6	16.004772	21.339696	0	0.84	13.4440085	7.03333333	0		
Somme					554.187744			504.8298988	136.5204363			423.133814	0.64145379			

		R= 40.43	Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont							K _{ss} = 3.40284865				
		r= 34.77								K _{as} = 1.94770896				
		a 0.2												
N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-3	1.37	1.4	0.93	0.5	8.138485	-0.3	0.9539392	7.763619882	-2.4415455	2.697173	0.68261484	5.29956215	1.43615023	3.87354582
-2	4.043	2.79	1.96	1.7	53.513148	-0.2	0.9797959	52.43196285	-10.7026296	3.445891	0.65739535	34.4685285	4.1263696	14.2190218
-1	4.043	4.19	2.6	2.8	78.729339	-0.1	0.9949874	78.33470324	-7.8729339	3.614181	0.65605839	51.3921396	4.06336789	14.6857488
0	4.043	5.6	2.84	3.6	98.252986	0	1	98.252986	0	3.571761	0.66332226	65.1733926	4.043	14.4406289
1	4.043	6.99	2.66	3.4	107.026296	0.1	0.9949874	106.48982	10.7026296	3.106973	0.68652874	73.1083215	4.06336789	12.624775
2	4.043	7.4	1.98	3	101.410569	0.2	0.9797959	99.36165943	20.2821138	2.7979	0.70555735	70.1053492	4.1263696	11.5451688
3	4.043	8.53	0.92	2.2	95.661423	0.3	0.9539392	91.25518146	28.6984269	2.038798	0.74801717	68.2604423	4.23821559	8.64086668
4	4.043	9.29	0	1.4	88.101013	0.4	0.9165151	80.74591217	35.2404052	1.244153	0.7915435	63.9139018	4.41127465	5.48830242
5	4.043	8.6	0	0	73.01658	0.5	0.8660254	63.23421318	36.50829	0	0.84	53.1167391	4.66845428	0
6	4.043	7.28	0	0	61.809384	0.6	0.8	49.4475072	37.0856304	0	0.84	41.535906	5.05375	0
7	4.043	5.15	0	0	43.725045	0.7	0.7141428	31.22592794	30.6075315	0	0.84	26.2297795	5.66133238	0
8	3.78	1.82	0	0	14.44716	0.8	0.6	8.668296	11.557728	0	0.84	7.28136864	6.3	0
Somme					823.831428			767.2117893	189.6656464			559.885431		85.5180583

		R= 34.32	Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont								K _{ss} = 2.8786277					
		r= 25.84									K _{as} = 1.8152276					
		a 0.2														
N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	h ₄	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq.l}	
-5	5.09	1.49	1.91	0	0	25.64851	-0.5	0.866025404	22.21226123	-12.82426	1.74147059	0.6827059	15.1644	5.8774257	10.235364	
-4	3.432	2.69	3.65	0	0	31.914168	-0.4	0.916515139	29.24981812	-12.76567	1.78470032	0.6788013	19.8548	3.744619	6.6830227	
-3	3.432	3.87	4.94	0	0	44.845944	-0.3	0.953939201	42.78030401	-13.45378	1.73825199	0.6829966	29.2188	3.5977136	6.2537327	
-2	3.432	5.08	6.37	0	0	58.474416	-0.2	0.979795897	57.29299288	-11.69488	1.72462882	0.6842271	39.2014	3.5027703	6.0409787	
-1	3.432	6.27	6.37	0	0	67.050984	-0.1	0.994987437	66.71488673	-6.705098	1.56226266	0.6988924	46.6265	3.4492898	5.3886966	
0	3.432	7.4	6.55	0	0	75.81288	0	1	75.81288	0	1.45555556	0.7085305	53.7157	3.432	4.9954667	
1	3.432	7.45	6.38	0	0	75.5898	0.1	0.994987437	75.21090137	7.55898	1.43007954	0.7108315	53.4623	3.4492898	4.9327587	
2	3.432	8.6	5.86	0	0	82.09344	0.2	0.979795897	80.43481569	16.418688	1.25629322	0.7265284	58.4382	3.5027703	4.4005066	
3	3.432	9.68	4.97	0	0	86.822736	0.3	0.953939201	82.82361144	26.046821	1.05167235	0.7450102	61.7044	3.5977136	3.7836159	
4	3.432	10.81	3.67	0	0	90.505272	0.4	0.916515139	82.94945195	36.202109	0.78570442	0.7690331	63.7909	3.744619	2.9421637	
5	3.432	10.81	3.67	0	0	90.505272	0.5	0.866025404	78.37986473	45.252636	0.78570442	0.7690331	60.2767	3.9629322	3.1136934	
6	3.432	12.88	0	0	0	92.828736	0.6	0.8	74.2629888	55.697242	0	0.84	62.3809	4.29	0	
7	3.432	11.04	0	0	0	79.567488	0.7	0.714142843	56.82255208	55.697242	0	0.84	47.7309	4.8057612	0	
8	3.432	8.36	0	0	1.97	60.252192	0.8	0.6	36.1513152	48.201754	0	0.84	30.3671	5.72	0	
9	3.19	2.41	0	0.97	0	21.188299	0.9	0.435889894	9.235765413	19.069469	2.72633136	0.7338166	6.77736	7.3183619	19.95228	
Somme						983.10014				870.3344096	252.70125			648.711	78.722279	

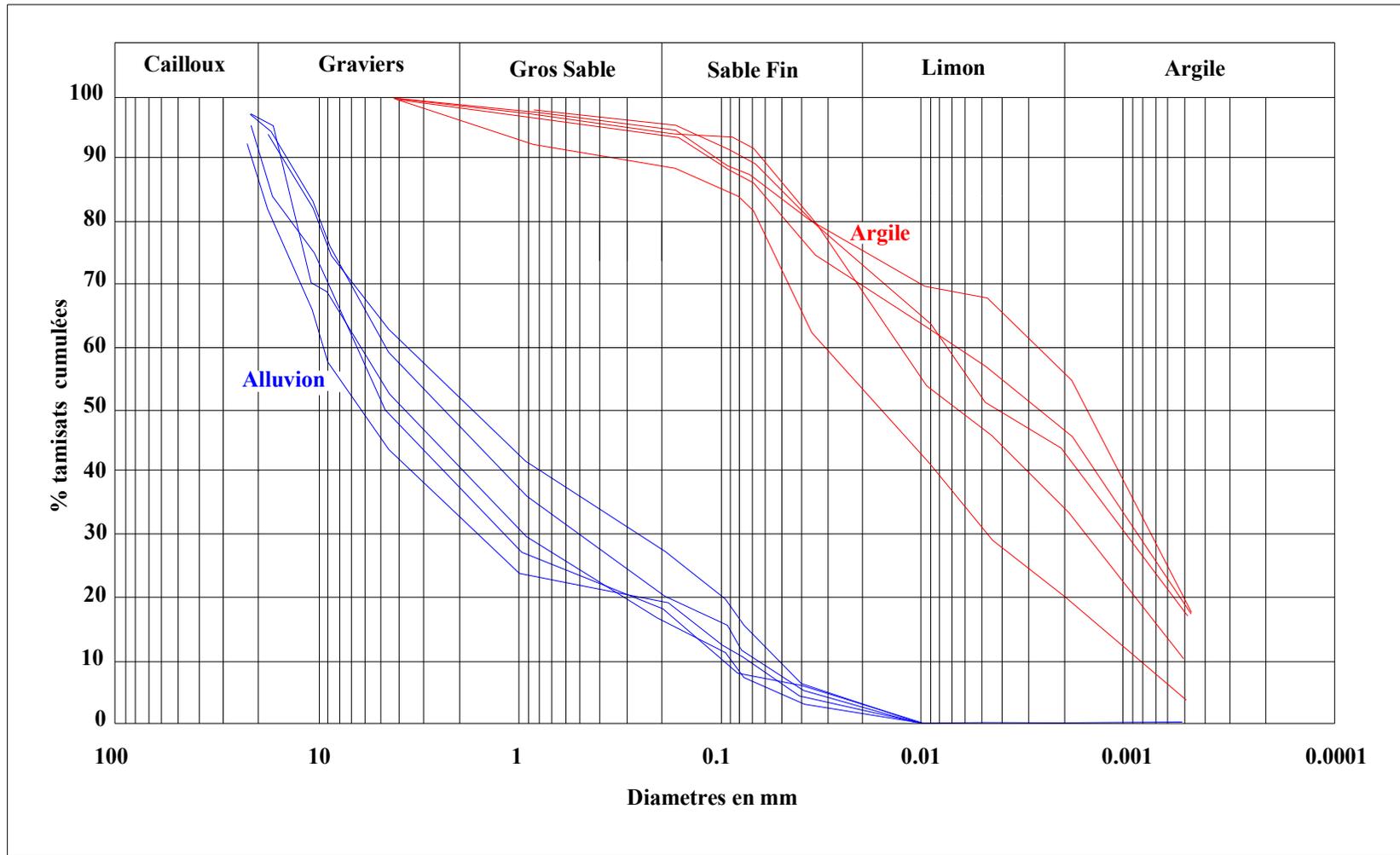
R= 35.17		Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont											K _{ss} = 3.58308633	
r= 28.19													K _{as} = 2.02241928	
a 0.2														
N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-4	5.64	2.44	0.99	0	44.08675	-0.4	0.91651514	40.40617564	-17.6347008	0.894752	0.7591837	30.6757089	6.1537445	5.50607635
-3	3.517	3.65	2.31	0	49.05582	-0.3	0.9539392	46.79626918	-14.71674582	1.20151	0.7314765	34.2303717	3.68681777	4.42974867
-2	3.517	4.88	3.22	0	66.84551	-0.2	0.9797959	65.49495526	-13.36910176	1.232346	0.7286914	47.7256079	3.58952309	4.42353327
-1	3.517	6.1	3.75	0	80.92617	-0.1	0.99498744	80.52052248	-8.092617	1.180203	0.733401	59.0538329	3.534718	4.17168494
0	3.517	7.32	3.93	0	91.65865	0	1	91.6586472	0	1.082933	0.7421867	68.0278258	3.517	3.80867653
1	3.517	7.4	3.76	0	90.62324	0.1	0.99498744	90.1689877	9.06232424	1.044444	0.7456631	67.2356853	3.534718	3.69181657
2	3.517	8.51	3.22	0	93.6556	0.2	0.9797959	91.76337243	18.73111996	0.85098	0.7631373	70.0280481	3.58952309	3.05461377
3	3.517	9.61	2.31	0	93.07459	0.3	0.9539392	88.78750139	27.92237742	0.600755	0.7857383	69.7637364	3.68681777	2.21487433
4	3.517	10.84	1	0	89.62723	0.4	0.91651514	82.14471133	35.8508912	0.261824	0.8163514	67.0589461	3.8373616	1.00471461
5	3.517	11.23	0	0	82.94141	0.5	0.8660254	71.82936895	41.4707055	0	0.84	60.3366699	4.06108179	0
6	3.517	10.08	0	0	74.44786	0.6	0.8	59.5582848	44.6687136	0	0.84	50.0289592	4.39625	0
7	3.517	8.2	0	0	60.56274	0.7	0.71414284	43.25044731	42.393918	0	0.84	36.3303757	4.92478506	0
8	3.62	5.4	0	0	41.0508	0.8	0.6	24.63048	32.84064	0	0.84	20.6896032	6.03333333	0
Somme					958.5564			877.0097237	199.1275245			681.185371		32.3057391

		R=	Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont										K _{ss} =		
		42.52											3.47262493		
		r=											K _{as} =		
		36.57											1.98556269		
		a													
		0.2													
N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tg(φ _{eq})	N.tg(φ _{eq})	l	C _{eq} .l	
-3	5.95	2.73	0	0	34.11135	-0.3	0.9539392	32.54015398	-10.233405	0	0.84	27.3337293	6.2372948	0	
-2	4.252	4.51	0.77	0	49.1760808	-0.2	0.9797959	48.1825222	-9.83521616	0.4520833	0.79916667	38.5058657	4.3396793	1.961897	
-1	4.252	5.98	1.44	0	70.0508496	-0.1	0.99498744	69.69971531	-7.00508496	0.6016173	0.78566038	54.7603046	4.2734208	2.570964	
0	4.252	7.4	1.66	0	85.2747104	0	1	85.2747104	0	0.5679912	0.78869757	67.255957	4.252	2.415098	
1	4.252	7.71	1.44	0	85.4983656	0.1	0.99498744	85.06979967	8.54983656	0.4878689	0.79593443	67.7099822	4.2734208	2.084869	
2	4.252	9.1	0.8	0	90.508072	0.2	0.9797959	88.6794376	18.1016144	0.2505051	0.81737374	72.4842433	4.3396793	1.087112	
3	4.252	10.22	0	0	91.256424	0.3	0.9539392	87.05308023	27.3769272	0	0.84	73.1245874	4.4573071	0	
4	4.252	10.05	0	0	89.73846	0.4	0.91651514	82.24665714	35.895384	0	0.84	69.087192	4.6393123	0	
5	4.252	9.29	0	0	82.952268	0.5	0.8660254	71.83877139	41.476134	0	0.84	60.344568	4.9097867	0	
6	4.252	7.91	0	0	70.629972	0.6	0.8	56.5039776	42.3779832	0	0.84	47.4633412	5.315	0	
7	4.252	3.33	0	2.9	49.83344	0.7	0.71414284	35.58819451	34.883408	4.4221509	0.66776886	23.7646881	5.9539909	26.32945	
8	2.6	0.62	0	0	3.3852	0.8	0.6	2.03112	2.70816	0	0.84	1.7061408	4.3333333	0	
Somme					802.415192				744.70814	184.2957412			603.5406	36.44939	

R= 26.47		Stabilité pour le cas de fonctionnement normal										K _{ss} = 2.94354766		
r= 20.3												K _{as} = 1.82619083		
a 0.2														
N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} ·l
-5	2.68	1.21	0	0	6.80988	-0.5	0.86603	5.897529077	-3.40494	0	0.84	4.95392442	3.09459744	0
-4	2.647	3.55	0	0	19.733385	-0.4	0.91652	18.0859461	-7.893354	0	0.84	15.1921947	2.88811378	0
-3	2.647	4.83	0.79	0	32.5363946	-0.3	0.95394	31.03774228	-9.76091838	0.4357651	0.8006406	24.8500757	2.77480996	1.20916541
-2	2.647	5.93	1.48	0	43.6188542	-0.2	0.9798	42.73757438	-8.72377084	0.6191633	0.7840756	33.5094881	2.70158306	1.67272106
-1	2.647	7	1.9	0	52.590596	-0.1	0.99499	52.32698233	-5.2590596	0.6617978	0.7802247	40.8268051	2.6603351	1.76060379
0	2.647	7.4	2.02	0	55.6780568	0	1	55.6780568	0	0.6647558	0.7799575	43.4265201	2.647	1.7596087
1	2.647	7.72	1.91	0	56.6648584	0.1	0.99499	56.38082223	5.66648584	0.6148494	0.7844652	44.2287937	2.6603351	1.63570551
2	2.647	8.77	1.51	0	59.6215574	0.2	0.9798	58.41695732	11.92431148	0.4553502	0.7988716	46.6676479	2.70158306	1.23016637
3	2.647	9.83	0.83	0	60.6178882	0.3	0.95394	57.82577986	18.18536646	0.2413696	0.8181989	47.312988	2.77480996	0.66975479
4	2.647	10.72	0	0	59.589264	0.4	0.91652	54.61446258	23.8357056	0	0.84	45.8761486	2.88811378	0
5	2.647	10.43	0	0	57.977241	0.5	0.86603	50.20976355	28.9886205	0	0.84	42.1762014	3.05649233	0
6	2.647	9.73	0	0	54.086151	0.6	0.8	43.2689208	32.4516906	0	0.84	36.3458935	3.30875	0
7	2.647	8.56	0	0	47.582472	0.7	0.71414	33.98068182	33.3077304	0	0.84	28.5437727	3.70654138	0
8	2.647	6.6	0	0	36.68742	0.8	0.6	22.012452	29.349936	0	0.84	18.4904597	4.41166667	0
9	2.81	3.32	0	0	19.59132	0.9	0.43589	8.539658405	17.632188	0	0.84	7.17331306	6.44658212	0
Somme					663.385339			591.0133295	166.2999921			479.574227		9.93772564

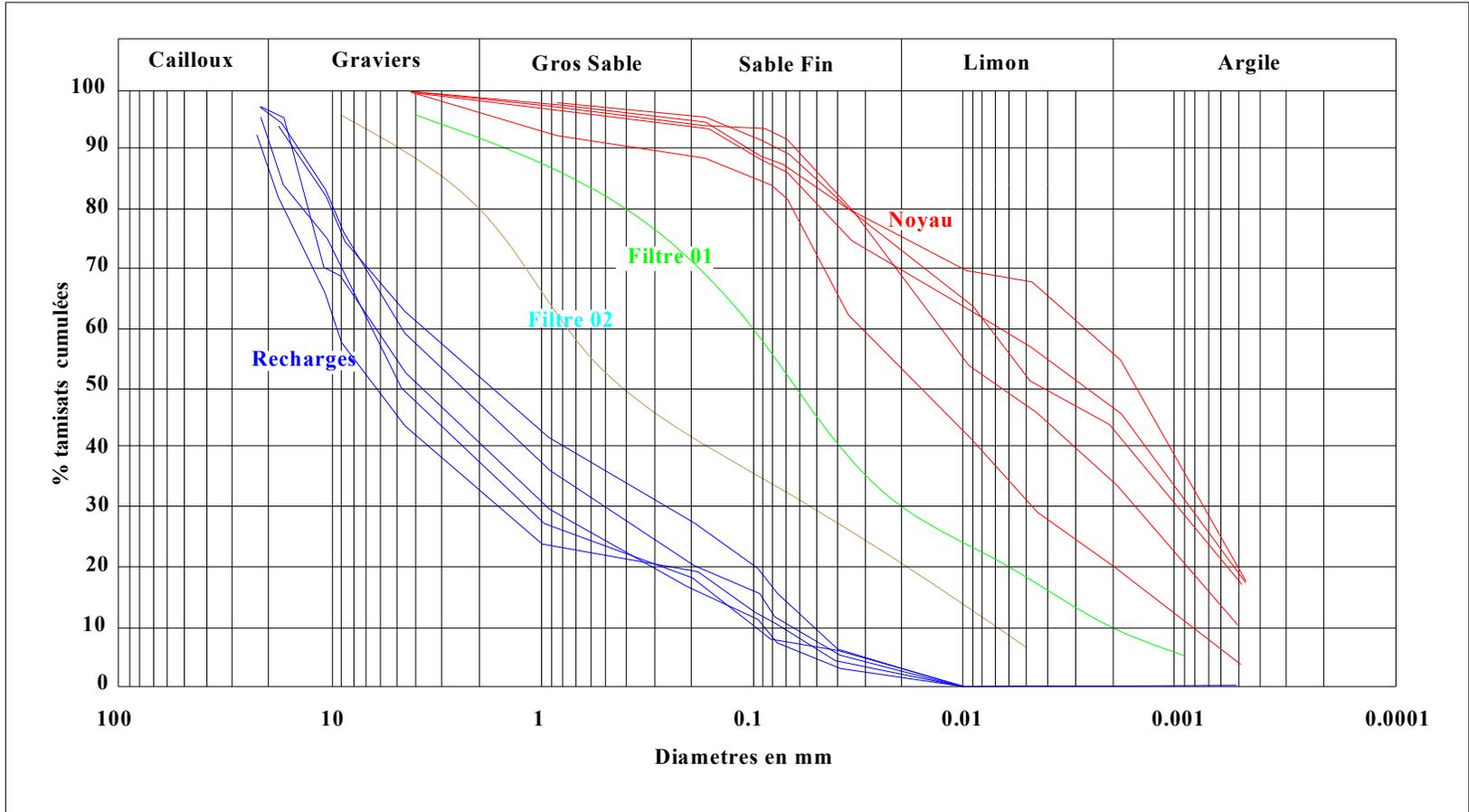
		R= 31.46	Stabilité pour le cas de fonctionnement normal							K _{ss} = 2.85862984				
		r= 25.65								K _{as} = 1.76483485				
		a 0.2												
N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq.l}
-4	1.74	1.55	0	0	5.6637	-0.4	0.916515	5.190866793	-2.26548	0	0.84	4.36032811	1.89849565	0
-3	3.146	3.21	0.43	0	24.8867476	-0.3	0.953939	23.74044413	-7.46602428	0.36620879	0.80692308	19.1567122	3.2979041	1.20772147
-2	3.146	4.5	1.26	0	40.5116712	-0.2	0.979796	39.69316923	-8.10233424	0.678125	0.77875	30.9110555	3.2108728	2.17737312
-1	3.146	5.77	1.76	0	53.1806132	-0.1	0.994987	52.91404203	-5.31806132	0.72456839	0.77455511	40.9848418	3.16184897	2.29097583
0	3.146	7.05	1.94	0	63.1773428	0	1	63.1773428	0	0.66896552	0.77957731	49.2516228	3.146	2.10456552
1	3.146	7.39	1.78	0	64.0544476	0.1	0.994987	63.73337065	6.40544476	0.60174482	0.78564885	50.0720497	3.16184897	1.90262624
2	3.146	8.17	1.31	0	65.1857492	0.2	0.979796	63.86872962	13.03714984	0.42837553	0.80130802	51.1785251	3.2108728	1.37545933
3	3.146	9.42	0.48	0	66.3415896	0.3	0.953939	63.285843	19.90247688	0.15030303	0.82642424	52.3009549	3.2979041	0.49568498
4	3.146	9.98	0	0	65.933868	0.4	0.916515	60.42938819	26.3735472	0	0.84	50.7606861	3.43256741	0
5	3.146	9.65	0	0	63.75369	0.5	0.866025	55.21231512	31.876845	0	0.84	46.3783447	3.63268789	0
6	3.146	8.84	0	0	58.402344	0.6	0.8	46.7218752	35.0414064	0	0.84	39.2463752	3.9325	0
7	3.146	7.38	0	0	48.756708	0.7	0.714143	34.81925406	34.1296956	0	0.84	29.2481734	4.40528114	0
8	3.146	5.08	0	0	33.561528	0.8	0.6	20.1369168	26.8492224	0	0.84	16.9150101	5.24333333	0
9	3.19	0.34	0	0	2.27766	0.9	0.43589	0.992808977	2.049894	0	0.84	0.83395954	7.31836191	0
Somme					655.687659			593.9163666	172.5137822			481.598639		11.5544065

	R=	35.1	Stabilité pour le cas de fonctionnement normal								K _{ss} =	2.72629928			
	r=	30.21									K _{as} =	1.68966698			
	a	0.2													
N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	I	C _{eq} .I	
-3	3.59	1.53	0	0	11.53467	-0.3	0.95394	11.00337389	-3.460401	0	0.84	9.24283407	3.76334256	0	
-2	3.51	3.46	0	0	25.50366	-0.2	0.9798	24.98838143	-5.100732	0	0.84	20.9902404	3.58237875	0	
-1	3.51	5.24	0.21	0	40.628952	-0.1	0.99499	40.42529682	-4.0628952	0.11944954	0.82921101	33.5211012	3.52768273	0.42138008	
0	3.51	6.69	0.42	0	53.321814	0	1	53.321814	0	0.18312236	0.82345992	43.9083765	3.51	0.64275949	
1	3.51	7.37	0.26	0	56.806542	0.1	0.99499	56.52179564	5.6806542	0.10563565	0.83045872	46.9390178	3.52768273	0.37264905	
2	3.51	7.82	0	0	57.64122	0.2	0.9798	56.47663086	11.528244	0	0.84	47.4403699	3.58237875	0	
3	3.51	8.33	0	0	61.40043	0.3	0.95394	58.57227716	18.420129	0	0.84	49.2007128	3.67947978	0	
4	3.51	8.4	0	0	61.9164	0.4	0.91652	56.74731795	24.76656	0	0.84	47.6677471	3.82972397	0	
5	3.51	8.05	0	0	59.33655	0.5	0.86603	51.38695967	29.668275	0	0.84	43.1650461	4.05299889	0	
6	3.51	7.12	0	0	52.48152	0.6	0.8	41.985216	31.488912	0	0.84	35.2675814	4.3875	0	
7	3.51	5.47	0	0	40.31937	0.7	0.71414	28.79378951	28.223559	0	0.84	24.1867832	4.91498309	0	
8	3.54	2.33	0	0	17.32122	0.8	0.6	10.392732	13.856976	0	0.84	8.72989488	5.9	0	
Somme					538.212348			490.6155849	151.009281			410.259705	1.43678863		

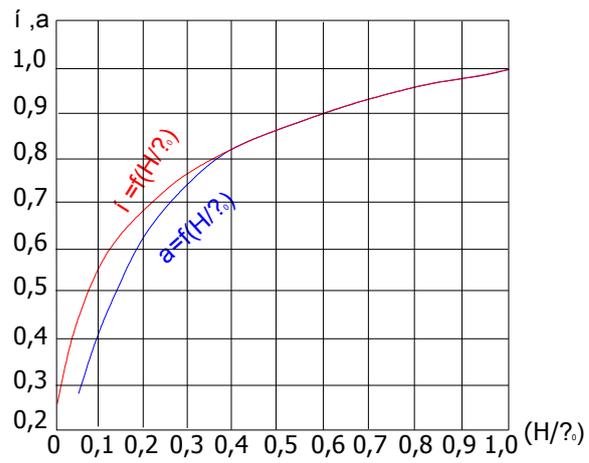


: Fuseau granulometrique des materiaux

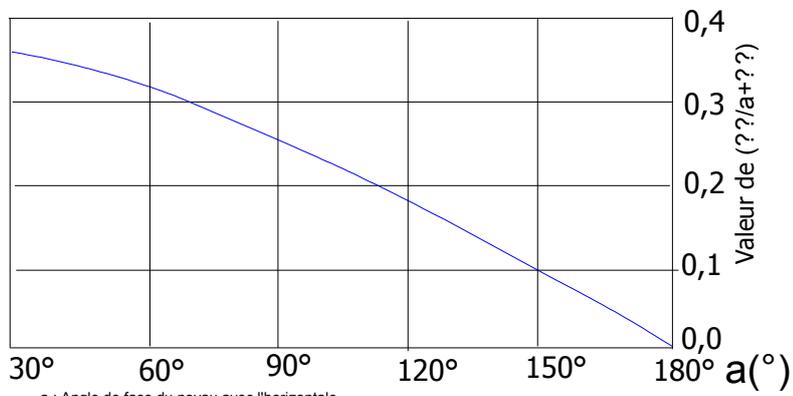
ANNEXES



FUSEAU GRANULOMETRIQUE DES MATERIAUX



Abaque de L'ABOZOVSKY



a : Angle de face du noyau avec l'horizontale

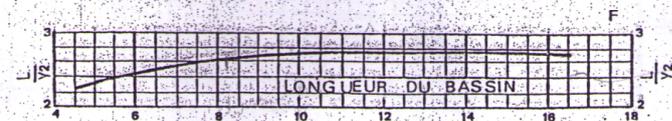
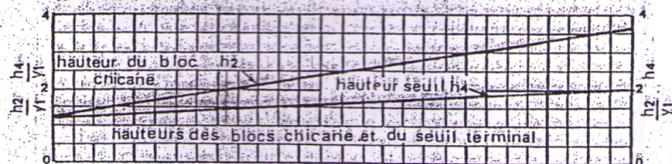
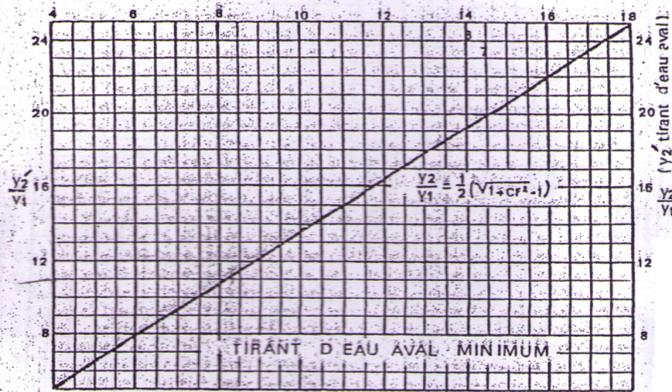
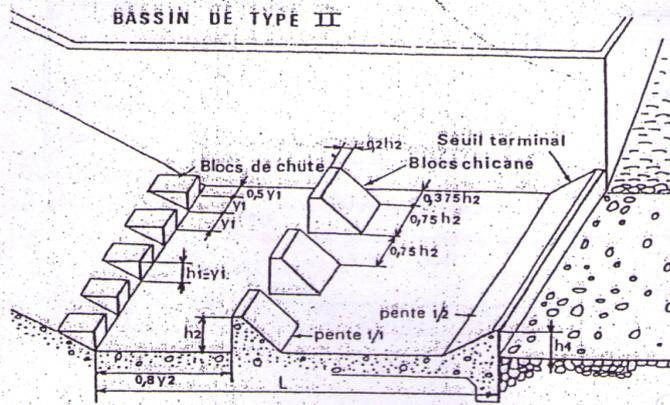
Abaque de CASAGRANDE

Tableau 1

	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juill	Août
1971 - 1972	58.4	19.5	30.6	67.9	140	40.3	70.3	76.4	69.8	29.4	0.6	0.3
1972 - 1973	42.8	65	13.4	67.8	87	104.4	76.5	77	58.6	20.4	4.4	0.9
1973 - 1974	19.5	60	5.2	74.2	47.3	79.4	236.4	68.2	44.2	29.9	1.4	19.4
1974 - 1975	22	27.1	21.9	11.7	24.5	78.2	97	34.2	43.9	29.4	9.8	18
1975 - 1976	17.5	63.5	69.4	32.1	79.9	84.7	30.8	94.3	63.4	24.8	9.3	7.6
1976 - 1977	22.6	66.1	30.9	74.9	54.2	11.8	1.5	47.3	27.1	7.8	4	6
1977 - 1978	7.7	12.5	60.1	11	45.4	27	47.3	74.9	43	13.6	10	12
1978 - 1979	50	55.1	75.7	11.3	48.6	94.3	43.4	85.1	12.6	20.2	9.5	6
1979 - 1980	43	47.9	64.4	29.8	34.7	37.6	80.5	75.3	37.3	19.1	4.5	25
1980 - 1981	19.1	28.7	98.6	139.2	21.1	51.1	50.3	62.7	15.7	5.2	7	32.1
1981 - 1982	19.5	33.1	14.8	42.4	36.7	63.2	65.5	33.5	39.7	16	1.8	9.3
1982 - 1983	22.9	58.9	97.1	55.8	57.9	42	26.2	33.9	22.6	3.8	10.5	10
1983 - 1984	4.6	15.2	16.9	13	43.7	73.4	28.5	41.2	33.4	21.8	3.2	2.9
1984 - 1985	16.6	60.6	17	79.7	50.9	18.4	130.1	56.2	45.8	27.1	5.8	19
1985 - 1986	58.6	64.1	44.8	26.2	35.6	34.7	139.5	15.8	30.6	19.4	3.9	8
1986 - 1987	63.2	53.2	30.9	28.6	75.8	143	34.8	58.9	16.8	13.9	10.6	4.5
1987 - 1988	15.2	57.5	62.3	20.4	28.7	36.8	45.5	55	21.6	16.6	10.9	3.1
1988 - 1989	11.5	57.2	29.5	42.9	11.4	20.1	22.7	80.7	13.1	18.8	4.4	25.6
1989 - 1990	61.9	44.2	38.6	20.3	31.4	40	44.6	24.4	46.3	6.4	56.4	2.3
1990 - 1991	31	24.3	38.4	82.9	62.3	60.1	77.8	28.6	40.5	16.6	11.1	6.7
1991 - 1992	28.7	43.4	17.1	9.2	19.1	2.8	35.7	103	90.7	14.1	11.4	11
1992 - 1993	32.8	30.7	24.4	26.3	16.5	38.4	27	31.2	47.4	8.8	4.6	12.4
1993 - 1994	75.4	12.7	27.2	23.8	16.9	42.5	40	68.8	24.4	11.3	10.9	0.5
1994 - 1995	73.8	56.7	37.4	12.8	23.9	24.2	64.7	56.8	39	65.4	7.8	12.9
1995 - 1996	26.7	64	14.8	24.7	24.7	124.7	33.1	53.2	35.3	6.6	14.5	10.5
1996 - 1997	26.9	16.4	19.1	14.6	27.7	17.9	16.7	58.4	18.5	8.4	3.4	13.5
1997 - 1998	63.3	101.9	112.9	15.9	46	47.5	9.6	41.5	147.9	22.7	1.9	3.2

1998 - 1999	52.3	27.2	37.7	27	51.3	44.7	51.9	50.8	64.1	4.1	3.9	11.3
1999 - 2000	48.5	17.3	25.3	37.7	54	24	7.3	19.8	22.2	10.8	5	10
2000 - 2001	22.7	24.1	32.9	43.7	32.9	27	14.1	17.7	8.2	15.4	1.3	6.1
2001 - 2002	36.1	25.3	12.5	13	36.8	18.4	23.7	16.1	7.9	3.1	5.3	40.9
2002 - 2003	32.6	88	128.2	64.2	59.4	62.3	6.5	100.1	50	15.6	5.7	45.5
2003-2004	28.7	91.6	55.5	147	52.6	14.4	29.9	58.9	92.1	1.6	6.2	5.6
2004-2005	35	78.2	48.6	30.7	114.5	70.2	20.8	11.8	51	14.5	2.7	4.9
2005-2006	22.1	39.3	45	12.2	48.3	57.4	24.5	26.5	53.8	12.9	3.9	4.5
2006-2007	30.6	50	31.8	39.4	7.6	29.8	166.3	118.1	21.1	25.6	19	5.3
2007-2008	66.1	80	60.4	17.8	12	36.2	74.3	51.9	49.9	18.2	9	2.4
2008-2009	58.5	68.8	50.8	7.8	117	23.8	56.8	98.2	23.5	11.7	11.9	8.4

Abaque pour le dimensionnement du bassin type II.



Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE supérieur à 4,5 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin inférieure à 15 m/s (extrait de "design of small dams")